

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : IRRIGATION ET DRAINAGE

THEME

Conception du réseau d'irrigation du périmètre de la Mitidja Ouest (secteur sud) situé à Mouzaia W.Blida d'une superficie de 500 ha

Présenté par

MAAGBI Housseem Eddine

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
MEDDI Mohamed	Professeur	Président
SAADOUNE Samra	M.C.B	Examinatrice
MEDJDOUB Sonia	M.A.A	Examinatrice
KOLAI Djaffer	Assistant	Examineur
BOUZIANE Omar	M.A.A	Promoteur

Septembre 2018

Remerciements

*Je remercie Allah qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour arriver
jusque-là.*

*Je tiens à remercier vivement tous ceux qui ont contribué à ma formation du
primaire jusqu'à l'université.*

*Mes plus vifs remerciements vont à mon promoteur Mr BOUZIANE Omar et
mon enseignant Mr YAHIAOUI pour leurs efforts afin de mener ce travail à
terme.*

*Je remercie également le président et les membres du jury qui me feront
l'honneur de juger mon travail.*

*Je tiens à présenter par l'occasion mes respects à tous les enseignants qui ont
contribué à ma formation.*

*Je tiens ensuite à remercier ma MÈRE et mon PÈRE pour le soutien
inconditionnel dont ils ont fait preuve depuis que mon projet professionnel est
défini. Merci pour le soutien financier, moral, psychologique et matériel. Si je suis
ici aujourd'hui, c'est grâce à vous!*

*Enfin, je tiens à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à
l'élaboration de ce mémoire*

Houssem Eddine MAAGBI

Dédicace

*A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie,
on fait une pose pour
regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont
partagé avec nous tous
les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces
personnes qui nous
ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans
compter, ces personnes à
qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en
nous, en eux se
transforme en pleur.*

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de
respect :*

*A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis
A mes chers frères : **AYYOUB, NOUREDDINE, ILYESS, OUSSAMA,**
ZAKI et WAHID ; Je vous **aime**.*

*A Tous mes amis et Tous les étudiants de ma promotion
Enfin, à tous ceux qui me connaissent et m'aiment.*

Houssem Eddine MAAGBI

ملخص:

الهدف من إنجاز هذه المذكرة هو تحديد أبعاد شبكة تزويد وتوزيع المياه على مستوى المنطقة الزراعية "المقطع الأول من متيجة غرب" الواقعة في ولاية البليدة، التي تمتد على مساحة قدرها 500 هكتارا، انطلاقا من سد " بورومي " حيث يعد تقييم الاحتياجات المائية للمحاصيل أساس تصميم شبكة سقي مناسبة، لهذا أجرينا دراسة تفصيلية للمنطقة من حيث المناخ ونوعية التربة إضافة إلى الموارد المائية.

تعتبر الزراعة، بطبيعتها، أهم مستخدم للموارد المائية، وفي هذا المجال يمكن تحقيق أكبر اقتصاد للمياه باستخدام تقنيات وعمليات سقي أكثر كفاءة مثل: السقي بالتقطير والرش اللتان استخدمتا في هذه الدراسة.

Résumé :

Le présent mémoire a pour but, la projection d'un réseau d'irrigation à travers le périmètre de la **tranche 1** de la **Mitidja Ouest** situé dans la wilaya de **Blida** qui s'étend sur une superficie de **500 ha** et qui est irrigué, à partir du barrage de « **Bouroumi** ». L'estimation des besoins en eau des cultures constitue la base de la conception d'un réseau d'irrigation adéquat, pour cela une étude détaillée de la région (climatologique, pédologique et ressources en eau) a été faite.

L'agriculture est, par nature, l'utilisateur le plus important des ressources en eau, et c'est dans ce domaine que les économies les plus importantes peuvent sans doute être obtenues en utilisant des technologies et des procédés d'irrigation plus efficaces tels que le goutte à goutte et l'asperseur qui ont été utilisés dans cette étude.

Abstract :

The aim of this study is to project an irrigation network across **Bouroumi** dam, for the agricultural perimeter of the **part one** of the **western Mitidja**, state of **Blida**, that extends over a surface of **500 ha**. The estimation of water requirements is a basic element for any irrigation system sizing. For this, a general and detailed study of the area has been made concerning: climate, soil nature and water resources.

Agriculture is the most important consumer of water resources in which the greatest water savings can be achieved by using more efficient irrigation technologies such as: the drip irrigation and spray irrigation, which were used in this study.

Table des matieres

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES	
Introduction	2
I.1. Situation géographique	2
I.1.1. Localisation géographique de la wilaya de Blida	2
I.1.2. Localisation géographique de la commune de Mouzaïa	3
I.1.3. Situation géographique de la plaine de la Mitidja	3
I.1.4. Situation géographique de la zone d'étude.....	4
I.2. Situation climatologique	5
I.2.1. Caractéristiques de la station représentative	6
I.2.2. Pluviométrie	6
I.2.3. Températures	7
I.2.4. Humidité relative	8
I.2.5. Evaporation	9
I.2.5. Le vent	10
I.2.6. L'insolation	11
I.2.7. Le Sirocco	12
I.2.8. Les Précipitation Solides	13
I.3. Classification du climat	14
I.3.1. Classification du climat selon l'indice de « MARTON »	14
I.3.2. Classification du climat selon le diagramme d'EMBERGER	14
I.3.3. Climagramme pluviométrique de BAGNOULS et GAUSSEN	16
Conclusion	16

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL

Introduction	17
II.1. Etude pédologique	17
II.2. Caractéristiques physiques du sol	17
➤ Texture du sol	17
➤ Structure du sol	18
II.3. Caractéristiques morphologiques et analytiques des sols	20
➤ Description des horizons	20
II.4. Caractéristiques hydrodynamiques des sols du périmètre	20
➤ Perméabilité	20
➤ Densité apparente, densité réelle et porosité des sols	20
➤ Propriétés hydrodynamiques des sols	21
II.5. Etude des aptitudes culturales	21
a) Cultures céréalières et fourragères	22
b) Cultures maraichères	22
c) Cultures industrielles	23
d) Cultures arboricoles	23
II.6. Les types de sols du périmètre	24
II.6.1. Sols peu évolués	24
II.6.2. Sols hydromorphes	25
II.6.3. Les vertisols	26
II.6.4. Sols calco-magnésiques	26
II.7. Les types de zones du périmètre selon le sol existant	27
II.7.1. Les zones des bourrelets alluviaux	27
II.7.2. Les zones des plaines alluviales	27
II.7.3. Les zones des vertisols généralement hydromorphes	27

II.7.4. Les zones dépressionnaires hydromorphes	27
II.7.5. Les zones de cônes	28
II.8. Rotation des assolements	28
Conclusion	32

CHAPITRE III : RESSOURCES EN EAU

Introduction	33
III.1. Eaux superficielles	33
III.1.1. Oued Chiffa	33
III.1.2. Oued Bouroumi	34
III.1.3. Oued Djer	34
III.1.4. Barrage de Bouroumi	34
➤ Sources d'alimentation du barrage de Bouroumi (cours d'eau)	35
➤ Les caractéristiques techniques du barrage de Bouroumi	35
➤ Le réseau de distribution d'eau	36
➤ Analyse de la qualité de l'eau d'irrigation	37
III.2. Eaux souterraines	40
III.2.1. Alimentation de la nappe de la Mitidja	40
III.2.2. Etat actuel de la nappe de la Mitidja	41
III.2.3. Qualité des eaux souterraines	41
III.2.4. Exploitation de la nappe	42
III.2.5. Problèmes de gestion de la nappe	42
III.3. Aperçu géologique et hydrogéologique du système aquifère de la Mitidja	42
III.4. Utilisation combinée des eaux souterraines et des eaux de surface	44
Conclusion	45

CHAPITRE IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction	46
IV.1. Le réseau pluviométrique	46
IV.2. Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique	48
➤ Test de Wilcoxon	49
IV.3. Etude de l'échantillon et choix de la loi d'ajustement	51
IV.3.1. Lois d'ajustement	51
IV.3.1.1. Ajustement à la loi Normale (loi de Gauss)	52
IV.3.1.2 Ajustement à la loi log-normale (Galton)	55
IV.3.2. Test de validité d'un ajustement	58
IV.3.3. Détermination de l'année de calcul	61
Conclusion	63

CHAPITRE V : BESOINS EN EAU DES CULTURES

Introduction	64
V.1. Choix des cultures et occupation des sols	64
V.2. Cycle végétatif des cultures	65
V.3. Besoins en eau des cultures	66
V.4. L'évapotranspiration	66
V.4.1. l'évapotranspiration potentielle de référence (ET _o)	66
V.4.2. L'évapotranspiration réelle (ETR)	66
V.4.3. L'évapotranspiration maximale (ETM)	67
V.5. Les méthodes d'évaluation de L'évapotranspiration	67
V.5.1. Méthodes directes	67
➤ L'évapotranspiromètre ou cuve lysimétrique	67
➤ Le bac d'évaporation (bac de classe A)	68

V.5.2. Méthodes indirectes	68
➤ Formule de Thornthwaite (1944)	69
➤ Formule de Blaney-Criddle (1950)	69
➤ Formule de Turc (1962)	69
➤ Formule de Penman-Monteith (FAO 1998)	70
V.6. Calcul de l'évapotranspiration de référence	71
V.7. Calcul de l'évapotranspiration maximale (ETM)	73
V.7. Le coefficient cultural (K_c)	74
V.8. Calcul de la pluie efficace (P_{eff})	75
V.9. La réserve facilement utilisable (RFU)	76
V.10. Besoins en eau nets d'irrigation (bilan hydrique)	78
V.11. Besoins en eau bruts d'irrigation	79
V.12. Détermination des Besoins en eaux des cultures	79
➤ Estimation des besoins en eau des céréales	80
➤ Estimation des besoins en eau des cultures maraichères	81
➤ Estimation des besoins en eau de l'arboriculture	83
V.13. Besoin en eau pour le lessivage	89
➤ Calcul de la dose de lessivage	89
V.14. Calcul du débit spécifique (q_s)	92
V.15. Évaluation du débit caractéristique	92
V.16. Estimation des volumes d'eau d'irrigation	93
Conclusion	94

CHAPITRE VI : SYSTEME D'ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Introduction	95
--------------------	----

VI.1. Alimentation en eau du périmètre	95
VI.2. Organisation du périmètre	95
VI.2.1. Ilots et bornes d'irrigation	95
VI.2.2. Rôle et fonction de la borne d'irrigation	95
VI.2.3. Implantation des bornes	96
➤ Pour les zones de petites et moyennes exploitations	96
➤ Pour les zones à grandes exploitations	96
VI.2.4. Calcul du débit aux bornes	99
VI.2.5. Choix du diamètre et du type des bornes	99
VI.3. Modalité de distribution	102
VI.3.1. L'irrigation à la demande	102
VI.3.2. L'irrigation au tour d'eau	102
➤ Tour d'arrosage à l'antenne	103
➤ Tour d'arrosage à la borne	103
VI.4. Description de l'aménagement du périmètre	103
VI.4.1. Schéma général et fonctions du réseau	103
VI.4.2. Choix de la variante d'aménagement	104
VI.5. Calculs hydrauliques du système d'adduction	104
VI.5.1. Bâche de la station de pompage (SP)	104
➤ Analyse de la capacité de la bâche de reprise	105
VI.5.2. Etude du système de pompage	105
VI.5.2.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage	106
VI.5.2.2. Choix du type de pompe	106
VI.5.2.3. Choix de type et de nombre de pompes pour la station de pompage (SP)	107
VI.5.2.4. Choix du moteur électrique	117
VI.5.2.5. Rendement de la station de pompage	118

VI.5.2.6. Bâtiment de la station de pompage	119
VI.5.3. Le réservoir	122
a) Dimensionnement du réservoir	123
VI.5.4. La desserte gravitaire	125
VI.5.4.1. Tracé du réseau de distribution	125
VI.5.4.2. Choix des matériaux des canalisations	125
VI.5.4.3. Dimensionnement hydraulique des canalisations	126
Conclusion	134

CHAPITRE VII : CHOIX DES TECHNIQUES D'IRRIGATION

Introduction	135
VII.1. Choix des techniques d'irrigation	135
VII.2. Différentes techniques d'arrosages	135
VII.2.1. Irrigation gravitaire	135
a) Irrigation par ruissellement	136
b) Irrigation par bassins (submersion)	136
c) Irrigation à la raie (sillons)	137
d) Irrigation en planches	137
VII.2.2. Irrigation sous pression	138
VII.2.2.1 Irrigation par aspersion	138
VII.2.2.2. Irrigation localisée (Goutte à goutte)	140
VII.3 Choix de la technique d'arrosage	141
VII.3.1. Les contraintes naturelles	142
VII.3.2. Les contraintes techniques	142
VII.3.3. Les contraintes agronomiques	142
Conclusion	144

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

Introduction	146
VIII.1. L'irrigation localisée (goutte à goutte)	146
VIII.1.1. Composition d'une installation goutte à goutte	146
VIII.1.2. Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte	148
VIII.1.2.1. Données générales	148
VIII.1.2.2. Les besoins journaliers	148
VIII.1.2.3. La dose nette pratique d'irrigation	149
VIII.1.2.4. Fréquence des arrosages	150
VIII.1.2.5. La dose réelle	150
VIII.1.2.6. La dose brute	151
VIII.1.2.7. Durée d'arrosage par mois	151
VIII.1.2.8. Durée d'arrosage journalière	151
VIII.1.2.9. Nombre de postes	152
VIII.1.2.10. Surface de la parcelle arrosée par un (01) poste	152
VIII.1.3. Calculs hydrauliques	152
VIII.1.3.1. Conditions hydrauliques	152
VIII.1.3.2. Dimensionnement des canalisations du réseau	153
VIII.1.3.3. La pression d'eau à la borne de distribution	157
Conclusion	158

CHAPITRE IX : ÉTUDE TECHNICO-ECONOMIQUE

Introduction	159
IX.1. Les actions reçues par les conduites	159
IX.2. Différents travaux à entreprendre	159
IX.2.1. Vérification et manutention des canalisations	160
IX.2.2. Exécution des tranchées	160

IX.2.3. Pose du lit de sable	160
IX.2.4. Pose des conduites	160
IX.2.5. Epreuve de joint et de la canalisation	161
IX.2.6. Remblayage des tranchées	161
IX.2.7. Nivellement et compactage	161
IX.3. Matériel utilisé	161
IX.4. Facture des différents types de conduites du réseau de distribution	162
IX.5. Frais des travaux sur réseau d'irrigation	164
IX.5.1. Calcul des volumes de déblais et remblais	164
IX.5.2. Calcul du cout des travaux de terrassement	166
IX.5.3. Estimation du cout total de l'installation du réseau	166
IX.6. Frais des travaux sur le réservoir	167
IX.6.1. Terrassements	167
IX.6.2. Bétonnage	169
IX.6.3. Enduit et peinture	170
IX.6.4. Les engins	171
IX.7. Devis pour la station de pompage	172
IX.7.1. calcul des différents volumes	173
➤ Décapage	173
➤ Excavation	173
➤ Déblai	174
➤ Béton de propreté	174
➤ Béton ordinaire (Béton armé 350 kg /m ³) semelle	174
➤ Demi-Poteaux	175
➤ Remblai fouilles	175
➤ Volume du béton de propreté au dessous de la ceinture	175
➤ Le volume occupé par le Brique	175
➤ Nombre de Brique	176

➤ Volume de la chape de la Plate forme	176
➤ Volume du béton armé des poteaux	176
➤ Volume de la dale	176
➤ Volume de la poutre	177
IX.7.2. Estimation du coût de la station de pompage	177
IX.8. Estimation du coût total du projet	177
IX.9. Estimation de la durée totale de projet	178
IX.9.1. Symboles des différentes opérations	178
IX.9.2. Détermination du chemin critique	179
Conclusion	180
CONCLUSION GENERALE	181
Références bibliographiques.....	
Annexes	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES

Tableau I.1 : Caractéristiques de la station de Chiffa	6
Tableau I.2 : Répartition mensuelle des pluies	6
Tableau I.3 : Températures moyennes mensuelles	7
Tableau I.4 : L'humidité moyenne mensuelle relative (%)	9
Tableau I.5 : Moyenne mensuelle de l'évaporation	9
Tableau I.6 : Vitesses moyennes mensuelles du vent	11
Tableau I.7 : La durée moyenne mensuelle de l'insolation	12
Tableau I.8 : Nombre moyen de jour de sirocco	13
Tableau I.9 : Nombre moyen de jours de gelée	13
Tableau I.10 : Classification du climat selon MARTON	14

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL

Tableau II.1 : Résultats des analyses physico-chimiques	18
Tableau II.2 : Propriétés hydrodynamiques des sols	21
Tableau II.3 : Cultures céréalières et fourragères	22
Tableau II.4 : Cultures maraichères	22
Tableau II.5 : Cultures industrielles	23
Tableau II.6 : Aptitudes culturales pour espèces arboricoles	23
Tableau II.7 : les caractéristiques des sols de types « vertisols »	26
Tableau II.8 : Cycle végétatif des cultures	31

CHAPITRE III : RESSOURCES EN EAU

Tableau III.1 : Caractéristiques physico-chimiques de l'eau du barrage de Bouroumi	37
--	----

Tableau III.2 : Classification des eaux en fonction du SAR	38
Tableau III.3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique	39
Tableau III.4 : Caractéristiques des eaux souterraines de la Mitidja Ouest (tranche1)	41

CHAPITRE IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau IV.1: Caractéristiques de la station pluviométrique de « Chiffa »	46
Tableau IV.2: Répartition mensuelle et annuelle des pluies	46
Tableau IV.3: Test d'homogénéité de Wilcoxon	50
Tableau IV.4 : Résultats du test de Wilcoxon	51
Tableau IV.5 : Les résultats d'ajustement à la loi normale (loi de Gauss)	53
Tableau IV.6: Ajustement à la loi de Galton (loi Log-normale)	56
Tableau IV.7: Table de Pearson de χ^2	60
Tableau IV.8: Résultat du test de validité des deux ajustements	60
Tableau IV.9 : Quantiles de pluies de la station de « Chiffa » (Loi log normale)	61
Tableau IV.10 : Reconstitution des pluies moyennes mensuelles de fréquence de 80%	62

CHAPITRE V : BESOINS EN EAU DES CULTURES

Tableau V.1 : Occupation de l'aire d'étude	64
Tableau V.2 : Cycle végétatif des cultures	65
Tableau V.3 : Evapotranspiration de référence (ET _o) de la zone d'étude (Selon Penmann et Monteith)	72
Tableau V.4 : Le coefficient cultural (K _c) des différentes cultures	73
Tableau V.5 : Précipitation efficace dans la zone d'étude	75
Tableau V.6 : Humidité à la capacité au champ et au point de flétrissement	76
Tableau V.7 : Les profondeurs d'enracinement des différentes cultures	76
Tableau V.8 : Besoins en eau du « Blé »	79
Tableau V.9 : Besoins en eau de « l'Orge »	80
Tableau V.10 : Besoins en eau du « Pomme de terre »	81

Tableau V.11 : Besoins en eau du « Tomate »	82
Tableau V.12 : Besoins en eau des « Agrumes »	83
Tableau V.13 : Besoins en eau du « Pommier »	84
Tableau V.14 : Besoins en eau du « Raisin »	85
Tableau V.15 : Besoins en eau du « Pêcher »	86
Tableau V.16 : Besoins en eau de « l'Olivier ».....	87
Tableau V.17 : Récapitulatif des besoins nets des différentes cultures (en mm)	88
Tableau V.18 : Besoins en eau nets totaux d'irrigation en (mm)	91
Tableau V.19 : Besoins en eau totaux de l'assolement	93

CHAPITRE VI : SYSTEME D'ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Tableau VI.1 : Les différentes Parcelles du périmètre	96
Tableau VI.2 : Type de bornes en fonction de superficies des ilots	99
Tableau VI.3 : Calcul des débits des ilots et choix du type de bornes	100
Tableau VI.4 : Calcul de la (HMT) pour divers diamètres de la conduite	109
Tableau VI.5 : Calcul des frais d'exploitation	110
Tableau VI.6 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre	111
Tableau VI.7 : Bilan technico-économique des diamètres choisis	111
Tableau VI.8 : Variantes pour le choix du nombre de pompes	113
Tableau VI.9 : Variantes pour le choix du type de pompes	114
Tableau VI.10 : Pression atmosphérique en fonction de la côte	116
Tableau VI.11 : Pression de vapeur en fonction de la température	116
Tableau VI.12 : Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur	118
Tableau VI.13 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station	122
Tableau VI.14 : Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau	123
Tableau VI.15 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon	127

Tableau VI.16 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution	129
--	-----

CHAPITRE VII : CHOIX DES TECHNIQUES D'IRRIGATION

Tableau V.1 : Analyse multicritères de choix de technique d'arrosage	143
--	-----

CHAPITRE VIII : DIMENSIONNEMENT A LA PARCELLE

Tableau VIII.1 : Calcul de diamètre de la rampe	155
Tableau VIII.2. Calcul de diamètre de la porte-rampe	156
Tableau VIII.4 : Récapitulatif des calculs hydrauliques	156

CHAPITRE IX : ÉTUDE TECHNICO-ECONOMIQUE

Tableau IX.1 : Facture des différents types de conduites du réseau de distribution	173
Tableau IX.2 : Fourniture de pose de pièces spéciales	174
Tableau IX.3 : Quantité des travaux de terrassement	176
Tableau IX.4 : Coût des travaux de terrassement	177
Tableau IX.5 : Coût des travaux de réalisation du réservoir de 2 700 m ³	182
Tableau IX.6: Estimation de coût de la station de pompage	188
Tableau IX.7 : Symboles des opérations	189
Tableau IX.8 : Détermination du chemin critique	190

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : ANALYSE DES CONDITIONS NATURELLES

Figure I.1 : Localisation géographique de la wilaya de Blida	2
Figure. I.2 : Localisation géographique de la commune de Mouzaia	3
Figure I.3 : Situation géographique de la plaine de la Mitidja	4
Figure I.4 : Localisation du Périmètre Mitidja Ouest « Tranche 1 »	5
Figure I.5 : Histogramme des précipitations moyennes mensuelles	7
Figure I.6 : Graphe de l'évaluation des températures	8
Figure I.7 : Histogramme des moyennes mensuelles de l'humidité relative	9
Figure I.8 : Graphe des vitesses moyennes mensuelles de l'évaporation	10
Figure I.9 : Graphe des vitesses moyennes mensuelles du vent	11
Figure I.10 : Graphique de l'insolation (heures)	12
Figure I.11 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER	15
Figure I.12 : Climogramme pluviométrique de GAUSSEN	16

CHAPITRE II : RESSOURCES EN SOL

Figure II.1 : Les différentes classes de sols du périmètre irrigué de la Mitidja Ouest	27
Figure II.2 : Carte des sols de la plaine de la Mitidja	27

CHAPITRE III : RESSOURCES EN EAU

Figure III.1: Image satellitaire du barrage de Bouroumi	35
Figure III.2 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation	40
Figure III.3 : Carte de l'aquifère de la Mitidja	44

CHAPITRE IV : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure IV.1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi Normale	55
Figure IV.2 : Ajustement des pluies annuelles à la loi log-normale	58

CHAPITRE VI : SYSTEME D'ADDUCTION ET STATION DE POMPAGE

Figure VI.1. Résultat de l'étude technico-économique	112
Figure VI.2 : Courbes caractéristiques de la pompe	115

CHAPITRE VII : CHOIX DES TECHNIQUES D'IRRIGATION

Figure VI.1 : Irrigation par submersion	136
Figure VI.2 : Irrigation à la raie	137
Figure VI.3 : Irrigation par aspersion	138
Figure VI.4 : Irrigation par goutte à goutte	140

CHAPITRE IX : ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE

Figure IX.1. PELLE HYDRAULIQUE EQUIPEE EN RETRO	172
Figure IX.2. Bulldozer	172
Figure IX.3. Compacteur Lisse	173
Figure IX.4. Pelle équipée en rétro	173
Figure IX.5. Disposition de la conduite dans une tranchée	176
Figure IX.6 : Schéma explicatif de la station de pompage	184
Figure IX.7 : Réseaux à nœuds (méthode CPM)	190

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE 01 : Plan d'occupation du sol du secteur sud de la tranche 1 de la Mitidja Ouest, W.Blida

PLANCHE 02 : Plan du réseau de distribution projeté du secteur sud de la tranche 1 de la Mitidja Ouest, W.Blida.

PLANCHE 03 : Plan du réseau Goutte a goutte de l'ilot n°50 du secteur sud de la tranche 1 de la Mitidja Ouest, W.Bldia.

PLANCHE 04: Profil en long de la conduite principale du réseau d'irrigation de la tranche 1 (secteur sud) de la Mitidja Ouest, W.Blida.

Introduction générale

L'agriculture est, de loin, l'industrie ayant la plus grande consommation d'eau. L'irrigation des régions agricoles représente **70%** de l'eau utilisée dans le monde entier. En Algérie, l'irrigation représente jusqu'à **60%** de toutes les utilisations d'eau, et joue un rôle important dans l'approvisionnement des marchés nationaux (Fruits et Légumes) sans grande possibilité à couvrir les besoins nationaux si on tient compte de l'importation de ces denrées.

En Algérie, l'agriculture irriguée ne peut excéder un total de **173 000 ha** relevant des **G.P.I** (Grands Périmètres Irrigués) ; une faible plateforme agricole qui ne peut en aucun cas entraîner un grand développement agricole si les pouvoirs publics ne se penchent pas sur cette stratégie alimentaire dans un vaste pays en procédant à : La mise en valeur des terres agricoles, interdiction de l'utilisation des terres agricoles à l'usage d'habitation, des réformes en ce qui concerne les terres de l'Etat confiées aux exploitants agricoles et la création de fermes pilote. En parallèle, l'irrigation serait nécessaire pour couvrir les besoins en eau des cultures.

Le périmètre d'irrigation **Tranche 1 (secteur sud)** de la **Mitidja Ouest** situé dans la wilaya de **Blida** connaît des baisses de rendements remarquables au cours de ces dernières années à cause de l'effet combiné des changements climatiques induisant la rareté de la ressource en eau mobilisable d'une part et l'usage de systèmes d'irrigation archaïques et peu adéquats d'autre part, ce qui exige le recours à des solutions concrètes et rationnelles en vue de remédier à cette problématique et d'assurer une bonne gestion de l'eau.

Notre sujet d'étude rentre dans ce contexte, il vise à mobiliser l'eau du barrage de **Bouroumi** qui va permettre la mise en place d'un système d'adduction et de distribution en introduisant des systèmes d'irrigation modernes et performants tels que l'aspersion et le goutte à goutte.

Dans ce mémoire, et suite à la demande de l'ONID et afin de simplifier les calculs, on propose de dimensionner le réseau d'irrigation d'un périmètre ayant une superficie de 500ha situé dans le **secteur sud** de la **tranche 1** de la **Mitidja Ouest**, qui est caractérisé par une agriculture intensive, et de remplacer les systèmes d'irrigation classiques, par des systèmes modernes afin d'économiser les ressources en eau et d'augmenter ainsi les rendements des cultures mises en place.

INTRODUCTION GENERALE

Pour bien mener cette étude, nous avons scindé notre travail en neuf chapitres à savoir : Le premier chapitre qui est une description de la zone d'étude ensuite dans le deuxième et le troisième chapitre il a été question de détailler l'ensemble des différentes ressources en sol et en eau disponibles qui nous a permis d'établir l'étude hydrologique et mis en évidence la détermination de l'année de calcul dans le quatrième chapitre.

Viens alors le cinquième chapitre où on a calculé les besoins en eau des cultures ce qui nous a aidé à dimensionner le système d'adduction dans le sixième chapitre.

Par la suite on est passé au choix et dimensionnement du système d'irrigation qui nous convient détaillés dans le septième et le huitième chapitre successivement.

Enfin pour terminer, une estimation du cout total du projet a été faite.

Chapitre I :
Analyse des
conditions naturelles

Introduction

Avant tout, la réalisation d'un projet destiné au domaine de l'irrigation exige en priorité la nécessité d'une étude minutieuse, descriptive et méthodique d'avant-projet ou dite phase préliminaire du projet qui vise la connaissance parfaite de toutes les caractéristiques techniques du lieu d'affectation du projet envisagé.

Avant de se lancer dans la réalisation du projet, il a été nécessaire de prendre le temps de délimiter la surface d'étude (**500 ha**) qui se situe à la commune de **Mouzaia** (wilaya de **Blida**) afin de planifier l'exécution des tâches et de déterminer les ressources à mobiliser.

I.1. Situation géographique

I.1.1. Localisation géographique de la wilaya de Blida

La wilaya de Blida se situe dans la partie Nord du pays dans la zone géographique du Tell central, d'une superficie de 1 478,68 km², elle est limitée :

- Au nord par les wilayas d'**Alger** et **Tipasa** ;
- A l'ouest par la wilaya d'**Ain Defla** ;
- Au sud par la wilaya de **Médéa** ;
- A l'est par les wilayas de **Bouira** et de **Boumerdes**.

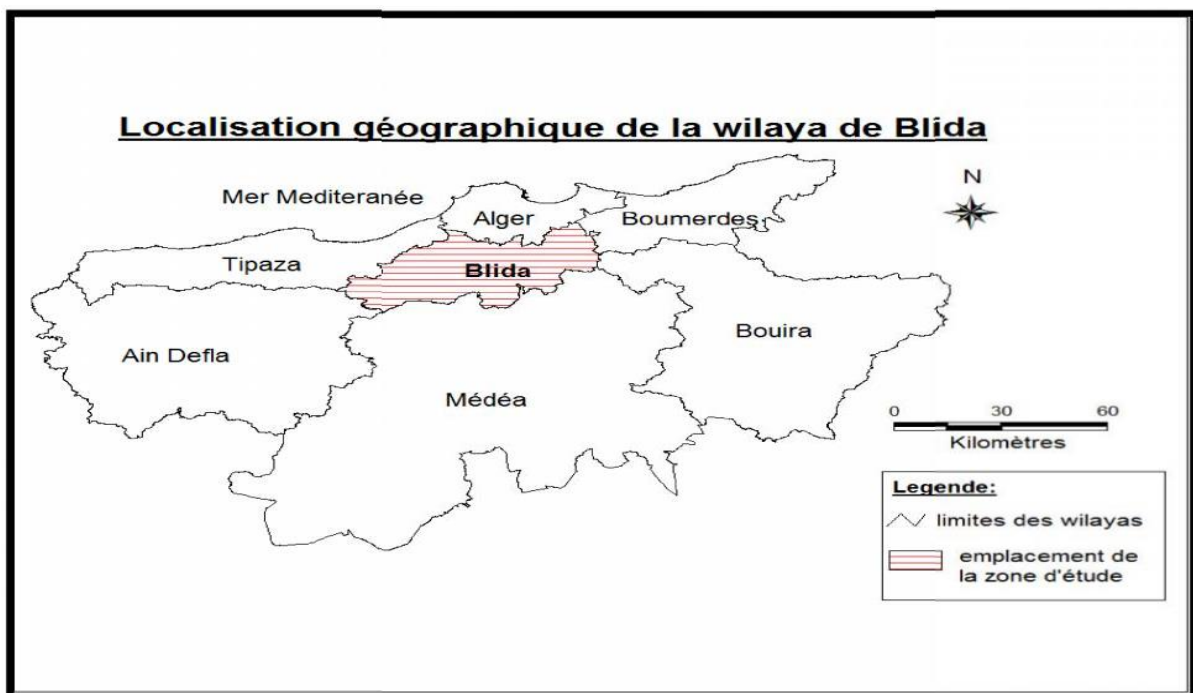


Figure I.1 : Localisation géographique de la wilaya de Blida

I.1.2. Localisation géographique de la commune de Mouzaïa

La commune de **Mouzaïa** est située à l'ouest de la wilaya de **Blida**, à environ **14 km** à l'ouest de **Blida**, à environ **59 km** au sud-ouest d'**Alger** et à environ **28 km** au nord de **Médéa**.

Mouzaïa est une ville agricole, elle caractérisé par des fermes légumes, fruits, blé, orange, orge qui couvrent la majorité de la région.



Figure. I.2 : Localisation géographique de la commune de Mouzaïa

I.1.3. Situation géographique de la plaine de la Mitidja

Orientée parallèlement au relief côtier dans une direction est-nord-est vers ouest-sud-ouest, la plaine de la **Mitidja** est limitée à l'est par l'**oued Boudouaou**, à l'ouest par l'**oued Nador** tandis que ses deux principaux flancs sont bordés par deux reliefs élevés : les collines du **Sahel Algérois** au nord et l'**Atlas Blidéen** au sud. Elle s'allonge d'est en ouest sur une centaine de kilomètres et s'étire sur une largeur variant de **5 à 20 km**, avec une superficie de **1400 km²**. D'altitude moyenne de **100 m**, elle présente une faible pente orientée vers la mer.

D'ouest en est, la plaine traverse successivement les wilayas de **Tipaza**, de **Blida**, d'**Alger**, de **Boumerdès** et l'extrême nord-est de **Médéa**.

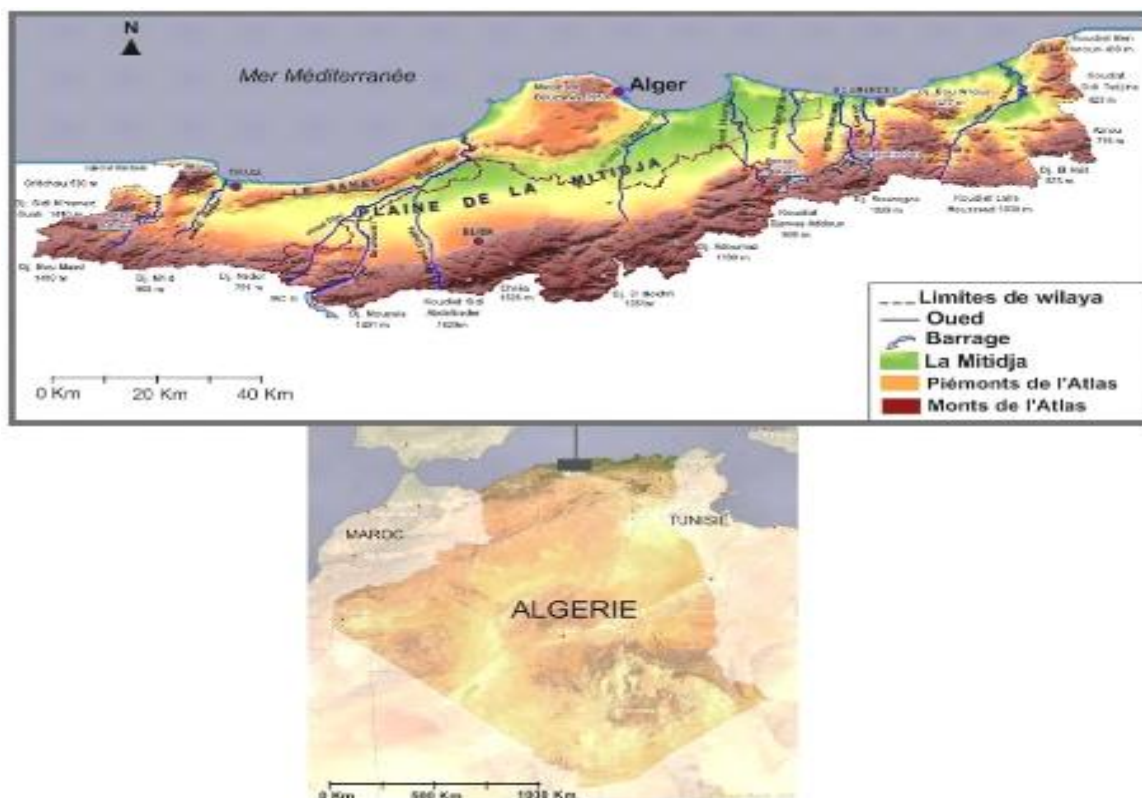


Figure I.3 : Situation géographique de la plaine de la Mitidja

La plaine de la **Mitidja** est divisée en deux unités physiques : la Basse Mitidja ou **Mitidja Est** et la Haute Mitidja ou **Mitidja Ouest**.

➤ Présentation de l'unité d'exploitation « Mitidja Ouest »

L'unité d'exploitation « **Mitidja Ouest** » fait partie des Structures de la Direction Régionale Algéroise ; Elle comprend deux (03) périmètres irrigués aménagés sur le territoire de deux wilayas :

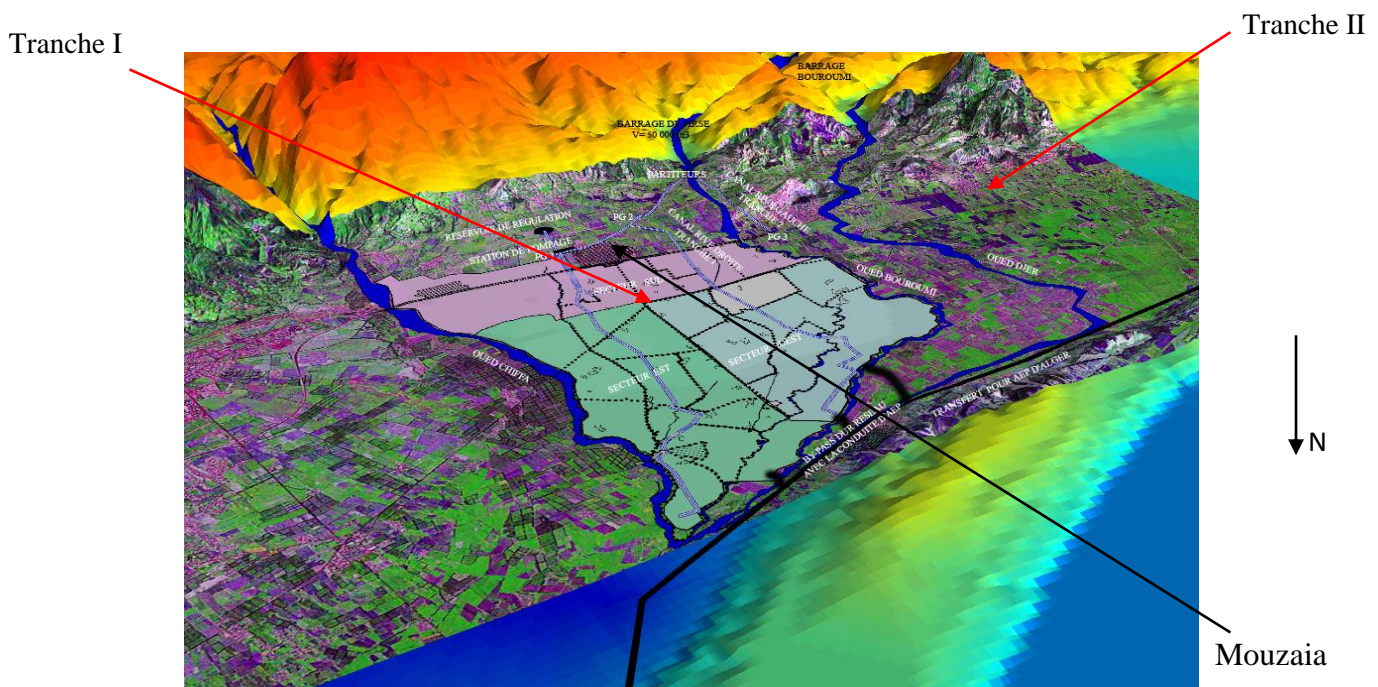
- Le périmètre **Mitidja Ouest Tranche 1** (wilayas **Blida** et **Tipasa**) .
- Le périmètre **Mitidja Ouest Tranche 2** (wilayas **Blida** et **Tipasa**).
- Le périmètre **Sahel Algérois** (wilaya **Tipasa**).

Dont les ressources en eau de ses périmètres sont Barrage de **Bouroumi** et Barrage de **Boukourdane** .

I.1.4. Situation géographique de la zone d'étude

Notre zone d'étude se situe dans la plaine de la **Mitidja**, plus précisément dans le **secteur sud** de la **tranche 1** de l'unité d'exploitation **Mitidja Ouest**.

Le périmètre irrigué de la **Mitidja Ouest (tranche 1)** est situé dans la partie ouest de la plaine de la **Mitidja**. Il est compris entre la barrière du Sahel au Nord, les piémonts de la chaîne montagneuse de l'atlas de **Blida** au Sud, **Oued Chiffa** à l'Est et **Oued Bouroumi** à l'Ouest. Ce périmètre couvre une superficie totale de **9250 ha** répartie sur **02** wilayas (**Blida** et **Tipaza**) et **03** communes (**Mouzaia**, **chiffa** et **Attatba**) avec une superficie équipée de **8600 ha** divisée en **03** secteurs (Est, Ouest et Sud).



Source : (SIRMA, 2006)

Figure I.4 : Localisation du Périmètre Mitidja Ouest « Tranche 1 »

Cette figure montre que le périmètre est physiquement délimité par :

- L'oued **Chiffa** à l'est ;
- L'oued **BouRoumi** à l'ouest et au nord ;
- Le piedmont de l'Atlas Blidéen au sud ;
- L'**Oued Djar** au Nord.

I.2. Situation climatologique

La région d'étude est caractérisée, de part sa situation géographique, par un climat de type méditerranéen. C'est à dire doux et humide en hiver et chaud et sec en été.

En Algérie, les données hydro-climatiques sont en général fournies par des organismes publics tels que : l'agence national des ressources hydrauliques (**A.N.R.H**) et l'office national de la météorologie (**O.N.M**).

Dans la zone étudiée, les enregistrements sont faits au niveau de la station la plus représentative qui est la station de **Chiffa** (code : **021117**).

Les données climatiques considérées concernent essentiellement les précipitations, les températures et d'autres phénomènes climatiques (vent, insolation, humidité,...etc).

I.2.1. Caractéristiques de la station représentative

La station climatologique existante, susceptible d'être considérée comme la station représentative de la région d'étude, est celle de **Chiffa**.

Les caractéristiques de la station sont présentées ci-dessous :

Tableau I.1 : Caractéristiques de la station de Chiffa.

Station	Code station	Latitude (X)	Longitude (Y)	Altitude Z (m)
Chiffa	021117	503.8	351.35	110

I.2.2. Pluviométrie

Le tableau suivant montre la pluviométrie moyenne mensuelle observée sur une période de **40 ans (1971 à 2010)** dans la station de **Chiffa**.

Tableau I.2 : Répartition mensuelle des pluies.

Mois	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
P (mm)	84.44	78.80	71.56	59.11	43.12	8.23	2.71	4.66	30.25	59.10	82.28	91.78

Source : ANRH Blida.

Le périmètre reçoit une pluviométrie moyenne interannuelle de **616.04 mm**, la répartition saisonnière est comme suite :

- Saison pluvieuse de Novembre à Avril ;
- Saison sèche de Juin à Août ;
- Saison à pluviométrie moyenne (Mai, Septembre et Octobre).

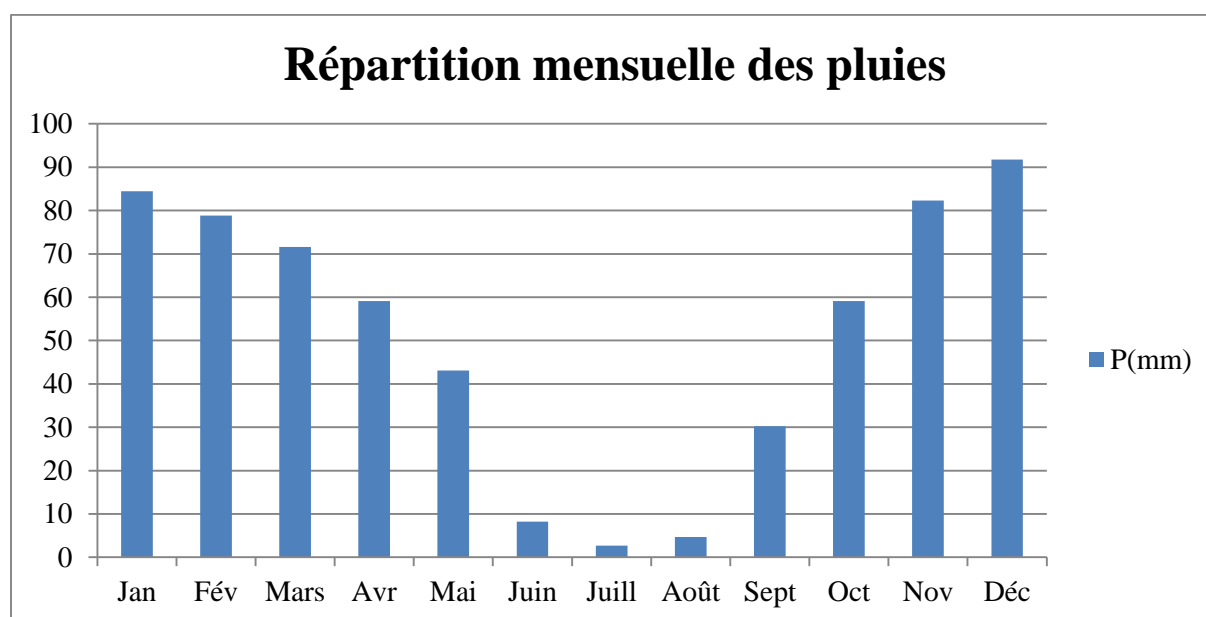


Figure I.5 : Histogramme des précipitations moyennes mensuelles.

