



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Irrigation et drainage

THEME :

**DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU D'IRRIGATION DU
PERIMETRE CHALGHOUM L'AID SECTEUR OUEST D'UNE
SUPERFICIE DE 860 HA A PARTIR DU BARRAGE RESERVOIR
HAMMAM KERROUZ (W. MILA).**

Présenté par :

BOULKERARRA MOHAMMED AYMEN

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr : HACHEMI ABDELKADER	M.C.A	Président
Mr : BENKACI ALI TARIK	M.C.B	Membre
Mme : MAZOUZI SABRA	M.A.A	Membre
Mme :SAIL NADHIRA	M.A.A	Promotrice

Session décembre 2020

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à toute ma Famille, ainsi qu'à tous mes amis De l'ENSH

Remerciements

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

Je tiens à remercier chaleureusement, Ma promotrice Mme SAIL NADIRA quia bien voulu m'encadrer durant ce mémoire

Enfin, mes derniers remerciements mais non les moindres s'adressent à tout le corps enseignant et le personnel de l'E.N.S.H, et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ma formation.

Boulkerara mohammed aymen

ملخص

يندرج مشروعنا في اطار السياسة الحالية المتعلقة بتسيير المساحات الزراعية المسقية وتوزيع المياه لمنطقة " شلغوم العيد"، الواقعة بإقليم ولاية ميلة، التي تقدر مساحتها بـ 860 هكتارا. وتهدف هذه الدراسة الى القيام بدراسة خصائص المنطقة كالمناخ، نوعية التربة والموارد المائية لهذه المنطقة ورفع المردودية الفلاحية وذلك باستخدام تقنيات الري الاقتصادية والفعالة والتسيير الأمثل للموارد المائية.

Résumé :

Notre projet rentre dans le cadre de la politique actuelle de la gestion des périmètres irrigués, notamment celui de chelghoum l'aid, situé dans la wilaya de Mila, et qui s'étend sur une superficie de 860 ha. L'objectif de cette étude, basée sur une analyse des caractéristiques climatiques, pédologiques, et des ressources en eau de la région, est d'augmenter le rendement agricole par l'utilisation des meilleurs systèmes d'irrigation et une meilleure gestion des ressources en eau.

Abstract:

Our project falls within the framework of the current policy of the management of irrigated perimeters, in particular that of chelghoum l'aid, located in the wilaya of Mila, and which covers an area of 860 ha. the objective of this study, based on an analysis of the climatic, soil, and water characteristics of the region, is to increase agricultural yield by using the best management systems and better management of water resources.

Sommaire

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles.

Introduction :	01
I.1. Situation géographique de la wilaya de Mila et la zone d'étude :	01
I.2. Description générale et Localisation de la zone d'étude :	02
I.2-1-La géologie.	03
I.2-2-climatologie.	03
I.2-3-pluviométrie.	03
I.2-5-Humidité relative de l'air.	04
I.2-6-Températures.	04
I.2-7-Evaporation du plan d'eau.	06
I.2-8-régime des vents.	06
I.2-9-Le siroco.	08
I.2-10-les gelées.	08
I.2-11-Durée d'insolation.	08
I-3-classification du climat.	09
I-3-1-diagramme ombrothermique de Gaussen.	11
I.4.- Conditions pédologiques.	12
I.4-1-Classification des sols de la zone d'étude.	13
I-3-2-Caractéristiques du barrage	15
I-3-3 caractéristiques hydrodynamiques des sols.	16
I-3-4. Evaluation de la disponibilité des ressources en eau.	16
I-3-5. Hydrographie du périmètre.	17
I-3-6-Délimitation des zones inondables.	17
I-3-7-Estimation de la qualité de l'eau.	18
I-4-Hydrogéologie.	21
Conclusion.	22

Chapitre II : problématique et choix de la technique d'irrigation.

Introduction :	23
II.1-Les différentes techniques d'arrosages :	24
II.1. L'irrigation de surface :	24
II.2.: L'irrigation par ruissellement:	24
II.3. L'irrigation par aspersion :	26
II.4. : L'irrigation goutte à goutte:	29
II.5-Utilisation de l'eau dans l'irrigation.:	30

II.6-. Choix d'une méthode d'irrigation.et les principaux avantages et inconvénients et les conditions de réussite.....	31
Conclusion.	33.

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

III. Calcul de la pluie de projet:.....	35
III.2. Répartition de la pluie moyenne annuelle :.....	36
III.3. Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique.....	37
III.3.1. Teste de Wilcoxon :.....	37
III.3.2. Ajustement statistique des pluies :	39
II.3.2.1. Ajustement à la loi normale :.....	39
III.3.2.2. Ajustement à la loi log- Normale	41
III.3.2.3. Test de validité d'un ajustement :.....	42
III.3.3. Détermination de l'année de calcul :.....	42
III.3.4. Besoins en eau des cultures.....	43
III.3.4-1. Calcul de l'évapotranspiration.....	43
III.3.4-2. Calcul de l'évapotranspiration maximale (ETM).....	45
III.3.5- Besoins en eau d'irrigation :.....	46.
III.3.5-1. Détermination de la pluie efficace :.....	47
III.3.5-2. Choix des cultures :.....	47
III.3.6- Calcul du débit spécifique :.....	52
Conclusion	53

Chapitre IV : Dimensionnement à la parcelle.

Introduction :.....	55
IV .1. Données générales :.....	55
IV.2. Besoins.d'irrigation.des.cultures.en.irrigation.localisé:.....	55
IV.2.1.Influence du taux de couverture du sol :.....	55
IV.2.2. Dose nette pratique :.....	56
IV.2.3. Dose nette réelle :.....	57
IV.2.4. Fréquence et intervalle des arrosages (Fr):.....	57
IV.2. 5. Calcul de la dose (brute) :.....	57