I.2.3. Températures

Les relevés moyens mensuels des températures ont été enregistrés sur une période de **40 ans (1970 à 2010)** au niveau de la station de **Chiffa**.

La distribution moyenne mensuelle de la température de l'air est représentée ci-après :

Tableau I.3 : Températures moyennes mensuelles

Mois	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	Dec	Moyenne
T_{min}(°C)	7,5	7,2	9,9	10,8	15,1	18,1	20,1	21,2	19,2	16,5	12,6	8,3	13.8
T_{max}(°C)	16,3	17,0	19,1	19,6	23,9	29,1	34,9	35,4	30,8	25,3	21,8	19,5	24.39
T_{moy}(°C)	11,9	12,1	14,5	15,2	19,5	23,6	27,5	28,3	25,0	20,9	17,2	13,9	19.13

Source :(ANRH Blida)

Avec : **T_{max}** : Température moyenne maximale (°C) ;

T_{min} : Température moyenne minimales (°C) ;

T_{moy} : Température moyenne mensuelles (°C).

D'après le tableau ci-dessus, on peut conclure que durant ces dernières décennies, le climat est caractérisé par des étés plus chauds et des hivers doux.

A partir de ce tableau on trace les courbes des températures suivantes :

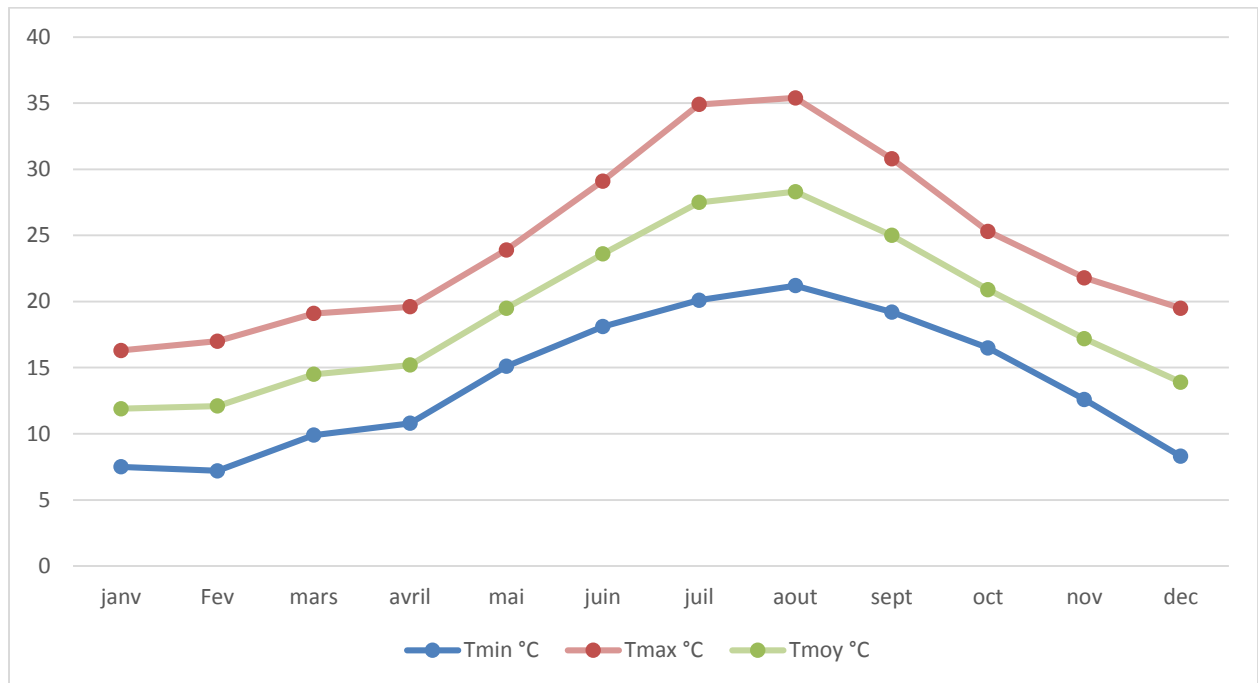


Figure I.6 : Graphe de l'évaluation des températures

On constate que :

- La température moyenne annuelle est de **19,13°C**.
- Les températures sont variables. Le minimum étant enregistré au mois de Février avec **7,2°C** et le maximum pendant le mois d'Aout avec **35,4 °C**.
- L'été est chaud, les températures moyennes sont de **23 à 28,3 °C**.
- L'hiver est relativement doux, les températures moyennes sont de **7 à 8 °C**.

I.2.4. Humidité relative

Les variations de l'humidité relative de l'air sont fondamentalement conditionnées par les variations de la température et par la nature des masses d'air locales. On admet que la variation de la température de l'air provoque, en règle générale, une variation contraire de l'humidité relative de l'air.

L'humidité relative est le rapport entre la quantité effective de la vapeur d'eau en volume donné d'air et la quantité maximale possible dans le même volume et la même température. Les moyennes mensuelles de l'humidité sont présentes dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : L'humidité moyenne mensuelle relative (%).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Humidité(%)	82	80	77	76	75	65	49	51	66	74	75	80

Source : ANRH Blida

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que la valeur maximale de l'humidité atteint pendant le mois de janvier une valeur de **82%** et la valeur minimale est de l'ordre de **49%** enregistrée au mois de juillet.

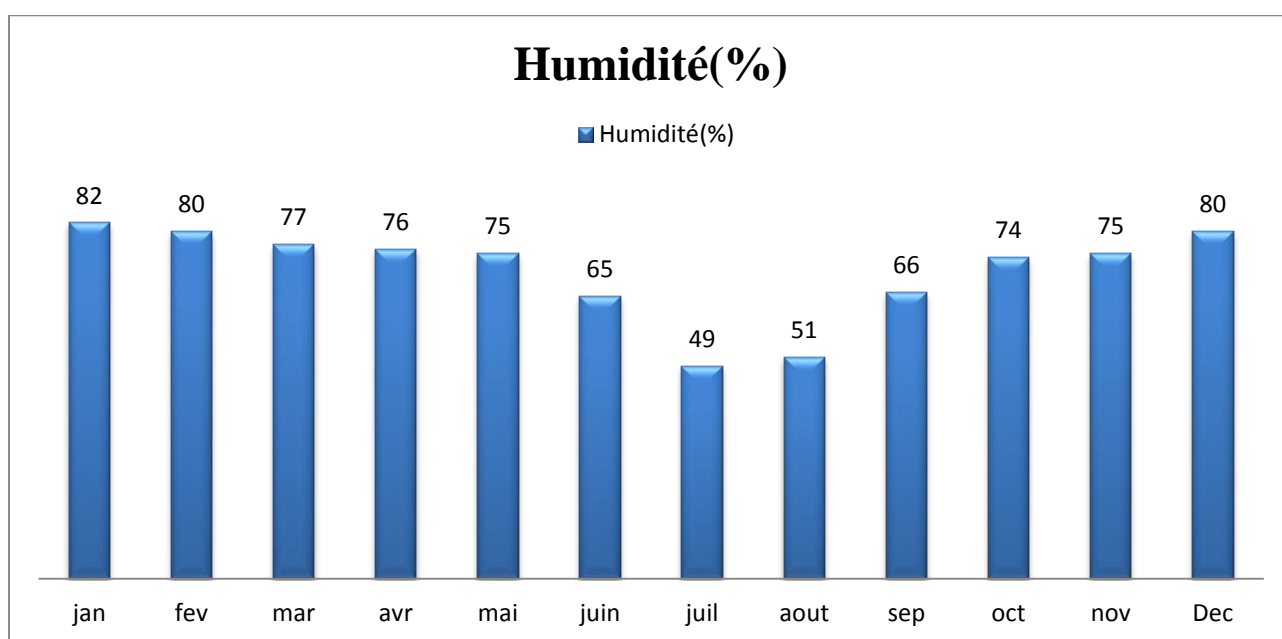


Figure I.7 : Histogramme des moyennes mensuelles de l'humidité relative.

I.2.5. Evaporation

Le relevé de l'évaporation enregistré à partir d'une série de **40 ans** (de **1970** à **2010**) nous a donné les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.5 : Moyenne mensuelle de l'évaporation.

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Moy
E (mm)	59,0	54,1	70,5	86,6	100,7	134,1	154,8	153,7	117,1	98,0	73,1	61,9	96,97

Source : ANRH Blida.

L'évaporation atteint son maximum au mois de Juillet (**154,8 mm**), par contre au mois de Février elle est à son minimum (**54,1 mm**), sa valeur moyenne interannuelle est de **96,97mm**.

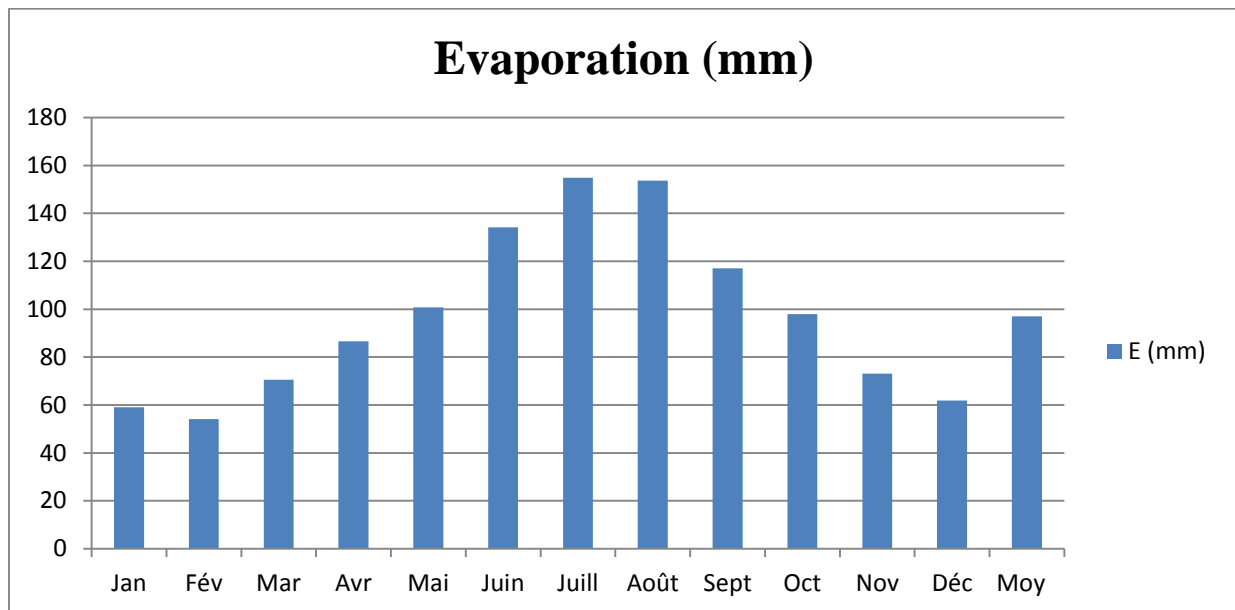


Figure I.8 : Graphe des vitesses moyennes mensuelles de l'évaporation.

I.2.5. Le vent

Le vent est un paramètre très important qui entre dans la projection du système d'irrigation surtout dans le cas où on utilise l'asperseur, il est caractérisé par sa direction et sa vitesse.

L'étude des vents à **Blida** fait ressortir que près de **30%** de l'année est sans vent et **70%** avec vents, provenant des directions suivantes ;

- Les vents de composante Nord atteignent **30,5%**.
- Les vents de composante Sud atteignent **14,8%**.
- Les vents de composante Est atteignent **21,2%**.
- Les vents de composante Ouest atteignent **33,5%**.

Les moyennes mensuelles des vitesses de vent sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I.6 : Vitesses moyennes mensuelles du vent.

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
V (m/s)	2.7	2.8	2.6	2.8	2.5	2.7	2.7	2.8	2.2	2.0	2.2	3.2

Source : A.N.R.H Blida.

D'après le tableau ci-dessus on remarque que la moyenne annuelle de la vitesse maximale instantanée du vent est de **2.60 m/s**. Elle varie de **3.2** à **2.8 m/s** entre Décembre et Avril. Elle atteint une valeur maximale de **3.2 m/s** au mois de Décembre et une valeur minimale de l'ordre de **2.0 m/s** au mois d'Octobre.

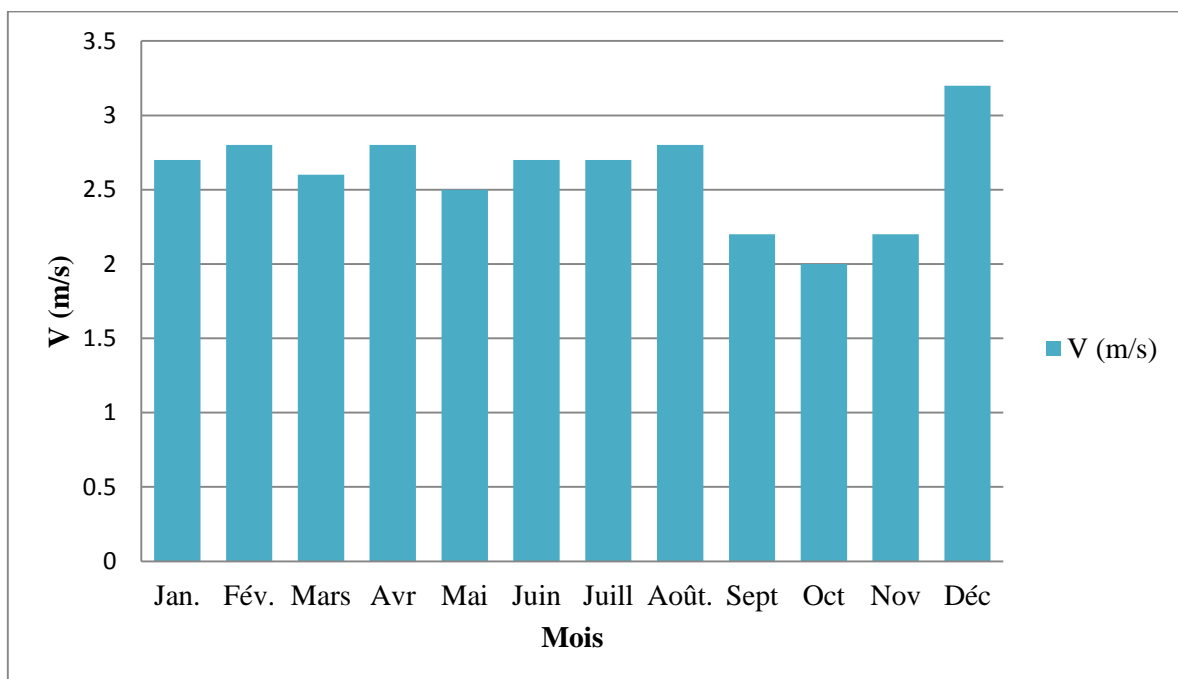


Figure I.9 : Graphe des vitesses moyennes mensuelles du vent

I.2.6. L'insolation

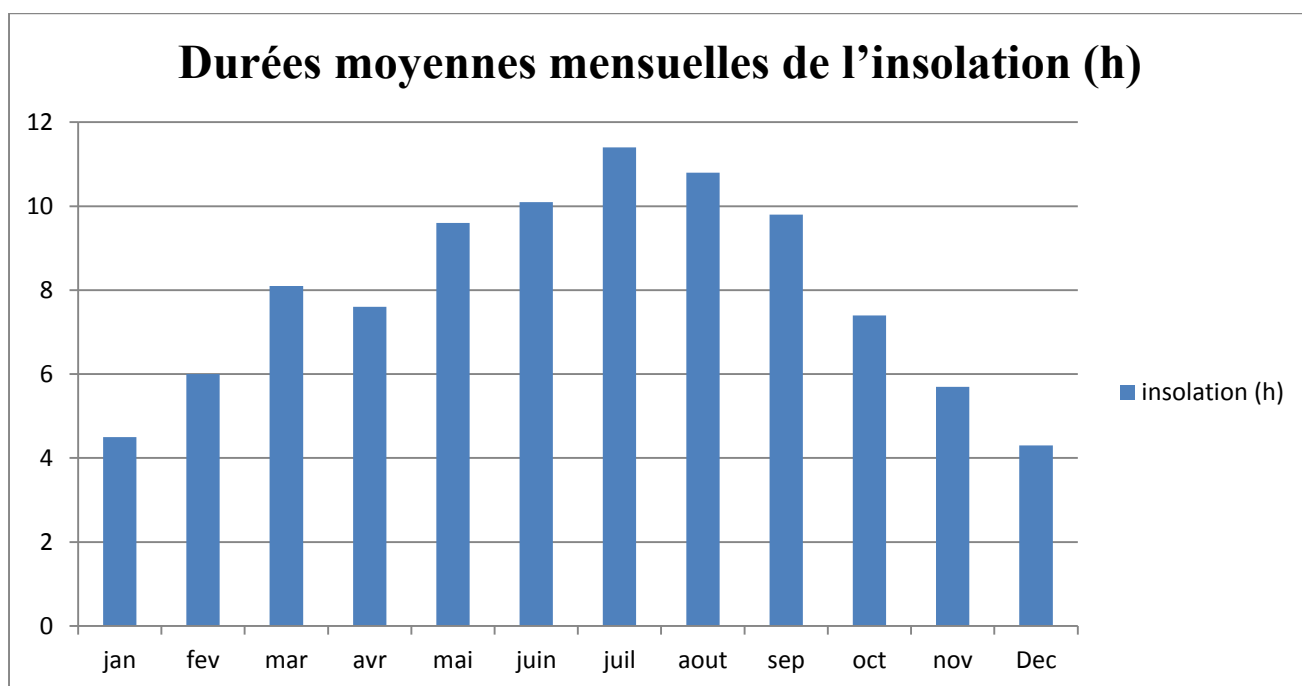
L'insolation est un paramètre climatique que l'on utilise pour le calcul de l'évapotranspiration potentielle.

La durée moyenne mensuelle de l'insolation est celle calculée d'après les données de la station météorologique présentée dans le tableau suivant :

Tableau I.7 : La durée moyenne mensuelle de l'insolation.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Insolation moy (h)	4,5	6,0	8,1	7,6	9,6	10,1	11,4	10,8	9,8	7,4	5,7	4,3

Source : ONM Alger.

**Figure I.10 : Graphique de l'insolation (heures).****I.2.7. Le Sirocco**

Ce vent poussiéreux, bien qu'il soit faible durant la période hivernale, apparaît tout au long de l'année. Il provoque une augmentation de la température, ce qui peut causer des dégâts quant à la croissance des cultures et les ressources en eaux (superficielles et souterraines) par l'augmentation de l'évaporation.

Le nombre de jours de Sirocco est présenté dans le tableau suivant :

Tableau I.8 : Nombre moyen de jour de sirocco.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Nbre de jours	0	0,1	0,3	0,8	1,1	1,2	2,5	3	1,5	1,1	0,2	0

Source : ONM Alger

I.2.8. Les Précipitation Solides

Contrairement aux pluies liquides, qui par torrencialité ravagent les sols et alimentent les nappes, les précipitations solides laissent le sol s'imbiber lentement, et par conséquent s'humecter profondément en favorisant l'alimentation continue des nappes souterraines, ce qui explique les différentes réactions des sols et de la végétation face à ces deux formes de précipitations. En raison de la rareté de plusieurs phénomènes météorologiques dans notre région d'étude, comme les chutes de neige, la gelée blanche et la grêle, et, par voie de conséquence des données relatives à ces paramètres, nous avons utilisés des données anciennes :

➤ La Gelée

la gelée est un phénomène qui correspond à un dépôt de cristaux de glaces sur une surface refroidie par rayonnement nocturne, généralement, n'a lieu qu'en hiver et ne dure que les premières heures de la matinée, le nombre de jours gelées par mois est représenté dans le tableau suivant :

Tableau I.9 : Nombre moyen de jours de gelée.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Dec
Nbr de jours	1,8	1,6	0,4	0,3	0	0	0	0	0	0	0	0,4

Source : ONM Alger

I.3. Classification du climat

I.3.1. Classification du climat selon l'indice de « MARTON »

L'indice d'aridité de **MARTON** est un paramètre qui permet de préciser le degré de sécheresse de la région et par conséquent de nous renseigner sur l'indispensabilité de l'irrigation.

L'indice d'aridité de **MARTON** est donné par l'expression suivante :

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

Avec : I_A : Indice climatique de **MARTON**.

P : Précipitation moyenne annuelle ($P= 616.04$ mm).

T : Température moyenne annuelle ($T = 19.13^\circ\text{C}$).

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

Tableau I.10 : Classification du climat selon MARTON.

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

Donc : $I_A = \frac{616.04}{19.13+10} = 21.15 \rightarrow I_A = 21.15$

Selon la classification de **MARTON**, $20 < I_A = 21.15 \leq 30$ ce qui correspond d'après les valeurs du tableau au climat **relativement humide** d'où l'irrigation est **parfois utile**.

I.3.2. Classification du climat selon le diagramme d'EMBERGER

Cette méthode est basée sur la détermination du quotient pluviométrique d'**EMBERGER** (Q) afin de pouvoir déterminer l'étage bioclimatique.

Ce quotient est donné par l'expression suivante :

$$Q = \frac{1000 * P}{\frac{(M + m)}{2} * (M - m)} = \frac{2000 * P}{M^2 - m^2} \dots \dots \dots (I.2)$$

Avec : **P** : Précipitation moyenne annuelle (**P= 616.04 mm**) ;

M : Température moyenne maximale du mois le plus chaud en Kelvin (**M = 308.4°K**);

m : Température moyenne minimale du mois le plus froid en Kelvin (**m = 280.2 °K**) ;

→ **Q = 74.23 mm/°K**

D’après le diagramme bioclimatique d’EMBERGER (figure I.11), et en portant la valeur de Q (**Q = 74.23mm/°K**) dans le diagramme bioclimatique et en fonction de la température moyenne minimale du mois le plus froid (**m = 7.2°C**), on peut dire que notre région se situe dans :

- L’étage bioclimatique : **Semi-aride**.
- Sous étage : **Hiver chaud**.

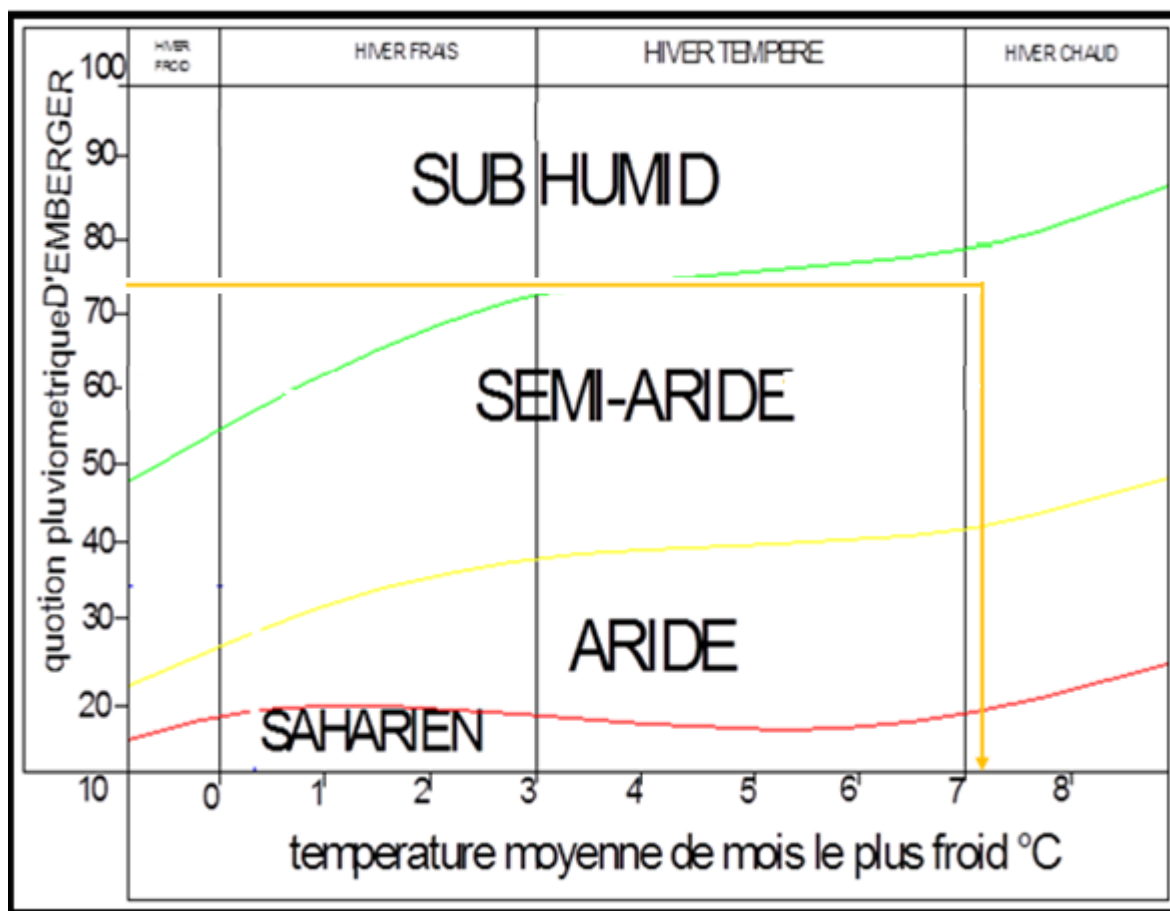


Figure I.11 : Diagramme bioclimatique d’EMBERGER.

I.3.3. Climogramme pluviométrique de BAGNOULS et GAUSSEN

Il est établi selon la méthode mise au point par F.BANGNOULS et GAUSSEN. Ce diagramme nous permettra d'évaluer la saison sèche et humide, et sa position dans le temps, en faisant intervenir la pluviométrie et la température sur un même graphique. (Voir **figure I.12**)

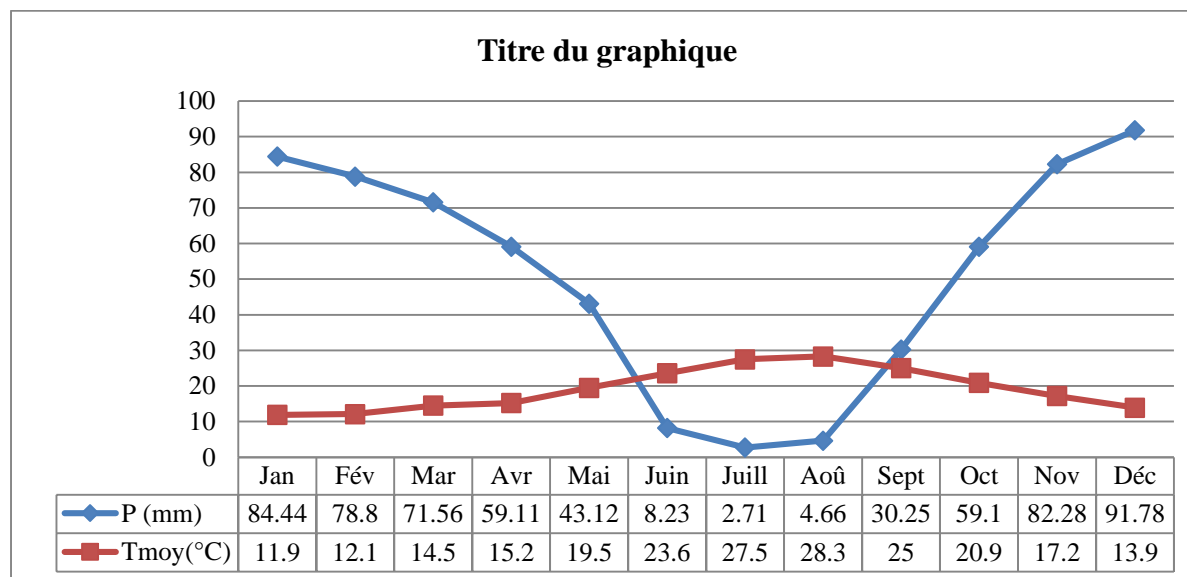


Figure I.12 : Climogramme pluviométrique de GAUSSEN.

D'après le graphe on remarque que la période sèche dure à partir du mois de Juin jusqu'au mois de Septembre soit **04** mois, le reste de l'année du mois d'octobre jusqu'au mois de Mai est humide soit une période de **08** mois.

Conclusion

Le présent chapitre est consacré à définir la nécessité de délimiter la surface d'étude (**500 ha**) en y tenant compte carrément de la situation géographique de la région, suivie de l'étude approfondie en ce qui concerne les caractéristiques des superficies du Périmètre de la **Mitidja Ouest Tranche 1 (secteur sud)**. Ensuite, l'étude par documentation de la climatologie avec la prise en compte de tous les aléas naturels qui confirment à juste titre la semi-aridité de la région d'où on a conclu que l'introduction de l'irrigation est donc indispensable pour un développement des cultures et une intensification de l'agriculture dans cette zone.

Chapitre II :

Ressources

en sol

Introduction

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

Les principales contraintes et critères prises en considération pour la classification des sols sont : la texture, l'hydromorphie, la présence et la profondeur de la nappe, la porosité, la salinité et le calcaire actif, bien qu'ils sont localisés dans des zones précises.

II.1. Etude pédologique

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

L'étude pédologique a pour objectif de :

- Evaluer la capacité des sols du secteur étudié à assurer un bon développement des cultures envisagées et à valoriser économiquement l'investissement.
- Estimer le degré de contribution des sols du périmètre à l'alimentation hydrique des plantes à irriguer.
- Choisir les techniques d'arrosage les plus adaptées aux conditions du sol et de culture (aspersion, goutte à goutte; submersion).
- Fixer les règles à respecter pour une conduite des arrosages dans le système.

II.2. Caractéristiques physiques du sol

Les propriétés physiques du sol sont liées à deux notions fondamentales : la texture et la structure.

➤ Texture du sol

La texture d'un sol, soit la répartition de la taille de ses éléments constitutifs. Elle est caractérisée par une courbe granulométrique. Cette courbe représente, en fonction du diamètre apparent, les proportions pondérales d'éléments de tailles inférieures et s'obtient en appliquant successivement diverses techniques de séparation (tamisage, sédimentation...) à un échantillon de sol.

➤ Structure du sol

La structure d'un sol peut être appréhendée sous l'angle du mode d'arrangement de ses particules élémentaires ou, de façon plus quantitative, par le réseau d'espaces lacunaires issus de cet arrangement.

L'état de structure est contrôlé par la porosité, qui est le rapport du volume des vides du sol et le volume total, exprimé en (%). Elle dépend de la texture des sols, et est déterminée par la formule suivante:

$$P = \frac{D - Da}{D} \times 100 \dots \dots \dots (II. 2)$$

Avec: **D** : Densité réelle.

Da : Densité apparente.

La connaissance et l'analyse des unités pédologiques qui composent la zone d'étude constituent une étape charnière de l'étude pédologique car elle fournit un diagnostic détaillé des différents constituants du sol, met en lumière toutes les contraintes possibles et susceptibles de limiter le type d'utilisation des terres et détermine avec d'autres facteurs du milieu (climat, topographie...) l'aptitude culturale du sol.

La prospection pédologique sur la zone d'étude est de procéder à la prise d'échantillons pour les analyser au laboratoire.

L'objectif de l'étude de sol est d'apprécier les potentialités des terres vis-à-vis de l'irrigation en fournissant les données fondamentales caractérisant les relations entre le sol, l'eau et la plante, qui conditionnent la conduite et l'organisation des apports d'eau.

D'après l'étude qui a été faite dans cette région et qui est établie par l'ANRH, on a résumé les caractéristiques physico-chimiques de notre profil dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Résultats des analyses physico-chimiques

Profondeur (cm)	00-30	30-70	70-110	110-140
Argiles (%)	41	44	37	43
Limons fins (%)	23	25	32	28
Limons grossiers (%)	12	10	9	7

Suite du tableau II.1 :

Sables fins (%)	8	6	6	5
Sables grossiers (%)	9	8	10	10
Matière organique (%)	2,6	1,1	0,7	0,5
Azote total N (%)	1	-	-	-
Carbone total N(%)	15	6,7	4	3
C/N	10	-	-	-
pH	7,4	7,5	7,6	7,6
Conductivité (mmhos/cm)	1,7	1,1	1	1,5
Calcaire actif (%)	-	-	10	14
P ₂ O ₅ total (ppm)	1,4	0,7	0,3	0,4
P ₂ O ₅ assimilable (ppm)	35/32	20/T	T/T	T/T
K ₂ O total	9,5	9,4	3,3	7,6

Source : ANRH Alger.

Interprétation du Tableau :

- La texture générale de ces sols est **Argilo-limoneuse**, ce qui peut représenter une contrainte pour les spéculations supportant mal les textures fines.
- Il en résulte que la texture est **Argilo-limoneuse** en surface (horizon de labour d'une profondeur de **70 cm** dont le taux d'argile est de **44%**) et le sol moyennement fin en profondeur (taux d'argile **37** et **43%**).
- Le PH varie de **7,4** à **7,6** en profondeur, donc on remarque que c'est une valeur moyenne pour tout le profil.

- La teneur en matière organique est faible. Elle varie de **2.6%** à **0.5%** en profondeur.
- L'analyse a fait ressortir une conductivité moyenne et est donc sans effets pour les cultures.

II.3. Caractéristiques morphologiques et analytiques des sols

➤ Description des horizons

- **0-30cm** : Horizon rouge (**10 YR 3/3**), texture Argilo-limoneuse, structure polyédrique fine émoussée, porosité moyenne.
- **30-70cm** : Horizon rouge (**10YR 5/4**), texture Argilo-limoneuse, structure polyédrique moyenne bien développée avec quelques faces orientées, porosité moyenne.
- **70-110cm** : Horizon rouge (**10 YR 5/6**), texture Argilo-limoneuse, structure prismatique moyenne à faces lisses, porosité moyenne à médiocre.
- **110-140cm** : Horizon rouge (**5 YR 5/8**), texture Argilo-limoneuse, structure prismatique moyenne à grossière à faces lisses, porosité médiocre.
- **140cm et plus** : Encroûtement calcaire avec quelques cailloux roulés.

II.4. Caractéristiques hydrodynamiques des sols du périmètre

➤ Perméabilité

La perméabilité est principalement influencée par les propriétés physiques des sols, tels que la texture, la porosité, la structure et la compacité. Dans notre périmètre, les valeurs enregistrées montrent que la majorité des sols présentent des perméabilités comprises entre **6** et **10 mm/h**, faisant partie de la gamme moyenne.

➤ Densité apparente, densité réelle et porosité des sols

La porosité est une mesure indirecte de la structure. Elle est définie comme étant le volume des vides du sol (ces vides sont occupés par l'air, l'eau) en % de son volume total.

La densité apparente est la densité du sol sec, concernant l'ensemble : la fraction et les pores. Une densité apparente spécifie l'une des densités de masse par unité de volume (y compris les pores) du sol, de substrat ou de particule ayant été séchés à **105°C** jusqu'à l'obtention d'un poids constant.

La densité réelle d'un corps s'exprime par le rapport entre la masse d'un certain volume de ce corps et la masse du même volume d'eau (dans des conditions identiques de température et de pression). Il s'agit d'une propriété propre à chaque matériau.

Les essais faits dans notre périmètre indiquent que la densité apparente des profils est comprise entre **1,7** et **1,9** et la densité réelle est comprise entre **2,9** et **3,9** d'où la porosité varie entre **41** et **51%**.

➤ **Propriétés hydrodynamiques des sols**

Les propriétés hydrodynamiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Propriétés hydrodynamiques des sols

Texture	Argilo-limoneux
Capacité au champ (%)	23 - 31
Point de flétrissement (%)	12.9 – 20.2
Vitesse de perméabilité (mm/h)	6.7 – 9.9
Densité apparente	1.7 – 1.9

II.5. Etude des aptitudes culturales

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

- La profondeur du sol ;
- La texture du sol (selon la profondeur des racines de la culture) ;
- La structure des horizons en fonction de l'enracinement de la culture ;
- Présence d'éléments grossiers dans le profil ;
- L'hydromorphie ;
- La salinité du sol ;
- Le calcaire actif;

Étant donné la nature des sols de notre périmètre, représentée par des sols peu évolués d'apports alluviaux argileux et calcaires, les aptitudes culturales ont été analysées comme suit :

a) Cultures céréalières et fourragères

Le sol convient bien pour certaines céréales (blé dur, blé tendre, orge...), de même pour les fourrages (avoine, ray-grass, fétuque...), mais convient moyennement pour la luzerne, bersim, sorgho, maïs.

Tableau II.3 : Cultures céréalières et fourragères

N°	Cultures	N°	Cultures
1	Luzerne	6	Vesce-Avoine
2	Bersim	7	Ray- Grass
3	Sorgho	8	Blé dur
4	Maïs	9	Blé tendre
5	Fétuque	10	Orge

b) Cultures maraichères

Les sols conviennent moyennement pour les cultures d'artichaut, le chou et le chou-fleur qui paraissent plus indiqués et, à un degré moindre, l'ail, l'oignon, la tomate, le piment, le poivron et les cucurbitacées. La texture fine et le mauvais drainage dans ces sols participe fortement à la prolifération des maladies fongiques racinaires.

Tableau II.4 : Cultures maraichères.

N°	Cultures	N°	Cultures
1	Artichaut	6	Laitue
2	Tomate	7	Ail
3	Oignon	8	Aubergine
4	Pomme de terre	9	Pastèque
5	Carotte	10	Melon

c) Cultures industrielles

Ces des sols qui convient moyennement aux cultures industrielles (tomate, tabac,...) pouvant rencontrées les mêmes contraintes édaphiques notés pour les cultures maraîchères, les travaux du sol : de labours profonds et d'amendements organiques s'imposent.

Tableau II.5 : Cultures industrielles

N°	Cultures
1	Betterave à sucre
2	Coton
3	Tournesol
4	Tabac

d) Cultures arboricoles

L'aptitude culturale arboricole est indiquée en quatrième position pour ces sols, la texture lourde et le taux de calcaire actif élevé associé au mauvais drainage limitent fortement les possibilités d'installation de vergers. L'olivier peut être cultivé avec des aptitudes moyennes.

Tableau II.6 : Aptitudes culturales pour espèces arboricoles

N°	Cultures	N°	Cultures
1	Agrumes	6	Pommier sur douçain
2	Pêcher - Abricotier sur Pêcher	7	Poirier sur franc
3	Amandier - pêcher - Abricotier sur amandier	8	Figuier
4	Oliviers	9	Prunier
5	Pommier sur franc	10	Cerisier sur merisier

Pour les autres cultures arboricoles fruitières, seules les variétés de pommier greffées sur porte greffe résistant au calcaire peuvent s'adapter moyennement sur sols dont la profondeur dépasse **1,4 m**. Notant bien que la pourriture des racines et le chancre du collier par les genres **Armillaria** et **Phytophthora** seraient considérables causant le dépérissement plus ou moins rapide de l'arbre.

II.6. Les types de sols du périmètre

L'étude générale de l'ANRH, des sols du périmètre permet de mettre en évidence les deux caractéristiques les plus importantes : les sols des bourrelets alluviaux et des plaines alluviales qui sont de très bonne qualité.

Les sols de la **Mitidja Ouest** sont représentés comme suit :

- **73%** Sols Peu évolués.
- **13%** Sols à sesquioxydes de fer.
- **7%** Sols hydromorphes.
- **6%** Vertisols.
- **1%** Sols Calco-magnésiques.

II.6.1. Sols peu évolués

Les sols peu évolués sont des sols jeunes qui se distinguent par une faible altération des minéraux et une faible teneur en matière organique laquelle se superpose généralement au substrat minéral sans former de complexes organo-minéraux. Ces sols ont des origines diverses liées au climat, à l'érosion ou encore aux apports extérieurs. Ils se distinguent par deux types de sols :

➤ Les sols peu évolués d'apport alluvial

Ces sols présentent la majeure partie des sols cultivés en céréales, les principaux groupements végétaux sont des groupements cultigènes et jachères, à (**Zizyphus lotus**) et à (**Artemisia herba-alba**). Ils sont de texture fine à moyenne et à grossière avec une grande hétérogénéité dans le profil, la structure est généralement lamellaire sur les premiers centimètres, polyédrique sub-angulaire en profondeur, la profondeur est de **10 à 50 cm** limitée par une croûte calcaire pauvre en matières organiques sur roche mère dure (calcaire grès) ou tendre (marnes). La profondeur est peu importante (< **20 cm**) avec une proportion élevée d'éléments grossiers, une forte charge caillouteuse et un faible taux de matières organiques.

➤ Les sols peu évolués d'érosion

Sur roche mère (grès calcaire) ou tendre (marne), ces sols présentent une profondeur peu importante inférieure à **20 cm** et une proportion élevée d'éléments grossiers, une forte charge caillouteuse et un faible taux de matière organique.

II.6.2. Sols hydromorphes

Les sols hydromorphes (au sens large) comportent des horizons dont certains caractères sont attribuables à un excès d'eau. Celui-ci peut provenir :

- D'un défaut de perméabilité empêchant l'infiltration des précipitations dans le sol ;
- De la concentration dans le sol de flux d'eau d'origine extérieure tels qu'inondation, ruissellement, remontée de nappe souterraine, etc.

L'excès d'eau est plus ou moins durable dans l'année, il peut affecter une partie ou la totalité du profil. On peut rencontrer ces conditions en présence d'une nappe perchée, nappe souterraine, nappe libre, nappe captive, nappe temporaire (précipitations)...etc. L'excès d'eau entraîne la saturation des horizons, c'est-à-dire l'occupation de tout l'espace vide accessible (dénommé porosité du sol), ce qui peut rendre le milieu asphyxiant.

Les sols hydromorphes se rencontrent sur des roches-mères variées, en des positions topographiques diverses (plateaux, plaines, vallées, terrasses...) et sous tous les climats (continental, montagnard...). En ce qui concerne la roche-mère calcaire, celle-ci est très fissurée, et donc très perméable, c'est pourquoi en l'absence d'une couche d'argile suffisante, la présence de sols hydromorphes n'est pas possible. En revanche, en présence de roche calcaire comportant une proportion importante de marne (calcaire marneux), on observe des sols hydromorphes. En présence de grès ou de sables, la présence de sols hydromorphes n'est possible que si les matériaux sableux reposent sur un horizon argileux.

Comme la saturation par l'eau limite les échanges gazeux entre le sol et l'atmosphère, il peut en résulter un déficit en oxygène plus ou moins prolongé, qui entraîne :

- **Dans les sols (minéraux) engorgés de façon permanente ou temporaire :** Le développement de processus d'**OXYDO-REDUCTION** (oxydation et réduction) qui modifient la forme et la répartition de certains éléments, en particulier du fer.
- **Dans les sols submergés en permanence :** la matière organique ne se décompose plus en raison de la très faible activité biologique due au manque d'oxygène.

II.6.3. Les vertisols

Ce sont des sols caractérisés par une texture lourde, enrichie par un pourcentage important de minéraux argileux de type (Montmorillonite).

La formation de ces sols est influencée par l'humidité abondante une couleur Gris Cendré par la présence des minéraux argileux et de minéralisation de l'humus.

Ils occupent des abaissements micro reliefs et sont dispersées sous forme de secteurs plus ou moins grand, l'épaisseur du profil est de **(45 – 130) cm**.