IV.2. 6. Durée de fonctionnement par d'arrosage (h) :.....	57
IV.2.7. Durée d'arrosage journalier :.....	58
IV.2.8. Nombre de poste et Surface du poste :.....	58
IV.2.9 :surface de la rampe :.....	58
IV.2.10 :Nombre de rampe par poste :.....	58
IV.2.11 :Nombre de goutteurs	58
IV.3. Calculs hydrauliques :	58
IV.3. 1.Conditions hydrauliques :.....	58
IV.2.3. Dimensionnement des canalisations du réseau :.....	59
IV.2.3.1. Calculs pour les rampes	61
IV.2.3.2. Calculs pour la porte rampe.....	61
IV.2.3.3. Calcul des diamètres de la conduite tertiaire.....	62
IV.3. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion.....	63
IV.3.1. Dose pratique RFU.....	64
IV.3.2. Le diamètre de l'ajutage	64
IV.3.3. Calcul de la portée du jet (L) :.....	64
IV.3.4. Ecartement entre les rampes et arroseurs.....	65
IV.3.5. Vérification de la pluviométrie	65
IV.3.5.1. Débit de l'asperseur :.....	65
IV.3.5.2. Vérification de la pluviométrie de l'asperseur :.....	65
IV.3.6. Paramètres d'arrosage :.....	66
IV.3.6.1. Calcul du tour d'eau :.....	66
IV.3.6.2. Nombre d'irrigation par mois :.....	66
IV.3.6.3. Calcul de la dose réelle :.....	66
IV.3.6.4. Calcul de la dose brute :.....	66
IV.3.6.5. Temps d'arrosage :.....	66
IV.3.6.6. Calcul de l'unité d'arrosage :.....	66
IV.3.6.7. Calcul du débit d'équipement :.....	66
IV.3.6.8. Calcul du volume fourni par un asperseur par mois	67
IV.3.6.9. Calcul du volume a epandre en un mois sur toute la parcelle	67
IV.3.6.10. Nombre d'asperseurs (à acheter) Nombre d'asperseur requis	67
IV.4. Calculs hydrauliques :.....	67
IV.4.2. Dimensionnement hydraulique des rampes :.....	67
IV.4.2.1. La longueur de la rampe :.....	67
IV.4.2.2. Nombre d'asperseurs/rampe :.....	67
IV.4.2.3. Nombre de rampes :.....	68
IV.4.3. Dimensionnement de la rampe:.....	68
IV.4.3.1. Le débit de la rampe :	68
IV.4.3.2. Nombre de position des rampes :.....	68
IV.4.3.3. Calcul du Diamètre de la rampe :.....	68

IV.4.4-.Dimensionnement hydraulique de la porte rampe :	69
IV.4.4.1.La longueur de la porte rampe.....	69
IV.4.4.2..Le débit de la porte rampe.....	69
IV.4.4.3. Calcul du Diamètre de la porte rampe.....	69
IV.4.5. Calcul des pertes de charge	69
IV.4.5.1.les pertes de charge de la rampe.....	69
IV.4.5.2.les pertes de charge de la porte rampe.....	70
IV.4.6. Calcul de la pression en tête du réseau.....	70
IV.5. Conduite d'adduction :	72
IV .5-1. La prise d'eau :	73
IV .5-2. Calcul le débit évacue par la prise d'eau.	74
IV .5-3. Chambre de vanne	74
IV.6. -La conduite d'adduction.....	69
IV.6.1-Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	69
IV.6.2-Calcul de la HMT	69
IV.6.3-Les caractéristiques de la pompe.....	69
IV.6.4-Réseau de distribution.....	79
IV.6.5-Simulation avec logiciel EPANET.....	80
IV.7. Le réservoir.....	87
IV.7. 1-Descriptions des réservoirs de compensation.....	87
IV.7. 2-Caractéristiques dimensionnelles.	87
Conclusion :	88

•

Chapitre V : Calcul technico économique.

Introduction :	93
V .1. Devis du réseau d'irrigation (distribution et localisée)	93
V.2. Factures pro-forma de la station de pompage des conduites et du réservoir	94
V.2.1. Calcul du volume de terrassement :	94
V.2.1. 1.la largeur du fond de la tranchée :	94
V.2.1.2. : Profondeur de la tranchée :	94
V.2.2. : Les conduites:.....	94
V.2.2.1 : Calcul du volume de déblai.....	94
V.2.2.2. Calcul du volume de lit de sable	95
V.2.2.3 : Calcul du volume de remblai	95
V.3 : Devis estimatif pour les terrassements, la station de pompage et le réservoir.....	96

V.4 : Devis estimatif total.....	98
Conclusion	98

Chapitre VI : Organisation de chantier.

Introduction :.....	100
VI. les différents travaux sur le chantier :.....	100
VI.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain :.....	100
VI.2. Nivellement de la plate-forme de pose :.....	100
VI.3. Excavation des tranchées :.....	101
VI.3.1. La profondeur (H).....	101
VI.3.2. Largeur de la tranchée.....	101
VI.4- Choix des engins de terrassement.....	102
VI.5- Choix de l'excavateur et le procédé de l'excavation.....	103
VI.5-1-pelle équipée en rétro :.....	103
VI.5.2- pelle équipée en butée :.....	104
VI.5.2-1. Calcul du rendement d'exploitation de la pelle :.....	104
VI.5.2-2. Calcul du temps d'exécution.....	104
VI.6. Pose de la canalisation et lit de pose.....	105
VI.7-Introduction de la canalisation :.....	106
VI.8-Epreuve des joints et canalisations principales :.....	106
VI.9-Remblaiement des tranchées et choix du bulldozer :.....	106
VI.10-Exploitation du système d'irrigation :.....	107
VI.-11. Objectif de l'exploitation :.....	108
Conclusion.....	108

Liste des figures

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de Mila.....	01
Figure I.2-1 : Localisation de secteur d'étude par rapport à la carte administrative de la wilaya de Mila.....	02
Figure I.2-2 : Localisation du périmètre.....	03

Figure I.2-6 : La variation moyenne mensuelle de la température.....	05
Figure I.2-8 : Rose des vents.....	07
Figure I.3 : Diagramme bioclimatique d’Emberger	10
Figure I.3-1 : Diagramme ombrothermique de Gaussen	11
Figure I.3-2 : Bassin versant d’oued Rhumel au site du barrage hammam grouz.....	15
Figure I.5-7 : Diagramme de classification des eaux d’irrigation.....	20

Chapitre II : problématique et choix de la technique d’irrigation

Figure II.2-a : irrigation par planche de ruissellement	25
Figure II.2-b : irrigation à la raie.....	26
Figure II.3-1 : composantes d’un système d’aspersion.....	27
Figure II.3-13 : les éléments d’un kit d’aspersion.....	28
Figure II.4. : L’irrigation localisée.....	29

Chapitre III : Besoins en eau des cultures

Figure III3-2.1 : Ajustement des pluies annuelles par la loi normale.....	40
Figure III3-2.2: Ajustement des pluies annuelles par la loi log- normale.....	41

Chapitre IV : Dimensionnement à la parcelle

Figure IV2-2 : Dispositifs d’installation des goutteurs sur la rampe.....	56
Figure IV-4 : Les pertes de charge de la borne jusqu’au le goutteur le plus défavorable...	62
Figure IV-5.1 : La conduite de refoulement.....	66
Figure IV.5.2 : La conduite d’adduction.....	66
Figure IV.5.3 : La digue de barrage.....	67
Figure IV .5.4 : La chambre de vanne.....	68
Figure IV.5.5 : La conduite d’adduction.....	71
Figure IV.5.6 : Extrait l’image logicielle Epanet	71
Figure IV.5.7 : Secteur de chelghoum laid	72
Figure IV.5.8 : Le réservoir.....	74
Figure IV.5.9 : Dimensionnement du réservoir.....	74

Chapitre V : Etude technico-économique

Figure V.1 : Schéma d’une tranchée	93
------------------------------------------	----

Chapitre VI : Organisation de chantier.

Figure VI.4 : Choix des engins de terrassement	102
Figure VI.5-1-pelle équipée en rétro.....	103
Figure VI.5-2-pelle équipée en butée.....	104

Liste des tableaux

Chapitre I : Analyse des conditions naturelles

Tableau I.2-4 : les pluies moyennes mensuelles à la station de Constantine.....	04
Tableau I.2-5 : Humidité de l'air moyenne mensuelle et annuelle période	04
Tableau I.2-6 : Températures de l'air moyennes mensuelles et extrémales.....	05
Tableau I.2-7 : valeurs mensuelles d'évaporation.....	06
Tableau I.2-7 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par directions.....	06
Tableau I.2-8 : Vitesse du vent moyenne mensuelle.....	07
Tableau I.2-9 : Nombre de jours moyens de sirocco.....	08
Tableau I.2-10 : Nombre de jours de gelée	08
Tableau I.2-10 : Durée moyenne mensuelle de l'insolation.....	09
Tableau I.3 : Valeurs d'indice d'aridité.....	09
Tableau I.3-1 : Variations des précipitations et des températures.....	11
Tableau I 3-2 : Caractéristique de profil 27.....	12
Tableau I.3-3 : Propriétés hydrodynamiques des sols.....	15
Tableau I.3-7 : Résultats des analyses physicochimiques des eaux de Barrage béni Haroun	18

Chapitre II : Ressources en sol et ressources en eau

Tableau II.5 : L'efficacité potentielle des différents systèmes d'irrigation.....	30
Tableau II.6.3-1 : choix des techniques des irrigations	32
Tableau II.6.3-2 : Principaux avantages et inconvénients	32

Chapitre III : Besoins en eau des cultures :

Tableau III-2 : Répartition mensuelle des précipitations (mm).....	36
Tableau III.2-1 Caractéristiques de la série pluviométrique.....	37
Tableau III2-2 : Test d'homogénéité de la série pluviométrique.....	38

Tableau III3-1 : Ajustement à la loi de Gauss (loi Normale)	40
Tableau III 3.2.1: Ajustement à la loi Galton (loi log Normale)	41
Tableau III 3.2.3 Test de validité des deux ajustements.....	42
Tableau III 3-3 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche ($f_{req}= 80\%$).....	43
Tableau III-1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT.....	45
Tableau III.1 : calcul des pluies efficaces pour chaque mois en mm.....	47
Tableau III.2: Besoins en eau d'irrigation pour l'orge grain	48
Tableau III.3: Besoins en eau d'irrigation pour olivier.	48
Tableau III.4 : Besoins en eau d'irrigation pour le blé dur	49
Tableau III.5: Besoins en eau d'irrigation pour l'ail	49
Tableau III.6.: Besoins en eau d'irrigation pour chou.....	49
Tableau III.7: Besoins en eau d'irrigation pour courgette.....	50
Tableau III.8: Besoins en eau d'irrigation pour haricot	50
Tableau III.9 : besoin en eau d'irrigation des cultures de la plaine de chalghoum.....	51
Tableau III.10 : le calendrier cultural :.....	51
Tableau III.11 : les besoins totaux en m ³	53

Chapitre IV : Dimensionnement à la parcelle

Tableau IV2-2: les données de calcul de la dose pratique	56
Tableau IV.4-1: calcul de Dcal de la rampe	63
Tableau IV.4-2: calcul de Dcaldu porte-rampe.....	63
Tableau IV.4-3: calcul des diamètres des conduites secondaires.....	63
Tableau IV4-4: calcul de diamètre de la conduite a la sortie de la borne.....	64
Tableau IV.6: les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable ..	65
Tableau IV.7-: État des Nœuds du Réseau.....	72
Tableau IV.8-État des tuyaux du réseau pour chelghoum-l'aid.....	75

Chapitre V : Etude technico-économique

Tableau V.1. Factures pro-forma des pièces du réseau d'irrigation.....	93
Tableau V.2 : Les volumes des travaux pour les conduites.....	97
Tableau V.3 : Factures pro-forma terrassement, et le réservoir.....	98

Chapitre V : Etude technico-économique

Tableau V.4.- : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....94

Tableau V.5.- : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....97

Liste des planches

Planche N° 01 : Plan de situation du périmètre Chelghoum l'aid (W.Mila).

Planche N° 02 : Profile en long de la conduite principale du périmètre Chelghoum laid (W.Mila).

Planche N° 03 : Plan parcellaire du périmètre chelghoum l'aid (W.Mila).

Planche N° 04 : Plan de réseau d'adduction et distribution du périmètre Chelghoum l'aid (W.Mila).

Introduction générale

L'eau est indispensable à la vie. Sans elle, il n'y aurait aucune vie possible sur terre. La croissance démographique et l'agriculture sont les pressions les plus importantes sur la ressource en eau.

Dans le domaine de l'irrigation la solution consiste à identifier les futurs projets en adoptant les procédés et les techniques et d'arrosage qui utilisent d'une façon rationnelle et efficace les volumes d'eau réservés. C'est dans ce contexte qu'on a entrepris une étude qui consiste à dimensionner le périmètre d'irrigation de chelghoum l'aid 860 ha wilaya de Mila (adduction et distribution).

L'objectif de notre travail est d'assurer un bon recouvrement du périmètre par un réseau d'irrigation d'une façon uniforme et économique. et assuré une irrigation de qualité pour satisfaire ce client de premier ordre, afin de garantir un bon rendement de récolte sur court, moyen et long terme.

Le réseau hydraulique est composé de conduites circulaires enterrées, où le transport de l'eau est assuré gravitaire ment. Nous avons détaillé cette étude en 06 chapitres qui contiennent tous les paramètres concernant le projet, à savoir :

Chapitre I : Il concerne la présentation du périmètre et analyse des conditions naturelles.

Chapitre II : Problématique et choix de la technique d'irrigation.

Chapitre III : évaluation des besoins en eau des cultures.