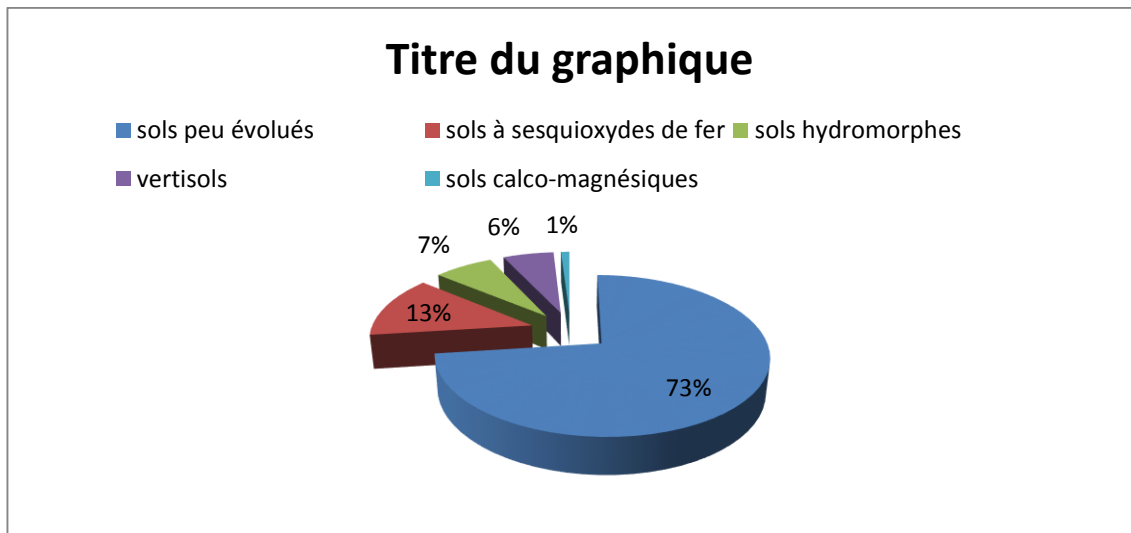
Souvent, ces sols sont engorgés d'eau en cause la remontée de la nappe phréatique en période hivernale, due au défaut de curage et de reprofilage de l'émissaire d'évacuation des eaux excédentaires (pluie et eau d'irrigation). L'amélioration de la propriété de ses sols, nécessite le maintien du niveau de l'eau à une profondeur de **(1.5 – 2) m**, par l'entretien du fossé de drainage afin de faciliter l'écoulement des eaux en surplus et réussir la pratique de toutes les cultures en particulier les cultures céréalières et maraichères dont la pomme de terre est la culture dominante. Les types de ces sols sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : les caractéristiques des sols de types « vertisols »

Les Caractéristiques de sol	
Densité apparente (D_a)	1.25
Point de flétrissement H_{pf} (%)	6
Capacité de rétention H_{cc} (%)	14

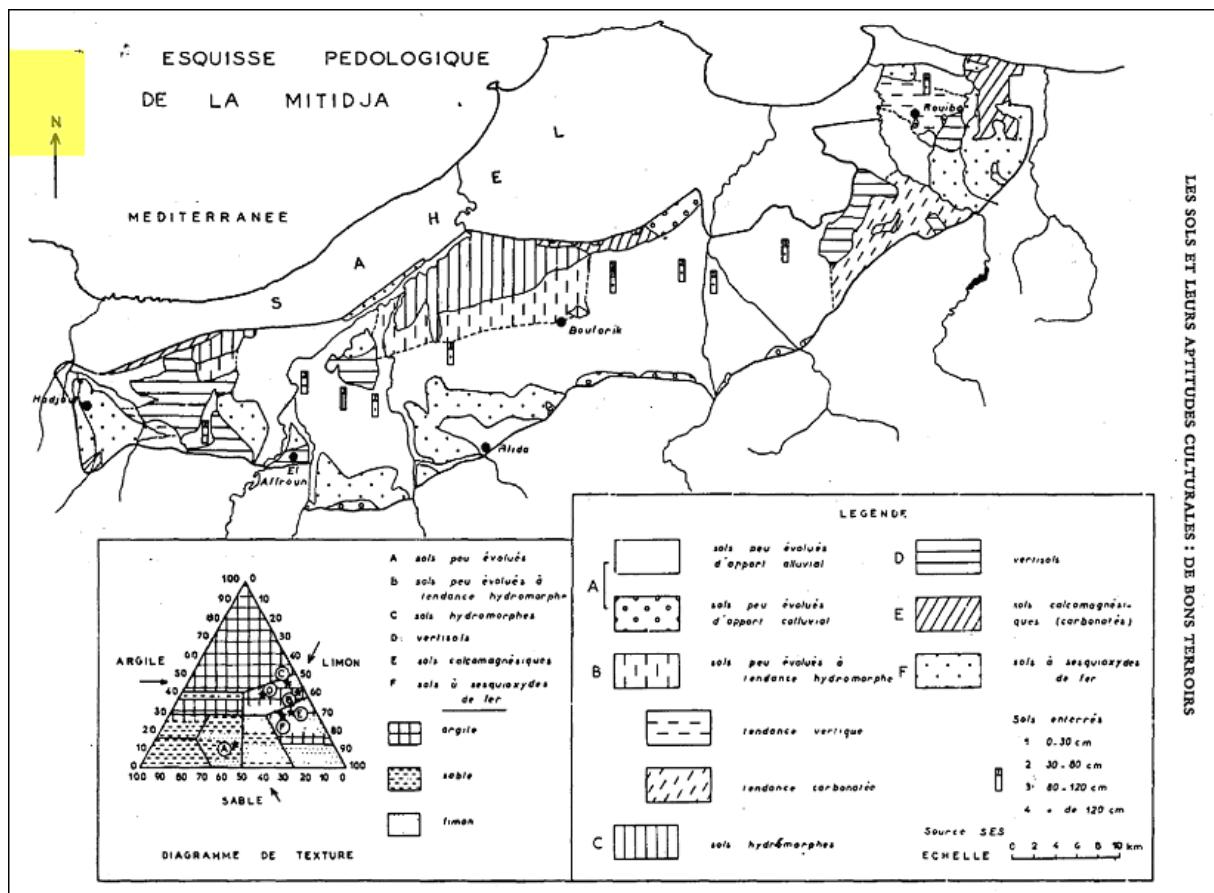
II.6.4. Sols calco-magnésiques

Un sol calco-magnésique est un sol influencé par la présence abondante de carbonates de calcium et/ou de magnésium, fournis par la roche mère, tel que calcaire dur, craie ou marne et dont le PH est compris entre **7,5** et **8**.



Source: Mutin, 1977.

Figure II.1 : Les différentes classes de sols du périmètre irrigué de la Mitidja Ouest.



Source : Mutin, 1977

Figure II.2 : Carte des sols de la plaine de la Mitidja

II.7. Les types de zones du périmètre selon le sol existant

Depuis la transgression flandrienne, la cluse creusée dans le **Sahel** par l'**Oued Chiffa** et **Nador** et la plaine est remblayée par des alluvions fines, répandues par les cours d'eau venant de l'**Atlas**. Ces alluvions fines se répartissent dans l'espace selon quatre principaux types de zone qui couvrent la majeure partie de la superficie du périmètre, le reste étant occupé par une zone très différente constituée de cônes de déjection d'alluvions caillouteux, ces cinq types de zones sont :

II.7.1. Les zones des bourrelets alluviaux

C'est en bordure des Oueds **Chiffa** et **Bouroumi** qu'ils sont les plus étendus, ils portent des sols peu évolués d'apport alluvial modaux de texture équilibrée, limono-argilo-sableuse, ce sont des sols profonds, poreux dont le taux de calcaire total est de l'ordre de **20%** dont **10%** de calcaire actif.

II.7.2. Les zones des plaines alluviales

Ce sont des sols sains de la plaine d'épandage d'alluvions fins, leur pente vers le nord est généralement de **1%**, le type de sol est plus limoneux, plus structuré, de porosité moyenne, leurs taux de calcaire sont les mêmes ou légèrement inférieurs.

II.7.3. Les zones des vertisols généralement hydromorphes

Ce sont des sols de zones planes dont les pentes sont de l'ordre de **0,5%**, leur terre fine peu ou pas calcaire, a une texture fine à ultrafine, ce sont majoritairement des argiles gonflantes qui confèrent aux sols des propriétés caractéristiques porositaires très faibles, consistance et cohésion élevées, structure défavorable et développée.

II.7.4. Les zones dépressionnaires hydromorphes

Il s'agit de la zone de l'oued **Chérada**, pourcentage cumulé argile plus limon fin, supérieur à **60%** (texture fine) ou **90%** (texture ultrafine). Ce sont des dépressions où s'accumule l'eau des écoulements superficiels et hypodermiques. Les deux mètres de sol de texture fine présentent une nappe perchée quasi-permanente à l'origine des Gleys et/ou des pseudo-Gleys systématiquement présente de quelques décimètres de profondeur sur la majeure partie de cette zone la nappe est proche de la surface du sol pendant toute l'année. Ce sont des sols vertiques hydromorphes, sols de texture ultrafine à taux d'argile gonflante supérieure à ceux des limons fins, conductivité très peu élevée.

II.7.5. Les zones de cônes

Il s'agit principalement des cônes de **Mouzaia** dont les pentes régulières de **2 à 3%** portent un sol fersiallitique à réserve calcique, l'amont de ces cônes est très disséqué par le réseau hydrographique actuel. Ce sol généralement non caillouteux en surface, non calcaire et de texture moyenne est caractérisé par un encroûtement très caillouteux observable à partir de **40 à 80 cm** de profondeur et qui limite sa profondeur utile.

II.8. Rotation des assolements

En agriculture, la succession des cultures sur une même parcelle reste la solution efficace dans l'agriculture biologique. Par contre, la pratique actuelle de l'agriculture classique avec l'utilisation abusive des produits phytosanitaires (engrais chimiques solubles, produits de traitement, pesticides et herbicides), reste en quelque sorte un support de rendement mais constitue un réel danger sur l'écosystème du sol (détérioration de la litière, disparition de la microfaune, dégâts dans la couche de l'humus, perte de la couche minérale avec des effets de salinité intense).

Les rotations des assolements en agriculture biologique devront répondre aux impératifs de base suivants:

- La mise en place des plantes adaptées au milieu (climat, altitude...) sous réserves du respect de la structure du sol avec un labour approprié et sans défonçage, ce qui conduit dans cette action à pouvoir renouveler et transformer les réserves de matières organiques et minérales du sol et la possibilité du maintien d'une population saine d'adventices à un stade raisonnable et parvenir à préserver les conditions environnementales des lieux.
- De ces impératifs, le respect des principes généraux de base en ce qui concerne les types d'assolements, exigent l'utilisation d'engrais verts qui mobilisent et solubilisent les réserves minérales du sol et les mettent à la disposition des cultures à la condition de ne jamais laisser le sol nu ou à cultiver des plantes exigeantes en éléments nutritifs et risquant de laisser un sol abîmé. Si on les cultive, on le fera si possible après un engrais vert semé en automne et laisser tout l'hiver; on pourra également, bien entendu, cultiver ces plantes exigeantes après une prairie temporaire.
- En définitif, le maintien de cet équilibre de la structure du sol, passent techniquement par la mise en place de plantes qui donnent beaucoup d'humus au sol en cause, elles sont riches en matières cellulosiques (céréales, si le pailles vont se restituer au sol, végétaux à

racines développées). En parallèle, les plantes qui donnent des quantités importantes de matières organiques se décomposent rapidement; ce sont celles qui ont des parties aériennes développées telles que les légumineuses (Azote) , les plantes sarclées pour la lutte efficace contre certains adventices (chardons, chiendent...) et les cultures plus salissantes (céréales) , les plantes fourragères et les prairies temporaires ont distinguées à être des améliorants de la structure et enfin d'exclure les plantes naturelles qui n'entrent pas vraiment dans la rotation.

Tableau II.8: Cycle végétatif des cultures.

	Culture	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout
Céréales	Blé dur			←									→
	Orge			←									→
Cultures maraichères	Tomate	→								←			
	Pomme de terre			←			→			←			→
Arboriculture	Agrumes	←											→
	Raisin	←											→
	Pêcher	←											→
	Pommier	←											→
	Olivier	←											→

Conclusion

Dans ce chapitre on a fait une analyse agro-pédologique de la zone d'étude pour bien choisir le type de cultures à mettre en place et cela en tenant compte de plusieurs paramètres tels que la structure du sol, la texture du sol, la perméabilité...etc, qui jouent un rôle très important dans la détermination du type de sol de la zone étudiée ainsi que le type de cultures qui convient.

Chapitre III :
Ressources
en eau

Introduction

La quantité d'eau disponible pour l'irrigation détermine les types de cultures et les techniques d'irrigation praticables. La majeure partie de l'eau appliquée sur les cultures est perdue par évapotranspiration au niveau des surfaces végétales. Par conséquent, la quantité d'eau nécessaire pour les cultures est habituellement égale à celle perdue par évapotranspiration. Les besoins en eau nécessaire pour les cultures dépendent dans une large mesure des facteurs agricoles et climatiques et peuvent donc être estimés à partir des données météorologiques et climatologiques locales.

Les ressources en eau utilisées dans le périmètre de la **Mitidja Ouest** comprennent : les eaux superficielles et les eaux souterraines.

III.1. Eaux superficielles

Les caractéristiques géographiques de la région font qu'elle bénéficie de deux bassins versants. La climatologie de la région a pour conséquence un réseau hydrographique important. Les principaux oueds de la région drainent vers les oueds **El-Harrach** et **Mazafran**, qui eux drainent vers la mer. Actuellement ces eaux sont mobilisées par les ouvrages suivants :

- Barrage de **Bouroumi** : **50 hm³** qui passera ensuite à **120 hm³** ;
- **07** retenues collinaires : **0,2 hm³** soit **9%** des écoulements.

En effet, seulement **9%** des eaux superficielles sont mobilisées. C'est pour cette raison que des efforts ont été consentis pour la mobilisation des eaux superficielles. De ce fait, **05** petits barrages sont livrés et permettront encore la mobilisation de **1.5 hm³** environ.

Toutes les eaux superficielles déjà mobilisées sont destinées à l'irrigation, d'après l'étude préliminaire du périmètre irrigué de la **Mitidja Ouest** fournie par l'Office du périmètre irrigué de **Mouzaia**.

Le périmètre est traversé par trois principaux oueds qui alimentent le barrage **Bouroumi** et dont les caractéristiques hydrauliques sont différentes :

III.1.1. Oued Chiffa

Avec une longueur de **16 km**, le cours de la **Chiffa** est formé de deux tronçons dont les caractéristiques hydrauliques sont très différentes ;

- **Le tronçon aval** : Du confluent avec le **Mazafran** jusqu'au pont de la rive droite, soit sur **07 km**, le lit mineur est étroit et le lit majeur est envahi par la végétation. La capacité de transit est de l'ordre de **200 m³/s**.
- **Le tronçon amont** : Beaucoup plus rectiligne que le précédent, ce tronçon n'a pratiquement pas de lit mineur mais le lit majeur est très obstrué par la végétation. La capacité de transit est de l'ordre de **700 m³/s**.

III.1.2. Oued Bouroumi

Du confluent avec le **Mazafran** jusqu'au pied de l'atlas, l'Oued **Bouroumi** s'étire sur une longueur moyenne de **36 km** et se décompose en deux tronçons :

- **Le tronçon aval** : Au long de cette zone de **21 km**, l'oued **Bouroumi** présente un lit mineur d'une longueur de **300 m** pour une pente de **0.18%**. La valeur de la capacité de transit est de l'ordre de **575 m³/s**, les débordements les plus importants se produisent dans la zone la plus en aval.
- **Le tronçon amont** : Les principales différences avec la zone aval concernent la pente qui est plus importante (d'une moyenne de **0.6%**) avec des valeurs plus fortes dans les zones les plus en amont. Le lit majeur dont certaines zones atteignent plus de **300 m**. La capacité d'écoulement est légèrement supérieure à **450 m³/s** le débit de l'Oued **Bouroumi** en considérant les modifications apportées par le barrage s'élève à **190 m³/s**.

III.1.3. Oued Djer

Le seul tronçon du **Djer** examiné ci-après sera celui situé en amont de la dérivation vers le barrage de **Bouroumi**, sur cette partie le seul lit existant est le lit mineur d'une largeur de **30 m** pour une pente moyenne de **0.4%**. La capacité de transit est supérieure à **500 m³/s**. Le périmètre comprend également les oueds moins importants dans le bassin versant de l'Oued **Chiffa** :

- Oued **Khoucha**.
- Oued **Bouchouaou**.
- Oued **El-Had**.
- Oued **Bou-Aroua**.

III.1.4. Barrage de Bouroumi

Le barrage de **Bouroumi** est la principale ressource en eau du périmètre. Il se trouve à

8 km à l'Est du village de **Bou-Medfaa** dans la wilaya de **Blida** et à **15 km** au sud d'El **Affroun**. Il est implanté dans le défilé rocheux que travers l'Oued **Bouroumi** avant de rejoindre la plaine de la **Mitidja**. Il offre une capacité totale de retenue de **188 millions de m³** selon l'agence nationale des barrages et de transferts (**ANBT**), permettant ainsi la régulation des eaux de son propre bassin versant augmentée par celle de trois autres oueds principaux de la région : **Chiffa, Harbil, Djer**. Il permet d'assurer l'irrigation du périmètre de la **Mitidja Ouest** et accessoirement à l'alimentation en eau potable.



Figure III.1: Image satellitaire du barrage de Bouroumi.

➤ **Sources d'alimentation du barrage de Bouroumi (cours d'eau)**

Selon les services de l'ANBT, la quantité d'eau de barrage de **Bouroumi** arrive par l'intermédiaire de quatre oueds principales sont :

- Oued Chiffa : **50 Mm³/an** ;
- Oued Bouroumi : **20Mm³/an** ;
- Oued Djer : **20Mm³/an** ;
- Oued Harbil : **35Mm³/an**.

➤ **Les caractéristiques techniques du barrage de Bouroumi**

Le barrage de **Bouroumi** comprend les ouvrages suivants :

- Une digue en terre de **256 m** de longueur avec une crête à la côte **310 m** ;
- Une tour de prise d'eau sur un plan incliné à **45°** abritant également la vidange de fond ;

- Une galerie de restitution et de vidange de fond de **6 m** de diamètre et de **860 m** de longueur ;
- Deux évacuateurs de crues constitués chacun d'une tour, d'une galerie de **6 m** de diamètre, d'un coursier terminé par une cuillère de dispersion ;

Le barrage est équipé par les équipements hydromécaniques suivants :

- Equipement de vidange de fond qui comprend une vanne **wagon** de garde, une vanne secteur principale de réglage et un batardeau (Selon l'agence nationale des barrages et de transfert « **ANBT** »; **2000**);
- Equipement de prise d'eau qui comprend trois vannes wagons de prise, une vanne secteur de réglage auxiliaire de trois batardeaux ;
- Equipement de télécommande à distance.

➤ **Le réseau de distribution d'eau**

Le projet **Mitidja Ouest** se compose d'une série d'ouvrages qui ont pour but de capter et de conduire l'eau nécessaire pour la **tranche 1**.

A la tête des ouvrages, on trouve le barrage de prise sur l'Oued **Bouroumi** d'une longueur total de **115 m** et d'une hauteur de **7,5 m** ayant pour but de capter l'eau lâchée du barrage de **Bouroumi**. La **tranche 1** est alimentée par le canal rive droite qui dessert **03** secteurs :

- Le secteur **Sud** alimenté par la station de pompage de **Mouzaia** par le biais de L'adducteur **n°2** ;
- Le secteur **Est** alimenté gravitairement par la prise gravitaire **n°1** du canal rive droite par le biais de l'adducteur **n°3** ;
- Le secteur **Ouest** alimenté gravitairement par la prise gravitaire **n°2** du canal rive droite par le biais de l'adducteur **n°1** ;

La distribution d'eau pour l'irrigation du périmètre se présente comme suit :

- Trois adducteurs de diamètres **1100 à 1500 mm** en tête, chacun alimente un secteur;
- Chaque adducteur alimente plusieurs branches de diamètre **200 à 700 mm**;
- Les départs des antennes se font à partir des branches avec un équipement des bornes;
- Chaque antenne est équipée en prises hydrants pour l'irrigation d'un îlot type d'une

surface moyenne de **18 hectares**;

La fonction de l'ensemble de l'équipement d'assainissement est l'évacuation rapide des eaux de pluie et des apports venant des bassins versant extérieurs au périmètre.

➤ Analyse de la qualité de l'eau d'irrigation

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

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

Suivant l'analyse physico-chimique effectuée au sein du laboratoire chimie de l'eau de la station de **Mazafran** sur des échantillons prélevés à la station hydrométrique du barrage **Bouroumi**, les caractéristiques de l'eau d'irrigation sont données dans le tableau ci-après.

Tableau III.1 : Caractéristiques physico-chimiques de l'eau du barrage de Bouroumi.

Date prélèvement	PH	T (°C)	Ce (µs/cm)	Ca ²⁺ (mg/l)	Mg ²⁺ (mg/l)	Na ⁺ (mg/l)	Résidu sec (mg/l)
18/01/2016	8.3	13.0	1420	121	48	72	1104
15/02/2016	8.3	12.0	1420	99	41	78	819
07/03/2016	8.3	12.0	1526	96	48	75	961
12/04/2016	8.3	16.0	1348	94	42	74	831
11/05/2016	8.1	20.0	1445	87	40	76	856
06/06/2016	8.0	24.0	1250	77	57	77	795
12/07/2016	8.2	17.0	1512	93	55	78	908
10/08/2016	8.1	25.0	1385	84	46	116	828
07/09/2016	8.4	25.0	1452	92	58	108	858

Suite du tableau III.1 :

11/10/2016	8.3	20.0	1282	82	31	120	1001
07/11/2016	8.1	18.0	1250	112	44	118	994
07/12/2016	7.0	16.0	1220	105	47	109	980

Source : ANRH Blida, 2016

✓ **Le SAR (Sodium Absorption Ration)**

Si l'eau est riche en Sodium, celui-ci peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors une action défoulant. Pour apprécier le risque alcalin, on compare donc la concentration en ions Na^+ et celle en ions Ca^{++} et Mg^{++} . Le **SAR** est défini comme suit :

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

Tableau III.2: Classification des eaux en fonction du SAR.

Classe	SAR	Danger d'alcalinisation
S ₁	$\text{SAR} \leq 10$	Risque faible
S ₂	$10 < \text{SAR} \leq 18$	Risque moyen
S ₃	$18 < \text{SAR} \leq 26$	Risque élevé
S ₄	$\text{SAR} > 26$	Risque très élevé

Dans notre cas, on a :

$$\text{SAR} = \frac{\text{Na}^+}{\sqrt{\frac{(\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++})}{2}}} = \frac{91.75}{\sqrt{\frac{(95.17 + 46.42)}{2}}} = 10.91$$

D'après les valeurs du **tableau III.2**, on voit que les eaux du barrage de **Bouroumi** présentent un risque alcalin moyen pour le sol.

✓ La conductivité électrique

La conductivité électrique est une propriété associée à la mobilité des ions, elle est mesurée à 25°C et exprimée en (mmhos/cm), elle permet de quantifier le degré de salinité de l'eau.

On distingue quatre classes de danger de salinité de l'eau en fonction de la conductivité électrique, selon la classification américaine de l'eau d'irrigation :

Tableau III.3 : Classification des eaux en fonction de la conductivité électrique.

Classe	Conductivité électrique (CE) (mmhos/cm) à 25 °C	Qualité des eaux
C1	$CE \leq 0,25$	Eau de risque faible
C2	$0,25 < CE \leq 0,75$	Eau de risque moyen
C3	$0,75 < CE \leq 2,25$	Eau de risque élevée
C4	$CE > 2,25$	Eau de risque très élevée

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

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

Dans notre cas, on a : $C_e = 1.37 \text{ mmhos/cm}$ → d'après le **tableau III.3**, cette eau présente un risque élevé de salinité.

Avec ces valeurs ($SAR = 10.91$ et $C_e = 1.37 \text{ mmhos/cm}$) nous considérons que l'eau du barrage de **Bouroumi** peu être utilisée pour l'irrigation mais avec la nécessité d'un lessivage.

L'eau est classée en (**C3S2**) d'après le diagramme de classification des eaux d'irrigation (**Figure III.2**).

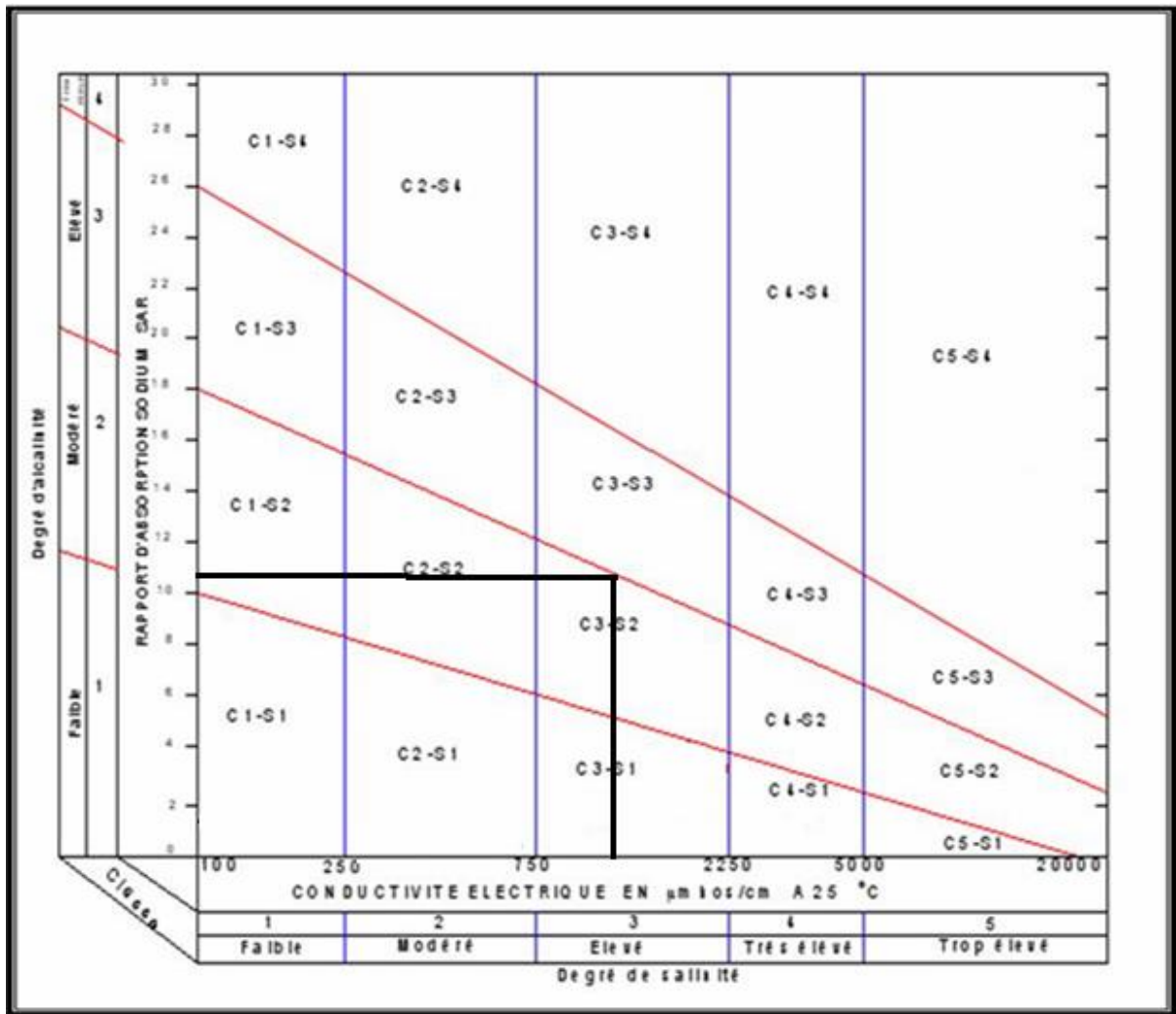


Figure III.2 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation.

III.2. Eaux souterraines

Les ressources en eau souterraine du périmètre proviennent de la nappe de la **Mitidja** à travers les forages et les puits. Du fait que le barrage n'arrive pas à satisfaire la demande d'eau souscrite par les usagers ; ces derniers se rabattent sur la nappe au moment de forage (licite ou illicite).

III.2.1. Alimentation de la nappe de la Mitidja

L'alimentation de la nappe de la **Mitidja** est assurée essentiellement par les eaux de ruissellement ou les eaux de surface, et latéralement par les sources de l'Atlas Blidéen et du Sahel ainsi que certains réservoirs locaux.

La pluviométrie étant très irrégulière donc l'alimentation est dans la plupart des cas inférieure à ce qui est soutiré de la nappe (déficit entre les entrées et les sorties), surtout lors des deux dernières décennies de sécheresse.

III.2.2. Etat actuel de la nappe de la Mitidja

La comparaison entre les deux campagnes de l'ANRH de 2010 a mis en évidence l'abaissement du niveau de la profondeur de la nappe de la **Mitidja**.

Cette baisse de la surface piézométrique est la conséquence de plusieurs facteurs à savoir :

- Longue période de sécheresse (deux dernières décennies) combinée à une importante prolifération de forages;
- Le commencement précoce de l'irrigation dû à cette sécheresse;
- Importance des surfaces irrigables;
- La déperdition des eaux par ruissellement;

Celles ci sont dues :

- Au pompage continu, et d'une façon intensive au niveau des principaux champs de captage;
- A la prolifération de forages illicites dans les périmètres de protection des champs de captage.

III.2.3. Qualité des eaux souterraines

Pour mettre en évidence ces caractéristiques, une équipe de l'ANRH de **Blida** a soumis l'eau d'irrigation de la **Mitidja ouest** à une analyse au laboratoire de l'ANRH. Ces eaux proviennent de plusieurs forages implantés dans la région, nous avons pris seulement quelques forages implantés dans notre zone d'étude (**tranche 1**), et nous présentons seulement une certaine qualité du point de vue matière décantable.

Les résultats de l'analyse sont regroupés dans le tableau ci-après.

Tableau III.4: Caractéristiques des eaux souterraines de la Mitidja Ouest (tranche1)

N°carte	Point d'eau	Nature	PH	C.E mmohs/cm	Na mg/l	Ca mg/l	Mg mg/l	SAR
63	W063-470	Puits	7,9	0,4	30	41	20	5.43
63	W063-594	Puits	7,2	0,6	31	149	48	3,12
63	W063-595	Forage	7,4	0,5	54	60	16	8.76

D'après les résultats du tableau on remarque que l'eau des puits analysés peut être utilisée pour l'irrigation sans aucun risque d'alcalinisation des sols mais son utilisation ne peut être que restreinte.

III.2.4. Exploitation de la nappe

La faiblesse des précipitations, elles-mêmes tributaires de la rigueur climatique, a créé le déficit en eau de surface. Ce qui a amené les exploitants à recourir à l'eau souterraine ; Justifiant ainsi le nombre de puits et forages développés au niveau du périmètre.

D'après l'inventaire effectué par la direction régionale centre de l'ANRH en 1997 puis complétée en 2001/2002, le nombre de forages inventoriés a pratiquement triplé puisqu'il a atteint 4193 ouvrages, par rapport à l'inventaire de l'année de 1970 où le nombre des ouvrages hydrauliques était de 1462.

III.2.5. Problèmes de gestion de la nappe

Les problèmes de gestion de la nappe de la **Mitidja** sont nombreux, nous citerons les plus importants (ANRH 2004) :

- La nappe de la Mitidja est partagée entre 04 wilayas et chacune d'elle planifie et réalise son propre programme de forages sans se soucier des disponibilités de la ressource et ce en plus des forages réalisés par les APC ;
- L'urbanisation accélérée des grands centres urbains au détriment des terres agricoles et sans tenir compte de la disponibilité de la ressource;
- La prolifération des forages illicites aux abords des champs de captage et même à l'intérieur;
- L'absence d'un modèle numérique de gestion se fait de plus en plus sentir pour bien gérer la ressource en eau souterraine.

III.3. Aperçu géologique et hydrogéologique du système aquifère de la Mitidja

Etant donné que notre zone d'étude fait partie de la plaine de la Mitidja ouest, on donne un aperçu bref de la formation géologique de la plaine.

La **Mitidja** est formé de deux principaux réservoirs aquifères :

a) Astien

Gréseux ou greso-calcaire, bien délimité entre un substratum argileux (marne bleu plia ancien) et la couverture épaisse des marnes, l'Astien s'enfonce à l'amont d'une ligne (**SO-NE**) passant de **Boufarik** et **El Affroun**. L'aquifère Astien est principalement alimenté par l'infiltration des pluies sur le sahel ou les affluons dans les piedmonts de l'Atlas. Il est également alimenté par la nappe alluviale sous-jacente par drainage à travers les marnes jaunes peu épaisses.

b) Le réservoir quaternaire

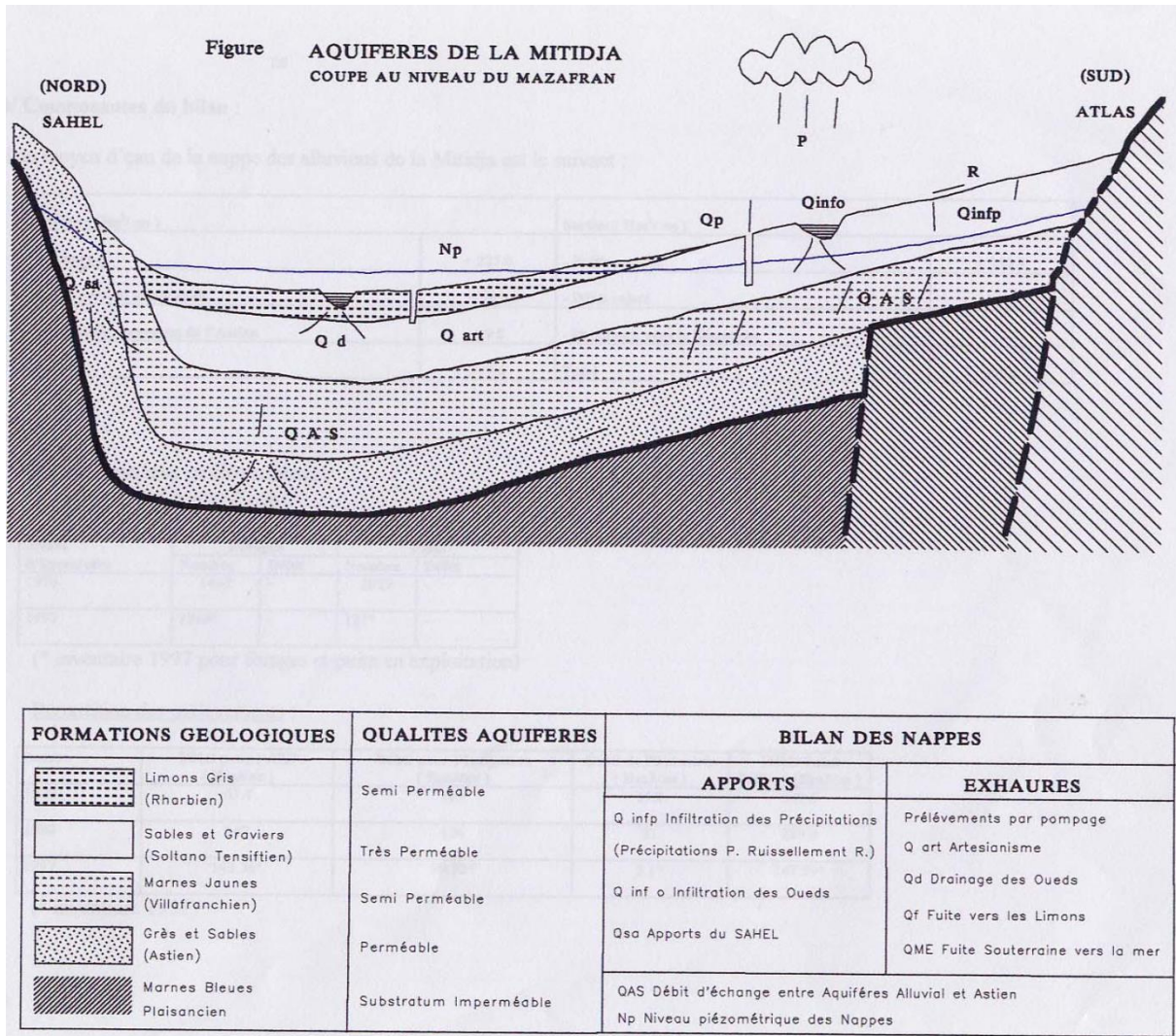
Il est essentiellement constitué par les superpositions des alluvions du quaternaire ancien et la base des alluvions récentes.

L'aquifère alluvial est alimenté comme suit :

- Dans la plaine par infiltration des précipitations.
- Dans les piedmonts de l'Atlas par infiltration des cours d'eau.
- Le long du sahel par écoulement souterrain de l'Astien vers la nappe alluviale à travers une épaisseur de marne jaune.

Sur la plus grande partie de la plaine, ces deux aquifères superposés sont séparés par un complexe argileux d'épaisseur variable.

Les deux nappes sont en communication hydraulique directe. Cependant, étant donné que la nappe des alluvions anciennes est presque partout en charge par rapport à la nappe superficielle. Par contre dans les zones de pompage intensif et prolongé, la dépression créée dans la nappe profonde peut inverser le sens d'écoulement : la nappe souterraine fournit alors une part non négligeable de l'eau souterraine.



Source : DRE Blida.

Figure III.3 : Carte de l'aquifère de la Mitidja.

III.4. Utilisation combinée des eaux souterraines et des eaux de surface

L'utilisation combinée des eaux souterraines et de surface se traduit comme une complémentarité dans le temps et dans le lieu en matière de supplément d'eau à apporter aux cultures pour combler le déficit dû à l'irrégularité des précipitations et/ou des apports du réseau d'un côté et à la qualité des eaux souterraines et du coût du système de pompage de l'autre côté.

Cette complémentarité entre les deux ressources est insignifiante suite à la position de la majorité des exploitations loin des réseaux de distribution qui ne leur permet pas d'être desservies convenablement.

Conclusion

Les eaux superficielles et les eaux souterraines sont utilisées fortement pour l'alimentation des agglomérations urbaines en eau potable, les usages industriels et l'irrigation.

Pour l'irrigation, les agriculteurs trouvent plus de souplesse de faire appel à l'eau souterraine qu'à l'eau de surface vu que le puits ou le forage procurent plus de liberté dans la gestion du temps (période de pompage, d'irrigation) et le choix des cultures. Ce qui permet d'éviter les contraintes climatiques et surtout de pouvoir satisfaire les besoins des cultures.

Toutefois l'exploitation incontrôlée de cette ressource souterraine affaiblit les possibilités de recharge naturelle des nappes.

Chapitre IV :
Etude
Hydrologique

Introduction

Avant la mise en place d'un réseau d'irrigation, il est impératif de connaître avec précision le bilan hydrique de la région supposée être la zone d'étude afin de déterminer le déficit sur les cultures pratiquées et de conclure les besoins en eau, nets et brutes, pour définir le volume réel des besoins en eau d'irrigation.

Ce chapitre, consacré pour l'étude hydrologique, a pour objectif de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole. L'étude porte sur : la détermination de l'année de calcul, l'homogénéisation des séries pluviométriques et l'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques.

IV.1. Le réseau pluviométrique

Pour l'étude des pluies, nous avons utilisé la série pluviométrique tirée de la station pluviométrique de **Chiffa** dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Caractéristiques de la station pluviométrique de « Chiffa »

Nom de la station	Code	Coordonnées en Lambert		Altitude	Période d'observation	Nombre d'années observées
		X	Y	Z (m)		
Chiffa		503.8	351.35	110	1971-2010	40

Source : ANRH Blida

La série des précipitations de la station de **Chiffa** est donnée dans tableau ci-dessous :

Tableau IV.2: Répartition mensuelle et annuelle des pluies.

Anné	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1971	0	79.5	0	150.8	196.9	30	110	73.7	40.6	18.2	0	0	699.7
1972	86.9	78.4	22.7	200.6	177.3	230.2	122.3	19	0.7	31.6	1.4	1.1	972.2
1973	106.6	36.7	14.2	191.5	7	138.8	255.4	115.7	1.4	7.7	1	0	876
1974	22.3	179.8	100	2.8	27.8	78.4	161.3	28.7	60	35.3	0	5	701.4
1975	14	10.2	286.1	77.5	79.6	220.2	58.9	73.9	57.5	39.7	29.1	10.1	956.8

Suite du tableau IV.2 :

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
1976	24.3	98.9	73.7	102.5	64.8	11.1	36	69.3	56.3	7.1	0	6.3	550.3
1977	8.7	23.2	72.1	16.6	79.4	18.8	81	175.2	78.5	6.5	0	0	560
1978	10	131.2	57.1	28.1	52.8	163.4	119.7	50.9	21.9	5.7	0.8	0	641.6
1979	85.6	73.3	97.4	97.8	139.4	49.3	104.5	110.4	57.3	1.6	0.6	0	817.2
1980	3.9	29.9	51.5	218.1	26.8	94.6	92.1	71	37	1	0	16	641.9
1981	0.5	28.4	6	31.4	164.4	103.1	40.1	23.4	80.6	18	0	0	495.9
1982	28.1	83.5	283.4	105.6	0.6	50.3	35.6	5.7	0	0	19.6	0	612.4
1983	0	11.1	33.6	67.1	127.6	107	52.1	71.7	8.6	0	0	0	478.8
1984	35.2	217.9	43.1	122.9	59.4	41	225.2	23.1	95.3	0	0	0	863.1
1985	46.4	32.3	114.3	56.6	75.1	49.1	161.4	34.6	3.6	31.8	4.2	0	609.4
1986	40.2	108.5	87.7	216.6	100.8	140.7	25	0	9	8.1	1.7	0	738.3
1987	20.7	23.4	114.4	28.3	28.2	44.3	37.6	31.8	36	2.9	0	0	367.6
1988	50.4	8.6	29.1	216.6	31.7	4.7	71.4	68.7	21.2	16.2	0	6.9	525.5
1989	20.2	12.4	36.7	28.5	70.4	0	62.3	48.8	79.6	1.5	28.5	0	388.9
1990	4	21.5	68	113.8	80.6	79.7	84.4	23.9	36.4	3.4	0	2.2	517.9
1991	24.9	121.9	30.9	15.4	198.9	23.3	100.6	58.3	81.7	31.9	7.9	0	695.7
1992	8.1	46.5	101.4	66.8	27.6	71.1	16.3	62.9	54.6	0	0	4.3	459.6
1993	28.3	50.9	70.4	27.9	145.9	31.9	0	77.4	7	0	0	0	439.7
1994	73.9	131.1	43.5	49.6	158.2	44.2	128.7	14.6	0	14.4	0	23.4	681.6
1995	49.6	73	89.2	43.7	71.9	164.9	54.9	211	25.1	8.9	5	0.5	797.7
1996	30	50.6	8.5	36	35.8	43.7	10.6	105.4	22.8	1	0	34	378.4
1997	48.4	55.8	120.5	70.1	19.1	80.7	47.9	54.3	197.9	0.7	0	0	695.4
1998	30	36	107.2	60.9	124.8	118.3	65.9	4	0	2.2	0	2	551.3

Suite du tableau IV.2 :

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Aout	Annuel
1999	11.5	4	96.7	187	13.2	6.5	16.2	36.3	50.4	0	0	0	421.8
2000	6.5	47.7	129.1	27.3	162.2	54	0	111	18.5	0	0	0	556.3
2001	27.4	30.2	56.5	50.5	39	27	57.3	24.2	33.2	0	3.2	17	365.5
2002	23	42.5	138	124.1	187.5	142.7	8.7	83.6	43.5	0	0	0	793.6
2003	25	27.5	89.7	102.7	88	50.2	62.2	62.2	124.2	4.1	3	1.5	640.3
2004	4.2	32.5	94.4	104.7	64.9	134.1	50	30.6	1.6	0	0	0	517
2005	39.3	39.3	65.3	99.8	83.5	81.2	14.3	4.8	124	0	0	0	551.5
2006	44.5	12.5	47.3	169.8	14.1	1.6	0	71	27.1	0	2.5	0	390.4
2007	28	109	116	153.4	130.6	10.2	65.5	75.7	0	0	0	5.6	694
2008	70	24	106.9	95.7	40	82.8	47.9	35	17	14.5	0	39.5	573.3
2009	13.5	83	81.2	81	101	126.6	54	97.5	114.5	15	0	0	767.3
2010	16	57.2	107.2	31	80.7	202.4	125	25	0	0	0	11	655.5
Moy	30.25	59.10	82.28	91.78	84.44	78.80	71.56	59.11	43.12	8.23	2.71	4.66	616.02

Source : ANRH Blida

IV.2. Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

En générale, l'homogénéisation des données hydrologiques est indispensable, avant toute exploitation hydrologique de ces données, car les mesures ne sont pas menées souvent avec soin. En effet, outre la possibilité de données défectueuses ou sujette à caution, il arrive fréquemment qu'une station pluviométrique présente des interruptions dans les relevés, rendant difficile son utilisation. Il convient dans ce cas de procéder à une vérification de l'homogénéité des données recueillies, afin d'éliminer, puis de combler les lacunes des relevés défectueux.