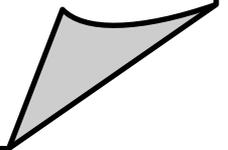
Chapitre IV : Dimensionnement et calcul du réseau d'irrigation.

Chapitre V : Organisation de chantier.

Chapitre VI : Calcul technico-économique.

Chapitre I

Analyse des Conditions Naturelles



Chapitre I : Analyse des Conditions Naturelles

.Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter notre zone d'étude, c'est-à-dire la situation géographique, les caractéristiques climatiques et socio-économiques, afin de permettre de caractériser la zone, et de mieux valoriser les potentialités du périmètre étudié.

La zone d'étude concerne le périmètre de chelghoum l'aïd situé dans la wilaya de Mila.

I.1- Situation géographique de la wilaya de Mila et la zone d'étude

La wilaya de Mila est située dans le Nord-Est Algérien à 464 m d'altitude, et à 33 KM de la mer Méditerranée". Elle est aussi dans la partie Est de l'Atlas tellien, une chaîne de montagnes qui s'étend d'ouest en est sur l'ensemble du territoire nord du pays.

La wilaya de Mila est située dans le nord-est algérien, elle est délimitée :

au nord, par les wilayas de [Jijel](#) et de [Skikda](#) .

à l'est, par la [wilaya de Constantine](#) .

au sud, par les wilayas de [Batna](#) et d'[Oum el Bouaghi](#) .

à l'ouest, par la [wilaya de Sétif](#) .



Figure I.1 : Situation géographique de la wilaya de MILA.

I.-2 Description générale de la zone d'étude

I.-2 1-Localisation

La zone d'étude, représentée sur la figure 1, se situe principalement dans le sud de la wilaya de Mila, au nord de l'Algérie et située dans la partie nord des hautes plaines constantinoises, à environ 36° 10' de latitude nord et 6° 10' de longitude est. Les cotes absolues de la surface terrestre dans les limites du périmètre d'irrigation évoluent entre 750 et 800 m en moyenne au-dessus du niveau de la mer, situé autour de djebel Grouz culmine à 1187m.

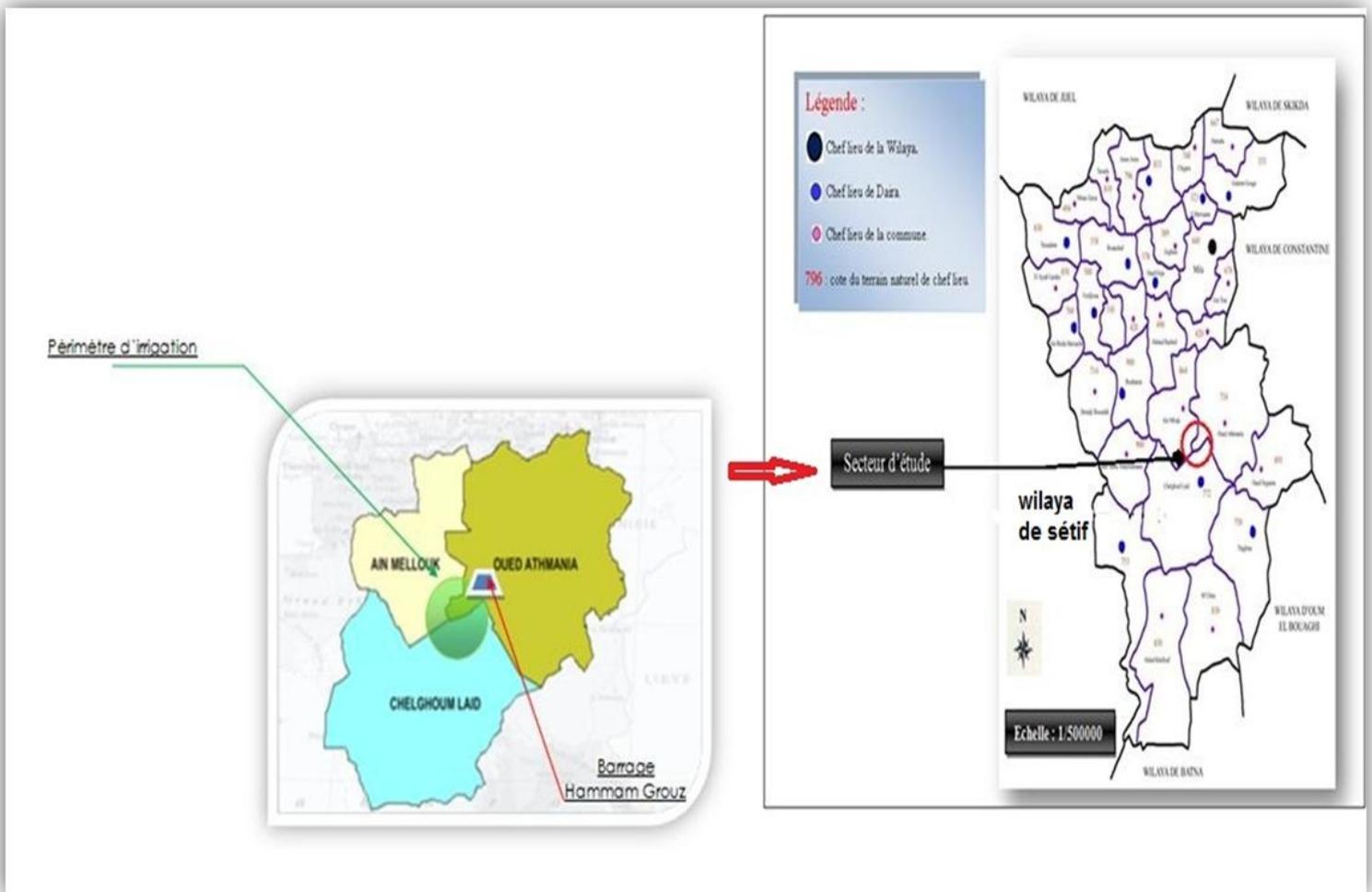


Figure I2-1 : Localisation de secteur d'étude par rapport à la carte administrative de la Wilaya de Mila.

I.2-1.La géologie

L'ensemble des formations géologique au niveau du périmètre de chelghoum l'aid, est constitué de dépôts continentaux du néogène (miocène supérieur- pliocène-villafranchien).et de dépôts alluvionnaires du quaternaire.

Ils correspondent à une période d'érosion qui nivela sensiblement les reliefs par usure des montagnes (primaires) (régions anticlinales) et comblement des vallées primaires (régions synclinales).

Du point de vue stratigraphique, les terrains superficiels rencontrés sont d'origine continentale, en majeure partie lacustre formée dans des bassins bien limités, ainsi que des massifs rocheux carbonatés d'âge Crétacé à Eocène.

I.2-2. Climatologie

La zone d'étude est caractérisée par un climat continental semi-aride, avec un hiver pluvieux et froid et un été sec et chaud.

I.2-3. Pluviométrie

Pour les caractéristiques des précipitations dans la zone du périmètre d'irrigation, nous avons utilisé les données des observations des stations météorologiques Hammam Grouz, Bou Malek, chelghoum l'aid, mises à notre disposition.

Tableau I.2-1 : caractéristique principale de la station pluviométrique.

Nom de la station	Code	Coordonnées		Altitude
		X(m)	Y(m)	
Bir Drimil	11-15-09	840	312	856

(ANRH Constantine).

Les précipitations sont réparties à travers le territoire de façon à créer une zone en verticale qui est caractérisée par une augmentation de précipitation en fonction de l'altitude.

Le tableau ci-dessous donne les précipitations réparties par mois et leur total annuel.

Tableau I.2-2. : Les pluie moyennes mensuelles à la station de Constantine (1992-2018).

Mois	Sept	Oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Aout	Annuel
Pluie(mm)	29.49	28.3	32	45.20	45.07	36.68	38.04	31.57	36.07	14.84	7.50	14	358.80

(Source : ONM).

D'après le tableau, le total moyen des précipitations annuel est égal à 358.80 mm.

Le minimum de précipitations est enregistré au mois de juillet avec une valeur de 7.50 mm et le maximum est enregistré au mois de décembre avec une valeur de 45.20mm.

I.2-5-. Humidité relative de l’air

L’humidité de l’air moyenne mensuelle et annuelle est donnée dans le tableau 05 et la d’après les résultats des observations sur la station météorologique de Constantine.

Tableau I.2-5 : Humidité de l’air moyenne mensuelle et annuelle période (1992-2018).

Mois	Sep	Oct.	Nov	Déc	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Humidité relative de l’air, %	64,5	69,7	74	78,5	79	76.9	72.2	69,7	64.5	53,5	47,6	50,0	66.7

(L’A.N.R.H. de Constantine).

D’après le tableau précédent, l’humidité moyenne annuelle est de l’ordre de 66.7%.

Le mois le plus sec est le mois de juillet avec une valeur de l’humidité relative moyenne de l’ordre 47.6%.

Le mois les plus humides étant décembre et janvier dont l’humidité relative moyenne atteint une valeur de 79%.

I.2-6 –Températures

La température moyenne est un facteur qui a une grande influence sur le bilan hydrologique du fait qu’elle conditionne le phénomène d’évaporation et par conséquent, le déficit d’écoulement.

Le régime des températures dans la zone d’étude est caractérisé par un été sec et un hiver relativement doux.

Les températures mensuelles moyennes et extrémales moyennes de la zone considérée sont déterminées d’après les données des observations sur les stations météorologiques de Constantine.

Mois	Janv.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Année
T moy (°C)	7.8	8.2	11.1	13.1	18.8	23.9	26.4	27.3	22.1	17.7	12.2	8.9	16.5
T max (°C)	12.5	13.4	17.1	19.5	26.2	31.6	34.3	34.8	29	23.9	17.4	13.6	22.8
T min (°C)	3.1	3.0	5.2	6.8	11.5	16.2	18.5	19.8	15.2	11.5	7	4.2	10.2

(L’A.N.R.H. de Constantine).

Tableau I.2-6 : Températures de l’air moyennes mensuelles et extrémales.

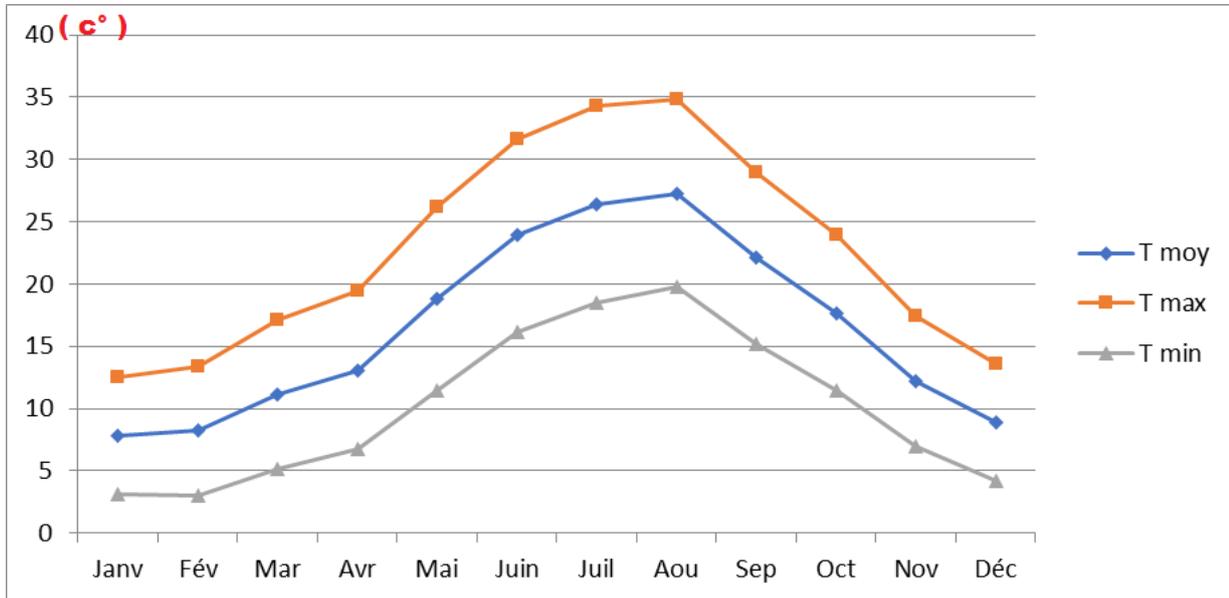


Fig. I.2-6 : la variation moyenne mensuelle de la température.

La température moyenne mensuelle varie entre un minimum de 7.8°C, enregistré au mois de janvier et un maximum de 27.3°C enregistré au mois d’aout.

I.2-7-Evaporation du plan d’eau

Pour le calcul de l’évaporation du plan d’eau on a utilisé les données de la station de jaugeage Hammam Grouz qui est équipé du bac évaporatoire de type Classe A.