A l'effet de l'existence de plusieurs tests, notre cas est effectué suivant le test des (rangs) ou test de **Wilcoxon** car il est supposé être le plus puissant des tests non paramétriques.

➤ Test de Wilcoxon

Ce test repose sur un procédé simple, permettant de tester l'homogénéité d'une série de données, sans qu'il fasse appel à une autre série pluviométrique homogène d'une station voisine, étalée sur la même période d'observation.

• Le test de Wilcoxon se base sur le principe suivant

La première phase consiste à prendre en compte la série d'origine de taux réel de pluviométrie annuel englobant la période effective de quarante (40) années (Station météorologique de **Chiffa**).

La série original est divisée en deux (02) sous séries **X** et **Y** avec **Y > X** dans le but de classer cette série en ordre décroissant pour localiser les valeurs, correspondent à **X** ou celles de **Y** en rapport à **N₂** valorisant la taille de **Y**, supérieure à **N₁** relatif à la taille de **X**.

Ensuite, l'utilisation des formules du test d'homogénéisation pour connaitre si la série est homogène ou pas, en tenant compte de la probabilité supposée à **95%** dans la formule de test de **Wilcoxon**.

D'après M^r **Wilcoxon**, la série est homogène avec une probabilité de **95%**, si la relation suivante est vérifiée :

$$W_{\min} < W_x < W_{\max}$$

Avec :

W_x : Somme des rangs des sous série (X), $W_x = \sum(\text{Rang})_x$;

Et :

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

$$W_{\max} = [(N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{\min}] \dots \dots \dots (\text{IV. 2})$$

Le tableau suivant détaille le procédé du test d'homogénéité des pluies de notre station (station de **Chiffa**) :

Tableau IV.3: Test d'homogénéité de Wilcoxon.

N°	Série	Série	Série	Tri	Y U X	Rang
1	699.7	699.7	388.9	972.2	X	1
2	972.2	972.2	517.9	956.8	X	2
3	876	876	695.7	876	X	3
4	701.4	701.4	459.6	863.1	X	4
5	956.8	956.8	439.7	817.2	X	5
6	550.3	550.3	681.6	797.7	Y	6
7	560	560	797.7	793.6	Y	7
8	641.6	641.6	378.4	767.3	Y	8
9	817.2	817.2	695.4	738.3	X	9
10	641.9	641.9	551.3	701.4	X	10
11	495.9	495.9	421.8	699.7	X	11
12	612.4	612.4	556.3	695.7	Y	12
13	478.8	478.8	365.5	695.4	Y	13
14	863.1	863.1	793.6	694	Y	14
15	609.4	609.4	640.3	681.6	Y	15
16	738.3	738.3	517	655.5	Y	16
17	367.6	367.6	551.5	641.9	X	17
18	525.5	525.5	390.4	641.6	X	18
19	388.9		694	640.3	Y	19
20	517.9		573.3	612.4	X	20
21	695.7		767.3	609.4	X	21
22	459.6		655.5	573.3	Y	22
23	439.7			560	X	23
24	681.6			556.3	Y	24
25	797.7			551.5	Y	25
26	378.4			551.3	Y	26
27	695.4			550.3	X	27
28	551.3			525.5	X	28
29	421.8			517.9	Y	27
30	556.3			517	Y	30
31	365.5			495.9	X	31
32	793.6			478.8	X	32

Suite du tableau IV.3

N°	Série	Série	Série	Tri	Y U X	Rang
33	640.3			459.6	Y	33
34	517			439.7	Y	34
35	551.5			421.8	Y	35
36	390.4			390.4	Y	36
37	694			388.9	Y	37
38	573.3			378.4	Y	38
39	767.3			367.6	X	39
40	655.5			365.5	Y	40

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

Tableau IV.4 : Résultats du test de Wilcoxon

N_1	N_2	W_x	W_{\min}	W_{\max}
18	22	301	296.41	441.59

On a donc : $W_{\min} = 296.41 < W_x = 301 < W_{\max} = 441.59$.

La condition de M^f .**Wilcoxon** est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station de **Chiffa** est homogène.

IV.3. Etude de l'échantillon et choix de la loi d'ajustement

IV.3.1. Loïs d'ajustement

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses ; on utilise pour notre projet celles qui garantissent le meilleur ajustement possible.

Les lois d'ajustement les plus communément employées sont les suivantes :

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

En raison, de leurs critères d'ajustements graphiques, de leurs tests d'adéquation et leurs allures de points sur des papiers à probabilité, ce qui nous a permis en priorité de faire ce choix sur la base de la formule de probabilité empirique $F[X(k)] = [(k-0.05) / (n+0.90)]$ appliqué comme indice de calcul dans le logiciel **HYFRAN** et selon les lois d'ajustements : Loi Normale et Loi log-normale.

IV.3.1.1. Ajustement à la loi Normale (loi de Gauss)

L'ajustement des séries selon la loi normale (loi de **Gauss**) s'adapte parfaitement pour parvenir à des résultats précis des pluies moyennes annuelles. En effet Le procédé de calcul consiste à:

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- Calculer la fréquence expérimentale (par la formule de **Hazen** par exemple).
- Calculer la variable réduite de **Gauss** : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta} \dots \dots \dots \text{(IV.3)}$.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la loi (\bar{X} ; δ ; C_v ; $C_{S=0}$).
- Calculer le coefficient de variation : $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}} \dots \dots \dots \text{(IV.4)}$.
- L'équation de la droite de **Henry** sur papier de probabilité gaussien : $X_{P\%} = \bar{X} + \delta * U_{P\%}$

Avec : $X_{P\%}$: Précipitation de probabilité **P%**.

$U_{P\%}$: Variable réduite de **Gauss**.

\bar{X} : Moyenne arithmétique.

δ : Écart type.

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de **Chiffa** sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

On a :

- Taille : **n= 40** ;
- Moyenne : **mu = 616.02** ;
- Ecart-type : **sigma = 161.255** ;
- Niveau de confiance = **95%**.

Tableau IV.5 : Les résultats d'ajustement à la loi normale (loi de Gauss)

Ajustement à la loi Normal				
Station : Chiffa				
Nombre d'observations: 40				
Paramètres :				
mu : 616.02				
sigma : 161.26				
Niveau de confiance=95%.				
Quantiles :				
T = 1/ (1-q) ;				
q = F(x) (probabilité au non-dépassement) ;				
p = 1 – F(x) (probabilité au dépassement).				
T	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	1215.7	72.535	1073.6 - 1357.9
2000.0	0.9995	1146.7	65.27	1018.7 - 1274.6
1000.0	0.9990	1114.4	61.921	992.99 - 1235.8
200.0	0.9950	1031.5	53.504	926.56 - 1136.3
100.0	0.9900	991.23	49.547	894.09 - 1088.4

50.0	0.9800	947.27	45.352	858.36 - 1036.2
20.0	0.9500	881.32	39.401	804.08 - 958.56
10.0	0.9000	822.71	34.609	754.86 - 890.55
5.0	0.8000	751.71	29.768	693.35 - 810.07
3.0	0.6667	685.41	26.68	633.10 - 737.71
2.0	0.5000	616.02	25.497	566.04 - 666.00
1.4286	0.3000	531.52	27.233	478.14 - 584.91
1.2500	0.2000	480.33	29.768	421.97 - 538.69
1.1111	0.1000	409.33	34.609	341.49 - 477.18
1.0526	0.0500	350.72	39.401	273.48 - 427.96
1.0204	0.0200	284.77	45.352	195.86 - 373.68
1.0101	0.0100	240.81	49.547	143.68 - 337.95
1.0050	0.0050	200.59	53.504	95.699 - 305.48
1.0010	0.0010	117.66	61.921	-3.733 – 239.05
1.0005	0.0005	85.368	65.27	-42.588 – 213.32
1.0001	0.0001	16.292	72.535	-125.90 – 158.49

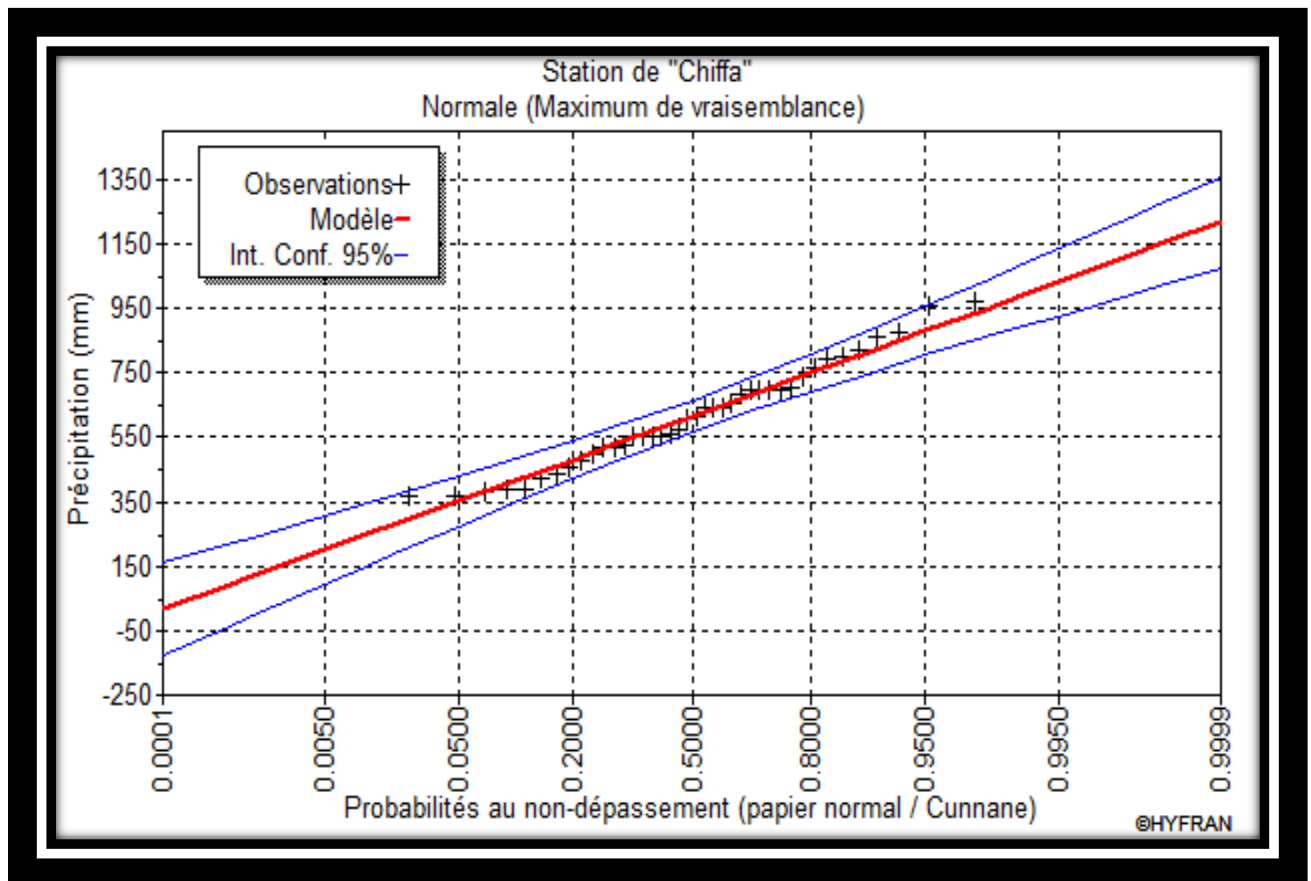


Figure IV.1 : Ajustement des pluies annuelles à la loi Normale.

IV.3.1.2 Ajustement à la loi log-normale (Galton)

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de **Chiffa** sont regroupés dans le tableau ci-dessous.

On a :

- Taille : $n = 40$;
- Moyenne : $\mu = 6.389$;
- Ecart-type : $\sigma = 0.267$;
- Niveau de confiance = **95%**.

Tableau IV.6: Ajustement à la loi de Galton (loi Log-normale)

Ajustement à la loi Log-normale				
Station : Chiffa				
Nombre d'observations: 40				
Paramètres :				
mu : 6.389				
sigma : 0.267				
Niveau de confiance=95%.				
Quantiles :				
T = 1/ (1-q) ;				
q = F(x) (probabilité au non-dépassement) ;				
p = 1 – F(x) (probabilité au dépassement).				
T	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
10000.0	0.9999	1606.6	192.90	1228.5 - 1984.8
2000.0	0.9995	1433.1	154.83	1129.5 - 1736.6
1000.0	0.9990	1358.5	139.24	1085.5 - 1631.4
200.0	0.9950	1184.2	104.88	978.62 - 1389.8
100.0	0.9900	1107.9	90.867	929.81 - 1286.1
50.0	0.9800	1030.2	77.336	878.58 - 1181.8
20.0	0.9500	923.65	60.240	805.56 - 1041.7
10.0	0.9000	838.25	48.020	744.11 - 932.39
5.0	0.8000	745.31	36.724	673.31 - 817.30

3.0	0.6667	667.84	29.493	610.02 - 725.66
2.0	0.5000	595.38	25.127	546.12 - 644.63
1.4286	0.3000	517.66	23.335	471.92 - 563.41
1.2500	0.2000	475.61	23.435	429.66 - 521.55
1.1111	0.1000	422.87	24.225	375.38 - 470.36
1.0526	0.0500	383.77	25.029	334.71 - 432.84
1.0204	0.0200	344.08	25.830	293.45 - 394.72
1.0101	0.0100	319.94	26.239	268.50 - 371.38
1.0050	0.0050	299.33	26.510	247.36 - 351.30
1.0010	0.0010	260.93	26.745	208.50 - 313.36
1.0005	0.0005	247.35	26.724	194.96 - 299.74
1.0001	0.0001	220.63	26.490	168.70 - 272.56

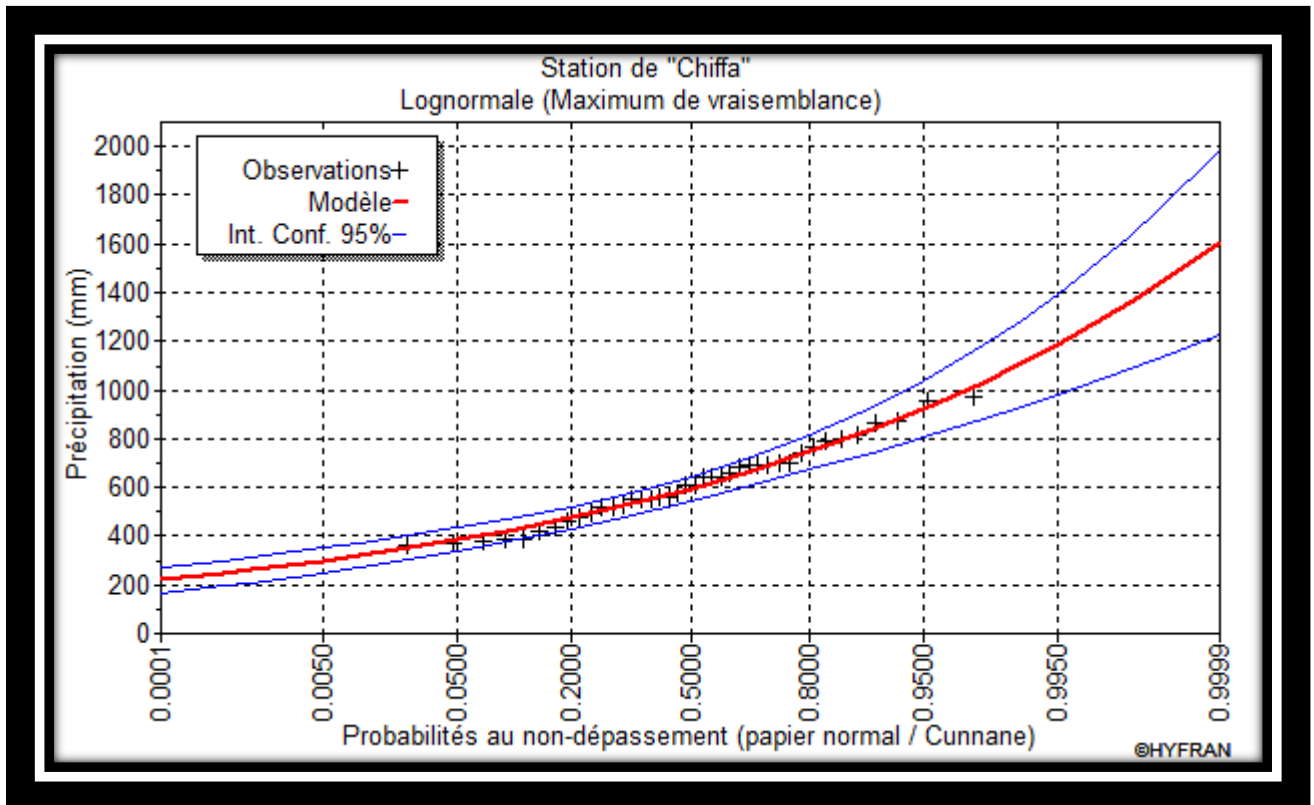


Figure IV.2 : Ajustement des pluies annuelles à la loi log-normale.

IV.3.2. Test de validité d'un ajustement

La loi choisie pour ajuster la distribution statistique de l'échantillon, ne représente qu'approximativement l'échantillon étudié, l'erreur commise en adoptant une loi donnée est une erreur d'adéquation. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2).

Nous avons classés par ordre décroissant la série originale de N valeurs, et réparties selon la loi $F(X)$, c'est la densité de probabilité correspondant à la loi théorique (Loi Pearson), afin de déterminer les paramètres de validation du test en y divisant cette série à un certain nombre de classes (intervalles) K dont chacune ne contient aucune valeur expérimentale avec la mise en évidence du nombre V_i , qui est le nombre théorique des valeurs de la série de N valeurs, affectées à la classe i (variations) par la loi de répartition, donnée par la relation suivante :

$$v_i = N \int_{x_{i+1}}^x f(X)dX = N[F(X_i) - F(X_{i+1})] \dots\dots\dots (IV.5)$$

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

$$\chi^2_{\text{calculé}} = \sum_{i=1}^k \frac{(ni - vi)^2}{vi} \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec : n_i : nombre d'observations contenues dans la classe i .

v_i : nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i .

$$\gamma = k - 1 - m$$

γ : degré de liberté.

k : nombre de classes.

m : Nombre de paramètres, dont dépend la loi de répartition ; $m=2$ pour la loi de **Galton** et **Gauss**.

Ensuite, nous avons cherché dans la table de Pearson, la probabilité de dépassement correspondante au nombre de degré de liberté, définie ci-dessus par γ dont la formule d'ajustement de probabilité ne serait satisfait si l'erreur est supérieure **0.05**.

Donc, on doit :

- Calculer χ^2 ($\chi^2_{\text{calculé}}$) ;
- Calculer le nombre de degré de liberté γ ;
- Déterminer $\chi^2_{\text{théorique}}$ sur la table de **Pearson**

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

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$

Le test de validité de **Khi carrée** pour l'ajustement à la loi Normale et la loi Log-normale est fait à l'aide du logiciel **HYFRAN**.

Tableau IV.7: Table de Pearson de χ^2 .

$\alpha \backslash \gamma$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.210	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.815	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515
6	2.204	5.348	7.231	8.558	10.645	12.592	15.033	16.812	22.457
7	2.833	6.346	8.383	9.83	12.017	14.067	16.622	18.475	24.322
8	3.490	7.344	9.524	11.030	13.362	15.507	18.168	20.090	26.125
9	4.168	8.343	10.656	12.242	14.684	16.919	19.679	21.666	27.877

Les résultats obtenus d'après le test de validité des deux ajustements sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8: Résultat du test de validité des deux ajustements.

	Loi normale	Loi log-normale
$\chi^2_{\text{calculé}}$	3.60	2.40
$\chi^2_{\text{théorique}}$	11.07	11.07
$P(\chi^2_{\text{calculé}})$	0.6083	0.7915
Degrés de liberté (γ)	5	5

Nombre de classes (k)	8	8
-----------------------	---	---

Le test de *Khi carré* montre que les deux lois présentent une même adéquation. Sur la table de *Pearson* $\chi^2_{\text{théorique}} = 11.07$; pour $\alpha = 5\%$ et $\gamma = 5$.

Donc : $\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ (pour les deux lois).

D'après le test de *Khi carré*, on déduit que les deux lois sont considérées à ($\alpha = 5\%$), et que la loi log normale présente un meilleur ajustement aux pluies annuelles par rapport à la loi normale.

IV.3.3. Détermination de l'année de calcul

Puisque la loi log normale est la plus adéquate, alors nous la retenons pour l'estimation de la pluviométrie moyenne annuelle représentative de la région. La probabilité à garantir une irrigation est arrêtée selon une fréquence de **80%** des pluies.

Tableau IV.9 : Quantiles de pluies de la station de « Chiffa » (Loi log normale).

Ajustement à la loi Log-normale
<p>Station : Chiffa.</p> <p>Nombre d'observations: 40.</p> <p>Paramètres :</p> <p>mu : 6.389 ;</p> <p>sigma : 0.267 ;</p> <p>Niveau de confiance=95%.</p> <p>Quantiles :</p> <p>$T = 1 / (1 - q)$;</p> <p>$q = F(x)$ (probabilité au non-dépassement) ;</p> <p>$p = 1 - F(x)$ (probabilité au dépassement).</p>

T	q	XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
5.0	0.8000	745.31	36.724	673.31 - 817.30
2.0	0.5000	595.38	25.127	546.12 - 644.63
1.2500	0.2000	475.61	23.435	429.66 - 521.55

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

$$P_{moy\ mensuelle\ (80\%)} = P_{moy\ mensuelle} \times \frac{P_{théorique\ annuelle\ (80\%)}}{P_{théorique\ annuelle\ (50\%)}} \dots \dots \dots (IV. 7)$$

D'après le tableau de l'Ajustement à la loi log normale, nous avons :

$$\left\{ \begin{array}{l} P_{théorique\ (80\%)} = 475.61\text{ mm} \\ P_{théorique\ (50\%)} = 595.38\text{ mm} \end{array} \right.$$

D'où : $\frac{P_{80\%}}{P_{50\%}} = 0.799 \approx 0.8$

Donc : $P_{moy\ mensuelle\ (80\%)} = 0.8 \times P_{moy\ mensuelle}$

Tableau IV.10 : Reconstitution des pluies moyennes mensuelles de fréquence de 80%

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juill	Août
P_{moy} (mm)	29.17	40.77	65.5	75.22	73.75	55.27	46.11	56.71	39.76	3.96	5.7	8.5
$P_{moy\ 80\%}$ (mm)	23.34	32.62	52.4	60.18	59	44.22	36.89	45.37	31.81	3.17	4.56	6.8

Conclusion

Le chapitre **IV** a pour but d'avoir connaissance parfaite du bilan hydrique, et cela pour la détermination du volume réel des besoins en eau d'irrigation à l'aide de plusieurs formules empiriques ce qui permettra par la suite de définir les choix impératifs techniques avant la mise en place d'un réseau d'irrigation.

L'étude, s'est effectuée sur la base d'une longue période de précipitations enregistrées durant une quarantaine d'années dans la région de **Mouzaia**, nous a montré que les deux lois utilisées (loi Normale et loi Log-normale) étaient adéquates à l'ajustement de notre série pluviométrique, et que notre choix s'est porté sur la loi log-normale (**Galton**).

Ce travail reconstitue l'année de probabilité à fréquence de **80%** du taux réel et effectif de la pluviométrie, ce qui va nous permettre par la suite de calculer l'**E.T.P** (Evapotranspiration Potentiel) suivant les années de sécheresse et les besoins en eaux probables aux cultures pratiquées.

Chapitre V :
Besoins en eau
des cultures

Introduction

Le présent chapitre a pour but principal de déterminer les besoins en eau des cultures, afin de déterminer les volumes d'eau à apporter par l'irrigation au cours de la saison de croissance en se basant sur les informations définies dans les chapitres précédents telles que : les conditions climatiques, systèmes agronomiques, l'intensité culturale, potentialités des sols, l'eau disponible, et méthodes d'irrigation dont l'objectif de ce chapitre.

V.1. Choix des cultures et occupation des sols

Avant d'évaluer les besoins en eau des cultures de la zone d'étude, il faut d'abord bien choisir les cultures à mettre en place et établir l'occupation et la répartition culturale dans le périmètre, en tenant compte des différentes contraintes.

Le choix des cultures à mettre en place doit concilier entre les critères suivants :

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

La répartition des cultures dans notre périmètre est détaillée dans le tableau ci-après :

Tableau V.1 : Occupation de l'aire d'étude.

Les cultures	Surface occupé en %	Surface occupée en Ha
Céréales	30	150
Blé	20	100
Orge	10	50
Maraichères	20	100
Tomate	7.2	36
P.de terre	12.8	64

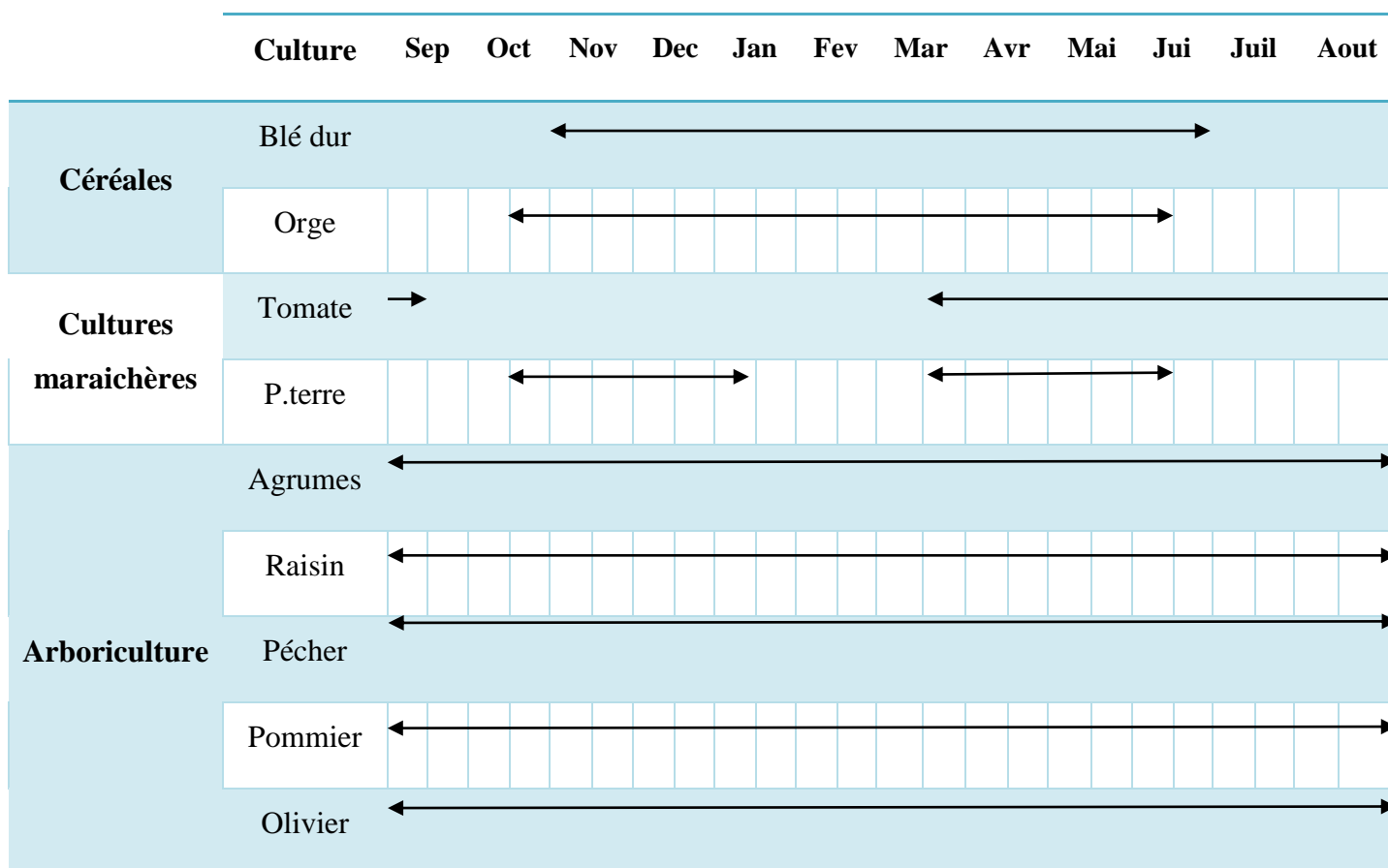
Suite du tableau V.1 :

Arboricultures	50	250
Agrumes	31.1	155.5
Raisin	6.3	31.5
Pêcher	5.0	25
Pommier	5.0	25
Olivier	2.6	13
Total	100	500

V.2. Cycle végétatif des cultures

Le cycle végétatif des différentes cultures sont présentés dans le tableau dessous:

Tableau V.2 : Cycle végétatif des cultures.



V.3. Besoins en eau des cultures

Selon la **FAO** (Food and Agriculture Organization), les besoins en eau des cultures sont définis comme étant la dose apportée aux cultures dans des moments propices.

La consommation d'eau pour l'irrigation est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour compenser le déficit entre d'une part l'évaporation potentielle et d'autre part les pluies efficaces pendant la période de croissance des cultures et le changement dans la teneur en eau du sol. Elle varie considérablement en fonction des conditions climatiques, des saisons, des cultures et des types de sol.

V.4. L'évapotranspiration

L'évapotranspiration représente la quantité d'eau perdue sous forme de vapeur à partir d'une surface couverte de végétation. Elle résulte de deux phénomènes : l'évaporation de l'eau d'un sol ou d'un plan d'eau, qui est un phénomène purement physique, et la transpiration des plantes.

L'évapotranspiration est généralement exprimée par unité de surface et par unité de temps, en **m³/ha/jour**, en **m³/ha/mois**, ou en **m³/ha/an**. Bien entendu, elle peut également s'écrire en mm/jours, en mm/moi, ou en mm/jours.

On distingue : l'évapotranspiration potentielle de référence (**ETP** ou **ETo**) et l'évapotranspiration réelle (**ETR**) et l'évapotranspiration maximale (**ETM**).

V.4.1. l'évapotranspiration potentielle de référence (ETo)

L'évapotranspiration Potentielle de référence (**ETo**) est définie comme l'évapotranspiration maximale d'un gazon ras en phase active de croissance couvrant complètement le sol et bien alimenté en eau.

V.4.2. L'évapotranspiration réelle (ETR)

L'évapotranspiration réelle (**ETR**) d'une région représente l'eau réellement perdue par celle-ci sous forme de vapeur. Elle est définie comme l'évapotranspiration de la culture lorsque l'humidité du sol est inférieure à la capacité au champ, c'est la valeur dans le cas d'une alimentation en eau insuffisante de la plante.

Pendant une période déterminée (jour, mois, cycle végétatif complet), chaque parcelle va perdre, par transpiration et évaporation directe, une certaine quantité d'eau appelée

évapotranspiration réelle (**ETR**): celle-ci pourra bien sûr être inférieur ou égal à l'**ETP** selon que les conditions de celle-ci sont réunies ou non.

V.4.3. L'évapotranspiration maximale (ETM)

L'évapotranspiration maximale (**ETM**) est la valeur maximale de l'évapotranspiration d'une culture donnée, à un stade végétatif, dans des conditions climatiques données. Elle dépend de la culture considérée, du stade phénologique de la culture et des conditions météorologiques observées. C'est une correction de l'**ETP** (**ET_o**) en fonction du couvert végétal. L'évapotranspiration maximale (ETM) est mesurée comme suit :

$$\mathbf{ETM = K_c . ET_o \dots\dots\dots (V.1)}$$

K_c, étant le coefficient cultural, est un rapport de consommation de l'eau en fonction du stade végétatif de la culture. Il varie essentiellement avec les caractéristiques propres de la culture (activité physiologique, taux de recouvrement du sol...etc) et avec un degré moindre le climat.

V.5. Les méthodes d'évaluation de L'évapotranspiration

On distingue généralement deux (02) types de méthodes pour évaluer l'évapotranspiration potentielle de référence (**ET_o**) :

- Méthodes directes ;
- Méthodes indirectes.

V.5.1. Méthodes directes

➤ L'évapotranspiromètre ou cuve lysimétrique

L'évapotranspiromètre est un appareil qui sert à mesurer l'évapotranspiration dans un sol nu ou généralement sur un lieu planté (couvert végétal). C'est un dispositif qui empêche les mouvements latéraux et permet de mesurer l'infiltration profonde.

La détermination de l'**ETP** à partir des mesures de l'évapotranspiration se fait par la différence entre les apports et les pertes selon la formule suivante :

$$\mathbf{\Delta S = (P_{eff} + I) \pm R - D - ET \dots\dots\dots (V.2)}$$

Si : $\Delta S = 0$ et $R = 0$; on aura donc :

$$\mathbf{ET = (P_{eff} + I) - D \dots\dots\dots (V.3)}$$

Avec : **ET** : L'évapotranspiration (mm).

P_{eff} : La pluie efficace (mm) ;

I : Dose d'irrigation (mm) ;

D : Eau drainée (mm) ;

ΔS : Variation du réserve du sol (mm) ;

R : Eau de ruissellement (mm) ;

➤ Le bac d'évaporation (bac de classe A)

Le bac de classe « A » est recommandé par l'Organisation météorologique mondiale (OMM). Il s'agit d'une cuve ronde de **1220 mm** de diamètre et **254 mm** de hauteur, rempli jusqu'à **50 à 75 mm** de son bord. Le bac d'évaporation est surélevé du sol (en général **15 cm**) sur une palette en bois ajouré afin que l'air puisse circuler sous celui-ci. Cela empêche la transmission d'énergie thermique entre le sol et le bac qui pourrait fausser les résultats.

L'évapotranspiration peut être grossièrement approchée par des mesures réalisées avec un bac d'évaporation rempli d'eau. En l'absence de pluie, la variation du niveau d'eau dans le bac est supposée proportionnelle à l'évapotranspiration, car l'eau du bac est soumise aux mêmes conditions climatiques que les plantes et le sol : rayonnements (solaires), vent, température et humidité. Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{ETP = K_{bac} \cdot E_{bac} \dots\dots\dots (V.4)}$$

Avec :

ETP : L'évapotranspiration potentielle (mm) ;

E_{bac} : L'évaporation dans le bac (mm) ;

K_{bac} : Coefficient dépend du bac.

Selon la **FAO**, la méthode des bacs d'évaporation donnerait des estimations acceptables, avec un emplacement pertinent des bacs et pour des estimations sur des périodes supérieures à **10 jours**.

V.5.2. Méthodes indirectes

Ces méthodes de calcul de l'**ETP** se font suivant des formules ne comportant que des données climatiques :

➤ **Formule de Thornthwaite (1944)**

La formule de **Thornthwaite** est utilisée lorsqu'on ne dispose que de la température comme seule donnée climatique. Elle exprime l'évapotranspiration potentielle (**ETP**) par la formule suivante :

$$\text{ETP} = 16 \cdot \left(\frac{10 \cdot T}{I} \right)^a \cdot k \dots \dots \dots (V.5)$$

Avec :

K : Coefficient d'ajustement mensuel ;

a : Fonction de l'indice thermique **I** ; $a = 1.6 \times \frac{I}{100} + 0.5 \dots \dots \dots (V.6)$

I : Indice thermique annuel, est la somme de douze indices mensuels; $I = \sum(i)$, dont *i*

est l'indice thermique mensuel ; $i = \left(\frac{T}{5} \right)^{1.514} \dots \dots \dots (V.7)$;

T : Température moyenne mensuelle de l'air (°C).

➤ **Formule de Blaney-Criddle (1950)**

Cette méthode de **Blaney–Criddle**, fait intervenir la température moyenne mensuelle et le pourcentage d'éclairement du mois considéré. L'**ETP** exprimée en (mm/jour) est donnée par la formule suivante:

$$\text{ETP} = K (0.46T + 8.13) P \dots \dots \dots (V.8)$$

Avec :

ETP : Evapotranspiration potentielle (mm/jour) ;

T : température moyenne (°C) durant la période considérée (généralement le mois) ;

P : Pourcentage d'éclairement pendant la période considérée, fonction de la latitude de la zone d'étude ;

K : Coefficient fonction de la culture et de la zone climatique.

➤ **Formule de Turc (1962)**

Cette méthode fait intervenir la température moyenne mensuelle, la radiation globale du mois considéré et l'insolation relative. Dans ce cas, l'**ETP** est exprimée en (mm/mois) selon les formules suivantes :

- Si $Hr > 50$ %, on a : $ETP = 0,40 \cdot \left(\frac{T}{T+15}\right) \cdot (I_g + 50) \dots\dots\dots (V.9)$
- Si $Hr > 50$ %, on a : $ETP = 0,40 \cdot \left(\frac{T}{T+15}\right) \cdot (I_g + 50) \cdot k \dots\dots\dots (V.10)$

Avec :

ETP : L'évapotranspiration potentielle mensuelle (mm) ;

Hr : L'humidité relative de l'air pendant le mois considéré (%);

T : Température moyenne mensuelle (°C) ;

I_g : Radiation solaire globale (cal/cm²/jour), pendant le mois considéré ;

$$I_g = I_{g_a} \left(0,18 + 0,62 \cdot \frac{h}{H}\right) \dots\dots\dots (V.11);$$

I_{g_a} : Energie de la radiation qui atteindrait le sol si l'atmosphère n'existait pas, (cal/cm²/jour) ;

H : Durée astronomique du jour pendant le mois considéré (heure/mois);

h : Durée d'insolation mesurées pendant le mois considéré (heure/mois) ;

$\frac{h}{H}$: Insolation relative ;

K : Coefficient de correction ; $k = \left(1 + \frac{50-Hr}{70}\right)$.

- **Remarque :**

Le coefficient **0.40** est réduit à **0.37** durant le mois février.

➤ **Formule de Penman-Monteith (FAO 1998)**

La formule de **Penman-Monteith** est très utilisée et considérée comme la méthode 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. Parmi les différentes méthodes de calcul de l'**ETP**, elle est recommandée par la **FAO** (Allen et al, 1998). Cette formule brute se présente comme suit :

$$ET_o = \frac{0.408\Delta(R_n - G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T + 273} \times U_2(e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1 + 0.34u_2)} \dots\dots\dots (V.12)$$

Avec :

ET_o : Evapotranspiration de référence (mm/jour) ;

$$R_n : \text{Rayonnement net (MJ/m}^2\text{/jour)} ; R_n = G + \lambda \cdot ET + H \dots\dots\dots (V.13)$$

H : La chaleur sensible ;

λET : La chaleur latente (kJ.kg⁻¹) ;

G : Flux de chaleur dans le sol (MJ/m²/jour) ;

$$\Delta : \text{Pente de la courbe de pression de vapeur saturante (kPa/}^\circ\text{C)} ; \Delta = \frac{4098 \cdot e_s}{(T+237.3)^2} \dots (V.14) ;$$

$$e_s : \text{Pression de vapeur saturante (kPa)} ; e_s = 0.6108 \cdot e^{\frac{17.27 T}{T+237.3}} \dots\dots\dots (V.15) ;$$

$$e_a : \text{Pression de vapeur réelle (kPa)} ; e_a = \frac{Hr \times e_s}{100} \dots\dots\dots (V.16), \text{ dont (Hr) est l'humidité relative ;}$$

$e_s - e_a$: Déficit de pression de vapeur saturante (kPa) ,

T : Température journalière moyenne de l'air (°C) ;

$$\gamma : \text{Constante psychrométrique (kPa/}^\circ\text{C)} ; \gamma = 0.665 \times 10^{-3} P \dots\dots\dots (V.17) ;$$

$$P : \text{Pression atmosphérique (kPa)} ; P = 101.3 \left(\frac{293 - 0.0065 z}{293} \right)^{5.26} \dots\dots\dots (V.18) ;$$

dont (z) est l'altitude de la station météorologique par rapport à la mer en mètre (m) ;

$$U_2 : \text{Vitesse du vent à une hauteur de 2 m du sol (m/s)}. \text{ Si la vitesse du vent est mesurée à une hauteur (h), on utilise la formule suivante : } U_2 = U_h \times \frac{4.87}{\ln(67.8 h - 5.42)} \dots (V.19) ;$$

dont (U_h) est la vitesse du vent mesurée à une hauteur (h) ;

V.6. Calcul de l'évapotranspiration de référence

En se basant sur la formule de **Penman-Monteith** modifiée, la FAO a mis au point en **1992** le logiciel **CROPWAT 8.0** qui est un logiciel d'aide à la gestion de l'irrigation. Alors on va l'utiliser pour calculer l'**ET_o** afin d'estimer des besoins en eau des cultures et des quantités d'eau d'irrigation. En introduisant les données climatologiques citées dans le **chapitre I** telles que :

- Les températures moyennes en (°C).
- L'humidité relative de l'air exprimé en (%).
- L'insolation journalière en (heure).
- La vitesse de vent en (m/s).

Les résultats de l'évapotranspiration de référence **ET_o** calculée à l'aide du logiciel **CROPWAT 8.0** pour la station de « Chiffa » sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau V.3 : Evapotranspiration de référence (ET_o) de la zone d'étude

(Selon Penmann et Monteith)

Pays : Algérie		Station : Chiffa						
Altitude : 110 m		Latitude : 36.46 °N			Longitude : 2.75 °E			
Mois	Tmin (°C)	Tmax (°C)	Humidité (%)	Vent (m/s)	Insol (heures)	Radiation (MJ/m ² /jr)	ET _o (mm/jour)	ET _o (mm/mois)
Jan	7,5	16,3	82	3,0	4,5	8,4	1,41	43,66
Fév	7,2	17,0	80	3,1	6,0	11,9	1,85	51,69
Mars	9,9	19,1	77	2,9	8,1	17,2	2,71	84,12
Avril	10,8	19,6	76	3,1	7,6	19,3	3,21	96,25
Mai	15,1	23,9	75	2,8	9,6	23,7	4,26	132,14
Juin	18,1	29,1	65	3,0	10,1	24,9	5,64	169,17
Juillet	20,1	34,9	49	3,2	11,4	26,5	7,59	235,30
Aout	21,2	35,4	51	3,1	10,8	24,2	7,21	223,40
Sept	19,2	30,8	66	2,5	9,8	20,3	4,90	146,86
Oct	16,5	25,3	74	2,3	7,4	14,1	2,98	92,46
Nov	12,6	21,8	75	2,5	5,7	9,8	2,08	62,53
Dec	8,3	19,5	80	3,7	4,3	7,6	1,76	54,65
Moyenne	13,9	24,4	71	2,9	7,9	17,3	3,8	116,02

V.7. Calcul de l'évapotranspiration maximale (ETM)

L'évapotranspiration maximale (ETM) est la valeur maximale de l'évapotranspiration d'une culture donnée, à un stade végétatif, dans des conditions climatiques données. Elle dépend de la culture considérée, du stade phénologique de la culture et des conditions météorologiques observées. C'est une correction de l'ETP (ET_o) en fonction du couvert végétal. L'évapotranspiration maximale (ETM) est calculée comme suit :

$$ETM = K_c \cdot ET_o \dots\dots\dots (V.20)$$

K_c : Le coefficient cultural ;

V.7. Le coefficient cultural (K_c)

Les valeurs du coefficient cultural (**K_c**) de chaque culture ont été ressorties, en fonction du stade végétatif de la plante, de la force du vent et de la valeur moyenne de l'humidité de l'air régnant au niveau de notre périmètre d'étude, à partir du bulletin FAO « irrigation et drainage ».

Tableau V.4 : Le coefficient cultural (K_c) des différentes cultures.