Les valeurs mensuelles d’évaporation du plan d’eau réévaluée compte tenu du coefficient de réduction $K = 0,69$ utilisé pour les petits bacs (du type “Classe A”), pour convertir les valeurs mensuelles d’évaporation à la surface d’une superficie plus grande sont indiquées dans le tableau

Tableau I.2-7 : Valeurs mensuelles d’évaporation

Caractéristique	MOIS												E. Annuelle
	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	
Evaporation du plan d’eau (mm)	122	92	57	41.5	39	44	65	82	102	148	194	188	1174.5
%	10.4	7.8	4.8	3.6	3.3	3.8	5.6	7	8.8	12.7	16.2	16	100

(L’A.N.R.H. de Constantine).

L’examen de ce tableau montre que l’évaporation est importante durant les mois de mai jus ’qua sep.

Le moi juillet donne un volume évaporé de 16.2%. La faible valeur de l’évaporation est enregistrée au de janvier ou le volume évaporé est de 3.3%.

I.2-8 .Régime des vents

Pour caractériser le régime des vents nous avons dépouillé les données des stations météorologiques de Constantine et Hammam Grouz, qui se trouvent à proximité du périmètre d’irrigation et qui possèdent des données des observations les plus complètes.

La fréquence des vents dominants par directions est donnée dans le tableau et la rose des vents est représentée sur la fig. I .2-8

Tableau I .2-8 : Fréquence moyenne interannuelle des vents par directions

Direction	N	NE	E	SE	S	SO	O	NO	Calme
Fréquence, %	11,7	2,6	2,4	3,1	4,6	8,1	10,2	13,9	43,4

(L’A.N.R.H. de Constantine).

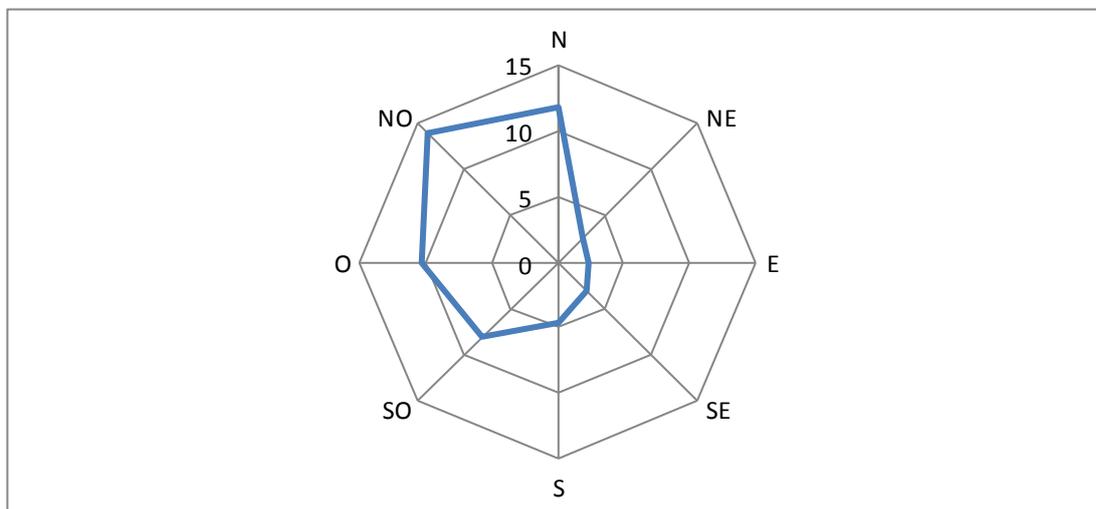


Fig. I.8 : Rose des vents.

Les vents du territoire étudié prédominent du nord-ouest et du nord.

Du mois d’octobre et jusqu’au mois de février inclus les vents prédominants sont ceux d’ouest (des directions sud-ouest jusqu’au nord-ouest) qui sont froids et humides en hiver.

Depuis mars jusqu’à avril les vents prédominants sont ceux du nord et du nord-ouest, leurs

fraicheurs adoucissent le climat d'été dans la région.

Dans le tableau 5 on a indiqué les vitesses moyennes mensuelles d'après les données de la station météorologique de Hammam Grouz.

Tableau 08 : Vitesse moyenne mensuelle du vent.

MOIS	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Janv.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Année
Vitesse du vent, m/s	1,2	1,5	1,5	1,7	1,7	1,7	1,7	1,6	1,3	1,2	1,1	1,1	1,4

(L'A.N.R.H. de Constantine).

La vitesse moyenne annuelle du vent est 1,4 m/s.

La vitesse moyenne mensuelle minimale du vent est –1,1 m/s (juillet – août), celle moyenne mensuelle maximale atteint 1,7 m/s (décembre – mars).

La vitesse moyenne maximale atteint plus de 20 m/s. Dans les cas extrêmes en période de déplacement des fronts atmosphériques la vitesse maximale du vent peut dépasser 40 m/s.

I -2-9. Le siroco

Le siroco peut être observé dans n'importe quel mois de l'année. C'est le vent sec et chaud qui assèche le sol et fait augmenter l'évapotranspiration des plantes et de ce fait il constitue un danger pour les cultures agricoles.

Le nombre de jours moyen de siroco pris d'après les données de la station météorologique de Constantine est indiqué dans le tableau 9.

Tableau 9 : Nombre de jours moyen mensuel de siroco

MOIS	Sep	Oct.	Nov	Déc	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Total annuel
Nombre de jours avec siroco	2,6	1,0	1,1	0,1	0,1	0,5	1,1	1,8	1,9	3,8	6,0	4,0	24,0

(L'A.N.R.H. de Constantine).

Le nombre de jours maximum de siroco est dans la période du mois de juin à septembre.

Le nombre de jours moyen de siroco s'élève à 24 pour toute l'année.

I -2-10 Les gelées

Les gelées dans la zone d'étude peuvent avoir lieu aux mois de mars et d'avril ce qui représente un risque pour les cultures agricoles surtout en période de semis.

Dans le tableau nous avons donné le nombre de jours de gelée d'après les observations sur la station expérimentale de Hamma Bouziane.

Tableau 10 : Nombre de jours de gelée.

MOIS	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Janv.	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Total annuel
Nombre de jours de gelée	-	-	0,6	1,7	3,5	2,0	1,4	0,1	-	-	-	-	9,3

(L'A.N.R.H. de Constantine).

I -2-11.Durée d'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 de Constantine (voir le tableau).

Tableau 11 : Durée moyenne mensuelle de l'insolation.

MOIS	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil	Aout	Total annuel
Durée d'insolation solaire, heures	244	223	169	160	157	186	239	251	289	318	351	295	2882
%	8,5	7,8	5,9	5,6	5,4	6,4	8,3	8,7	10,0	11,0	12,2	10,2	100

(L'A.N.R.H. de Constantine).

I -3 Classification du climat

Pour déterminer le type de la zone climatique où se trouve notre périmètre d'irrigation on a utilisé la formule De Martone :

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

Où I – indice d’aridité ;

P –pluviométrie annuelle, mm

T – température moyenne annuelle de l’air, °C.

$$I = \frac{358.80}{16.5 + 10} = 13.54$$

Les limites des zones climatiques d’après l’indice d’aridité de De Martone sont données dans le tableau.

Tableau I -3 : Valeurs de l’indice d’aridité.

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

Donc, d’après la valeur de l’indice d’aridité de De Martone le périmètre d’irrigation se trouve dans la zone du climat **semi-aride**.

Afin de mieux caractériser le climat on a utilisé le climagramme d'EMBERGER, qui permet de définir les périodes à pluviosité différente ayant une influence favorable ou défavorable sur la végétation de la zone concernée.

L.Emberger définit le quotient pluviothermique par la relation suivante :

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

Avec :

Q Quotient pluviométrique d'EMBERGER

P : précipitation moyenne annuel mm

M : Température moyenne maximale du mois la plus chaud en K° (degré

kelvin)

m : Température moyenne minimale du mois la plus froid en K°.

Pour :

P : 358.80mm.

M : 300.3°K

m : 280.8° K

On aura :

$$Q = \frac{2 \times 1000 \times 358.8}{300.3^2 - 280.8^2} = 63.32 \text{ mm}$$

On se référant au diagramme bioclimatique la valeur de Q pour positionner notre région d'étude

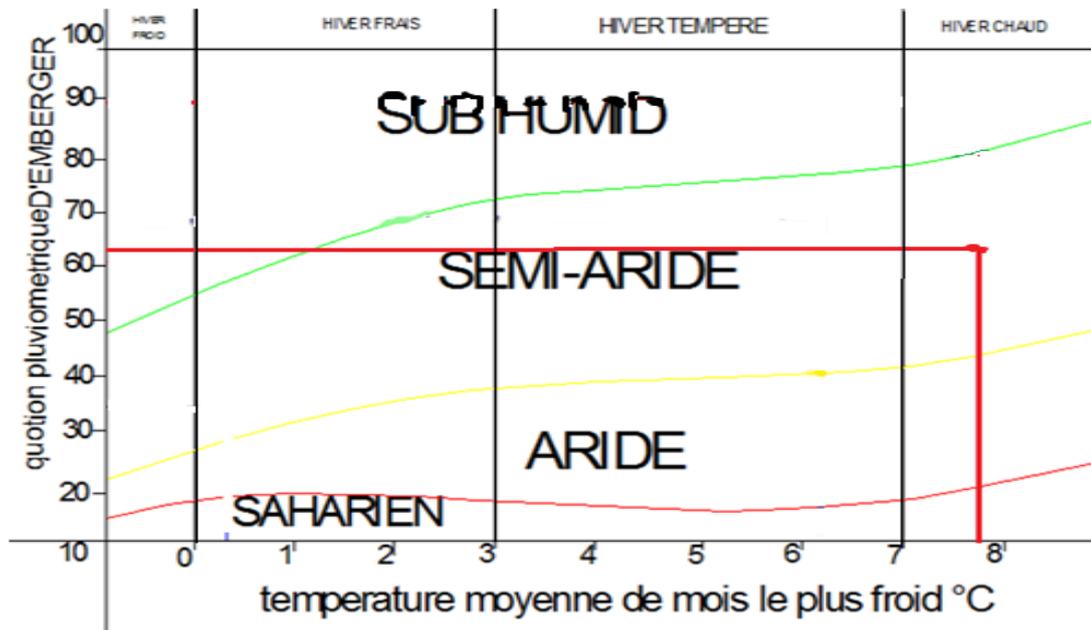


Fig. I -3.1 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

D'après le diagramme bioclimatique notre région se trouve :

- Dans un étage bioclimatique : semi-humide.
- Sous étage : hiver chaud .

I -3-1 diagramme ombrothermique de gausсен

Le tableau : variations des précipitations et des températures.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P moy (mm).	45.07	36.68	38.04	31.57	36.07	14.84	7.5	14	29.49	28.3	32	45.20
T° moy (C°)	7.8	8.2	11.1	13.1	18.8	23.9	26.4	27.3	22.1	17.7	12.2	8.9
2T (C°)	15.6	16.4	22.2	26.2	37.6	47.8	52.8	54.6	44.2	35.4	24.4	17.8

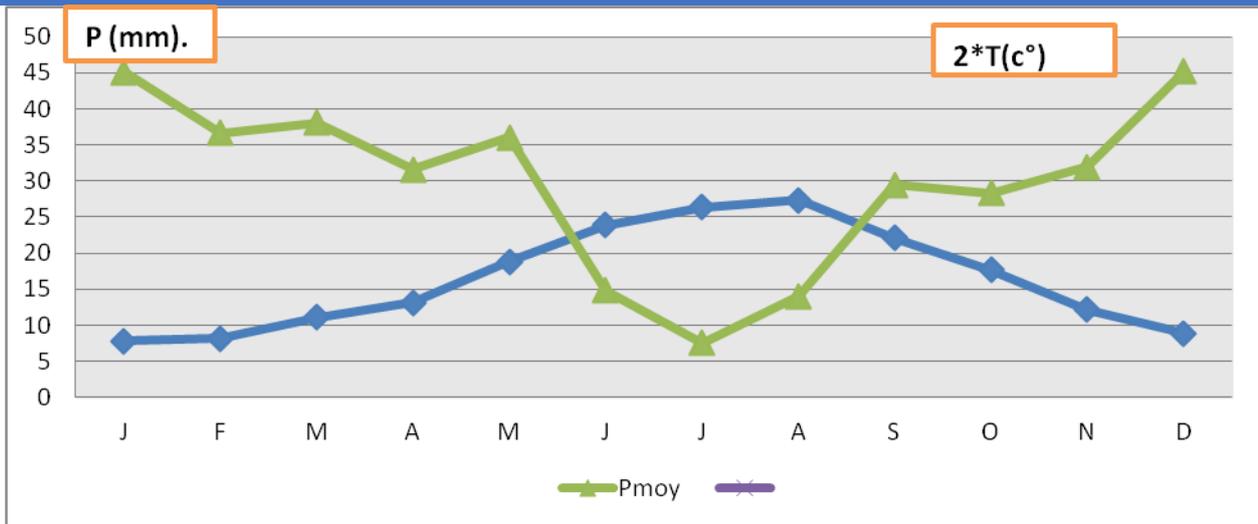


Figure I -3-2 : Diagramme Ombrothermique de Gossen.