Culture	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Blé	-	-	0.70	0.75	0.85	0.90	1.00	1.15	1.15	0.6	-	-
Orge	-	-	0.30	0.60	0.85	0.90	1.15	1.15	0.80	0.60	-	-
P.terre	-	-	-	-	-	0.45	0.80	1.05	0.70	-	-	-
Tomate	-	-	-	-	-	-	-	0.75	0.8	0.8	0.7	-
Agrumes	0.7	0.68	0.67	0.67	0.65	0.65	0.65	0.70	0.70	0.70	0.7	0.7
Pommier	0.7	-	-	-	-	-	-	0.50	0.85	0.90	1.00	0.8
Raisin	0.45	-	-	-	0.60	0.70	0.90	0.77	0.60	0.55	0.35	0.40
Pêcher	0.55	0.55	0.55	0.75	0.75	0.75	0.75	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
Olivier	0.85	0.85	0.75	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.80	0.85	0.85

V.8. Calcul de la pluie efficace (P_{eff})

Pour tenir compte des pertes, il faut calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation en profondeur.

La pluie efficace (P_{eff}) représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation profonde. Différentes méthodes pour le choix de P_{eff} ont été développées, chacune prenant en compte le climat de la région où doivent s'effectuer les mesures.

- La première formule propose un pourcentage fixe (méthode du pourcentage fixe) :

$$P_{\text{eff}} = A \times P_{\text{moy } 80\%} \dots\dots\dots (V.21)$$

Dans laquelle A est une fraction donnée par l'utilisateur. En général, A est compris entre **0.7** et **0.9**.

- La deuxième formule a été développée à partir de données provenant de zones arides et semi-arides (méthode de **FAO**).

$$P_{\text{eff}} = 0.6 * P_{\text{moy } 80\%} - 10 \quad \text{pour} \quad P_{\text{moy } 80\%} < 70 \text{ mm/mois}$$

$$P_{\text{eff}} = 0.8 * P_{\text{moy } 80\%} - 25 \quad \text{pour} \quad P_{\text{moy } 80\%} > 70 \text{ mm/mois}$$

- La troisième formule a été mise au point par le département américain de l'agriculture (USDA) :

$$P_{\text{eff}} = P_{\text{moy}} * (1 - 0.2 * P_{\text{moy } 80\%} / 125) \quad \text{pour} \quad P_{\text{moy } 80\%} < 250 \text{ mm/mois}$$

$$P_{\text{eff}} = 125 + (0.1 * P_{\text{moy } 80\%}) \quad \text{pour} \quad P_{\text{moy } 80\%} > 250 \text{ mm/mois}$$

Parmi ces méthodes, nous nous sommes référés sur la méthode du pourcentage fixe, détaillée comme suit :

$$P_{\text{eff}} = 0.8 \times P_{\text{moy } 80\%} \dots\dots\dots (V.22)$$

Les valeurs des pluies efficaces mensuelles sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Précipitation efficace dans la zone d'étude.

mois	$P_{\text{mov } 80\%}$	P_{eff}
	mm	mm
Janvier	59.0	47.2
Février	44.2	35.4
Mars	36.9	29.5
Avril	45.4	36.3
Mai	31.8	25.4
Juin	3.2	2.5
Juillet	4.6	3.6
Aout	6.8	5.4
Septembre	23.3	18.7
Octobre	32.6	26.1
Novembre	52.4	41.9
Décembre	60.2	48.1
Total	400.4	320.3

V.9. La réserve facilement utilisable (RFU)

La notion de Réserve en eau facilement utilisable (**RFU**, exprimée en mm) correspond à la quantité d'eau du sol en dessous de laquelle une plante flétrit. Les doses d'irrigation sont calculées à partir de la **RFU** et on irrigue dès que celle-ci est épuisée. Elle est égale à **1/3** ou **2/3** de la réserve utile (**RU**). L'expression de la **RFU** est donnée par :

$$\text{RFU} = Y \times (H_{\text{CC}} - H_{\text{PF}}) \times D_a \times Z \dots\dots\dots (\text{V.23})$$

Avec :

Y : Degré de tarissement ; $Y=2/3$;

Da : Densité apparente. On prend $D_a=1.8$ car la texture du sol est argilo-limoneuse ;

Z : Profondeur d'enracinement (mm) ;

H_{CC} : Humidité à la capacité au champ, dans notre cas, on prend $H_{\text{CC}}=31\%$;

H_{PF} : Humidité au point de flétrissement ; dans notre cas, on prend $H_{\text{PF}}=15\%$

Tableau V.6 : Humidité à la capacité au champ et au point de flétrissement.

Humidités pondérales en (%) du poids sec			
Texture	A la rétention (H _{CC})	Du flétrissement (H _{PF})	Disponible (H _{CC} - H _{PF})
Sableuse	6 à 12	2 à 6	4 à 6
Sablo-limoneuse	10 à 18	4 à 8	6 à 10
Limoneuse	18 à 26	8 à 12	10 à 14
Limono-argileuse	25 à 31	11 à 15	12 à 16
Argilo-limoneuse	27 à 31	12.9 à 20.2	14.1 à 10.8
Argileuse	31 à 39	15 à 19	16 à 20

Source : Référence bulletin FAO d'irrigation et drainage

Tableau V.7 : Les profondeurs d'enracinement des différentes cultures.

culture	Sept	Oct	Nov	Déc.	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai	Juin	juillet	Août
Blé	-	-	0.3	0.5	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.9	-	-
Orge	-	-	0.3	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	-	-
P.terre	-	-	-	-	-	0,3	0,5	0.6	0.6	-	-	-
Tomate	-	-	-	-	-	-	-	0.7	0.9	1.2	1.2	-
Agrumes	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
Pommier	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Raisin	0.9	-	-	-	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9

Suite du tableau V.7 :

Pêcher	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
Olivier	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2

V.10. Besoins en eau nets d'irrigation (bilan hydrique)

Les pluies, en particulier leur part efficace, fournissent une partie de l'eau requise pour satisfaire les besoins d'évapotranspiration des cultures. Le sol, agissant comme un tampon, stocke une partie de l'eau de pluie et la restitue aux cultures en période de déficit.

Sous des climats humides, ce mécanisme suffit pour assurer une croissance satisfaisante dans des systèmes de culture sans irrigation. Dans des conditions arides ou en cas de saison sèche prolongée, il est nécessaire d'irriguer pour compenser le déficit d'évapotranspiration (transpiration des cultures et évaporation à partir du sol) dû à l'insuffisance ou à l'irrégularité des précipitations.

La consommation d'eau pour l'irrigation est définie comme étant le volume d'eau nécessaire pour compenser le déficit entre d'une part l'évaporation potentielle et d'autre part les pluies efficaces pendant la période de croissance des cultures et le changement dans la teneur en eau du sol. Elle varie considérablement en fonction des conditions climatiques, des saisons, des cultures et des types de sol. Pour un mois donné, le bilan hydrique des cultures peut s'exprimer comme suit:

$$B_i = ETM - (P_{\text{eff}} + RFU_{i-1}) \dots\dots\dots (V.24)$$

Avec :

B_i : Besoins en eau nets d'irrigation du moi considéré (mm) ;

ETM : Evapotranspiration maximale (mm/mois) ;

P_{eff} : Pluie efficace (mm) ;

RFU_{i-1} : Réserve en eau facilement utilisable disponible dans le sol au début de la période.

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

V.11. Besoins en eau bruts d'irrigation

Les besoins en eau brut d'irrigation son définis comme le volume d'eau d'irrigation nécessaire en pratique y compris les pertes et les besoins de lessivage. Ils sont déterminés par l'expression suivante :

$$B_{\text{brut}} = \frac{B_i}{K} \dots \dots \dots (V. 25)$$

Avec :

B_{brut} : Besoins en eau bruts du mois considéré (mm) ;

B_i : Besoins en eau nets du mois considéré (mm) ;

K : Coefficient d'efficience d'irrigation, il dépend du technique d'irrigation utilisé ;

- Irrigation gravitaire : **K = 0.45 – 0.50** ;
- Irrigation par aspersion : **K = 0.75** ;
- Irrigation par goutte à goutte : **K = 0.90**

V.12. Détermination des Besoins en eaux des cultures

Les besoins en eau des cultures sont détaillés comme suit :

➤ Estimation des besoins en eau des céréales

Tableau V.8 : Besoins en eau du « Blé ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.00	0.00	0.70	0.75	0.85	0.90	1.00	1.15	1.15	0.90	0.00	0.00
ETM (mm/mois)	0	0	43.77	40.99	37.11	46.52	96.74	110.69	151.96	152.25	0	0
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	0.00	0.00	300	500	500	600	700	800	900	900	0.00	0.00
RFU (mm)	0	0	19.2	96	96	115.2	44.8	51.2	0	0	0	0
Bnet (mm)	0.00	0.00	1.87	0.00	0.00	0.00	0.00	29.59	75.36	149.75	0.00	0.00
Bbrut (mm)	0.00	0.00	2.49	0.00	0.00	0.00	0.00	39.45	100.48	199.67	0.00	0.00
Bbrut (m³/ha)	0.00	0.00	24.90	0.00	0.00	0.00	0.00	394.50	1004.8	1996.7	0.00	0.00

Tableau V.9 : Besoins en eau de « l'Orge ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.00	0.00	0.40	0.70	0.85	0.95	0.90	0.90	0.80	0.45	0.00	0.00
ETM (mm/mois)	0	0	25.012	38.255	37.111	49.1055	75.708	86.625	105.712	76.1265	0	0
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	0.00	0.00	300	500	500	600	600	600	600	600	0.00	0.00
RFU (mm)	0.00	0.00	19.20	96.00	96.00	115.20	38.40	38.40	38.40	0.00	0.00	0.00
B (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11.93	41.91	35.23	0.00	0.00
B_{brut} (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	15.90	55.88	46.97	0.00	0.00
B_{brut} (m³/ha)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	159.00	558.83	469.69	0.00	0.00

➤ Estimation des besoins en eau des cultures maraichères

Tableau V.10 : Besoins en eau du « Pomme de terre ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.45	0.80	1.05	0.70	0.00	0.00	0.00
ETM (mm/mois)	0	0	0	0	0	23.26	67.30	101.06	92.50	0	0	0
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	300	500	600	600	0.00	0.00	0.00
RFU (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	57.60	32.00	38.40	38.40	0.00	0.00	0.00
B (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.76	28.70	0.00	0.00	0.00
B_{brut} (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.68	38.26	0.00	0.00	0.00
B_{brut} (m³/ha)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	436.83	382.64	0.00	0.00	0.00

Tableau V.11 : Besoins en eau du « Tomate ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.75	0.80	0.80	0.70	0.00
ETM (mm/mois)	0	0	0	0	0	0	0	72.1875	105.712	135.336	164.71	0
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	700	900	1200	1200	0.00
RFU (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	44.80	57.60	0.00	0.00	0.00
B (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	35.89	35.51	75.24	161.11	0.00
B_{brut} (mm)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	47.85	47.35	100.31	214.81	0.00
B_{brut} (m³/ha)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	478.50	473.49	1003.15	2148.13	0.00

➤ Estimation des besoins en eau de l'arboriculture

Tableau V.12 : Besoins en eau des « Agrumes ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.70	0.68	0.67	0.67	0.65	0.65	0.65	0.70	0.70	0.70	0.70	0.70
ETM (mm/mois)	102.802	62.8728	41.8951	36.6155	28.379	33.5985	54.678	67.375	92.498	118.419	164.71	156.38
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
RFU (mm)	76.80	76.80	76.80	230.40	230.40	230.40	76.80	76.80	76.80	0.00	0.00	0.00
B (mm)	84.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	39.12	161.11	150.98
B_{brut} (mm)	112.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52.16	214081	201.31
B_{brut} (m³/ha)	1121.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	521.6	21408.1	2013.1

Tableau V.13 : Besoins en eau du « Pommier ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.85	0.90	1.00	0.80
ETM (mm/mois)	102.802	0	0	0	0	0	0	48.125	112.319	152.253	235.3	178.72
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
RFU (mm)	96.00	96.00	96.00	288.00	288.00	288.00	96.00	96.00	96.00	0.00	0.00	0.00
B (mm)	84.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	53.75	231.70	173.32
B_{brut} (mm)	112.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	71.67	308.93	231.09
B_{brut} (m³/ha)	1121.3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	716.7	3089.3	2310.9

Tableau V.14 : Besoins en eau du « Raisin ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.45	0.00	0.00	0.00	0.60	0.70	0.90	0.77	0.60	0.55	0.35	0.40
ETM (mm/mois)	66.087	0	0	0	26.196	36.183	75.708	74.1125	79.284	93.0435	82.355	89.36
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	900	0.00	0.00	0.00	900	900	900	900	900	900	900	900
RFU (mm)	57.60	0.00	0.00	0.00	172.80	172.80	57.60	57.60	57.60	0.00	0.00	0.00
B (mm)	47.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.94	78.76	83.96
B_{brut} (mm)	63.19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	43.92	105.01	111.95
B_{brut} (m³/ha)	631.9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3660.4	1050.1	1119.5

Tableau V.15 : Besoins en eau du « Pêcher ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.55	0.55	0.55	0.75	0.75	0.75	0.75	0.55	0.55	0.55	0.55	0.55
ETM (mm/mois)	80.773	50.853	34.3915	40.9875	32.745	38.7675	63.09	52.9375	72.677	93.0435	129.415	122.87
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500	1500
RFU (mm)	96.00	96.00	96.00	288.00	288.00	288.00	96.00	96.00	96.00	0.00	0.00	0.00
B (mm)	62.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	125.82	117.47
B_{brut} (mm)	82.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	167.76	156.63
B_{brut} (m³/ha)	827.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1677.6	1566.3

Tableau V.16 : Besoins en eau de « l'Olivier ».

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
ETo (mm/mois)	146.86	92.46	62.53	54.65	43.66	51.69	84.12	96.25	132.14	169.17	235.30	223.40
Kc	0.85	0.75	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.65	0.8	0.85	0.85
ETM (mm/mois)	124.831	69.345	40.6445	35.5225	28.379	33.5985	54.678	62.5625	85.891	135.336	200.005	189.89
P_{moy} (mm)	23.3	32.6	52.4	60.2	59	44.2	36.9	45.4	31.8	3.2	4.6	6.8
P_{eff}(mm)	18.7	26.1	41.9	48.1	47.2	35.4	29.5	36.3	25.4	2.5	3.6	5.4
Z (mm)	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
RFU (mm)	76.80	76.80	76.80	230.40	230.40	230.40	76.80	76.80	76.80	0.00	0.00	0.00
B (mm)	106.13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	56.04	196.41	184.49
B_{brut} (mm)	141.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	74.72	261.88	245.99
B_{brut} (m³/ha)	1415.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	747.2	2618.8	2459.9

Tableau V.17 : Récapitulatif des besoins nets des différentes cultures (en mm).

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Blé	0	0	1.87	0	0	0	0	29.59	75.36	149.75	0	0
Orge	0	0	0	0	0	0	0	11.93	41.91	35.23	0	0
P.terre	0	0	0	0	0	0	0	32.76	28.7	0	0	0
Tomate	0	0	0	0	0	0	0	35.89	35.51	75.24	161.11	0
Agrumes	84.1	0	0	0	0	0	0	0	0	39.12	161.11	150.98
Pommier	84.1	0	0	0	0	0	0	0	0	53.75	231.7	173.32
Raisin	47.39	0	0	0	0	0	0	0	0	32.94	78.76	83.96
Pêcher	62.07	0	0	0	0	0	0	0	0	0	125.82	117.47
Olivier	106.13	0	0	0	0	0	0	0	0	56.04	196.41	184.49
B_{max}	106.13	0.00	1.87	0.00	0.00	0.00	0.00	35.89	75.36	149.75	231.7	184.49
Total (mm)	383.79	0	1.87	0	0	0	0	110.17	181.48	442.07	954.91	710.22

V.13. Besoin en eau pour le lessivage

Dans les sols salés, il faut non seulement couvrir les besoins d'évapotranspiration de la culture et les besoins d'humectation et d'évaporation du sol avec une quantité d'eau, mais il faut ajouter une quantité supplémentaire pour dissoudre les sels solubles, et qui seront évacués en dehors de la zone racinaire par un réseau de drainage, on appelle la quantité supplémentaire **la dose de lessivage**.

Cette méthode de lutte contre la salinité a pour but de limiter l'extension des terres salées, de récupérer les sols, ainsi d'améliorer les rendements des cultures.

Le lessivage est envisagé lorsque:

- L'eau d'irrigation est salée ($C_{ew} > 1,5 \text{ ds/cm}$)
- Le sol est à tendance saline ($C_{es} > 4 \text{ ds/cm}$)

On distingue deux types de lessivage:

- **Lessivage capital (ou initial):** Consiste à apporter en une seule fois une grosse quantité d'eau pour lessiver le sol.
- **Lessivage continue (ou lessivage d'entretien):** Contrairement à celui capital, ce type de lessivage se repartie en petite dose apporter supplémentaires avec les doses de l'irrigation.

Dans notre cas, on est référé à utiliser le lessivage continu.

➤ Calcul de la dose de lessivage

Pour calculer la dose de lessivage on utilise la formule de **RHOODS** (Leaching Requirement « LR ») :

$$I_w = \frac{B_{net}}{1 - LR} \dots \dots \dots (V.26)$$

Avec :

I_w : Besoin en eau total d'irrigation (mm) ;

B_{net} : Besoin en eau net de la culture ;

LR : Fraction de lessivage (Leaching Requirement) ; $LR = \frac{C_{eiw}}{5.C_{es} - C_{eiw}} \dots \dots \dots (V.27)$;

C_{eiw} : Conductivité électrique de l'eau d'irrigation (mmhos/cm) ; $C_{eiw} = 1.37 \text{ mmhos/cm}$;

C_{es} : Conductivité électrique de l'extrait de la pate saturée du sol ; $C_{es}=1.5\text{mmhos/cm}$;

$$\text{Donc : } LR = \frac{1.37}{5 \times 1.5 - 1.37} = 0.22 \quad \rightarrow \quad \mathbf{LR = 0.22}$$

$$\text{D'où on a : } \mathbf{I_w = \frac{B}{1-0.22} = \frac{B}{0.78}}$$

Les besoins en eau nets totaux d'irrigation sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.18 : Besoins en eau nets totaux d'irrigation en (mm)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
Blé	0	0	2.40	0	0	0	0	37.94	96.62	192.00	0	0
Orge	0	0	0	0	0	0	0	15.29	53.73	32.35	0	0
P.terre	0	0	0	0	0	0	0	42.00	36.79	0	0	0
Tomate	0	0	0	0	0	0	0	46.01	45.53	96.46	206.55	0
Agrumes	107.82	0	0	0	0	0	0	0	0	50.15	206.55	193.56
Pommier	107.82	0	0	0	0	0	0	0	0	68.91	297.05	222.21
Raisin	60.76	0	0	0	0	0	0	0	0	42.23	100.97	107.64
Pêcher	79.58	0	0	0	0	0	0	0	0	0	161.31	150.60
Olivier	136.06	0	0	0	0	0	0	0	0	71.85	251.81	236.53
B_{max}	136.06	0.00	2.40	0.00	0.00	0.00	0.00	46.01	96.62	192.00	297.05	236.53
Total	492.04	0	2.4	0	0	0	0	141.24	207.26	553.95	1224.24	910.54

V.14. Calcul du débit spécifique (q_s)

Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture évaluée précédemment à partir de la répartition culturale. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 20 heures sur 24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle. Le débit spécifique est donné par la formule suivante :

$$q_s = \frac{B_m * 10 * 1000}{N_j * N_i * 3600 * K} \text{ l/s/ha} \dots\dots\dots (V.28)$$

Avec :

B_m : Besoins nets du mois de pointe en (mm) ;

N_i : Nombre des heures d'irrigation ; **N_i=22h** ;

N_j : Nombre de jours du mois de pointe ; **N_j=30 jours** ;

K : Efficience d'irrigation ; **K = 0.75** ;

On calcule le débit spécifique pour le mois de pointe :

Dans notre cas, les besoins de pointe correspondent au mois de **Juillet** (mois de pointe) dont **B_m = 1224.24mm**

➔ On a donc : **$q_s = 6.87 \text{ l/s/ha} > 1.5 \text{ l/s/ha}$** .

Dans ce cas, on doit calculer le débit spécifique de la culture la plus exigeante est la **pommier** au mois de **juillet** avec un besoin de **297.05 mm**.

➔ Donc le débit spécifique pris en considération pour notre périmètre est:

$$q_s = 1.39 \text{ l/s/ha}$$

V.15. Évaluation du débit caractéristique

Le calcul du débit caractéristique permet de définir le débit maximum que le système de desserte aura à fournir pour l'irrigation de chaque parcelle, déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile, voir la formule suivante :

$$Q_{car} = q_s \times S$$

Avec:

q_s : Débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha) ; **q_s = 1.39 l/s/ha** ;

S : La superficie nette à irriguer ; S = 500 ha ;

$$\rightarrow Q_{\text{car}} = 695 \text{ l/s.}$$

V.16. Estimation des volumes d'eau d'irrigation

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

Le volume des besoins en eau égale le besoin de la culture en m^3 multiplié par la surface de la culture.

Tableau V.19 : Besoins en eau totaux de l'assolement.

Culture	Surface (ha)	Besoins nets (mm)	Besoins nets (m^3/ha)	Efficienc	Besoins bruts (m^3/ha)	Besoins en eau totaux (m^3)
Blé	100	326.56	3265.6	0.75	4354.13	435 413
Orge	50	101.37	1 013.7	0.75	1 351.60	67 580
P.terre	64	78.79	787.9	0.75	1 050.53	67 233.92
Tomate	36	394.55	3 945.5	0.75	5 260.67	189 384.12
Agrumes	155.5	558.08	5 580.8	0.75	7 441.07	1 157 086.39
Pommier	25	695.99	6 959.9	0.75	9 279.87	231 996.75
Raisin	31.5	311.6	3116	0.75	4 154.67	130 872.11
Pêcher	25	391.49	3 914.9	0.75	5 219.87	130 496.75
Olivier	13	696.25	6 962.5	0.75	9 283.33	120 683.29
Total	500	3 392.75	33 927.5		45 236.67	2 530 746.33

D'après les résultats du tableau ci-dessus, les besoins en eau totaux bruts pour l'irrigation du périmètre sont estimés à environs de **2 530 746.33 m^3** soit de **2.53 Mm^3** .

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé, la phase la plus importante d'un projet d'irrigation, il s'agit de la détermination des besoins en eau des cultures. Après les calculs théoriques, nous avons estimé les besoins de chaque culture, et déduit par la suite le volume total des besoins en eau d'irrigation de notre périmètre qui est de l'ordre de **2 530 746.33 m³** soit de **2.53 Mm³**. De ce résultat on conclue que la capacité du barrage de « Bouroumi » qui est de l'ordre de **188 Mm³** suffit largement à irriguer la surface d'étude (**500 ha**).

Après avoir déterminé les besoins en eau d'irrigation des cultures, on est arrivé à calculer le débit spécifique en tenant compte de la culture la plus exigeante (**le pommier**) pendant le moi de pointe (**juillet**), et calculer par la suite le débit caractéristique arrêté à **Q_{car} = 695 l/s**.

Chapitre VI :
Systeme d'adduction
&
station de pompage

Introduction

La partie d'adduction constitue la base de conception de tout projet d'irrigation vue que l'efficacité et la bonne gestion de l'ensemble des systèmes d'irrigation en dépendent. C'est dans ce contexte que notre attention dans ce chapitre s'est accentuée.

VI.1. Alimentation en eau du périmètre

La conception du système d'irrigation du **secteur sud de la tranche 1 de la Mitidja Ouest** repose sur un prélèvement de l'eau d'irrigation dans le barrage de prise de **Mouzaia**, alimenté par le barrage de **Bouroumi**, qui se trouve en amont du périmètre, et son adduction gravitaire jusqu'à la station de pompage **n°02 (Mouzaia)** qui alimente par pompage le réservoir situé à proximité du périmètre. De là, l'eau sera transportée gravitairement par des conduites de distribution et par des réseaux ramifiés jusqu'aux bornes d'arrosage situées sur les parcelles exploitées.

VI.2. Organisation du périmètre

L'organisation de notre périmètre est faite en le répartissant en **59 ilots** dont la superficie varie de **2 à 19 ha**, et chaque ilots est à son tour discrétisé en une à quatre (**04**) parcelles.

VI.2.1. Ilots et bornes d'irrigation

Le terme « Ilot d'irrigation » décrit l'unité hydro-agricole alimenté par une borne d'irrigation. L'organisation d'un périmètre en ilots résulte d'un compromis de plusieurs facteurs topographiques, technico-économique, taille et nombre de parcelles...etc. On admet généralement que l'implantation des bornes pour les zones de petites et moyennes exploitations doivent répondre aux critères suivant :

- Une prise par ilot d'exploitations.
- Quatre (**04**) prises maximum sur une même borne.
- Bornes implantées en limites d'ilots ou au centre pour les grands ilots.

VI.2.2. Rôle et fonction de la borne d'irrigation

Chaque ilot sera équipé d'un ouvrage de desserte appelé borne d'irrigation, qui comporte une ou plusieurs sorties ou « prises » suivant le nombre d'arrosages qu'elle doit assurer simultanément. Chaque borne, et même chaque sortie, doit assurer toutes les fonctions d'une prise c'est-à-dire :

- Régler le débit, ou plus exactement le limiter au débit de l'ilot ;
- Régler la pression et encaisser les suppressions accidentelles ;
- Compter les volumes distribués par la prise.

VI.2.3. Implantation des bornes

L'emplacement des bornes d'irrigation qui régit le plan de bornage est le premier problème auquel doit s'attaquer le projecteur. En effet une forte densité améliore les conditions de travail des agriculteurs en diminuant les longueurs de canalisation mobile de surface, mais il en résulte une augmentation importante des frais d'installation du réseau fixe. Une trop faible densité accroît le travail de montage et de transport de canalisation mobiles. On admet généralement que l'implantation des bornes répond aux critères suivants :

➤ Pour les zones de petites et moyennes exploitations

- Une borne par îlot d'exploitations ;
- Quatre (04) prises maximum sur une même borne soit huit parcelles au maximum ;
- Bornes implantées en limites d'îlots ou des parcelles ;
- Dénivelée maximum de **5m** entre les points les plus hauts et les plus bas du bloc d'îlots.

➤ Pour les zones à grandes exploitations

- La borne se situe au centre de l'ilot ;
- Quatre (04) prises sur les mêmes bornes.

Tableau VI.1 : Les différentes Parcelles du périmètre.

Ilots	Bornes	Nbre de parcelles	Superficie ilot (ha)
S1	B1	4	13.66
S2	B2	3	8.36
S3	B3	2	5.24
s4	B4	3	3,40
S5	B5	2	3.50
S6	B6	4	12.05
S7	B7	2	15.20

Suite du tableau VI.1 :

S8	B8	2	6.55
S9	B9	1	4.00
S10	B10	2	8.40
S11	B11	3	12.90
S12	B12	2	6.90
S13	B13	2	6.12
S14	B14	1	3.80
S15	B15	4	19.00
S16	B16	2	13.80
S17	B17	3	11.80
S18	B18	3	12.00
S19	B19	2	5.80
S20	B20	2	6.80
S21	B21	3	11.90
S22	B22	3	9.61
S23	B23	2	8.63
S24	B24	3	4.65
S25	B25	2	3.15
S26	B26	3	2,33
S27	B27	3	9.74
S28	B28	4	10.63
S29	B29	2	7.58
S30	B30	2	4.00
S31	B31	3	5.30
S32	B32	4	10.44
S33	B33	3	8.90
S34	B34	2	4.29
S35	B35	2	8.48

Suite du tableau VI.1 :

S36	B36	2	10.75
S37	B37	2	9.43
S38	B38	3	11.87
S39	B39	3	5.76
S40	B40	3	11.86
S41	B41	3	10.26
S42	B42	3	6.42
S43	B43	2	7.33
S44	B44	3	10.02
S45	B45	2	7.43
S46	B46	2	10.28
S47	B47	1	4.33
S48	B48	3	13.78
S49	B49	2	8.73
S50	B50	2	5.83
S51	B51	3	4.55
S52	B52	3	10.60
S53	B53	3	9.09
S54	B54	2	8.75
S55	B55	2	7.00
S56	B56	4	14.90
S57	B57	3	2.72
S58	B58	3	9.07
S59	B59	3	11.20
S60	B60	2	4.86
Total		154	500

VI.2.4. Calcul du débit aux bornes

Le débit de chaque borne desservant un ilot est calculé comme suit :

$$Q_b = q_s \cdot S_i \dots\dots\dots(VI.1)$$

Avec :

Q_b : Débit de chaque ilot (l/s) ;

q_s : Débit spécifique (l/s/ha) ; $q_s = 1.39$ l/s/ha ;

S_i : Superficie de l'ilot (ha) ;

VI.2.5. Choix du diamètre et du type des bornes

Le choix du type de borne dépend de la surface de l'ilot et du nombre de parcelles. Généralement on admet :

- Pour les ilots qui ont un nombre de parcelles entre [4 -8], et dont la superficie est inférieure à **15 ha**, on prend la borne à quatre prises (Borne de **type A4**).
- Pour les ilots qui ont deux parcelles et dont la superficie est inférieure à **15 ha**, on prend la borne à deux prises (borne de type **A2**).
- Pour les ilots qui ont deux parcelles et dont la superficie dépasse **15 ha**, on prend la borne à deux prises (Borne de **type B**).
- Pour les grands ilots ($S > 50$ ha) on prévoit des bornes de **type C**.

Tableau VI.2 : Type de bornes en fonction de superficies des ilots

Type	Débit fourni	Entrée	Sortie (prise)
Type A2	$Q < 40$ m ³ /h (11.11) l/s	1 Entrée $\Phi 80, \Phi 100$	2 Entrées $\Phi 65$
Type A4	$Q < 40$ m ³ /h (11.11) l/s	2 Entrées $\Phi 80, \Phi 100$	4 Entrées $\Phi 65$
Type B	40 m ³ /h (11.11l/s) $< Q < 80$ m ³ /h (22.22 l/s)	2 Entrées $\Phi 80, \Phi 100, \Phi 125$	2 Entrées $\Phi 100$
Type C	$Q > 80$ m ³ /h (22.22 l/s)	2 Entrées $\Phi 80, \Phi 100, \Phi 125$	1 Entrée $\Phi 150$

Tableau VI.3 : Calcul des débits des ilots et choix du type de bornes.

Ilots	Bornes	Nbre de parcelles	Superficie ilot (ha)	Débit (l/s)	Matériel	Type de borne
S1	B1	4	13.66	18.99	Fonte	B
S2	B2	3	8.36	11.62	Fonte	B
S3	B3	2	5.24	7.28	Fonte	A2
s4	B4	3	3,40	4.73	Fonte	A4
S5	B5	2	3.50	4.87	Fonte	A2
S6	B6	4	12.05	16.75	Fonte	B
S7	B7	2	15.20	21.13	Fonte	B
S8	B8	2	6.55	9.10	Fonte	A2
S9	B9	1	4.00	5.56	Fonte	A2
S10	B10	2	8.40	11.68	Fonte	B
S11	B11	3	12.90	17.93	Fonte	B
S12	B12	2	6.90	9.59	Fonte	A2
S13	B13	2	6.12	8.51	Fonte	A2
S14	B14	1	3.80	5.28	Fonte	A2
S15	B15	4	19.00	26.41	Fonte	C
S16	B16	2	13.80	19.18	Fonte	B
S17	B17	3	11.80	16.40	Fonte	B
S18	B18	3	12.00	16.68	Fonte	B
S19	B19	2	5.80	8.06	Fonte	A2
S20	B20	2	6.80	9.45	Fonte	A2
S21	B21	3	11.90	16.54	Fonte	B
S22	B22	3	9.61	13.36	Fonte	B
S23	B23	2	8.63	12.00	Fonte	B
S24	B24	3	4.65	6.46	Fonte	A4
S25	B25	2	3.15	4.38	Fonte	A2
S26	B26	3	2.33	3.24	Fonte	A4
S27	B27	3	9.74	13.54	Fonte	B

Suite du tableau VI.3 :

S28	B28	4	10.63	14.78	Fonte	B
S29	B29	2	7.58	10.54	Fonte	A2
S30	B30	2	4.00	5.56	Fonte	A2
S31	B31	3	5.30	7.37	Fonte	A4
S32	B32	4	10.44	14.51	Fonte	B
S33	B33	3	8.90	12.37	Fonte	B
S34	B34	2	4.29	5.96	Fonte	A2
S35	B35	2	8.48	11.79	Fonte	B
S36	B36	2	10.75	14.94	Fonte	B
S37	B37	2	9.43	13.11	Fonte	B
S38	B38	3	11.87	16.50	Fonte	B
S39	B39	3	5.76	8.01	Fonte	A4
S40	B40	3	11.86	16.49	Fonte	B
S41	B41	3	10.26	14.26	Fonte	B
S42	B42	3	6.42	8.93	Fonte	A4
S43	B43	2	7.33	10.19	Fonte	A2
S44	B44	3	10.02	13.93	Fonte	B
S45	B45	2	7.43	10.33	Fonte	A2
S46	B46	2	10.28	14.29	Fonte	B
S47	B47	1	4.33	6.02	Fonte	A2
S48	B48	3	13.78	19.15	Fonte	B
S49	B49	2	8.73	12.13	Fonte	B
S50	B50	2	5.83	8.10	Fonte	A2
S51	B51	3	4.55	6.32	Fonte	A4
S52	B52	3	10.60	14.73	Fonte	B
S53	B53	3	9.09	12.64	Fonte	B
S54	B54	2	8.75	12.16	Fonte	B
S55	B55	2	7.00	9.73	Fonte	A2

Suite du tableau VI.3 :

S56	B56	4	14.90	20.71	Fonte	B
S57	B57	3	2.72	3.78	Fonte	A4
S58	B58	3	9.07	12.61	Fonte	B
S59	B59	3	11.20	15.57	Fonte	B
S60	B60	2	4.86	6.76	Fonte	A2
Total		154	500	-	-	-

VI.3. Modalité de distribution**VI.3.1. L'irrigation à la demande**

Dans ce mode, chaque irrigant est libre d'utiliser le débit qu'il a souscrit à toute heure du jour ou de la nuit. L'organisme de gestion du réseau distribue l'eau sur la base des débits souscrits à l'irrigant et les volumes effectivement prélevés. Cependant le débit affecté à une prise sera supérieur au débit fictif continu.

De là, un limiteur de débit monté sur chaque prise d'irrigation, qui va interdire le dépassement du débit souscrit est indispensable. La pression à assurer à l'amont du réseau collectif est généralement de l'ordre de **3.5 à 4.5bars**, correspondant à une irrigation avec asperseur, sa moyenne pression.

VI.3.2. L'irrigation au tour d'eau

C'est un mode de dessert spécifique et très rigide, il en existe deux types :

- Avec un tour d'arrosage, à module fixe et uniforme sur tout le réseau, chaque irrigant pourra irriguer au cours d'un tour d'eau, pendant une durée proportionnelle à la surface irriguée.
- Avec un tour d'arrosage à module variable sur tout le réseau : dont les conduites de desserte sont calculées de manière à obtenir un fonctionnement continu au cours du tour d'eau et en fonction de la surface irriguée.

L'inconvénient de ce mode, est le respect de tour d'arrosage, qui nous mène à concevoir un organisme de contrôle. Pour apporter une solution adéquate à ce problème, nous devons prévoir deux modalités :

➤ **Tour d'arrosage à l'antenne**

Dans le cas des petites propriétés, les modules disponibles lors de l'application des modalités précédentes, pourront être trop faibles, d'où l'option de regrouper plusieurs bornes sur une seule antenne donnée. Le débit fictif continu relatif aux superficies irriguées, desservies par cette antenne, constituera le module d'irrigation, successivement délivré aux différentes prises de l'antenne.

➤ **Tour d'arrosage à la borne**

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

VI.4. Description de l'aménagement du périmètre

VI.4.1. Schéma général et fonctions du réseau

Pour une exploitation plus économique de la terre fertile, située dans **la Mitidja Ouest**, dont la surface totale est de **15 600ha** environ, un périmètre d'irrigation a été réalisé.

L'approvisionnement en eau se fait à partir de l'accumulation d'eau du barrage de **Bouroumi** sur l'oued **Bouroumi**, situé en amont du périmètre (capacité de retenue est de **188 millions de m³**).

L'ensemble des ouvrages permettent de capter et de conduire un débit de **13,85 m³/s** nécessaire à l'irrigation des surfaces du périmètre. Un barrage de prise, d'une capacité de **60000 m³**, situé à **14 km** en aval du barrage de **Bouroumi** capte l'eau qui est dirigée vers le périmètre par un dalot en charge et le canal rive droite (**RD**) d'un débit de **5,57 m³/s** et rive gauche (**RG**) d'un débit de **8,28m³/s**.

Le périmètre a été découpé en deux tranches : **tranche 1** qui est desservie par le canal rive droite (**RD**) et **tranche 2** desservie par le canal rive droite (**RG**). Les deux réseaux sont indépendants l'un de l'autre et leurs systèmes de conduites de distribution seront par conséquent réalisés séparément. Le système principal des conduites de distribution prend toujours son départ au réservoir pour se ramifier ensuite en fonction de la disposition des parcelles dans la zone d'irrigation et suivant le plan de bornage adopté.

Dans notre étude, comme on a pris une partie d'un seul secteur (**secteur sud**) dans la **tranche 1 (500 ha)**, alors notre dimensionnement de la station de pompage et le réservoir vont juste satisfaire ce secteur.

VI.4.2. Choix de la variante d'aménagement

Comme notre périmètre se trouve en aval du barrage de **Bouroumi**, deux variantes peuvent être proposées :

- **Une variante gravitaire** : le périmètre sera alimenté exclusivement par une desserte gravitaire.
- **Une variante mixte** : à partir d'un refoulement du barrage vers un réservoir de mise en charge puis une desserte gravitaire alimentant les parcelles.

Après analyse des deux variantes nous avons écartés la variante gravitaire vue les faibles pressions obtenues qui sont due aux faibles différences d'altitude entre le barrage et le périmètre. Donc on a choisi la variante la plus adéquate, c'est-à-dire un système mixte refoulement-Adduction gravitaire.

VI.5. Calculs hydrauliques du système d'adduction

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

- La bêche de reprise de la station de pompage ;
- Le système de pompage avec le diamètre économique ;
- Le réservoir de stockage ;
- La desserte gravitaire.

VI.5.1. Bêche de la station de pompage (SP)

La station de pompage **Mouzaia** se situe à l'aval du la barrage de prise de **Mouzaia**.

La bêche de reprise, alimentée par le barrage de prise de **Mouzaia**, alimente à son tour les pompes qui refoulent de l'eau vers un réservoir de stockage situé à une distance de **650 m**.

Le débit journalier entrant la bêche de reprise (**B.R**) pendant **24 heures** est de **60 048m³/jour**.

VI.5.2.1. Choix de l'emplacement de la station de pompage

Le choix de l'emplacement de la station de pompage se base sur plusieurs critères à savoir :

- Eviter les zones géologiquement instables.
- Eviter les zones inondables.
- Réduire les travaux de terrassement.
- Le point de prise d'eau doit être approuvé par les services publics de l'environnement et de la santé.
- Tenir compte de la variation du plan d'eau d'aspiration.
- Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales.
- Rapprochement le plus possible des ouvrages : prise d'eau-station de pompage-ouvrage d'arrivée.
- Eviter les stations bannières
- Distance minimale
- Prévoir une plateforme
- Prévoir un l'accès des engins
- Prévoir un revêtement routier à l'extérieur
- Accès au réseau électrique

VI.5.2.2. Choix du type de pompe

Le choix du type de pompe se base sur plusieurs critères à savoir :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur **HMT** ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- $(NPSH)_r$ minimal ;
- Etre fabriquée en série.

VI.5.2.3. Choix de type et de nombre de pompes pour la station de pompage (SP)

a) Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur d'élévation totale ou hauteur manométrique totale (**HMT**) se calcule comme suit :

$$\mathbf{HMT = Hg + \sum \Delta h} \quad \dots\dots\dots \mathbf{(VI.3)}$$

Avec :

HMT : hauteur manométrique en (m) ;

Hg : hauteur géométrique en (m) ;

Δh : les pertes de charge totale en (m).

➤ La hauteur géométrique (**Hg**)

La hauteur géométrique (**Hg**) est la différence d'altitude entre la cote d'arrivée (Réservoir) et celle de départ (niveau de pompage).

$$\mathbf{Hg = C_R - C_{SP}} \quad \dots\dots\dots \mathbf{(VI.4)}$$

Avec

C_R: Cote radier du reservoir de stockage en (m) ; **C_R = 137 m** ;

C_{SP}: Cote radier de la station de pompage en (m) ; **C_{SP} = 105 m** ;

D'ou ; **Hg = 32 m**

➤ La conduite de refoulement

Pour dimensionner la conduite de refoulement, S'étendant sur une distance de **650** mètres (**L_{ref} = 650m**), on applique la formule de **BONNIN** pour une première approximation :

$$\mathbf{D = \sqrt{Q}} \quad \dots\dots\dots \mathbf{(VI.5)}$$

Avec: **D** : Diamètre intérieur de la conduite en (m)

Q : Débit véhiculé par la conduite en (**m³/s**) ; **Q = 1.05*0.695 = 0.73 m³/s**

Donc nous avons : **D = 0.854 m = 854 mm**

On prend : **D = 900 mm.**

➤ Calcul des pertes de charge totales

On distingue les pertes de charge linéaires et singulières.

- **Pertes de charges linéaires (Δh_l)**

Les pertes de charge linéaires sont calculées comme suit :

$$\Delta h_l = I \times L = \lambda \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g} \dots\dots\dots (VI.6)$$

Avec :

L : Longueur du tronçon en (m) ;

V : Vitesse moyenne d'écoulement en (m/s) ;

Δh_l : Pertes de charges linéaires en (m) ;

I : Gradient hydraulique en (m/m).

Le coefficient (λ) est obtenu par les formules suivantes:

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \cdot \ln \frac{\xi}{D} \right)^{-2} \text{ (Formule de Nikuradzé) } \dots\dots\dots (VI.7)$$

Dont : ξ : Rugosité absolue ; $\xi = 0,046 \text{ mm}$ (Conduite en fonte).

- **Pertes de charges singulières (Δh_s)**

Les pertes de charges singulières sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (Coude, vannes, clapets,.....). Elles sont estimées à **10 %** des pertes de charge linéaires pour une adduction ou conduite longue.

$$\Delta h_s = 0.1 \times \Delta h_l \dots\dots\dots (VI.8)$$

b) Calcul du diamètre économique

Le calcul du diamètre économique se fait en faisant un bilan technico-économique sur les frais d'exploitation et les frais d'investissement.

➤ Calcul de la HMT pour différent diamètre

Tableau VI.4 : Calcul de la (HMT) pour divers diamètres de la conduite.

D (mm)	L(m)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	Re	λ	ΔH_i (m)	ΔH_t (m)	Hg (m)	Hmt (m)
250	650	0.73	14.87	3717859.5	0.0137	402.18	442.40	32	474.40
300	650	0.73	10.33	3098216.2	0.0132	155.85	171.43	32	203.43
350	650	0.73	7.59	2655613.9	0.0128	69.96	76.95	32	108.95
400	650	0.73	5.81	2323662.2	0.0125	34.97	38.46	32	70.46
500	650	0.73	3.72	1858929.7	0.0120	10.98	12.08	32	44.08
600	650	0.73	2.58	1549108.1	0.0116	4.27	4.69	32	36.69
700	650	0.73	1.90	1327807	0.0113	1.92	2.11	32	34.11
800	650	0.73	1.45	1161831.1	0.0110	0.96	1.06	32	33.06
900	650	0.73	1.15	1032738.7	0.0108	0.52	0.57	32	32.57
1000	650	0.73	0.93	929464.87	0.0106	0.30	0.33	32	32.33

➤ Puissance absorbée par la pompe

La puissance absorbée est la puissance fournie à la pompe. Elle est définie comme suit :

$$P_{abs} = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} \dots \dots \dots (VI.9)$$

Avec :

η : Rendement de la pompe en (%) ; $\eta = 80\%$

Q : Débit refoulé par la pompe en (m³/s) ;

g : pesanteur ; $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

➤ Energie consommée par la pompe

L'énergie consommée par la pompe est définie par la formule suivante :

$$E = P \times T \times 365 \dots \dots \dots (VI.10)$$

Dont :

E : L'énergie consommée par la pompe (KWh)

P : Puissance de la pompe en (KW).

T : C'est le temps de pompage par jour en (heure) ; dans notre cas **T=22h**.

➤ **Frais d'exploitation**

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

$$F_{ex} = E \times e \dots\dots\dots (VI.11)$$

Avec :

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

E : L'énergie consommée par la pompe en (KWh)

e : Prix unitaire d'un **KWh** imposé par la SONELGAZ (DA) ; **e=4.69DA**

Tableau VI.5 : Calcul des frais d'exploitation.

D (mm)	Q (m3/s)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	F _{EX}
250	0.73	474.40	4 246.65	31 000 551.6	4.69	145 392 587.0
300	0.73	203.43	1 821.03	13 293 512.2		62 346 572.4
350	0.73	108.95	975.28	7 119 540.7		33 390 645.7
400	0.73	70.46	630.73	4 604 339.9		21 594 354.3
500	0.73	44.08	394.59	2 880 489.7		13 509 496.7
600	0.73	36.69	328.44	2 397 576.4		11 244 633.2
700	0.73	34.11	305.34	2 228 981.5		10 453 923.1
800	0.73	33.06	295.94	2 160 367.3		10 132 122.5
900	0.73	32.57	291.55	2 128 347.3		9 981 948.9
1000	0.73	32.33	289.41	2 112 664.1		9 908 394.5

➤ **Frais d'amortissement**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{am} = Prc \times A \dots\dots\dots (VI.12)$$

Avec : **F_{am}** : Frais d'amortissement (DA) ;

Prc : Prix de la conduite en (DA) ;

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n} + i \dots\dots\dots(VI.13)$$

Dont : **i** : Taux d'annuité annuel. **i= 8%**.

n : Nombre d'année d'amortissement ; **n=30ans**.

Tableau VI.6 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix du ml (DA)	L (m)	Prix Totale (DA)	A	Frais d'amortisse (DA)
250	7 640.97	650	4 966 630.5	0.088	437 063.48
300	9 979.40	650	6 486 610.0	0.088	570 821.68
350	12 801.41	650	8 320 916.5	0.088	732 240.65
400	15 074.72	650	9 798 568.0	0.088	862 273.98
500	20 272.82	650	13 177 333.0	0.088	1 159 605.30
600	27 145.95	650	17 644 867.5	0.088	1 552 748.34
700	35 645.95	650	23 169 867.5	0.088	2 038 948.34
800	45 772.82	650	29 752 333.0	0.088	2 618 205.30
900	55 500.56	650	36 075 364.0	0.088	3 174 632.03
1000	67 627.43	650	43 957 829.5	0.088	3 868 289.00

➤ **Choix du diamètre (Bilan des coûts Exploitation-Investissement)**

Le choix du diamètre à utiliser se fait à partir du bilan des coûts de l'exploitation et de l'investissement qui se figure dans le tableau ci-après :

Tableau VI.7 : Bilan technico-économique des diamètres choisis.

Diamètre en (mm)	INVES (DA)	EXPLOI (DA)	BILAN (DA)
250	437 063.48	145 392 587.00	145 829 650.48
300	570 821.68	62 346 572.40	62 917 394.08
350	732 240.65	33 390 645.70	34 122 886.35
400	862 273.98	21 594 354.30	22 456 628.28

Suite du tableau VI.7 :

Diamètre en (mm)	INVES (DA)	EXPLOI (DA)	BILAN (DA)
500	1 159 605.30	13 509 496.70	14 669 102.00
600	1 552 748.34	11 244 633.20	12 797 381.54
700	2 038 948.34	10 453 923.10	12 492 871.44
800	2 618 205.30	10 132 122.50	12 750 327.80
900	3 174 632.03	9 981 948.90	13 156 580.93
1000	3 868 289.00	9 908 394.50	13 776 683.50

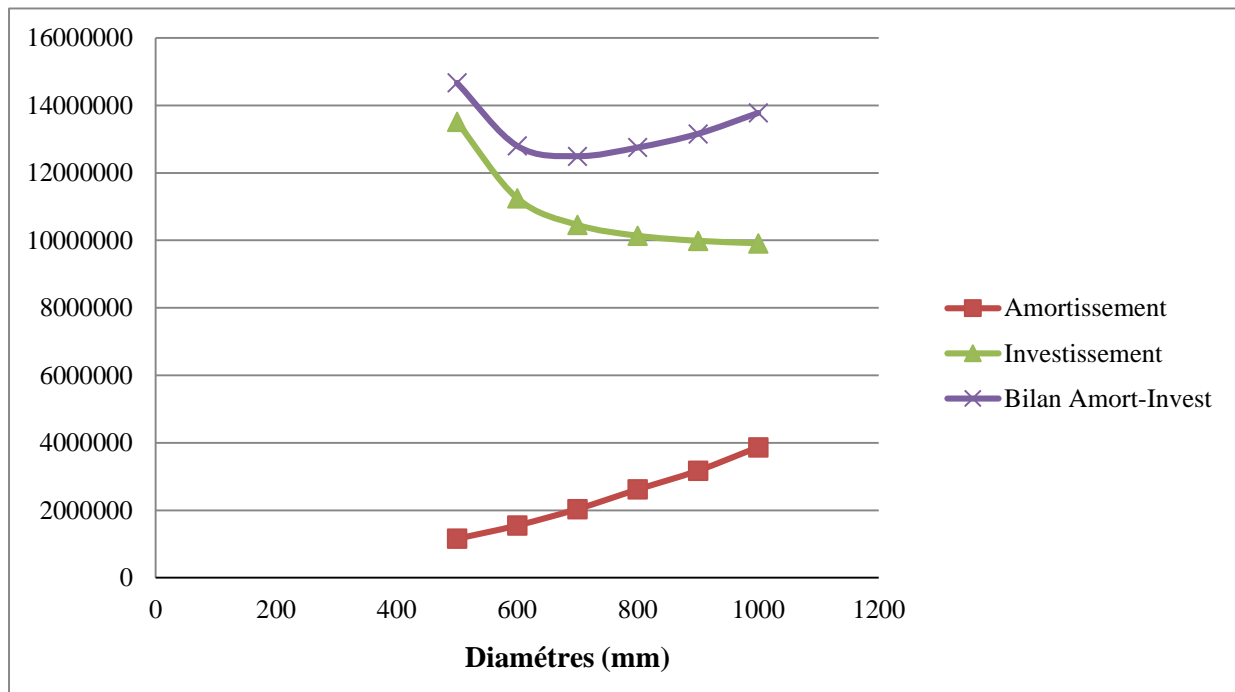


Figure VI.1. Résultat de l'étude technico-économique.

D'après le graphe précédent, on s'aperçoit que le diamètre optimal est de **D=700mm**. Donc on choisit le diamètre de **700 mm** pour la conduite de refoulement avec une HMT de **34.11 m** et une vitesse de **1.9 m/s**.

c) Choix de type et de nombre de pompes

Le choix de nombre de pompes se fait sur la base du plusieurs critères, qui sont :

- Nombre de pompes minimal.
- Meilleur rendement.

- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.
- Encombrement et poids les plus faibles.

➤ **Choix du nombre de pompes de secours**

D'après le choix de nombre de pompes. On détermine le nombre de pompes de secours.

On a : $NP \leq 4 \rightarrow 1$ pompe de secours ;

$4 < Np \leq 6 \rightarrow 2$ pompes de secours ;

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

Dans notre cas, nous avons utilisé le logiciel **Caprari** pour le choix du type et du nombre de pompes.

Tableau VI.8 : Variantes pour le choix du nombre de pompes.

N	Q (l/s)	HMT (m)	Type de la Pompe	η (%)	N (tr/min)	P_{abs} (KW)	$(NPSH)_r$ (m)	D_{ref} (mm)
03	244	34.2	E14S64/1A + MC10180	74.4	2900	110	18.6	230
	204	34.6	E18S64/1D + MC10125	77.3	2900	89.3	13.4	230
04	190	34.3	E14S64/1D + MC10125	71.3	2900	89.4	12.6	230
	148	34.2	E18S64/1G + MC890	76.7	2900	64.4	10.3	230
05	146	34.1	E14S65/1C + MC890	75.1	2900	64.9	16.6	230
	154	34.3	E14S64/1F + MC800	72.7	2900	71.2	10.9	230
06	127	34.3	E14S55/1CDD + MC880	75.2	2900	56.6	12.6	230

Tableau VI.9 : Variantes pour le choix du type de pompes.

N°	Type de la Pompe	Q _{cal} (l/s)	HMT (m)	η (%)	N (tr/min)	P _{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Poids (kg)	D _{ref} (mm)
03	E14S64/1A + MC10180	732	34.2	74.4	2900	110	18.6	737	230
04	E18S64/1D + MC10125	816	34.6	77.3	2900	89.3	13.4	643	230
	E14S64/1D + MC10125	760	34.3	71.3	2900	89.4	12.6	561	230
	E18S64/1G + MC890	740	34.2	76.7	2900	64.4	10.3	529	230
05	E14S65/1C + MC890	730	34.1	75.1	2900	64.9	16.6	462	230
	E14S64/1F + MC800	770	34.3	72.7	2900	71.2	10.9	447	230
06	E14S55/1CDD + MC880	762	34.3	75.2	2900	56.6	12.6	429	230

Donc on opte pour le choix de cinq (**05**) pompes de type (**E18S64/1G + MC890**) plus deux (**02**) pompes de secours car elles assurent :

- Le meilleur rendement (**76.6 %**) ;
- P_{abs} minimale (**64.4 KW**) ;
- Vitesse de rotation élevée (**2900 tr/min**) ;
- Poids relativement faible (**529 kg**).

On donne les différentes caractéristiques de cette pompe ((**E18S64/1G + MC890**) :

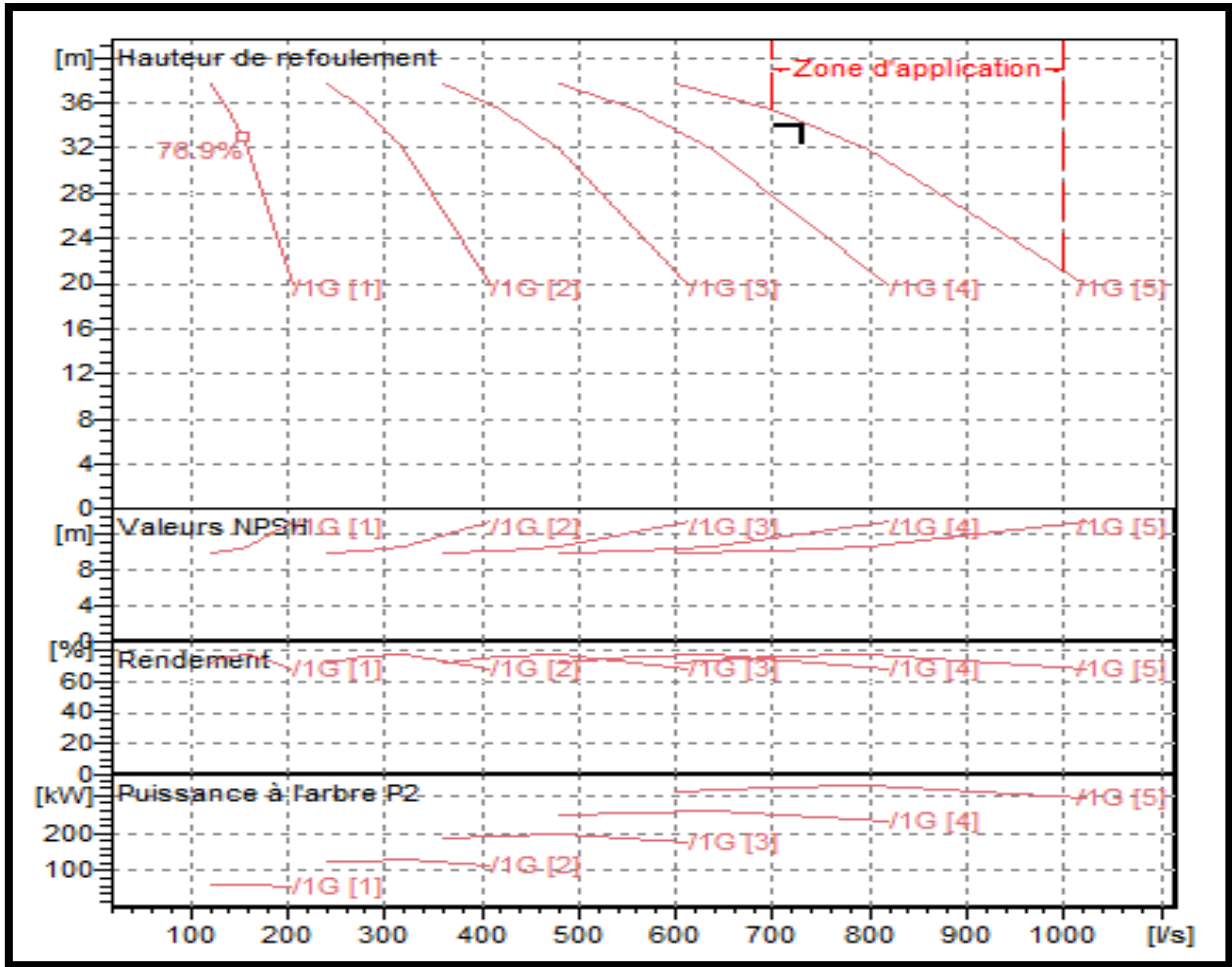


Figure VI.2 : Courbes caractéristiques de la pompe

d) Vérification du risque de la cavitation

Le seul moyen d'empêcher les effets indésirables de la cavitation c'est de s'assurer que le NPSH disponible dans le système est plus élevé que le NPSH requis par la pompe.

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r$$

Avec :

$(NPSH)_r$: Charge nette d'aspiration requise, elle est fournie par le constructeur.

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

r : Marge de sécurité, $r = (0.3 - 0.5) m$; On prend : $r = 0.5m$.

On a : $(NPSH)_d = \frac{p_{atm}}{\bar{\omega}} - \frac{p_{vap}}{\bar{\omega}} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0.5 \dots\dots\dots(VI.14)$

D'où : $h_{adm}^{asp} = \frac{p_{at}}{\bar{\omega}} - \frac{p_{vap}}{\bar{\omega}} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g} - (NPSH)_r - 0.5$

Avec: $\sum h_p^{asp}$: Pertes de charges totales en aspiration ; $\sum h_p^{asp} = \Delta h_{lin}^{asp} + \Delta h_{sin}^{asp}$;

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

$(NPSH)_r$: Déterminé d'après le **tableau VI.9** ;

$\frac{P_{atm}}{\bar{\omega}}$: Dépend de l'altitude d'implantation de la station de pompage (voir **tableau VI.10**)

$\frac{P_{vap}}{\bar{\omega}}$: Dépend de la température du liquide pompé (voir **tableau VI.11**)

Tableau VI.10 : Pression atmosphérique en fonction de la côte.

H (m)	- 50	0	100	300	500	1500	2000
$\frac{P_{atm}}{\bar{\omega}}$ (m)	10.86	10.33	10.2	10.06	9.7	8.6	8.4

Tableau VI.11 : Pression de vapeur en fonction de la température.

T (°C)	5	10	20	30	40	50	80	100
$\frac{P_{vap}}{\bar{\omega}}$ (m)	0.09	0.12	0.24	0.43	0.75	1.25	4.82	10.33

On a :

- $(NPSH)_r$: Déterminé d'après le **tableau VII.9** égal à **10.3 m** ;
- La côte de la station de pompage égale à **105 m** ;
- $\frac{P_{atm}}{\bar{\omega}} = 10.197 \text{ m}$;
- $\frac{P_{vap}}{\bar{\omega}} = 0.24 \text{ m}$, car la température ambiante est considérée égale à **20°C** ;
- $V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4.0 \times 0.148}{\pi \times 0.3^2} = 2.09 \text{ m/s}$;
- $\Delta h_{lin}^{asp} = \lambda \cdot \frac{L_a}{D_a} \cdot \frac{V_{asp}^2}{2g} = 0.0132 \times \frac{8}{0.3} \cdot \frac{(2.09)^2}{(2 \times 9.81)} = 0.08 \text{ m}$;
- $\Delta h_{sin}^{asp} = (0.10 \div 0.15) \cdot \Delta h_{lin}^{asp}$; d'où $\sum h_p^{asp} = 1.15 \times \Delta h_{lin}^{asp} = 0.092 \text{ m}$;

$$\text{Avec : } \lambda = \left(1.14 - 0.86 \cdot \ln \frac{v_r}{D} \right)^{-2} = 0.0132 ;$$

La : Longueur d'aspiration ; **La = 8m** ;

Da : Diamètre de la tulipe d'aspiration ; **Da = (1,2 ÷ 1,5) . da = 300 mm**

$$\text{D'où : } h_{\text{adm}}^{\text{asp}} = 10.197 - 0.24 - 0.092 - \frac{2.09^2}{2 \times 9.81} - 10.3 - 0.5$$

$$h_{\text{adm}}^{\text{asp}} = -1.158 \text{ m}$$

Pour éviter tout risque de cavitation il suffit de respectée l'inégalité suivante:

$$(\text{NPSH})_d > (\text{NPSH})_r$$

$$\text{On a donc : } (\text{NPSH})_d = 10.197 - 0.24 - 0.092 - 0.223 + 1.158$$

$$(\text{NPSH})_d = 10.8 \text{ m}$$

On remarque que : $(\text{NPSH})_d = 10.8 \text{ m} > (\text{NPSH})_r = 10.3 \text{ m}$

➔ Donc notre pompe ne présente pas de risque de cavitation.

VI.5.2.4. Choix du moteur électrique

a) Critères de choix du moteur électrique

Puisque la pompe demande un moteur électrique pour la faire tourner il faut avoir des critères pour choisir le moteur le plus adapté avec la pompe choisi, et parmi ces critères on peut citer les suivants :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission (horizontale ou verticale) ;
- Tension d'alimentation en fonction de la puissance du moteur et de l'investissement.
- Le nombre de tours de moteur (il faut qu'il soit égal, plus **200 tr/min** ou moins **200 tr/min** par rapport à la vitesse de rotation de la pompe.

b) Vitesse de rotation du moteur

La vitesse de rotation du moteur est donnée comme suit :

$$N_m = N_p \pm 200 \text{ tr/min}$$

Où: **Nm** : vitesse de rotation du moteur (tr/min)

N_p : vitesse de rotation de la pompe (tr/min),

c) **Puissance fournie par le moteur**

La puissance qui devra être fournie par le moteur est calculée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{\bar{\omega} \cdot Q_{max} \cdot HMT \cdot K}{\eta_p \cdot \eta_{tr} \cdot \eta_m} \dots\dots\dots(VI.15)$$

Avec : P_m : Puissance du moteur (watt) ;

$\bar{\omega}$: Poids volumique de l'eau, $\bar{\omega} = 9810 \text{ N/m}^3$;

Q_{app} : Débit refoulé par une pompe (m^3/h) ;

HMT : hauteur manométrique totale minimum (m) ;

η_{tr} : Rendement de l'accouplement, $\eta_{tr} = 1$;

η_m : Rendement du moteur ($\eta_m = 92\% - 95\%$) ;

η_p : Rendement de la pompe, sa valeur est tirée du tableau VII.9 ($\eta_p = 76.7\%$) ;

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur.

Les valeurs du coefficient **K** sont données dans le tableau suivant :

Tableau VI.12 : Coefficient de correction en fonction de la puissance du moteur.

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

On a donc : $P_m = \frac{9810 \times 0,148 \times 34,2 \times 1,05}{0,94 \times 1 \times 0,767} = 72\,314,09 \text{ W} \rightarrow P_m = 72,32 \text{ Kw}$

VI.5.2.5. Rendement de la station de pompage :

Le rendement de la station de pompage est donné par la relation suivante :

$$\eta_{sp} = \eta_p \cdot \eta_{mot} \cdot \eta_{ac} \cdot \eta_{res} \dots\dots\dots(VI.16)$$

Avec : η_{sp} : Rendement de la station de pompage ;

η_p : Rendement de la pompe choisie, $\eta_p = 76.7\%$;

η_m : Rendement du moteur électrique, $\eta_m = 94\%$;

η_{ac} : Rendement du mode de raccordement, $\eta_{ac} = 100\%$ (Accouplement direct) ;

η_{res} : Rendement du réseau électrique, $\eta_{ac} = 99\%$;

D'où : $\eta_{sp} = 0.767 \times 0.94 \times 1 \times 0.99 = 0.714 \rightarrow \eta_{sp} = 71.4\%$

→ Les caractéristiques de la pompe et du moteur sont regroupées dans l'annexe.

VI.5.2.6. Bâtiment de la station de pompage

a) Types des bâtiments des stations de pompage

Il existe plusieurs types de bâtiments des stations de pompage, parmi lesquelles :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillé avec une pompe noyée.
- Bâtiment type bache mouillé avec pompe dénoyée.
- Bâtiment type puits bloc.

b) Construction du bâtiment

Les groupes sont souvent installés en lignes, si le nombre des pompes dépasse **05**, Les pompes seront installées en parallèle. Le contact entre le sol et la fondation ne doit pas présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être faits soigneusement et avec précaution.

La construction du bâtiment dépend de plusieurs facteurs :

- La façon du raccordement bâtiment-prise d'eau (type séparé ou bien assemblé).
- Type de pompes et du moteur électrique.
- Variation du plan d'eau dans l'oued.
- Type de matériaux de construction et sa disponibilité sur le marché.

➤ Partie supérieure du bâtiment

Le bâtiment est généralement construit sous forme rectangulaire et comporte des salles de machines, plus une plateforme de montage et démontage, une salle annexe (pour le bureau d'exploitation, toilette, salle de stockage, salle des armoires électriques).

On note quelques normes à respecter dans la construction du bâtiment :

- Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée (**Hb = 3.5 m ; 4.2 m ; 4.8 m ; 5.5 m ; 6 m....**) ;
- La longueur du bâtiment, **Lb = 3 ; 6 ; 18 ; 21 ; 24 m ...**
- La distance entre les poteaux (**3 ; 6 ; 9 ; 12...**) ;

- Distance entre les pompes entre **0.8** et **1.2** m ;
- Dimensions des portes (**3×3** ; **3.6×3.6** ; **4×3** ; **4.2×4** ; **4.8×5.4**) ;
- La surface des fenêtres est prise entre **10** et **15%** de la surface de la salle des machines.

c) Dimensionnement du bâtiment de la station pompage

➤ Hauteur du bâtiment

Elle est calculée comme suit : $H_b = H_5 + H_6 + H_7 + H_8 + H_9 \dots\dots\dots(VI.17)$

Avec :

$$H_5 = H_p + H_{rf} + H_r$$

H_p : hauteur de la pompe, $H_p = 0.75\text{m}$;

H_{rf} : hauteur à la sortie de la pompe ($20 \div 60$) cm, $H_{rf} = 0.40\text{ m}$;

H_r : hauteur de réserve, $H_r = 0.5\text{m}$;

D'où : $H_5 = 0.75 + 0.5 + 0.45 \quad \rightarrow \quad H_5 = 1.7\text{ m}$

H_6 : hauteur réservée à l'homme, $H_6 = 2,2\text{ m}$;

H_7 : hauteur du chariot, $H_7 = 0.3\text{m}$;

H_8 : hauteur profilée, $H_8 = 0.8\text{ m}$;

H_9 : hauteur de sécurité, $H_9 = 0.5\text{m}$;

Donc : $H_b = 1.7 + 2.2 + 0.3 + 0.8 + 0.5 \quad \rightarrow \quad H_b = 5.5\text{ m}.$

➤ Longueur du bâtiment

Elle est donnée en fonction des paramètres suivant :

$$L_b = n \times L + L_{int} + L_{pf} + L_r + L_p + L_m + L_{pm} \dots\dots\dots(VI.18)$$

Avec : n : nombre de pompes (tenant compte de la pompe de secours), $n = 7$;

L : longueur de la pompe et celle du moteur, $L = 1.175\text{ m}$;

L_{int} : distance entre deux pompes voisines, $L_{int} = (0.8 \div 1.2)\text{ m}$. On prend : $L_{int} = 1\text{ m}$;

L_{pf} : longueur de la plate-forme de montage, $L_{pf} = 2.5\text{ m}$;

L_r : longueur de l'armoire électrique, $L_r = (2 \div 3)\text{ m}$; on prend : $L_r = 2\text{m}$;

L_p : longueur du bureau du personnel. ; on prend : $L_p = 4\text{ m}$;

L_m : épaisseur du mur ; on prend : $L_m = 0.20 \text{ m}$;

L_{pm} : distance entre pompe et mur ; on prend : $L_{pm} = 0.35 \text{ m}$.

D'où : $L_b = 7 \times 1.175 + 1 \times 6 + 2.5 + 2 + 4 + 0,2 \times 2 + 0,3 \times 2 = 23.73 \text{ m}$

→ On opte pour une longueur $L_b = 24 \text{ m}$.

➤ Largeur du bâtiment

Elle est donnée par la relation : $l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2.S$ (VI.19)

Avec : S : épaisseur du mur, $S = 0,20 \text{ m}$;

l_1 : distance entre mur et premier organe de la pompe, $l_1 = 0,3 \text{ m}$;

l_2 : largeur pompe moteur, $l_2 = 0.45 \text{ m}$;

l_3 : longueur des accessoires d'aspiration, $l_3 = 2.175 \text{ m}$;

l_4 : longueur des accessoires de refoulement, $l_4 = 2.2 \text{ m}$.

Donc : $l_b = 0.3 + 0.45 + 2.175 + 2.2 + 2 \times 0.2 = 5.525$

→ On opte pour une largeur $l_b = 6 \text{ m}$.

➤ Dimensions des portes

- porte principale : $(3.6 \times 3.6) \text{ m}^2$.
- porte secondaire : $(3 \times 3) \text{ m}^2$.

➤ Dimensionnement des fenêtres

Il faut avoir un éclairage de surface de **(10-15)%** de la surface de la station en plus de l'éclairage électrique.

→ La surface de la station de pompage : $S_{sp} = 24 \times 6$ → $S_{sp} = 144 \text{ m}^2$

→ Donc, la surface totale des fenêtres : $\sum S_f = (12.5\%).S_{sp} = 0.125 \times 144$ → $\sum S_f = 18 \text{ m}^2$

→ Le nombre de fenêtres sera :

$$n_f = \frac{\sum S_f}{S_f} \text{(VI.20)}$$

Avec : n_f : nombre de fenêtres ;

S_f : surface d'une seule fenêtre, $S_f = (1,4 \times 2,2) \text{ m}^2$.

Donc : $n_f = 6$ fenêtres

➤ **Dimensionnement des marches d'escalier**

- Hauteur : soit (15 - 16,5 - 17,3) cm, on va prendre (16.5cm).
- Largeur : soit (29,26 - 30) cm, on va prendre (30cm).
- Longueur : varie (90 - 220) cm, on va prend (180cm).
- Pente : soit (1/1,75 - 1/1,15) ; on prend (1/1,75).

➤ **Locaux du personnel**

- Bureau du chef d'exploitation : $H=3m$; $S=4 \times 3 =12m^2$
- Bureau du personnel : $H=3m$; $S=5 \times 3 =15m^2$

Tableau VI.13 : Récapitulation des dimensions du bâtiment de la station

Dimensions du bâtiment de la station (m)						
Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur des murs (m)	Fenêtres (m ²)	Portes (m ²)	
					secondaires	principales
24	6	5.5	0,2	1,4×2,2	3×3	3.6×3.6

VI.5.3. Le réservoir

L'emplacement d'un réservoir doit répondre aux conditions suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de périmètre.
- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre à alimenter.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exige dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à assurer la pression nécessaire.

Les réservoirs ont plusieurs rôles dans un système d'irrigation, on peut parmi eux citer :

- Assurer la réserve d'incendie.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle d'un relais.

- Régulariser le débit entrant et le débit sortant.

a) Dimensionnement du réservoir

Le réservoir est dimensionné selon les besoins en eau des cultures au mois de pointe.

Le nombre des heures de pompage par jour = **24heures** ce qui nous permet de déterminer la valeur d'apport de = **4.17 %** chaque heure.

Le nombre des heures d'irrigation par jour = **22heures** ce qui nous permet de déterminer la valeur de distribution = **4.55%** chaque heure.

Le bilan de consommation et l'apport journalier d'eau sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Le bilan de consommations et l'apport journalier d'eau.

Heure (h)	Apport (%)	Distribution (%)	Stockage (%)	Déstockage (%)	Vol restant (%)
1,00	4.17	4,55	-	0,38	0,38
2,00	4.17	4,55	-	0,38	0,76
3,00	4.17	4,55	-	0,38	1,14
4,00	4.17	4,55	-	0,38	1,52
5,00	4.17	4,55	-	0,38	1,90
6,00	4.17	4,55	-	0,38	2,28
7,00	4.17	4,55	-	0,38	2,66
8,00	4.17	4,55	-	0,38	3,04
9,00	4.17	4,55	-	0,38	3,42
10,00	4.17	4,55	-	0,38	3,80
11,00	4.17	4,55	-	0,38	4,17
12,00	4.17	4,55	4,17	-	-

Suite du tableau VI.14 :

13,00	4.17	4,55	-	0,38	0,38
14,00	4.17	4,55	-	0,38	0,76
15,00	4.17	4,55	-	0,38	1,14
16,00	4.17	4,55	-	0,38	1,52
17,00	4.17	4,55	-	0,38	1,90
18,00	4.17	4,55	-	0,38	2,28
19,00	4.17	4,55	-	0,38	2,66
20,00	4.17	4,55	-	0,38	3,04
21,00	4.17	4,55	-	0,38	3,42
22,00	4.17	4,55	-	0,38	3,80
23,00	4.17	4,55	-	0,38	4,17
24,00	-	4,55	4,17	-	-

Données pour le dimensionnement :

- $Q_{car} = 0.695 \text{ m}^3/\text{s} = 0.695 \times 3600 = 2502 \text{ m}^3/\text{h} = 2502 \times 24 = 60\,048 \text{ m}^3/\text{jour}$.

→ Le volume du réservoir sera égal :

$$Vu = \frac{4.17}{100} \times Q_{car} = \frac{4.17}{100} \times 60048 = \mathbf{2504 \text{ m}^3}$$

→ Le volume d'incendie est égal à **120 m³**Donc, On le volume total : $V = 2504 + 120 = 2624$ → On prend : $V = \mathbf{2700 \text{ m}^3}$

La forme géométrique de notre réservoir est soit :

➤ **Réservoir cylindrique**

Les dimensions finales du bassin sont :

- Hauteur du réservoir : **H = 5 m**
- Diamètre de la cuve : **D = 26.3 m**

➤ **Bassin rectangulaire**

Les dimensions finales du bassin sont :

- Hauteur du réservoir : **H = 5 m**
- Longueur du réservoir : **L = 30 m**
- Largeur du réservoir : **l = 18 m**

VI.5.4. La desserte gravitaire

VI.5.4.1. Tracé du réseau de distribution

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

- Il est important de chercher un profil en long aussi régulier que possible pour éliminer les contres pentes ;
- Dans le but d'économie du projet, le tracé doit être le plus court possible ;
- Éviter le phénomène de cavitation qui peut engendrer les éclatements et vibration de la canalisation au cours de la phase de surpression ;
- Éviter les forêts, bois et zones marécageuses, ainsi que la traversée des obstacles (routes, voies ferrées, canaux, oueds,).

Le tracé escompté est un réseau ramifié qui conduit à un coût d'investissement optimum.

VI.5.4.2. Choix des matériaux des canalisations

De nombreux types de matériaux sont disponibles pour constituer une conduite. On peut les classer en fonction des matériaux avec lesquels ils sont fabriqués : fonte, PEHD, PRV...etc. Le choix des tuyaux utilisés est fonction de la pression et de la nature du terrain, des coûts de fourniture et de mise en œuvre, et aussi de la facilité à réaliser les raccordements, les prises de branchement et les réparations en cas de fuite.

➤ **Fonte**

La fonte est un matériau noble apte à prendre en charge les grandes pressions, il n'est pas sensible à la corrosion et sa pose se fait sans grande contrainte. Néanmoins elle nécessite

beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

➤ **PEHD (polyéthylène à haute densité)**

Les tuyaux en matière plastique sont les plus légers de tous les tuyaux. Ils sont faciles à couper, à poser et à assembler si certaines précautions sont prises. Ils ont de très bonnes propriétés hydrauliques et ne sont pas sujets à la corrosion. Toutefois leur résistance mécanique présente une limitation plus sévère que les autres matériaux (Casse pour le **PVC**, écrasement pour le **PEHD**).

➤ **PRV (polyester renforcé en verre)**

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

VI.5.4.3. Dimensionnement hydraulique des canalisations

➤ **Calcul des diamètres**

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} \dots \dots \dots \text{(VI. 21)}$$

Avec :

Q : débit, exprimé en (m³/s) ;

D : diamètre exprimé en (mm) ;

V : vitesse d'écoulement dans les conduites en (m/s).

➤ **Vitesse admissible**

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

➤ **Calcul des pertes de charge**

Les pertes de charge unitaires, ont été définies par la formule de **LECHAPT** et **CALMON** comme suit :

$$\Delta h_{pu} = \frac{L \times Q^M}{D^N} \times C \dots \dots \dots \text{(VI. 22)}$$

Avec :

Δh_{pu} : Pertes de charge unitaire en (mm/ml) ;

Q : Débit en (m³/s) ; $Q = q_s \times S_i$

q_s : Débit spécifique ($q_s = 1.39$ l/s/ha) ;

S_i : Superficie de l'ilot (ha) ;

D : Diamètre de la conduite considérée en (mm) ;

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

C : Coefficient compris une majoration de **10 %** pour les pertes de charge singulière ;

Tableau VI.15 : Paramètres de pertes de charge de la loi de Lechapt-Calmon

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

Dans notre cas, les conduites seront en **fonte** si leurs diamètres sont supérieurs ou égaux à **315 mm** et en **PEHD** dans le cas contraire. Pour une conduite en **fonte/PEHD**, la rugosité équivalente est égale à **0.1 mm (K =0.1 mm)**, donc on aura les paramètres suivants :

L=1.2 ; **M=1.89** ; **N=5.01.**

Les pertes de charge singulières dans une conduite en **fonte/PEHD** sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires. Les calculs hydrauliques sont détaillés dans le tableau qui suivra.

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

$$z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2.g} = z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2.g} + \Delta h \dots \dots \dots (VI. 23)$$

Où : **h₁** et **h₂** sont les hauteurs de pressions (mce) ;

v₁ et **v₂** sont les vitesses d'écoulement dans **A** et **B** (m/s) ;

Z₁ et **Z₂** sont les côtes du terrain naturel (m) ;

Δh sont les pertes de charge entre **A** et **B** (m).

Les calculs sont détaillés dans le tableau ci-après :

Tableau VI.16 : Calculs hydrauliques du réseau de distribution

Tronçon	Longueur (m)	Superficie (ha)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)		Matériau	Vitesse calculée (m)	Δh totales (m)	Cote du T.N (m)		Cote piézométrique (m)		Pression	
				calculé	normalisé				Amont	Avale	Amont	Avale	(m)	(bar)
R-N1	450	500	0.695	841.59	900	Fonte	1.09	1.13	137	108	141	139.87	31.87	3.19
N1-N2	62	93.26	0.130	363.47	400	Fonte	1.03	2.74	108	107.2	139.87	137.14	29.94	2.99
N2-B6	117	39.31	0.055	235.98	315	PEHD	0.70	1.77	107.2	106.8	137.14	135.37	28.57	2.86
B6-B2	71	27.26	0.038	196.51	250	PEHD	0.77	2.82	106.8	106	135.37	132.55	26.55	2.65
B2-N3	150	18.9	0.026	163.62	200	PEHD	0.84	4.32	106	103	132.55	128.23	25.23	2.52
N3-B1	37	13.66	0.019	139.11	200	PEHD	0.60	2.34	103	103.2	128.23	125.89	22.69	2.27
N3-B3	21	5.24	0.007	86.16	110	PEHD	0.77	7.64	103	102.8	128.23	120.59	17.79	1.78
N2-B7	41	53.95	0.075	276.45	315	PEHD	0.96	3.22	107.2	107	137.14	133.92	26.92	2.69
B7-B8	250	38.75	0.054	234.29	315	PEHD	0.69	1.72	107	104.3	133.92	132.20	27.90	2.79
B8-B11	67	32.2	0.045	213.57	315	PEHD	0.57	1.21	104.3	103.9	132.20	130.98	27.08	2.71
B11-N4	210	19.3	0.027	165.35	200	PEHD	0.85	4.49	103.9	101.8	130.98	126.49	24.69	2.47
N4-B10	15	12.4	0.017	132.53	160	PEHD	0.86	5.95	101.8	102	126.49	120.54	18.54	1.85
B10-B9	173	4	0.006	75.27	110	PEHD	0.59	4.59	102	103.8	120.54	115.95	12.15	1.22
N4-N5	174	6.9	0.010	98.86	160	PEHD	0.48	1.97	101.8	99.8	126.49	124.52	24.72	2.47
N5-B4	175	3.4	0.005	69.40	110	PEHD	0.50	3.37	99.8	99.7	124.52	121.15	21.45	2.15
N5-B5	176	3.5	0.005	70.41	110	PEHD	0.51	3.56	99.8	99.7	124.52	120.96	21.26	2.13
N1-B13	177	406.74	0.565	759.06	800	Fonte	1.13	1.37	108	107.6	139.87	138.50	30.90	3.09
B13-N6	178	400.62	0.557	753.33	800	Fonte	1.11	1.34	107.6	105.5	138.50	137.17	31.67	3.17
N6-B17	179	11.8	0.016	129.29	200	PEHD	0.52	1.77	105.5	105.6	134.15	132.38	26.78	2.68
N6-B14	180	24.5	0.034	186.29	250	PEHD	0.69	2.31	105.5	105.7	134.15	131.84	26.14	2.61

Suite du tableau VI.16 :

Tronçon	Longueur (m)	Superficie (ha)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)		Matériau	Vitesse calculée (m)	Δh totales (m)	Cote du T.N (m)		Cote piézométrique (m)		Pression	
				calculé	normalisé				Amont	Avale	Amont	Avale	(m)	(bar)
B14-N7	77	20.7	0.029	171.24	250	PEHD	0.59	1.68	105.7	105.2	131.84	130.16	24.96	2.50
N7-B12	33	6.9	0.010	98.86	160	PEHD	0.48	1.97	105.2	105.5	130.16	128.20	22.70	2.27
N7-B16	73	13.8	0.019	139.82	200	PEHD	0.61	2.38	105.2	104	130.16	127.78	23.78	2.38
N6-N8	137	364.32	0.506	718.39	800	Fonte	1.01	1.12	105.5	103	137.17	136.05	33.05	3.31
N8-N9	67	23.9	0.033	184.00	250	PEHD	0.68	2.20	103	102.8	136.05	133.85	31.05	3.11
N9-B18	27	12	0.017	130.38	200	PEHD	0.53	1.83	102.8	102.75	133.85	132.02	29.27	2.93
N9-B21	83	11.9	0.017	129.83	200	PEHD	0.53	1.80	102.8	101.5	133.85	132.05	30.55	3.06
N8-B24	23	4.65	0.006	81.16	110	PEHD	0.68	6.10	103	103.3	136.05	129.95	26.65	2.67
N8-N10	310	335.77	0.467	689.67	700	Fonte	1.21	1.87	103	101.6	136.05	134.18	32.58	3.26
N10-N11	51	7.15	0.010	100.64	160	PEHD	0.49	2.10	101.6	102	134.18	132.08	30.08	3.01
N11-B25	16	3.15	0.004	66.80	110	PEHD	0.46	2.92	102	102.9	132.08	129.16	26.26	2.63
N11-B30	110	4	0.006	75.27	110	PEHD	0.59	4.59	102	101.8	132.08	127.49	25.69	2.57
N10-N12	45	22.34	0.031	177.89	250	PEHD	0.63	1.94	101.6	100	134.18	132.24	32.24	3.22
N12-B27	21	9.74	0.014	117.46	160	PEHD	0.67	3.77	100	99.9	132.24	128.47	28.57	2.86
N12-N13	35	12.6	0.018	133.60	200	PEHD	0.56	2.01	100	99.8	132.24	130.23	30.43	3.04
N13-B20	13	6.8	0.009	98.15	160	PEHD	0.47	1.91	99.8	99.7	130.23	128.32	28.62	2.86
N13-B19	93	5.8	0.008	90.64	160	PEHD	0.40	1.42	99.8	100.2	130.23	128.81	28.61	2.86
N10-B26	210	306.28	0.426	658.68	700	Fonte	1.11	1.57	99	100.3	134.18	132.61	32.31	3.23
B26-N14	83	303.95	0.422	656.17	700	Fonte	1.10	1.55	101.6	99.7	132.61	131.06	31.36	3.14
N14-B28	63	61.86	0.086	296.02	315	PEHD	1.10	4.17	100.3	99	131.06	126.89	27.89	2.79

Suite du tableau VI.16 :

Tronçon	Longueur (m)	Superficie (ha)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)		Matériau	Vitesse calculée (m)	Δh totales (m)	Cote du T.N (m)		Cote piézométrique (m)		Pression	
				calculé	normalisé				Amont	Avale	Amont	Avale	(m)	(bar)
B28-N15	207	51.23	0.071	269.39	315	PEHD	0.91	2.92	99	98.3	126.89	123.97	25.67	2.57
N15-N16	27	36.19	0.050	226.42	250	PEHD	1.03	4.82	98.3	98	123.97	119.15	21.15	2.12
N16-B29	22	7.58	0.011	103.62	160	PEHD	0.52	2.35	98	97.8	119.15	116.80	19.00	1.90
N16-B22	11	9.61	0.013	116.68	200	PEHD	0.43	1.20	98	98.2	119.15	117.95	19.75	1.97
N16-B15	57	19	0.026	164.06	250	PEHD	0.54	1.43	98	98.1	119.15	117.73	19.63	1.96
N14-B32	29	242.09	0.337	585.61	630	Fonte	1.08	1.71	99.7	99	131.06	129.35	30.35	3.04
B32-B35	113	231.65	0.322	572.84	630	Fonte	1.03	1.57	99	98.3	129.35	127.79	29.49	2.95
B35-N18	103	223.17	0.310	562.26	630	Fonte	1.00	1.46	98.3	98	127.79	126.32	28.32	2.83
N18-B37	42	44.68	0.062	251.58	315	PEHD	0.80	2.25	98	96.9	126.32	124.07	27.17	2.72
B37-N19	50	35.25	0.049	223.46	315	PEHD	0.63	1.44	96.9	96.2	124.07	122.63	26.43	2.64
N19-B35	11	8.48	0.012	109.60	160	PEHD	0.59	2.90	96.2	96.5	122.63	119.72	23.22	2.32
N19-B39	19	9.43	0.013	115.58	160	PEHD	0.65	3.55	96.2	96	122.63	119.08	23.08	2.31
N19-N20	93	17.34	0.024	156.73	200	PEHD	0.77	3.67	96.2	96.6	122.63	118.96	22.36	2.24
N20-B36	49	10.75	0.015	123.40	200	PEHD	0.48	1.49	96.6	96.8	118.96	117.47	20.67	2.07
N20-B41	23	10.26	0.014	120.56	200	PEHD	0.45	1.36	96.6	96.4	118.96	117.60	21.20	2.12
N18-B34	48	178.49	0.248	502.83	630	Fonte	0.80	0.96	98	98	126.32	125.36	27.36	2.74
B34-B38	60	174.2	0.242	496.75	550	Fonte	1.02	1.81	98	98	125.36	123.56	25.56	2.56
B38-N21	62	162.33	0.226	479.53	550	Fonte	0.95	1.58	98	97.4	123.56	121.97	24.57	2.46
N21-B43	23	14.76	0.021	144.60	200	PEHD	0.65	2.71	97.4	97	121.97	119.27	22.27	2.23
B43-B45	29	7.43	0.010	102.59	160	PEHD	0.51	2.26	97	96	119.27	117.01	21.01	2.10

Suite du tableau VI.16 :

Tronçon	Longueur (m)	Superficie (ha)	Débit (m ³ /s)	Diamètre (mm)		Matériau	Vitesse calculée (m)	Δh totales (m)	Cote du T.N (m)		Cote piézométrique (m)		Pression	
				calculé	normalisé				Amont	Avale	Amont	Avale	(m)	(bar)
N21-N22	87	147.57	0.205	457.21	500	Fonte	1.05	2.13	97.4	96.2	121.97	119.84	23.64	2.36
N22-N23	44	49.18	0.068	263.94	315	PEHD	0.88	2.70	96.2	95.9	119.84	117.14	21.24	2.12
N23-B52	25	10.6	0.015	122.54	200	PEHD	0.47	1.45	95.9	95.8	117.14	115.69	19.89	1.99
N23-N24	103	38.58	0.054	233.78	315	PEHD	0.69	1.71	95.9	95.6	117.14	115.43	19.83	1.98
N24-B44	15	10.02	0.014	119.14	200	PEHD	0.44	1.30	95.6	95.65	115.43	114.13	18.48	1.85
N24-B46	27	10.28	0.014	120.67	200	PEHD	0.46	1.37	95.6	95.5	115.43	114.06	18.56	1.86
N24-N25	190	18.28	0.025	160.92	250	PEHD	0.52	1.33	95.6	95.7	115.43	114.10	18.40	1.84
N25-B40	13	11.86	0.016	129.62	200	PEHD	0.53	1.79	95.7	95.75	114.10	112.31	16.56	1.66
N25-B42	21	6.42	0.009	95.36	160	PEHD	0.44	1.72	95.75	95.6	114.10	112.39	16.79	1.68
N22-B55	250	98.39	0.137	373.33	450	Fonte	0.86	1.68	96.2	96	119.84	118.16	22.16	2.22
B55-N26	110	91.39	0.127	359.80	450	Fonte	0.80	1.46	96	96.15	118.16	116.70	20.55	2.06
N26-B53	47	17.97	0.025	159.55	250	PEHD	0.51	1.28	96.15	96	116.70	115.42	19.42	1.94
B53-B47	230	8.88	0.012	112.16	200	PEHD	0.39	1.04	96	94.8	115.42	114.38	19.58	1.96
B47-B51	33	4.55	0.006	80.28	160	PEHD	0.31	0.90	94.8	95	114.38	113.49	18.49	1.85
N26-B50	160	73.42	0.102	322.50	400	Fonte	0.81	1.74	96.15	94.5	116.70	114.96	20.46	2.05
B50-N27	310	67.59	0.094	309.43	400	Fonte	0.75	1.49	94.5	94.1	114.96	113.47	19.37	1.94
N27-B48	21	13.78	0.019	139.71	200	PEHD	0.61	2.38	94.1	94.2	113.47	111.09	16.89	1.69
N27-B56	11	14.9	0.021	145.28	200	PEHD	0.66	2.75	94.1	94.1	113.47	110.72	16.62	1.66
N27-N28	115	31.41	0.044	210.94	315	PEHD	0.56	1.16	94.1	94.1	113.47	112.31	18.21	1.82
N28-B54	22	8.75	0.012	111.33	160	PEHD	0.61	3.08	94.1	94.3	112.31	109.23	14.93	1.49

Suite du tableau VI.16 :

Tronçon	Longueur	Superficie	Débit	Diamètre (mm)		Matériau	Vitesse calculée (m)	Δh totales (m)	Cote du T.N (m)		Cote piézométrique (m)		Pression (m) (bar)	
	(m)	(ha)	(m ³ /s)	calculé	normalisé				Amont	Avale	Amont	Avale	(m)	(bar)
N15-B27	16	9.74	0.014	117.46	200	PEHD	0.43	1.23	98.3	98.4	123.97	122.74	24.34	2.43
N15-B31	27	5.3	0.007	86.65	160	PEHD	0.37	1.19	98.3	98.1	123.97	122.78	24.68	2.47
N28-B58	13	9.07	0.013	113.35	200	PEHD	0.40	1.08	94.1	94	112.31	111.23	17.23	1.72
N28-N29	121	13.59	0.019	138.75	200	PEHD	0.60	2.31	94.1	94.3	112.31	110.00	15.70	1.57
N29-B49	27	8.73	0.012	111.21	200	PEHD	0.39	1.00	94.3	94.5	110.00	108.99	14.49	1.45
N29-B60	7	4.86	0.007	82.97	160	PEHD	0.34	1.01	94.3	94.1	110.00	108.98	14.88	1.49

Conclusion

Dans le présent chapitre, on s'est intéressé au dimensionnement des différents organes du réseau d'irrigation, en passant par la bêche de reprise puis la station de pompage puis la conduite de refoulement et réservoir de stockage, vers la conduite principale qui alimente les conduites secondaires se trouvant dans notre périmètre.

A la fin de ce chapitre on remarque que d'importantes économies peuvent être obtenue, en procédant à un bon dimensionnement que ce soit dans les ouvrage ou bien dans les conduites de transfert et de distribution. Et aussi le choix des systèmes d'irrigation est directement lié aux résultats obtenus dans la partie d'adduction.

Chapitre VII :
Choix des techniques
d'irrigation

Introduction

L'humidité du sol à l'état naturel est souvent insuffisante, et pour garantir un rendement optimum des cultures, on a recours à l'irrigation.

Les nécessités économiques et les demandes sociétales ont conduit depuis longtemps les agriculteurs à optimiser l'utilisation de l'eau. L'efficience de l'irrigation a ainsi régulièrement progressé. Actuellement, il existe plusieurs méthodes d'irrigation pour la desserte en eau des cultures. Chaque méthode présente en même temps des avantages et des désavantages, qui doivent être pris en considération lors de la sélection de la méthode qui s'adapte le mieux aux conditions locales, c'est ce que on va détailler dans ce chapitre.

VI.1. Choix des techniques d'irrigation

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

- La topographie.
- Les ressources en eau.
- La nature du sol.
- Le type de cultures.
- L'automatisation et la télégestion.
- Le facteur économique.

VI.2. Différentes techniques d'arrosages

Il existe deux grandes classes des techniques, qui sont :

- L'irrigation gravitaire ou de surface.
- L'irrigation sous pression :
 - Irrigation par aspersion.
 - Irrigation localisé ou micro-irrigation (par goutte à goutte).

VI.2.1. Irrigation gravitaire

L'irrigation gravitaire regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage, qui consiste à apporter aux champs de grande quantité d'eau à l'air libre où l'écoulement se fait gravitairement à travers des canaux ouverts se situant au niveau du sol. La totalité du champ

peut être submergée, ou bien l'eau peut être dirigée vers des raies ou des planches d'irrigation. Le procédé de cette technique repose sur la distribution de l'eau en utilisant la pente topographique. Elle est subdivisée en :

a) Irrigation par ruissellement

Cette méthode consiste à apporter de grosses quantités d'eau et les faire couler sur la surface du sol. On laisse l'eau s'écouler pour s'y infiltrer verticalement jusqu'à atteindre la couche active du sol.

b) Irrigation par bassins (submersion)

Les bassins sont constitués de cuvettes en terre, à fond à peu près plat, entourées de diguettes de faible hauteur. Ces levées sont conçues pour empêcher le passage de l'eau aux champs adjacents. Ils peuvent être placés dans le sens de la pente ou selon les courbes de niveau. Cette technique est utilisée, d'une façon générale, pour l'irrigation des rizières. En général, cette technique d'irrigation s'applique à toutes les cultures qui peuvent tolérer la submersion par les eaux pour une longue durée. La forme et la taille d'un bassin sont essentiellement déterminées en fonction de la pente du terrain, du type du sol, du débit du courant d'eau disponible (faible, suffisant ou fort), de la dose d'irrigation à fournir, et des pratiques agricoles.



Figure VI.1 : Irrigation par submersion

Le débit unitaire est considérablement réduit et cette technique peut être pratiquée avec des pentes allant jusqu'à 12% si les raies sont placées selon les courbes de niveau avec un débit dimensionné pour être non érosif. Si les raies ne sont pas disposées selon les courbes de niveau, la pente maximale recommandée est de 3% ou moins.

c) Irrigation à la raie (sillons)

Les sillons sont des petites rigoles en terre, aménagées dans le sens de la pente du terrain, pour transporter l'eau entre les rangées de cultures. L'eau s'infiltré dans le sol, principalement par les côtés du sillon, tout le long de son trajet dans le sens de la pente du terrain. Cette technique est valable pour l'irrigation de toutes les cultures en lignes et pour toutes les cultures qui ne tolèrent pas la submersion par les eaux de leur feuillage ou de leur collet pour une longue durée. Les sillons sont alimentés par des prises d'eau aménagées sur les berges du canal d'amenée. Ces ouvrages de prise peuvent être soit de simples ouvertures aménagées sur les berges du canal d'amenée, soit des siphons, ou bien des tuyaux d'alimentation passant à travers la berge du canal d'amenée.



Figure VI.2 : Irrigation à la raie.

d) Irrigation en planches

Les planches sont des bandes de terrain, aménagées en pente douce et séparées par des diguettes. L'alimentation en eau des planches est faite de plusieurs façons: soit à l'aide de prises d'eau aménagées sur le canal d'amenée et équipées d'une vannette, soit par des siphons, ou bien par des tuyaux d'alimentation passant à travers les berges du canal d'amenée.

➤ Avantages et Inconvénients de l'irrigation gravitaire**❖ Avantage :**

- Permet d'irriguer des grandes surfaces.
- Coût d'investissement relativement faible.

- Besoins en énergie nuls.

❖ **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.

VI.2.2. Irrigation sous pression

VI.2.2.1 Irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion consiste à fournir l'eau nécessaire aux cultures sous forme de pluie artificielle grâce à des distributeurs appelés asperseurs qui fonctionnent sous pression. L'eau est mise sous pression, généralement par pompage, pour être ensuite distribuée au moyen d'un réseau de canalisations généralement enterrées. La distribution d'eau est faite au moyen de rampes d'arrosage équipées d'asperseurs. L'eau sort sous la forme d'un jet et se répartit en gouttelettes d'eau qui tombent sur le sol. Le choix du dispositif de pompage, des asperseurs et la bonne gestion de l'eau doivent garantir la distribution uniforme de l'eau d'irrigation.



Figure VI.3 : Irrigation par aspersion

➤ **Cultures recommandées**

Elle convient aux cultures en lignes, de plein champ et à l'arboriculture. La distribution de l'eau peut se faire sur ou sous frondaison. Cependant, les asperseurs géants sont à éviter dans le cas des cultures délicates telles que la salade, car les grosses gouttes d'eau risquent de provoquer le dépérissement des plantes.

➤ **Pentes adéquates**

L'irrigation par aspersion s'adapte à toutes les pentes des terrains cultivable, qu'elles soient uniformes ou irrégulières. Les rampes d'arrosage portant les asperseurs doivent suivre autant que possible les courbes de niveau. Cette disposition a l'avantage de minimiser les variations de pression le long de la rampe et de garantir un arrosage uniforme.

➤ **Types de sol appropriés**

C'est la meilleure technique pour les sols sableux à taux d'infiltration assez fort, sans ignorer qu'elle s'adapte parfaitement à la plupart des types du sol. La pluviométrie moyenne des asperseurs doit être inférieure au taux d'infiltration permanent du sol, pour éviter le ruissellement des eaux en surface.

➤ **Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion**

❖ **Avantages**

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

❖ **Inconvénients**

- Elle nécessite au départ, pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement et 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, car toute irrigation intempestive pouvant provoquer au printemps par refroidissement du sol un retard dans la végétation.
- Provoque un risque de salinité.
- Mal adaptée aux régions ventées.

➤ Types d'installations à la parcelle

En pratique, on distingue deux types d'installations : l'installation fixe et l'installation mobile.

- **Installation fixe** : Dans cette installation, l'ensemble des équipements (pompe, canalisation, asperseurs) sont fixés de façon permanente pendant l'arrosage, ce qui limite la main d'œuvre, mais occasionne des investissements très élevés.
- **Installation mobile** : Dans ce cas, l'ensemble des équipements (pompe, canalisation, asperseurs) se déplacent en permanence pendant l'arrosage.

VI.2.2.2. Irrigation localisée (Goutte à goutte)

L'irrigation goutte à goutte, consiste à délivrer l'eau en gouttes à la surface du sol avec une faible dose. L'eau est canalisée dans des tuyaux en plastique munis d'orifices appelés goutteur. L'eau est délivrée au voisinage immédiat de la plante de sorte que l'humidification soit limitée à la zone racinaire du sol. Ceci correspond à une utilisation plus efficace de l'eau qu'avec l'irrigation de surface ou par aspersion, où l'humidification concerne la totalité du sous-sol des plantations. En irrigation par goutte à goutte, la fréquence des arrosages est supérieure à celle des autres méthodes, ce qui maintient une forte humidité du sol, favorable à la croissance des cultures.



Figure VI.4 : Irrigation par goutte à goutte

➤ **Cultures recommandées**

L'irrigation goutte à goutte convient surtout aux cultures en lignes (légumes, fruits), arboriculture et vigne. On peut utiliser un ou plusieurs goutteurs pour assurer une irrigation adéquate. A cause du coût d'installation élevé, cette technique d'irrigation est réservée pour l'irrigation des cultures à forte productivité et de haute qualité.

➤ **Pentes adéquates**

Elle s'adapte à tout terrain irrigable. Les plantes sont cultivées le long d'une courbe de niveau et les canalisations de distribution d'eau (rampes en plastique) suivent elles aussi les courbes de niveau. Cette pratique a l'avantage de réduire les variations de pression de service des goutteurs résultant de l'irrégularité de la pente du terrain.

➤ **Types de sols appropriés**

Cette méthode d'irrigation s'adapte presque à tous les types du sol. En sols argileux, le débit des goutteurs ou distributeurs est faible pour éviter la stagnation de l'eau ou bien l'écoulement par ruissellement. En sols sableux, les goutteurs doivent avoir un débit fort pour que l'infiltration latérale des eaux soit suffisante.

➤ **Avantages et les inconvénients de l'irrigation localisée**

❖ **Avantages**

- Meilleur développement et meilleur rendement des cultures dû à l'humidification permanent de la couche active de sol.
- Excellente efficacité d'arrosage à la parcelle.
- Economie d'eau et main d'œuvres (système fixe) éradication des mauvaises herbes.
- Réduction de l'évaporation.

❖ **Inconvénients**

- Coût très élevé du matériel.
- Risque d'obstruction des goutteurs.
- Nécessité d'une main d'œuvres spécialisés.

VI.3 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.

VI.3.1. Les contraintes naturelles

VI.3.1.1. L'évaporation

Notre zone d'étude est caractérisée par une évaporation élevée durant l'été, ce qui provoque une perte d'eau importante avec une évaporation annuelle de **1163.6 mm**.

VI.3.1.2. Le vent

C'est le facteur déterminant dans le choix de la technique d'irrigation. Notre zone d'étude est caractérisée par des vitesses moyennes du vent (**2.5 m/s** au moyen).

VI.3.1.3. Le sol

Les sols du périmètre de la tranche 1 de la Mitidja Ouest (secteur sud) présente une texture argilo-limoneuse, la perméabilité est moyenne, d'où l'irrigation de surface doit être prudente afin d'éviter l'asphyxie des plantes. Dans ce cas l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisé ont des avantages du fait qu'on peut donner des faibles doses.

VI.3.1.4. La pente

Notre périmètre a une pente qui ne dépasse pas les **2%** en général, donc cette dernière ne présente aucune contrainte particulière

VI.3.2. Les contraintes techniques

- Qualification de main d'œuvre.
- Entretien du matériel.

VI.3.3. Les contraintes agronomiques

Les types des cultures envisagées dans notre périmètre sont constitués de cultures céréalières, maraîchage et arboriculture. Pour des raisons d'économie d'eau essentiellement on retient l'irrigation par aspersion pour les cultures céréalières et maraîchages, et l'irrigation localisée pour les l'arboriculture.

Une analyse multicritères du choix des techniques d'arrosage basée sur les différentes contraintes, résume le choix adéquat pour la zone considérée. Notre analyse se résume dans le tableau ci-après.

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

Contraintes	Irrigation de surface par Rigole	Irrigation par Aspersion	Irrigation Localisée
Evaporation	+	++	++
Vent (2.5 m/s)	+++	++	+++
Texture (argilo-limoneuse)	++	++	+++
Perméabilité (moyenne)	++	+++	+++
Pente (2%)	++	++	+++
Qualité d'eau d'irrigation (moyenne)	++	++	++
Cultures			
➤ Maraîchage	+++	+++	+++
➤ Céréales	X	+++	X
➤ Arbres	+++	X	+++
Contraintes économiques			
➤ économie de l'eau	X	++	+++

- **Remarque :**

X : Inadéquat ou déconseillé ;

+ : Adapté avec réserve ;

+ + : Adapté ;

+ + + : Très Adapté ;

Conclusion

Après l'évaluation des avantages et des inconvénients de chaque méthode, on a pu sélectionner la technique d'irrigation qui s'adapte le mieux aux conditions locales de notre zone d'étude. Donc on a opté pour le choix de l'irrigation localisée (par goutte à goutte).

Chapitre VIII :
Dimensionnement à
la parcelle

Introduction

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de combler le déficit en eau. Ce moyen donne les conditions favorables pour la croissance des plantes.

Quel que soit l'origine de l'eau (cours d'eau naturel, nappe souterraine, eau de barrage) et son mode de transport (canaux, conduite sous pression), le problème qui se pose est comment répartir cette eau sur le sol de façon, à ce que les plantes en tirent le maximum de profit. Donc on doit essentiellement envisager un choix minutieusement détaillé du mode d'irrigation et de la technique d'arrosage a compatibilité avec les contraintes de la région d'étude.

L'irrigation localisée est la technique qui a pris la relève dans les systèmes d'irrigation. Elle permet une très grande efficacité de l'irrigation. Dans ce chapitre on va dimensionner une parcelle de notre périmètre par le goutte à goutte. Dont le but principal est d'économiser le maximum d'eau.

VIII.1. L'irrigation localisée (goutte à goutte)

VIII.1.1. Composition d'une installation goutte à goutte

VIII.1.1.1. Point de fourniture d'eau

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, constituée par un petit barrage (lac collinaire) ou un cours d'eau, contient de la matière organique ou des particules en suspension, mais non si elle est relativement propre (Veschambre & Vaysse, 1980)⁷.

VIII.1.1.2. L'unité de tête

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

Pour introduire des éléments fertilisants, on utilise le plus souvent un réservoir que l'on remplit d'engrais solubles, azote en particulier : c'est un petit récipient sous pression avec une entrée et une sortie. L'installation comprend :

a) Unité de filtration

Elle constitue la partie essentielle de toute installation goutte à goutte. On distingue plusieurs sortes de filtres.

- **Filtre à tamis** : Il est constitué d'une toile fine ou des lamelles faiblement écartées.
- **Filtre à sable** : Constitué d'un certain nombre de couches de matériaux, de granulométrie bien définie et régulière.

b) Injecteur d'engrais

Il comporte une vanne montée entre l'entrée et la sortie de l'arroseur qui permet de dévier une partie quantité de la pression du réseau dans la cuve et d'agir sur la solution fertilisante. Ainsi, la solution est aspirée par la crépine située dans la cuve.

c) La conduite principale

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-rampes. Elle peut être en amiante ciment, en PVC rigide ou en acier galvanisé comme en irrigation par aspersion. Pour les petites installations, du polyéthylène haute densité (**PEHD**) peut également être utilisé.

d) Les porte-rampes

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

e) Les rampes

Ce sont les conduites qui généralement en **PEBD** (polyéthylène basse densité), et sont équipés de distributeurs. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé.

f) Les distributeurs

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers (quelques l/h). Il existe de nombreux types différents, des ajutages ou des mini diffuseurs dont le débit est un peu plus important (quelques dizaines de l/h).

La classification des goutteurs peut se faire selon :

- Des critères hydrauliques.
- La façon dont le goutteur est fixée sur la rampe.
- Le nombre de sorties dont est muni le goutteur.

➤ **Différents types de distributeurs**

- **Goutteurs:** Les goutteurs les plus utilisés ont des débits de **2 l/h** pour les cultures maraîchères et de **4 l/h** pour les cultures pérennes. Ils sont placés en dérivation, en ligne ou intégrés dans les rampes.
- **Gaines:** Destinée aux cultures maraîchères, peut être utilisée pour les vergers; elles assurent conjointement un rôle de transport et de distributeur.
- **Tubes poreux:** La paroi à structure poreuse laisse passer l'eau, ils sont généralement enterrés.
- **Mini diffuseurs:** Ils sont toujours placés en dérivation, fixés directement sur la rampe. Ils fonctionnent comme de petits asperseurs statiques ne couvrant qu'une partie de la surface du sol au voisinage des cultures.

VIII.1.2. Dimensionnement hydraulique d'un réseau goutte à goutte

VIII.1.2.1. Données générales

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

Le réseau d'irrigation sera installé sur l'ilot N°50 alimenté par la borne N°50 et dont les pressions calculées sont de l'ordre de **2.05 bars**, ce qui est largement suffisant. La surface de l'exploitation est de **5.83 hectares**,

➤ **Culture :** Pommier

- Espacement entre arbres : **4 m**
- Espacements entre rangs : **4 m**
- Besoins de pointe **297.05 mm** (mois de juillet)

➤ **Caractéristique du goutteur :**

- Débit nominal : **4 l/h**
- Pression nominal : **10 m.c.e**
- Espacement des goutteurs : **02 m**
- Le nombre de goutteurs par arbre : **02**

VIII.1.2.2. Les besoins journaliers

Les besoins en eau journaliers (**B_j**) d'irrigation localisée pour le pommier sont calculés par les formules suivantes :

$$B_j = \frac{\text{besoins du mois de pointe}}{\text{Nombre de jours}} \dots \dots \dots \text{(VIII. 1)}$$

B_j : Besoins journaliers du mois de pointe (mm) ;

Donc : $B_j = \frac{297.05}{31} = 9.58 \text{ mm} \quad \rightarrow \quad B_j = 9.58 \text{ mm}$

➤ **Besoins journaliers en tenant compte de la réduction (K_r)**

En micro-irrigation, les apports d'eau étant localisés sur une portion très faible de la surface du sol située au voisinage des plantes, donc à l'ombre du feuillage, la part d'évaporation directe à partir du sol est réduite. On applique alors à L'ETM un coefficient de réduction (K_r). Ce coefficient (K_r) dépend du taux de couverture du sol (C_s) par les plantes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après :

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

$$K_r = C_s + 0.5(1 - C_s) \dots \dots \dots \text{(VIII.2)}$$

- La formule de **KELLER et KARMELI (1974)** :

$$K_r = \frac{C_s}{0.85} \dots \dots \dots \text{(VIII.3)}$$

- La formule de **Decroix (CTGREF)** :

$$K_r = 0.1 + C_s \dots \dots \dots \text{(VIII.4)}$$

C_s : Taux de couverture du sol par les plantes. Pour notre cas on considère $C_s = 60\%$ (pour les arbres adultes) ;

Donc : $K_r = 0.80$ (selon **Freeman et Garzoli**)

sachant que : $B_{jl} = B_j * K_r \dots \dots \dots \text{(VIII.5)}$

Donc : $B_{jl} = 9.58 * 0.80 \quad \rightarrow \quad B_{jl} = 7.66 \text{ mm}$

VIII.1.2.3. La dose nette pratique d'irrigation

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

La dose pratique (D_p) étant définie par la hauteur d'eau **P** comme suit :

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot D_a \cdot Z \cdot P(\%) = RFU \times P(\%) \dots\dots\dots(VIII.6)$$

Avec : H_{cc} : Humidité a la capacité au champ ($H_{cc} = 31\%$)

H_{pf} : Humidité au point de flétrissement ($H_{pf} = 15\%$)

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

Z : Profondeur d'enracinement en ($Z = 1500 \text{ mm}$)

D_a : Densité apparente du sol ($D_a = 1.7$)

P : Pourcentage du sol humidifié. Il est donné par la formule suivante :

$$P(\%) = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r} \dots\dots\dots(VIII.7)$$

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

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

S_h : Largeur de la bande humidifiée ($S_h = 1\text{m}$)

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre ($S_r = 4\text{m}$)

S_a : espacement des arbres sur les rangs ($S_a = 4\text{m}$)

$$D'où : P(\%) = \frac{2 \times 2 \times 1}{4 \times 4} = 0.25 = 25\%$$

$$\text{Donc : } D_p = (0.31 - 0.17) \times (2/3) \times 1.7 \times 1500 \times 0.25 = 59.5 \text{ mm}$$

$$\rightarrow D_p = 59.5 \text{ mm}$$

VIII.1.2.4. Fréquence des arrosages

La fréquence des arrosages (F_r) est fonction d'une part du besoin journalier qu'il faut satisfaire et d'autre part de la dose réelle net dont profite les plantes. Elle est donnée par la formule suivante :

$$F_r = \frac{D_p}{B_{jl}} \dots\dots\dots(VIII.8)$$

Avec : D_p : Dose pratique ($D_p = 59.5 \text{ mm}$)

B_{jl} : Besoins journaliers de pointe ($B_{jl} = 7.66 \text{ mm}$)

$$\rightarrow F_r = 8 \text{ jours}$$

VIII.1.2.5. La dose réelle

La dose réelle (D_r) d'irrigation est donnée par la formule suivante :

$$D_r = F_r \times B_{jl} \dots \dots \dots (VIII.9)$$

Avec : F_r : Fréquence d'arrosage ($F_r = 8$ jours) ;

B_{jl} : Besoins journaliers de pointe ($B_{jl} = 7.66$ mm) ;

Donc : $D_r = 8 \times 7.66 \quad \rightarrow \quad D_r = 61.28$ mm

VIII.1.2.6. La dose brute

La dose brute d'irrigation (D_{brut}) est calculée par la formule suivante :

$$D_{brut} = \frac{D_r}{C_u \times Eff} \dots \dots \dots (VIII. 10)$$

Avec : D_r : Dose réelle ($D_r = 61.28$ mm)

C_u : Coefficient d'uniformité ($C_u = 90\%$)

Eff : Efficience du réseau d'irrigation ($Eff = 90\%$)

$\rightarrow D_{brut} = 75.65$ mm

VIII.1.2.7. Durée d'arrosage par mois

La durée mensuelle d'arrosage (θ) désigne le nombre d'heures dont on doit arroser par mois. Elle donnée par la formule ci-après :

$$\theta = \frac{D_{brut} \times S_a \times S_r}{n * q_g} \dots \dots \dots (VIII. 11)$$

Avec : D_{brut} : Dose brute d'irrigation ($D_{brut} = 75.65$ mm) ;

S_a : Espacement entre arbres ($S_a = 4$ m) ;

S_r : Espacement entre rangs ($S_r = 4$ m) ;

n : Nombre de distributeurs (goutteurs) par arbre ($n = 2$) ;

q_g : Débit du goutteur ($q_g = 4$ l/s).

$\rightarrow \theta = 76$ heures

VIII.1.2.8. Durée d'arrosage journalière

La durée d'arrosage journalière (D_j) désigne le nombre d'heures dont on doit arroser chaque jour d'arrosage pendant un mois. Elle est calculée par la formule suivante :

$$D_j = \frac{\theta}{F_r} \dots \dots \dots (VIII. 12)$$

x : Caractéristique du goutteur ($x=0.5$) ;

$\frac{\Delta q}{q}$: Variation du débit entre goutteurs ($\frac{\Delta q}{q} = 10\%$).

$$\text{On a donc : } 0.1 = 0.5 \times \frac{\Delta H}{10} \quad \rightarrow \quad \Delta H = 2 \text{ m.c.e} = 0.2 \text{ bar}$$

- Selon la règle de **Christiansen** :
 - Les pertes de charges singulières (Δh_{sin}) sont estimées à **10%** de la variation maximale de pression (ΔH). Donc : $\Delta h_{\text{sin}} = 0.2 \text{ m}$
 - Le reste de la variation maximale de pression est considéré comme des pertes de charges linéaires (Δh_{lin}). Donc : $\Delta h_{\text{lin}} = 1.8 \text{ m}$.

- La répartition de la perte de charge est comme suit :

→ (1/3) des pertes de charges linéaires sur les porte-rampes. Donc :

$$\Delta h_{\text{pr}} = 1.8 \times (1/3) = 0,6 \text{ m.c.e} ;$$

→ (2/3) des pertes de charges linéaires sur les rampes. Donc :

$$\Delta h_{\text{r}} = 1.8 \times (2/3) = 1,2 \text{ m.c.e} ;$$

VIII.1.3.2. Dimensionnement des canalisations du réseau

a) Pour les rampes

- **Longueur de la rampe (L_r)** : Elle est égale à **116 m**.
- **Nombre d'arbre par rampe (N_a)** : Le nombre d'arbre par rampe est calculé comme suit :

$$N_a = \frac{L_r}{E_a}$$

Dont : L_r : Longueur de la rampe ($L_r = 116 \text{ m}$) ;

E_a : Espacement entre arbres ($E_a = 4 \text{ m}$) ;

$$\rightarrow N_a = 29 \text{ arbres.}$$

- **Nombre de goutteurs par rampe (N_g)** : Il est calculé par la formule suivante :

$$N_g = N_a \times n$$

Avec : N_a : Nombre d'arbres par rampe ($N_a = 29$) ;

n : Nombre de goutteurs par arbre ($n = 2$) ;

$$\rightarrow N_g = 58 \text{ goutteurs}$$

- **Débit de la rampe (Q_r)** : Le débit de la rampe est calculé comme suit :

$$Q_r = N_g \times q_g$$

Avec : N_g : Nombre de goutteurs ($N_g = 58$) ;

q_g : Débit nominal du goutteur ($q_g = 4 \text{ l/h}$) ;

$$\rightarrow Q_r = 232 \text{ l/h}$$

- **Pertes de charges sur la rampe (ΔH_r)** : Elles sont égales à **1.2 m** (voir les conditions hydrauliques).
- **Diamètre des rampes (D_r)** : Il est calculé d'après la formule suivante :

$$D_r(\text{cal}) = \left[\frac{\Delta H_r \times 2.75}{0.478 \times (Q_r)^{1.75} \times L_r} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots \dots \dots \text{(VIII. 17)}$$

Avec : ΔH_r : Pertes de charges sur la rampe ($\Delta H_r = 1.2 \text{ m}$) ;

Q_r : Débit de la rampe ($Q_r = 232 \text{ l/h}$) ;

L_r : Longueur de la rampe ($L_r = 116 \text{ m}$) ;

D'où : $D_r(\text{cal}) = 13.47 \text{ mm} \rightarrow$ On prend : **$D_r = 16 \text{ mm}$** .

- **Vérification des pertes de charges** : Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour le diamètre normalisé (**$D_r = 16 \text{ mm}$**) en appliquant la formule de **Tison**.

$$h_{\text{cal}} = \frac{L_r}{2.75} \cdot i \dots \dots \dots \text{(VIII. 18)}$$

Avec : h_{cal} : Perte de charge le long de la conduite (m) ;

L_r : Longueur de la rampe ($L_r = 116 \text{ m}$) ;

i : Perte de charge unitaire en (m). Elle donnée par la formule suivante :

$$i = \frac{0.478}{2.75} \cdot D_r^{-4.75} \cdot Q_r^{1.75} \dots \dots \dots \text{(VIII. 19)}$$

D_r : Diamètre intérieur de la canalisation (**$D_r = 16 \text{ mm}$**) ;

Q_r : Débit dans la conduite ($Q_r = 232 \text{ l/h}$) ;

D'où : $i = (4.57 \times 10^{-3}) \text{ m} \rightarrow h_{\text{cal}} = 0.2 \text{ m} < 1.2 \text{ m}$ (vérifiée).

- **La vitesse d'écoulement dans la rampe (V_r)** : Elle est calculée par la formule suivante :

$$V_r = \frac{4 \cdot Q_r}{\pi \cdot D_r^2} \dots \dots \dots \text{(VIII. 20)}$$

Avec : Q_r : Débit dans la conduite ($Q_r = 232 \text{ l/h}$) ;

D_r : Diamètre de la conduite ($D_r = 16 \text{ mm}$) ;

$$\rightarrow V_r = 0.32 \text{ m/s}$$

b) Pour les porte-rampes

- **Longueur du porte-rampe (L_{pr})** : Elle est égale à **240 m**.
- **Nombre de rampes (N_r)** : Le nombre de rampes est calculé comme suit :

$$N_r = \frac{L_{pr}}{E_r}$$

Dont : L_{pr} : Longueur du porte-rampe ($L_{pr} = 240 \text{ m}$) ;

E_r : Espacement entre rangs ($E_r = 4 \text{ m}$) ;

$$\rightarrow N_r = 60 \text{ rampes.}$$

- **Nombre de porte-rampes (N_{pr})** : On considère qu'on a un seul (**01**) porte-rampe.
- **Débit du porte-rampe (Q_{pr})** : Le débit du porte-rampe est calculé comme suit :

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

Avec : Q_r : Débit de la rampe ($Q_r = 232 \text{ l/h}$) ;

N_r : Nombre de rampes ($N_r = 60$) ;

$$\rightarrow Q_{pr} = 13920 \text{ l/h}$$

- **Pertes de charges sur le porte-rampe (ΔH_{pr})** : Elles sont égales à **0.6 m** (voir les conditions hydrauliques).
- **Diamètre du porte-rampe (D_{pr})** : Il est calculé d'après la formule suivante :

$$D_{pr}(cal) = \left[\frac{\Delta H_{pr} \times 2.75}{0.478 \times (Q_{pr})^{1.75} \times L_{pr}} \right]^{-\frac{1}{4.75}} \dots \dots \dots \text{(VIII. 21)}$$

Avec : ΔH_{pr} : Pertes de charges sur la porte-rampe ($\Delta H_{pr} = 0.6 \text{ m}$) ;

Q_{pr} : Débit de la porte-rampe ($Q_{pr} = 13920 \text{ l/h}$) ;

L_{pr} : Longueur de la porte-rampe ($L_{pr} = 240 \text{ m}$) ;

D'où : $D_{pr} (cal) = 82.12 \text{ mm}$ → On prend : $D_{pr} = 90 \text{ mm}$.

- **Vérification des pertes de charges :** Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour le diamètre normalisé ($D_{pr} = 90 \text{ mm}$) en appliquant la formule de Tison.

$$h_{cal} = \frac{L_{pr}}{2.75} \cdot i \dots \dots \dots (VIII. 22)$$

Avec : h_{cal} : Perte de charge le long de la conduite (m) ;

L_{pr} : Longueur de la conduite ($L_{pr} = 240 \text{ m}$) ;

i : Perte de charge unitaire en (m). Elle donnée par la formule suivante :

$$i = \frac{0.478}{2.75} \cdot D_{pr}^{-4.75} \cdot Q_{pr}^{1.75} \dots \dots \dots (VIII. 23)$$

D_{pr} : Diamètre intérieur de la canalisation ($D_{pr} = 90 \text{ mm}$) ;

Q_{pr} : Débit dans la conduite ($Q_{pr} = 13920 \text{ l/h}$) ;

D'où : $i = (1.62 \times 10^{-3}) \text{ m}$ → $h_{cal} = 0.14 \text{ m} < 0.6 \text{ m}$ (vérifiée).

- **La vitesse dans la porte-rampe (V_{pr}) :** Elle est calculée par la formule suivante :

$$V_{pr} = \frac{4 \cdot Q_{pr}}{\pi \cdot D_{pr}^2} \dots \dots \dots (VIII. 24)$$

Avec : Q_{pr} : Débit dans la conduite ($Q_{pr} = 4 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$) ;

D_{pr} : Diamètre de la conduite ($D_{pr} = 90 \text{ mm}$) ;

→ $V_{pr} = 0.61 \text{ m/s}$.

Tableau VIII.1 : Calcul de diamètre de la rampe

Culture	Surface (m ²)	L _r (m)	N _g	Q _r (l/h)	ΔH _r (m)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH _{cal} (m)
Pommier	58 300	116	58	232	1.2	13.47	16	0.32	0.2 < 1.2

Tableau VIII.2. Calcul de diamètre de la porte-rampe .

Culture	Surface (m ²)	L _{pr} (m)	N _r	Q _{pr} (l/h)	ΔH _{pr} (m)	D _{cal} (mm)	D _n (mm)	Vitesse (m/s)	ΔH _{cal} (m)
Pommier	58 300	240	60	13920	0.6	82.12	90	0.61	0.14 < 0.6

On remarque que le choix des diamètres normalisés des rampes et porte rampes est fait de telle manière à respecter la limite des pertes de charges totales imposée par la règle de Christiansen.

VIII.1.3.3. La pression d'eau à la borne de distribution

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

Tableau VIII.4 : Récapitulatif des calculs hydrauliques.

Conduites	Rampe	Porte-rampe
Longueur(m)	116	240
Diamètre(m)	16	90
Débit (m³/s)	6×10 ⁻⁵	3.87×10 ⁻³
Pertes de charges (m)	0.20	0.14

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le gouteur le plus défavorable ; Donc la pression demandée à la borne égale a la pression nominale plus la somme des pertes de charges.

$$P = 10 + 0.20 + 0.14 = 10.34 \text{ mce} \quad \rightarrow \quad \mathbf{P = 1.034 \text{ bar.}}$$

On a trouvé **P=1.034 bar**, ce qui est largement suffisant vu la pression au borne qui est de **2.05 bars**.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons procédé au dimensionnement du système d'irrigation goutte à goutte. Ce système d'irrigation est moderne, pratique et nettement plus économique. A la fin de ce dimensionnement on a confirmé que le choix des techniques d'irrigation révèle d'une grande importance dans l'aménagement d'un périmètre, vu qu'il joue un rôle capital dans le rendement des cultures.

Chapitre IX :
Etude technico-
économique

Introduction

L'importance économique de l'ensemble des ouvrages hydrauliques est d'une part, fonction d'une organisation qui consiste à la détermination, la coordination et à la mise en œuvre des moyens nécessaires pour la réalisation et d'autre part dépendante de l'exécution des travaux dans les meilleures conditions et dans les plus brefs délais.

A travers ce chapitre on fera une estimation du coût global du projet de l'aménagement hydro-agricole de notre périmètre qui se trouve dans le **secteur sud** de la **tranche 1** de la **Mitidja Ouest**. Pour se faire il est important de quantifier l'ensemble des travaux à entreprendre et qui sont :

- Réseau de distribution.
- Conduite d'adduction.
- Travaux divers.

IX.1. Les actions reçues par les conduites

La Pose des conduites est un facteur très important pour une protection des conduites, celles-ci peuvent être posées de différentes manières selon le lieu et les obstacles rencontrés s'ils existent.

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- Le tassement différentiel du terrain.
- Les chocs lors de la mise en œuvre.
- Action des racines des arbres.
- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultant des charges roulantes.
- La pression résultant des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le poids propre de l'eau véhiculée.

IX.2. Différents travaux à entreprendre

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification et manutention des conduites ;
- Exécution des tranchées ;

- Aménagement du lit de pose ;
- La mise en place des canalisations en tranchée ;
- Assemblage des tuyaux ;
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- Remblai des tranchées.

IX.2.1. Vérification et manutention des canalisations

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités.
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité.
- Le marquage en cas de défaut.

IX.2.2. Exécution des tranchées

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

IX.2.3. Pose du lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de **10 cm** d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

IX.2.4. Pose des conduites

Avant la pose des conduites dans chaque fouille, on procède à un tri des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage, dans le fond de la fouille. Au cours de pose, on vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites.

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont ;
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé ;
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées ;
- Le calage soit définitif par remblai partiel, soit provisoire à l'aide des cales ;

- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

IX.2.5. Epreuve de joint et de la canalisation

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints se fait avant le remblaiement, on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de **1,8 fois** la pression de service à laquelle sera soumise la conduite lors du fonctionnement. Cette épreuve doit durer **30 minutes** environ où la variation ne doit pas excéder **0.2 bar**.

IX.2.6. Remblayage des tranchées

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

IX.2.7. Nivellement et compactage

Une fois le remblai fait, on procède au nivellement qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et éviter le tassement par la suite.

IX.3. Matériel utilisé

Les différents engins nécessaires au chantier peuvent dans certains cas travailler simultanément, et dans d'autres d'une opération à une autre, et ceci selon le planning d'exécution des travaux.



**Figure IX.1. Pelle hydraulique
Équipée en rétro**



Figure IX.2. Bulldozer



Figure IX.3. Compacteur

Lisse.



Figure IX.4. Pelle équipée en rétro

IX.4. Facture des différents types de conduites du réseau de distribution

Les prix des conduites sont détaillés comme suit :

Tableau IX.1 : Facture des différents types de conduites du réseau de distribution.

Conduites	Type de conduite	Unités de mesure	Quantité (m)	Prix unitaire (DA/ml)	Montant (DA)
Ø 16	PEHD	ml	6 960	94.03	654 448.8
Ø 75	PEHD	ml	194	698.67	135 541.98
Ø 90	PEHD	ml	240	1 003.22	240 772.8
Ø 110	PEHD	ml	694	1 477.98	1 025 718.12
Ø160	PEHD	ml	550	3 030.70	1 666 885
Ø 200	PEHD	ml	1 512	4 695.71	7 099 913.52
Ø 250	PEHD	ml	761	7 183.25	5 466 453.25
Ø 315	PEHD	ml	996	16 208.01	16 143 178
Ø 400	Fonte	ml	532	15 185.72	8 078 803.04
Ø 450	Fonte	ml	360	17 803.40	6 409 224
Ø 500	Fonte	ml	87	20 272.82	1 763 735.34
Ø 600	Fonte	ml	122	27 145.95	3 311 805.9
Ø 700	Fonte	ml	896	35 645.95	31 938 771.2

Suite du tableau IX.1 :

Ø 800	Fonte	ml	492	45 772.82	22 520 227.4
Ø 900	Fonte	ml	450	55 500.56	24 975 252
Total (HT)					131 430 730
TVA (19%)					24 971 838.8
Total (TTC)					156 402 569

Tableau IX.2 : Fourniture de pose de pièces spéciales.

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 600-160 mm PN 10	U	2	49 553.63	99 107.26
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 600-110 mm PN 10	U	2	48 668.03	97 336.06
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 600-90 mm PN 10	U	1	48 400.10	48 400.1
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 500-250 mm PN 10	U	1	51 139.10	51 139.1
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 500-160 mm PN 10	U	2	47 548.29	95 096.58
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 500-110 mm PN 10	U	1	46 223.60	46 223.6
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 400-110 mm PN 10	U	1	30 405.17	30 405.17
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 315-200 mm PN 10	U	2	13 942.28	27 884.56
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 315-160 mm PN 10	U	1	13 279.92	13 279.92
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 315-90 mm PN 10	U	1	12 788.75	12 788.75
Fourniture pose de réduction en PEHD diamètre 200-160 mm PN 10	U	3	8 112.79	24 338.37
Fourniture pose de borne d'irrigation type A4 PN 10	U	60	300000	18 000 000

Suite du tableau IX.2 :

Fourniture et pose de Vannes Ø 600 PN 10	U	1	416270.43	416 270.43
Fourniture et pose de Vannes Ø 400 PN 10	U	1	295601.27	295 601.27
Fourniture et pose de Vannes Ø 315 PN 10	U	1	64 783.27	64 783.27
Fourniture et pose de Vannes Ø 250 PN 10	U	1	42 204.65	42 204.65
Fourniture et pose de Vannes Ø 200 PN 10	U	2	29 684.30	59 368.6
Fourniture et pose de Vannes Ø 160 PN 10	U	6	16 737.18	100 423.08
Fourniture et pose de Vannes Ø 110 PN 10	U	6	11 098.26	66 589.56
Fourniture et pose de Vannes Ø 90 PN 10	U	3	9 334.92	28 004.76
Total (HT)				19 619 245.10
TVA (19%)				3 727 656.57
Total (TTC)				23 346 901.67

IX.5. Frais des travaux sur réseau d'irrigation

Il s'agit des frais des travaux exécutés pour la réalisation des tranchées et autres emplacements pour la pose de canalisations

IX.5.1. Calcul des volumes de déblais et remblais

La pose des conduites dans le réseau se fait dans des tranchées conçues selon le tracé et l'itinéraire des lignes de conduites et prend en compte les longueurs, les largeurs et les hauteurs de chaque tranchée conçue à recevoir une conduite de diamètre spécifique.

- **La largeur de la tranchée :** La largeur de la tranchée (**I**) varie selon la section des conduites :

$$I = D + (2 \times 0.3) \dots\dots\dots(\text{IX.1})$$

- **La hauteur de la tranchée :** La hauteur de la tranchée (**H**) est donnée comme suit :

$$H = D + h_{\text{sable}} + 0.8 \dots\dots\dots(\text{IX.2})$$

Avec : h_{sable} : La hauteur du lit de sable ($h_{\text{sable}} = 0.1 \text{ m}$) ;

D : Diamètre de la conduite (m).

- **Volume du déblaiement** : Le volume des déblaiements (V_{deb}) sera alors égal à :

$$V_{deb} = L \times H \times 1 \text{ (m}^3\text{)} \dots\dots\dots\text{(IX.3)}$$

Avec : **L** : Longueur de la tranchée (m).

- **Volume de sable** : Le Volume du sable (V_{sable}) nécessaire pour le lit de sable est égale à :

$$V_{sable} = h_{sable} \times L \times 1 \dots\dots\dots\text{(IX.4)}$$

- **Volume de remblais** : Le volume du remblai (V_{remb}) est égal à celui des déblais duquel on soustrait le volume de la conduite enterrée et le volume du sable, on aura donc :

$$V_{remb} = V_{deb} - V_{cond} - V_{sable} \dots\dots\dots\text{(IX.5)}$$

Avec : V_{cond} : Volume de la conduite ; $V_{cond} = (\pi \cdot \frac{D^2}{4}) \cdot L$;

La figure ci après illustre la disposition de la conduite au niveau de la tranchée :

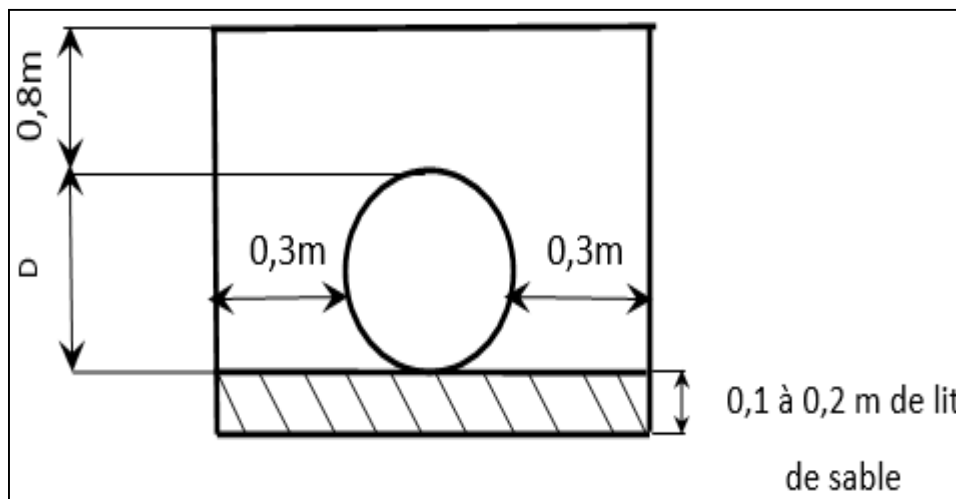


Figure IX.5. Disposition de la conduite dans une tranchée

Tableau IX.3 : Quantité des travaux de terrassement.

Conduites	l (m)	H (m)	L (m)	V_{deb} (m ³)	V_{cond} (m ³)	V_{sable} (m ³)	V_{remb} (m ³)	$V_{excédentair}$ (m ³)
Ø 16	0.62	0.90	6 960	3861.27	0.00020	428.74	3432.53	428.74
Ø 75	0.68	0.90	194	117.94	0.00442	13.10	104.84	13.10
Ø 90	0.69	0.90	240	149.15	0.00636	16.56	132.59	16.57
Ø 110	0.71	0.90	694	443.82	0.00950	49.27	394.53	49.28
Ø 160	0.76	0.90	550	376.52	0.02010	41.80	334.70	41.82

Suite du tableau IX.3 :

Ø 200	0.80	0.90	1 512	1089.61	0.03140	120.96	968.62	120.99
Ø 250	0.85	0.90	761	582.71	0.04906	64.69	517.98	64.73
Ø 315	0.92	0.90	996	821.04	0.07789	91.13	729.83	91.21
Ø 400	1.00	0.90	532	479.33	0.12560	53.20	426.01	53.33
Ø 450	1.05	0.90	360	340.60	0.15896	37.80	302.64	37.96
Ø 500	1.10	0.90	87	86.24	0.19625	9.57	76.47	9.77
Ø 600	1.20	0.90	122	131.94	0.28260	14.64	117.01	14.92
Ø 700	1.30	0.90	896	1049.83	0.38465	116.48	932.97	116.86
Ø 800	1.40	0.90	492	620.88	0.50240	68.88	551.50	69.38
Ø 900	1.50	0.90	450	608.51	0.63585	67.50	540.38	68.14
Total			10759.39	2.48524	1 194.31	9 562.59	1 196.80	

IX.5.2. Calcul du cout des travaux de terrassement

Les frais des différents travaux de terrassement son regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IX.4 : Coût des travaux de terrassement.

Conduites	Unités de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Déblai	M ³	10759.39	1000	10759390
Pose du lit de sable	M ³	1 194.31	1100	1313741
Remblai de la tranchée	M ³	9 562.59	600	5737554
Evacuation de terres excédentaires à la décharge	M ³	1 196.80	500	598400
TOTAL (DA) + TVA				21 906 811

IX.5.3. Estimation du cout total de l'installation du réseau

Le cout total de l'installation des conduites en prenant en compte toutes les opérations financières est de l'ordre de :

$$CT = 156\,402\,569 + 23\,346\,901.67 + 21\,906\,811 \quad \rightarrow \quad CT = 201\,656\,281.7 \text{ DA}$$

IX.6. Frais des travaux sur le réservoir

Les opérations à suivre pour la réalisation sont les suivantes :

➤ Terrassements

- Décapage des terres végétales.
- Fouille en grande masse jusqu'au bon sol.
- Remblai en terre épierrée.
- Transport des terres excédentaires.

➤ Coffrage

- Radier.
- Voile.
- Coupole.

➤ Béton

- Béton de propreté dosé à 150kg/m^3 .
- Béton : radier, voile (400kg/m^3) ; coupole (350kg/m^3)

➤ Enduit et peinture :

- Enduit : étanche sur la surface intérieure avec des adjuvants dosés à 600kg/m^3 .
- Peinture :
 - Badigeonnage des surfaces en terre par du flintkote.
 - Etanchéité de la coupole par des paxe-aluminium.
 - Peinture vinylique sur la partie apparente.

➤ Menuiserie métallique

- Carpeau métallique.
- Grille d'aération métallique.
- Echelles galvanisées.

IX.6.1. Terrassements

➤ Décapage

Le calcul du volume de décapage (V_{dec}) se fait d'après la formule suivante :

$$V_{\text{dec}} = S_{\text{dec}} \times e \dots\dots\dots(\text{IX.6})$$

Avec: S_{dec} : Surface décapée. Elle est calculée comme suit: $S_{\text{dec}} = A \times B$

Donc : $S_{\text{dec}} = (30 + 0.3 \times 2 + 2) (30 + 0.3 \times 2 + 2) \rightarrow S_{\text{dec}} = 1062.76 \text{ m}^2$.

e : L'épaisseur de la couche décapée ($e = 20 \text{ cm}$) ;

D'où : $V_{\text{dec}} = 212.55 \text{ m}^3$

➤ Les fouilles en grand masse

Le volume de la fouille (V_f) se calcule comme suit:

$$V_f = S_f \times h_{\text{bs}} \dots\dots\dots(\text{IX.7})$$

Avec: S_f : Surface de la fouille, $S_f = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$

D : Diamètre de la fouille, $D = D_{\text{ext}} + 2 \text{ m} = 26.3 + 2 = 28.3 \text{ m}$;

D'où : $S_f = 629.02 \text{ m}^2$.

h_{bs} : hauteur du bon sol ($h_{\text{bs}} = 2.2 \text{ m}$) ;

$$\rightarrow V_f = 1383.84 \text{ m}^3.$$

➤ Volume des terres

Le volume des terres (V_t) est égale à : $V_t = V_f \times C_f \dots\dots\dots(\text{IX.8})$

Avec : V_f : Volume de la fouille ($V_f = 1383.84 \text{ m}^3$) ;

C_f : Coefficient égale à 1.3 ;

$$\rightarrow V_t = 1799 \text{ m}^3.$$

➤ Les remblais des fouilles

Le volume de remblais des fouilles (V_{rf}) est calculus comme suit :

$$V_{\text{rf}} = S \times h_{\text{bs}} - V_{\text{bp}} \dots\dots\dots (\text{IX.9})$$

Avec : $S = \frac{\pi(D^2 - D_{\text{ext}}^2)}{4} = 87.77 \text{ m}^2$.

h_{bs} : Hauteur du bon sol ($h_{\text{bs}} = 2.2 \text{ m}$);

V_{bp} : Volume du béton de propreté de la partie entre le réservoir et l'extrémité de la fouille, $V_{\text{bp}} = S \times h_{\text{bp}} = 8.78 \text{ m}^3$;

h_{bp} : Hauteur de la couche du béton de propreté ($h_{\text{bp}} = 10 \text{ cm}$) ;

$$\rightarrow V_{\text{rf}} = 184.31 \text{ m}^3.$$

➤ Volume du déblai a transporté

Le volume du déblai à transporter (V_{dt})est donné comme suit :

$$V_{dt} = V_t - V_{rf} \dots\dots\dots(IX.10)$$

Avec : V_t : Volume total des terres ($V_t = 1799 \text{ m}^3$) ;

V_{rf} : Volume des remblais des fouilles ($V_{rf} = 184.31$) ;

$$\rightarrow V_{dt} = 1614.69 \text{ m}^3.$$

IX.6.2. Bétonnage

➤ Volume de béton de propreté

Le volume du béton de propreté (V_{bp}) est donné par la formule suivante :

$$V_{bp} = S_{bp} \times e_{bp} \dots\dots\dots (IX.11)$$

Avec: S_{bp} : Section de la couche du béton de propreté $S_{bp} = \frac{\pi.(D_{ext}+0.1)^2}{4} = 547.39 \text{ m}^2$;

D_{ext} : Diamètre extérieur du reservoir ($D_{ext} = 26.3 \text{ m}$) ;

e_{bp} : Epaisseur de la couche du béton ($e_{bp} = 20 \text{ cm}$) ;

$$\rightarrow V_{bp} = 109.48 \text{ m}^3.$$

➤ Volume de radier

Le volume du radier (V_{rad}) se calcul comme suit :

$$V_{rad} = S_{rad} \times e_r \dots\dots\dots (IX.12)$$

Avec: S_r : Surface du radier , $S_r = \frac{\pi.D_{ext}^2}{4} = 543.25 \text{ m}^2$;

e_r : Epaisseur du radier ($e_r = 30 \text{ cm}$);

$$\rightarrow V_{rad} = 163 \text{ m}^3.$$

➤ volume des voiles

Le volume des voiles (V_{bv})est calculé comme suit :

$$V_{bv} = S_v \times H_r \dots\dots\dots (IX.13)$$

Avec : S_v : Section des voiles, $S_v = \frac{\pi.(D_{ext}^2 - D_{int}^2)}{4} = 20.46 \text{ m}^2$;

D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir ($D_{ext} = 26.3 \text{ m}$) ;

D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir ($D_{int} = 25.8 \text{ m}$) ;

H_r : Hauteur du réservoir ($h_r = 5 \text{ m}$) ;

$$\rightarrow V_{bv} = 102.3 \text{ m}^3.$$

➤ **Le volume de la coupole**

Le volume de la coupole (V_c) est donné comme suit:

$$V_c = S_c * e_c \dots\dots\dots (IX.14)$$

Avec: S_c : Section de la coupole, $S_c = 2.\pi.R_{moy} \times f = 538.72 \text{ m}^2$;

$$R_{moy} = \frac{R_{ext}^2 + f^2}{2.f} = 71.45 \text{ m} ;$$

f : La fleche ($f = 1.2 \text{ m}$) ;

R_{ext} : Rayon extérieur de la coupole ($R_{ext} = 13.15 \text{ m}$);

e_c : Epaisseur de la coupole ($e_c = 10 \text{ cm}$);

$$\rightarrow V_c = 53.87 \text{ m}^3.$$

IX.6.3. Enduit et peinture

➤ **Surface intérieure**

La surface intérieure sur laquelle on applique l'enduit ($S_{end.int}$) est calculée par la relation suivante:

$$S_{end.int} = \frac{\pi.D_{int}^2}{4} + (\pi. D_{int} \times H_r) \dots\dots\dots (IX.15)$$

Avec: D_{int} : Diamètre intérieur du réservoir ($D_{int} = 25.8 \text{ m}$);

H_r : Hauteur du réservoir ($H_r = 5 \text{ m}$) ;

$$\rightarrow S_{end.int} = 928.06 \text{ m}^2.$$

➤ **Surface extérieure**

La surface extérieure sur laquelle on applique l'enduit ($S_{end.ext}$) est calculée par la relation suivante:

$$S_{end.ext} = \frac{\pi.D_{ext}^2}{4} + (\pi. D_{ext} \times H_r) \dots\dots\dots (IX.15)$$

Avec: D_{ext} : Diamètre extérieur du réservoir ($D_{ext} = 26.3 \text{ m}$);

H_r : Hauteur du réservoir ($H_r = 5 \text{ m}$) ;

$$\rightarrow S_{end.ext} = 956.37 \text{ m}^2.$$

IX.6.4. Les engins

Dans la réalisation des réservoirs on aura besoin de :

- La niveleuse pour le décapage.
- La pelle hydraulique ou une chargeuse pelleteuse pour les fouilles.
- Une bétonnière pour la préparation du béton.
- Des camions pour le transport des matériaux et des déblais.
- Un compacteur pour compacter les remblais.

Tableau IX.5 : Coût des travaux de réalisation du réservoir de 2 700 m³.

N°	Désignation des travaux	U	Qté	Prix Unitaire	Montant (DA)
1	Terrassement en grande masse pour plateforme de travail en terrain de toute nature	m ³	212.55	450.00	95 647.5
2	terrassement de la cuve du réservoir en terrain de toute nature travaux mécaniques,	m ³	1383.84	450.00	622 728
4	f/p de béton de propreté dosé à 200kg/m ³ y/c toute suggestion de bonne exécution	m ³	109.48	7 000.00	766 360
5	f/p de béton armé dosé à 400kg/m ³ pour radier et paroi du réservoir, ferrailage selon plan	m ³	163	55 000.00	8 965 000
6	f/p de béton armé dosé à 350kg/m ³ pour poutre et coupole du réservoir, ferrailage selon plan remis y compris toute suggestion de mise en place, coffrage décoffrage.	m ³	156.17	48 000.00	7 496 160
7	enduit en mortier de ciment en triple couche étanche sur paroi intérieur	m ²	928.06	1 400.00	1 299 284
8	enduit en mortier de ciment en deux couches sur paroi extérieur	m ²	956.37	950.00	908 551.5

9	réalisation d'une chambre de vanne de dimension intérieur de 4m*4m y compris maçonnerie en brique, enduit en mortier de ciment sur mur et sous plafond, f/p d'une porte métallique avec serrure de sécurité, f/p de grille d'aération 1m*0,5 et f/p d'équipement d'éclairage	m ²	16	45 000.00	720 000
TOTAL EN HT				20 873 731.00	
TOTAL EN TTC				24 839 739.89	

IX.7. Devis pour la station de pompage

- La hauteur du bâtiment de la station : **H= 5.5 m** ;
- La longueur du bâtiment de la station : **L= 24 m** ;
- La largeur de la station : **l = 6 m** ;
- La hauteur des poteaux : **H = 5.5 m** ;
- La largeur des poteaux : **B = 30 cm** ;
- L'épaisseur des poteaux : **b = 30 cm** ;
- La largeur des poutres : **B_p = 30 cm** ;
- L'épaisseur des poutres : **b_p = 40 cm** ;
- Les dimensions du briques utilisé : **(30×20×15) cm**

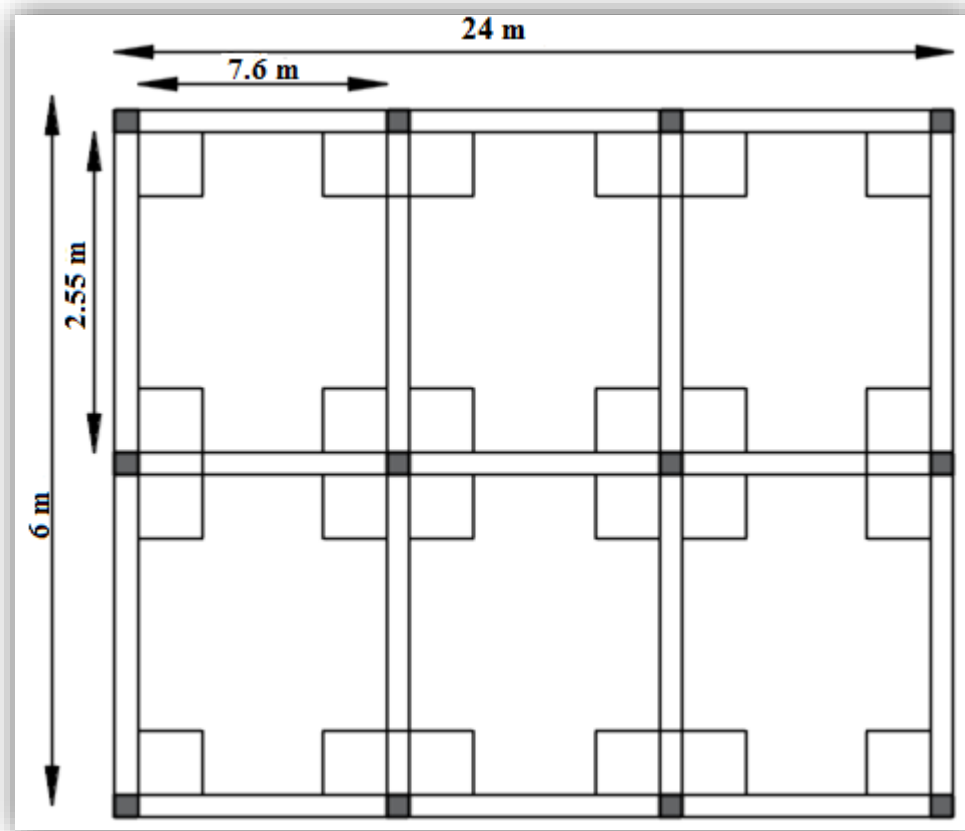


Figure IX.6 : Schéma explicatif de la station de pompage

IX.7.1. calcul des différents volumes

➤ Décapage

Le volume de décapage (V_d) est calculé par la formule suivante :

$$V_d = L \times l \times e_d \dots\dots\dots (IX.16)$$

Avec : L : Longueur de la terre décapée ($L = 25 \text{ m}$) ;

l : Largeur de la terre décapée ($l = 7 \text{ m}$) ;

e_d : Epaisseur de décapage ($e_d = 20 \text{ cm}$) ;

$$\rightarrow V_d = 35 \text{ m}^3.$$

➤ Excavation

Le volume à excaver (V_{ex}) se calcul comme suit :

$$V_{ex} = (L_{ex} \times l_{ex} \times h_{ex}) \times n_p \dots\dots\dots (IX.17)$$

Avec : L_{ex} : Longueur d'excavation ($L_{ex} = 1.3 \text{ m}$) ;

l_{ex} : Largeur d'excavation ($l_{ex} = 1.3 \text{ m}$) ;

h_{ex} : Hauteur d'excavation ($h_{ex} = 1 \text{ m}$) ;

n_p : Nombre de poteaux ($n_p = 12$) ;

$$\rightarrow V_{ex} = 20.28 \text{ m}^3$$

➤ Déblai

Le volume de déblai est calculé comme suit :

$$V_D = V_d + V_{ex}$$

Avec : V_d : Volume de décapage ($V_d = 35 \text{ m}^3$) ;

V_{ex} : Volume d'excavation ($V_{ex} = 20.28 \text{ m}^3$) ;

$$\rightarrow V_D = 55.28 \text{ m}^3.$$

➤ Béton de propreté

Le volume du béton de propreté (V_{bp}) est calculé comme suit :

$$V_{bp} = (L_{ex} \times l_{ex} \times e_{bp}) \times n_p \dots\dots\dots (IX.18)$$

Avec : L_{ex} : Longueur d'excavation ($L_{ex} = 1.3 \text{ m}$) ;

l_{ex} : Largeur d'excavation ($l_{ex} = 1.3 \text{ m}$) ;

e_{bp} : Epaisseur du béton de propreté ($e_{bp} = 20 \text{ cm}$) ;

n_p : Nombre de poteaux ($n_p = 12$) ;

$$\rightarrow V_{bp} = 4.06 \text{ m}^3.$$

➤ Béton ordinaire (Béton armé 350 kg /m³) semelle

Le volume du béton armé utilisé pour la semelle (V_{bs}) est calculé comme suit :

$$V_{bs} = (L_s \times l_s \times e_s) \times n_p \dots\dots\dots (IX.18)$$

Avec : L_s : Longueur de la semelle ($L_s = 1.3 \text{ m}$) ;

l_s : Largeur de la semelle ($l_s = 1.3 \text{ m}$) ;

e_s : Epaisseur de la semelle ($e_s = 30 \text{ cm}$) ;

n_p : Nombre de poteaux ($n_p = 12$) ;

$$\rightarrow V_{bs} = 6.08 \text{ m}^3.$$

➤ **Demi-Poteaux**

Le volume des demi-poteaux (V_{dp}) est donné par la formule suivante :

$$V_{dp} = (B \times b \times h) \times n_p \dots\dots\dots (IX.19)$$

Avec : **B** : La largeur des poteaux (**B = 30 cm**) ;

b : L'épaisseur des poteaux (**b = 30 cm**) ;

h : La hauteur des demi-poteaux (**h = 60 cm**) ;

n_p : Nombre de poteaux (**n_p = 12**) ;

$$\rightarrow V_{dp} = 0.65 \text{ m}^3.$$

➤ **Remblai fouilles**

Le volume du remblai des fouilles (V_r) est calculé par la formule suivante :

$$V_r = V_D - V_{bp} - V_{bs} - V_{dp} \dots\dots\dots (IX.20)$$

Avec : **V_D** : Volume du déblai (**V_D = 55.28 m³**) ;

V_{bp} : Volume du béton de propreté (**V_{bp} = 4.056 m³**) ;

V_{bs} : Volume de la semelle (**V_{bs} = 6.08 m³**) ;

V_{dp} : Volume des demi-poteaux (**V_{dp} = 0.65 m³**) ;

$$\rightarrow V_r = 44.49 \text{ m}^3.$$

➤ **Volume du béton de propreté au-dessous de la ceinture**

Le volume du béton de propreté au-dessous de la ceinture ($V_{bp,c}$) est donné comme suit :

$$V_{bp,c} = [(9 \times D_p) + (8 \times d_p)] \times B_p \times e_{bp,c} \dots\dots\dots (IX.21)$$

Avec : **D_p** : Distance horizontale entre poteaux (**D_p = 7.6 m**) ;

d_p : Distance verticale entre poteaux (**d_p = 2.55 m**) ;

B_p : Largeur du poteau (**B_p = 30 cm**) ;

e_{bp,c} : Epaisseur du béton de propreté au-dessous de la ceinture (**e_{bp,c} = 10 cm**) ;

$$\rightarrow V_{bp,c} = 2.66 \text{ m}^3.$$

➤ **Le volume occupé par le Brique**

Le volume occupé par les briques (V_b) est calculé comme suit :

$$V_b = 2 \times [(6 \times D_p) + (4 \times d_p)] \times 5.5 \times 0,15 \dots\dots\dots (IX.13)$$

Avec : Dimensions du brique (**30×20×15**) cm.

D_p : Distance horizontale entre poteaux (**D_p = 7.6 m**) ;

d_p : Distance verticale entre poteaux (**d_p = 2.55 m**) ;

$$\rightarrow V_{br} = 92.08 \text{ m}^3$$

➤ Nombre de Brique

Le nombre de brique (**N_{brique}**) est donné par la relation suivante :

$$N_{brique} = \frac{V_{br}}{V_{brique}} \dots \dots \dots \text{(IX. 14)}$$

Avec : **V_{brique} = 0,3 × 0,2 × 0,15 = 0,009 m³** ;

V_{br} : Volume total occupé par les briques (**V_{br} = 92.08 m³**) ;

$$\rightarrow N_{brique} = 10\ 232 \text{ pièces}$$

➤ Volume de la chape de la Plateforme

Le volume de la chape (**V_{pf}**) utilisée pour la plateforme est calculé par la formule suivante :

$$V_{pf} = (L - 2 \times 0.3) \times (l - 2 \times 0.3) \times e_{pf} \dots \dots \dots \text{(IX.15)}$$

Avec : **L** : Longueur de la station de pompage (**L = 24 m**) ;

l : Largeur de la station (**l = 6 m**) ;

e_{pf} : Epaisseur de la plateforme (**e_{pf} = 20 cm**) ;

$$\rightarrow V_{pf} = 25.27 \text{ m}^3.$$

➤ Volume du béton armé des poteaux

Le volume du béton armé utilisé pour les poteaux (**V_p**) est donné par la relation suivante :

$$V_p = n_p \times (0,3 \times 0,3 \times 5.5) \dots \dots \dots \text{(IX.16)}$$

Avec : **n_p** : Nombre de poteaux (**n_p = 12**) ;

$$\rightarrow V_p = 5.94 \text{ m}^3.$$

➤ Volume de la dalle

Le volume de la dalle (**V_{dalle}**) se calcule comme suit:

$$\rightarrow V_{dalle} = V_{pf} = 25.27 \text{ m}^3.$$

➤ Volume de la poutre

$$V_P = 0.2 \times V_{\text{dalle}} = 5.05 \text{ m}^3$$

IX.7.2. Estimation du coût de la station de pompage

Tableau IX.6: Estimation de coût de la station de pompage.

Désignation des travaux	unités	Quantité	Prix unitaire	Montant (Da)
Décapage	m ³	35	250	8 750
Excavation	m ³	20.28	400	8 112
Remblai	m ³	44.49	450	20 020.5
Béton armé				
Béton de propreté	m ³	4.06	15000	60 900
Semelles	m ³	6.08	45000	273 600
Demi-poteaux	m ³	0.65	45000	29 250
Ceinture	m ³	2.66	45000	119 700
Chape	m ³	25.27	45000	1 137 150
Poteaux	m ³	5.94	45000	267 300
Dale	m ³	25.27	45000	1 137 150
Poutre	m ³	5.05	45000	227 250
Briques	U	10 232	29	296 728
Total (DA)			3 585 911	
TVA (19%)			681 323	
Prix Total (DA)			4 267 234	

IX.8. Estimation du coût total du projet

Le coût total du projet est la somme des devis des différentes opérations effectuées dans notre projet.

Le devis des différentes opérations est comme suit :

- Devis des travaux (réseau de distribution-adduction –refoulement) : **201 656 281.7 DA.**
- Devis du réservoir : **24 839 739.89 DA.**
- Devis du système de pompage : **4 267 234 DA.**

Donc le coût total du projet est estimé à : **230 763 255.6 DA**

IX.9. Estimation de la durée totale de projet

IX.9.1. Symboles des différentes opérations

Les symboles des différentes opérations effectuées dans notre projet sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau IX.7 : Symboles des opérations.

Symboles	Opération	TR (jours)
A	Préparation de l'espace de travail	05
B	Décapage de la couche végétale le long de la distribution	25
C	Décapage de la couche de végétation pour la station de pompage	5
D	Décapage de la couche végétale pour le réservoir	5
E	Exécution des tranchées	230
F	Exécution des fouilles pour les regards	25
G	La mise en place des canalisations en tranchée	140
H	Construction des regards en béton armé	45
I	Construction de la station de pompage	120
J	Construction du réservoir	150
K	Remblaiement des tranchées	30
L	Faire des vérifications et des finitions du projet	7

IX.9.2. Détermination du chemin critique

Tableau IX.8 : Détermination du chemin critique

N°	Opération	TR (jours)	Précède	Succède
01	A	05	B-C-D	---
02	B	25	D-E	A
03	C	5	I	A
04	D	5	J	A
05	E	230	G	B
06	F	25	H	B
07	G	140	K	E
08	H	45	K	F
09	I	120	L	C
10	J	150	L	D
11	K	30	L	G-H
12	L	7	---	K-I-J

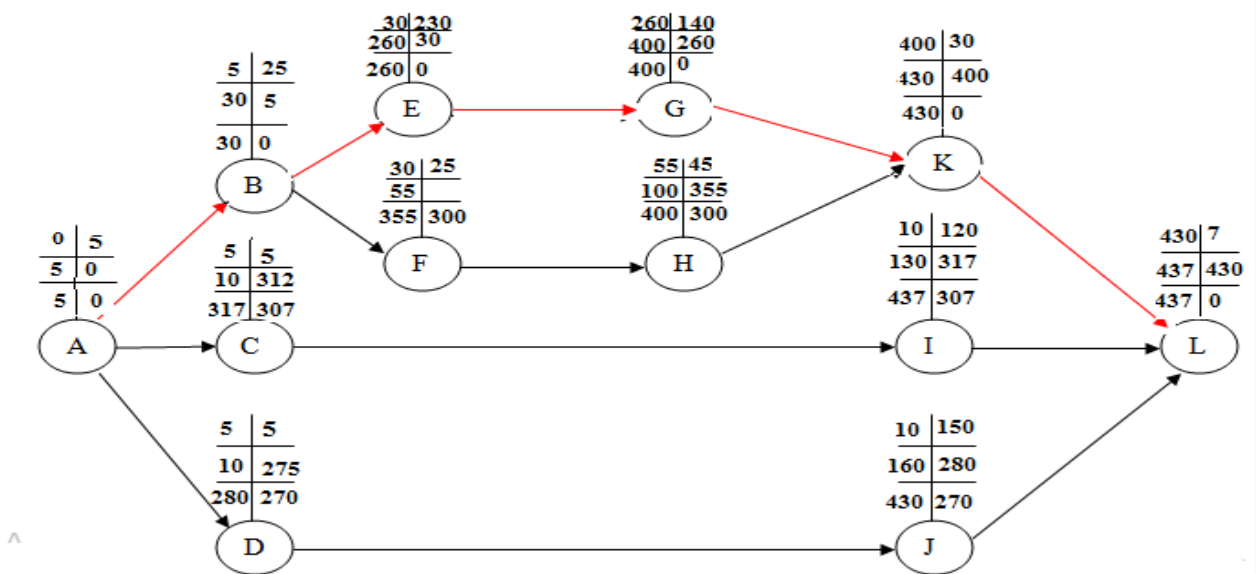


Figure IX.7 : Réseaux à nœuds (méthode CPM)

Le chemin critique est le suivant :



La durée totale du projet est estimée à **437 jours** soit **14 mois** et **11 jours**.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons évalué le coût total de notre projet qui est de **deux cent vingt-neuf million trois cent quatre-vingt-quinze mille deux cent cinquante-six dinars Algérien (229 395 256 DA)**. Ce coût peut être rentable si le périmètre fonctionne correctement et chaque fellah va exploiter le réseau dans le bon sens, ce qui permet de doubler voir tripler les rendements agricoles du périmètre.

On remarque que ce montant est un peu élevé, cela est dû au coût de la station de pompage et celui du réservoir.

Conclusion générale

L'aménagement hydroagricole du périmètre du **secteur sud** de la **tranche 1** de la **Mitidja Ouest** (Wilaya de **Blida**) qui s'étend sur une superficie nette de **500 ha** irrigué à partir du barrage de **Bouroumi** a fait l'objet de ce mémoire de fin d'études qui comporte plusieurs chapitres.

En premier lieu, une étude détaillée de la région et sous différents angles a permis de classer son climat comme étant subhumide avec un hiver humide et un été chaud.

Deuxièmement il a été question d'identifier les ressources en sol et en eau disponibles dans notre région afin de les exploiter au mieux dans la réalisation du projet et mettre en évidence la détermination de l'année de calcul en passant par l'étude hydrologique.

Puis vient alors l'estimation et le calcul des besoins en eau des cultures mise en place dans l'objectif de leur assurer une bonne alimentation en eau car les rendements en dépendent.

Pour compléter notre travail, un choix des techniques d'irrigation s'est imposé tout en veillant à ce que l'économie et la gestion de l'eau soit une priorité.

Après avoir opté pour la technique d'irrigation par goutte à goutte, étant donné les multiples avantages qu'elle offre, on est passé au dimensionnement à la parcelle.

Estimer le cout du projet est primordiale car l'ingénieur doit avoir la notion de la faisabilité technique mais aussi de la rentabilité économique, dans notre cas l'aménagement

CONCLUSION GENERALE

demande un montant d'environ deux cent trente million de dinars, cette hausse du prix est due a l'installation d'une station de pompage et un réservoir de stockage qui sont nécessaires, d'une part pour garantir les pressions aux goutteurs, et d'autre part pour éviter une mauvaise installation du réseau d'irrigation qui mènera a son dysfonctionnement.

Références bibliographiques

[1,2] **BOUSLIMANI, (2012)**. Etude du périmètre de la Mitidja Ouest « ONID ».

[5] **Zella L, (2010)** Micro irrigation .Office des Publications Universitaire. Algérie.

[9] **SIRMA, (2008)** Système Irrigué au Maghreb. Etude détaillé sur le périmètre irrigué de la Mitidja Ouest.

[2] **ANRH, (2007)**. Données Pluviométrique. Document interne. Blida.

[4,7] **Touaibia.B, (2004)** Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie.

[3] **Graf, W., Altinakar, M. S. (1993)**. Hydraulique fluviale, Tome 1. Ecoulement uniforme et non uniforme, Volume 16. Traité de Génie Civil de l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.

[6] **BROUWER, (1990)** Méthodes d'irrigation.

[8] **Veschambre & Vaysse, (1980)** Mémento goutte à goutte, guide pratique de la micro irrigation par goutteurs et diffuseurs, service de développement et de l'information technique, Paris (208p).

[1'] **Andre, H., (1976)**. Hydrométrie pratique des cours d'eau. Paris : Eyrolles, p259.

ANNEXES

Annexe 1

Coefficients culturaux (Kc)

CULTURE	Stades de développement de la culture					Durée totale de la période végétative
	Initial	Développement	Mi-saison	Fin de saison	Récolte	
Banancier tropical	0.4 -0.5	0.7 -0.85	1.0 -1.1	0.9 -1.0	0.75-0.85	0.7 -0.8
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 sucré	0.3 -0.5	0.7 -0.9	1.05-1.2	1.0 -1.15	0.95-1.1	0.8 -0.95
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
Tourmesol	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.7 -0.8	0.35-0.45	0.75-0.85
Tabac	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.0 -1.2	0.9 -1.0	0.75-0.85	0.85-0.95
Tomate	0.4 -0.5	0.7 -0.8	1.05-1.25	0.8 -0.95	0.6 -0.65	0.75-0.9
Pastèque	0.4 -0.5	0.7 -0.8	0.95-1.05	0.8 -0.9	0.65-0.75	0.75-0.85
Blé	0.3 -0.4	0.7 -0.8	1.05-1.2	0.65-0.75	0.2 -0.25	0.8 -0.9
Luzerne	0.3 -0.4				1.05-1.2	0.85-1.05
Agrumes sarclés sans sarclage						0.65-0.75 0.85-0.9
Olivier						0.4 -0.6

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

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

Source : SIRMA

Annexe 2

Caractéristiques hydriques de quelques sols

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

Source : ONID Ahmar El Ain

Annexe 3

Diamètres des conduites PEHD (Groupe CHIALI)

TABEAU N° 1 – Diamètre extérieur

Diamètre extérieur nominal d_n (mm)	Diamètre extérieur moyen	
	d_{ext} (mm)	d_{ext} (mm)
16	16,0	16,3
20	20,0	20,3
25	25,0	25,3
32	32,0	32,3
40	40,0	40,4
50	50,0	50,4
63	63,0	63,4
75	75,0	75,5
90	90,0	90,6
110	110,0	110,7
125	125,0	125,8
140	140,0	140,9
160	160,0	161,0
180	180,0	181,1
200	200,0	201,2
225	225,0	226,4
250	250,0	251,5
280	280,0	281,7
315	315,0	316,9
355	355,0	357,2
400	400,0	402,4
450	450,0	452,7
500	500,0	503,0
560	560,0	563,4
630	630,0	633,8
710	710,0	716,4
800	800,0	807,2
900	900,0	908,1
1000	1000,0	1009,0
1200	1200,0	1210,8
1400	1400,0	1412,6
1600	1600,0	1614,4

Source : Groupe CHIALI

Annexe 5

Perte de charge Lechapt_Calmom

A/ NOTATIONS - EXPLOITATION DE LA TABLE

Formule utilisée

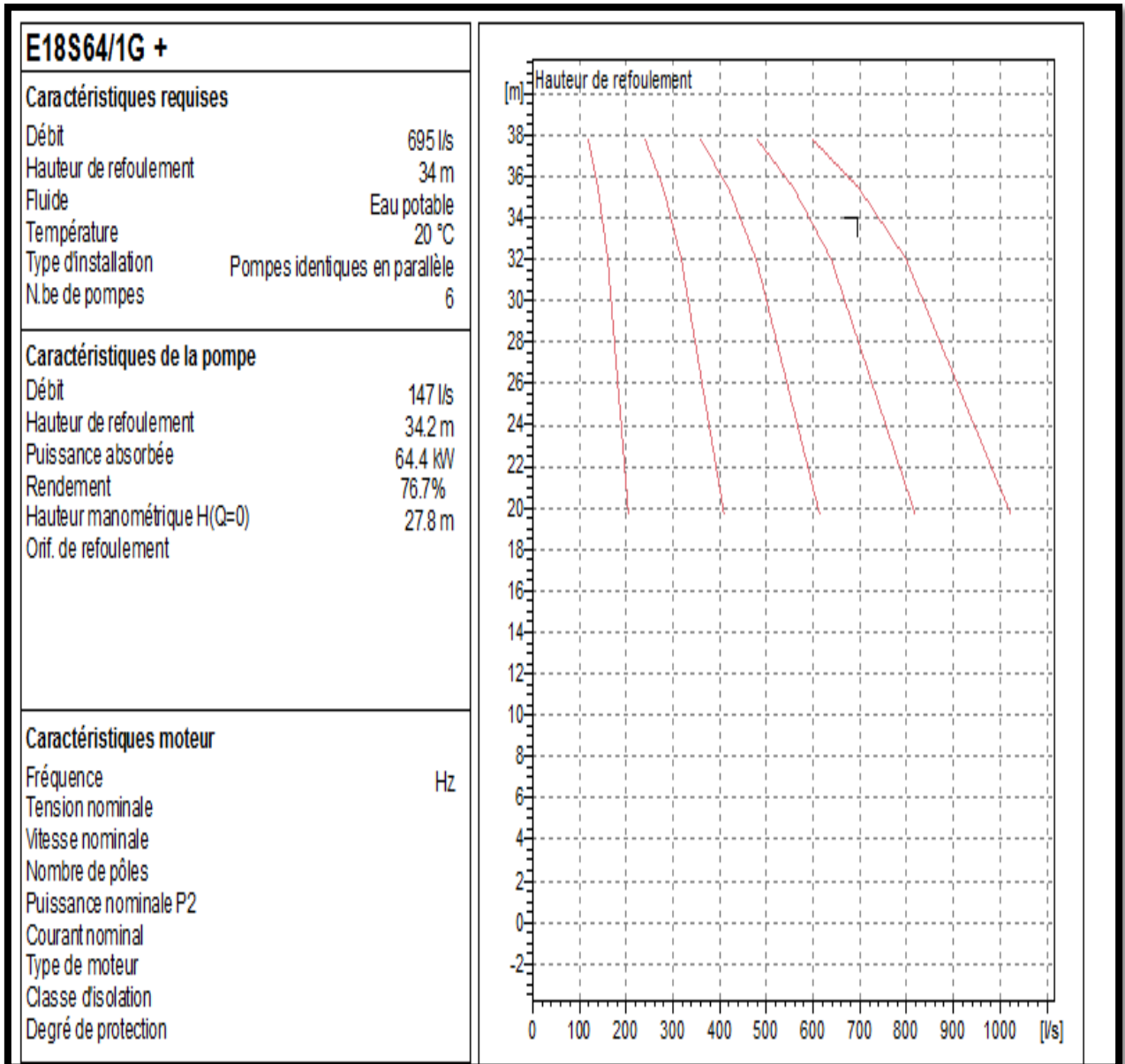
$$J = L Q^M / D^N$$

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

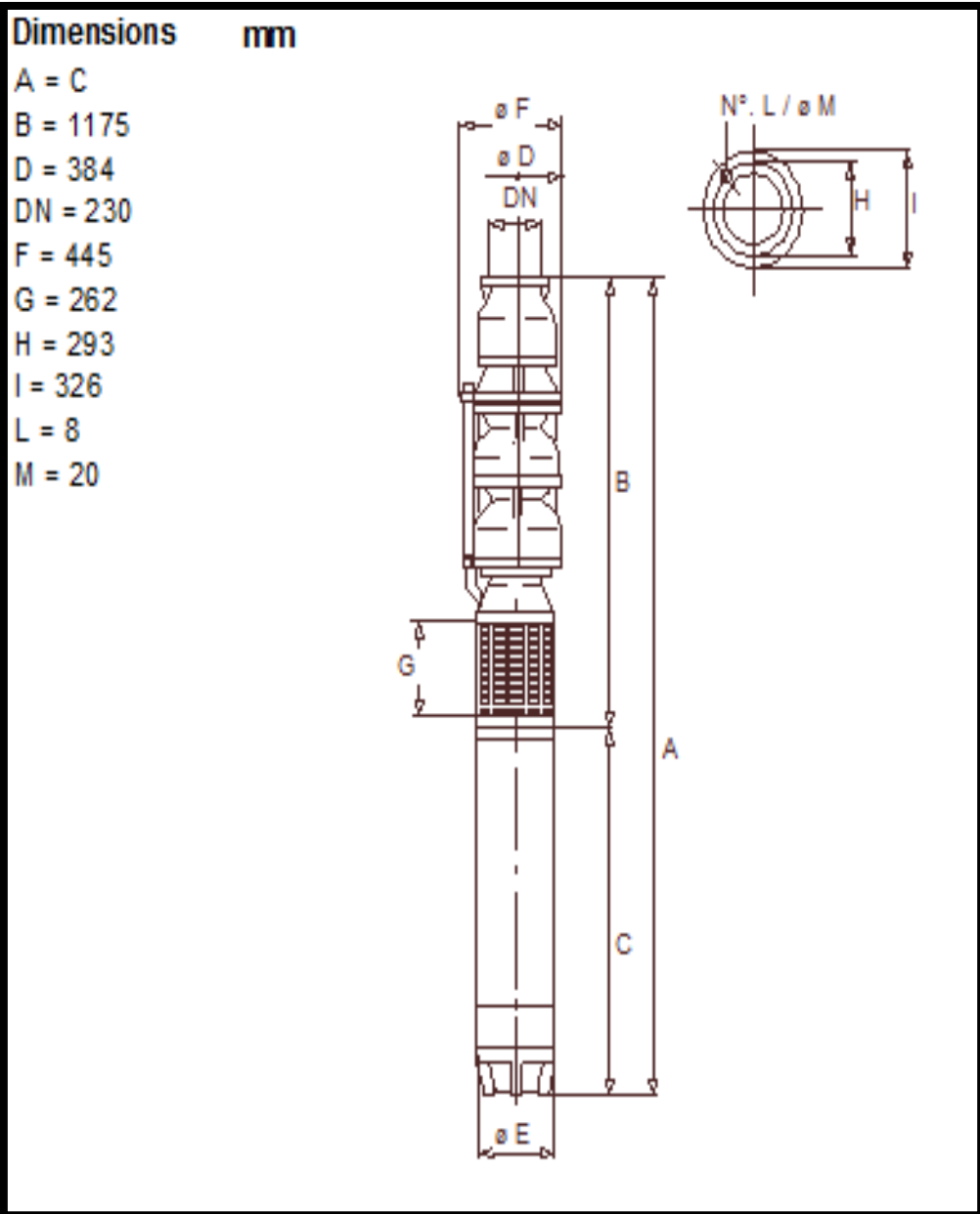
1 - K = 2	L = 1,863	M = 2	N = 5,33
2 - K = 1	L = 1,601	M = 1,975	N = 5,25
3 - K = 0,5	L = 1,40	M = 1,96	N = 5,19
4 - K = 0,25	L = 1,160	M = 1,93	N = 5,11
5 - K = 0,1	L = 1,100	M = 1,89	N = 5,01
6 - K = 0,05	L = 1,049	M = 1,86	N = 4,93
7 - K = 0,025	L = 1,01	M = 1,84	N = 4,88
8 - K = 0			

Annexes 6

Caractéristiques techniques de la pompe



Source : Logiciel Cropwat 8.0



Source : Logiciel Cropwat 8.0