I-4. Conditions pédologiques

La pédologie est l'étude de reconnaissance des sols. En ce qui concerne l'alimentation en eau des plantes, le sol joue essentiellement un rôle d'un réservoir. Les caractéristiques de ce réservoir et son mode de fonctionnement sont essentiels à connaître dans un périmètre d'irrigation, et il s'agit pour un Ingénieur de bien dimensionner le réseau de distribution ou pour les usagers de bien utiliser l'eau qui est mise à leur disposition.

Les conditions pédologiques

- vitesse d'infiltration 25 cm/ jour.
- profondeur de sol explorée par les racines 1.2 m.

I-4.1. Classification des sols de la zone d'étude

Les sols calcimagnésiques

Ces sols se localisent essentiellement à l'EST de périmètre, Ces sols se caractérisent surtout par la présence de croûtes et d'encroûtements calcaires à faible profondeur. Ils sont de type A/B/C où l'horizon B est un horizon d'accumulation de calcaire. Il s'agit en fait surtout de sols bruns calcaires à accumulation calcaire plus ou moins prononcée. L'armoise constitue l'essentiel de la végétation naturelle de ces sols. Ils sont caractérisés par des taux moyens d'argile (24%), la matière organique est faible (MO = 1,25 %), la conductivité électrique faible (CE = 0.65dS/m), une CEC moyenne (CEC = 21.5meq /100gr sol), le pH est alcalin (pH = 8,1). Les valeurs de la densité apparente indiquent une bonne porosité et une bonne structure du sol.

Les sols minéraux bruts

Ces sols occupent une très petite surface au Nord -EST de la zone de l'étude. Ce sont

des sols minéraux bruts, d'origine non climatique, d'érosion sous forme de mélange régosols/lithosols.

les sols peu évolués

Dans la zone d'étude, les sols peu évolués sont très bien présentés et occupent de grandes superficies dans la zone d'étude. Ce sont des sols peu évolués vertiques, modaux avec quelques parcelles, près de l'oued, qui sont hydromorphes.

Les sols peu évolués se caractérisent par un taux d'argile moyen (22.5 %), un taux de calcaire total (40%), un taux de matière organique faible (1,25 %), une conductivité électrique faible (CE= 1.42 dS/m), une CEC moyenne (CEC = 19,5 meq/100gr sol), et un pH légèrement alcalin (7.9). La densité apparente indique une bonne porosité du sol. Les bases échangeables sont dominées par le calcium (Ca⁺⁺) dont les valeurs sont les plus élevées par rapport les autres bases, le Magnésium (Mg⁺⁺), le potassium (K⁺) et le sodium (Na⁺).

Classification des sols de la zone d'étude

Description de Profil 01

Profil : P 01

Situation : X : 250280.236 Y : 4008108.288

Topographie : pente 0-1 % vers le Sud

Géomorphologie : terrasse alluviale.

Charge caillouteuse en surface : /

Végétation : jachère

Description

0-30 cm : de couleur Jaune brun monotone (10 YR 4/3) à l'état sec, structure polyédrique fine, texture argilo-limoneuse, présence de quelques fentes de retrait, compact, très nombreuses racines, présence d'escargots, moyenne effervescence à L'HCL, transition peu nette.

30-55 cm de couleur Jaune Brun sombre (10 YR 5/4) à l'état frais, structure polyédrique moyenne a tendance prismatique, texture limono-argileuse, très compact, faible enracinement, charge caillouteuse 1 % de gravier, vive effervescence à L'HCL, transition peu nette.

55-120 cm de couleur Brun foncé (10 YR 3/4) à l'état humide, structure polyédrique massive, texture sablo-limono-argileuse, compact, charge caillouteuse 1 % de gravier, taches d'hydromorphie et de marne limoneuse, vive effervescence à L'HCL.

Tableau I-4.1 : Caractéristique de profil 01.

Horison	H1	H2	H3
Profondeur (cm)	0-30	30-55	55-120

Caractéristiques physiques.

GRANULO	Sable (%)	19	21	53
	Limon (%)	35	36	31
METRIE	Argile (%)	46	43	16
		100	100	100

Matière organique

Matière organique (%)	1.7	0.1	0.2
C (mg /kg de sol).	9.8	0.7	0.9
N (mg /kg de sol).	1.4	0.1	0.1
C /N	7.2	8	7

Solution du sol.

Cation	Ca ++	24	21	17
	Mg ++ (méq /l).	3	7	2.1
	Na ++ (méq /l).	1.18	0.46	0.7
	K+ (méq /l).	1.54	0.3	0.3
		29.72	29.76	20.1
Anions	So4--	33	36.6	34.2
	Cl-	3.2	1.4	1.1
	Hco3-	0.5	0.2	0.6
		36.7	38.2	35.9

PH eau (1/5).	8.1	8.1	8.1
CE (1/5 en ms).	2.1	0.9	1.3

Salinité (g/l).	1.8	0.3	1.3
SDT (mg/l).	330	205	320

Réserves minérales.

CaCo3 total (%)	24	19	14
CaCo3 actif (%)	13	8	9
P (Total (mgp /kg sol)).	0.3	2.6	1.1
P205 assimilable (ppm).	80	40	20
K 20 (mg/kg sol).	11	7	1

I -5-1 Caractéristiques du barrage

Conformément au projet de la retenue Hammam Grouz, la source d'alimentation en eau de notre périmètre d'irrigation sont les apports régularisés du bassin de l'Oued Rhumel et accumulés par le barrage de Hammam Grouz.

Le barrage de Hammam Grouz se trouve sur l'Oued El Rhumel à 1.5 km au sud de la ville d'Oued ATHMANIA et à environ 45 kilomètres d'Ouest de Constantine. Il est situé dans une gorge incisée par l'oued Rhumel dans les calcaires du Crétacé qui forment le Dj Grouz. La superficie du bassin versant de l'oued El Rhumel au site du barrage Hammam Grouz est 1130 km².

Caractéristiques principales de l'aménagement de Hammam Grouz:

- **Type** : béton poids
- **Hauteur** : 49.5 m
- **Cote de retenue normale (R.N)** : 727.00 m
- **Cote plus hautes eaux (P.H.E)** : 736.00 m
- **Capacité initiale** : 45.00 hm³
- **Capacité levé (2009)**: 40.15 hm³
- **Apport moyen annuel** : 30 hm³
- **Envasement annuel** : 0.4 hm³/an
- **Débit régularisé** : 15.77 hm³/an
- **Quantité destinée pour l'irrigation** : 12M m³.

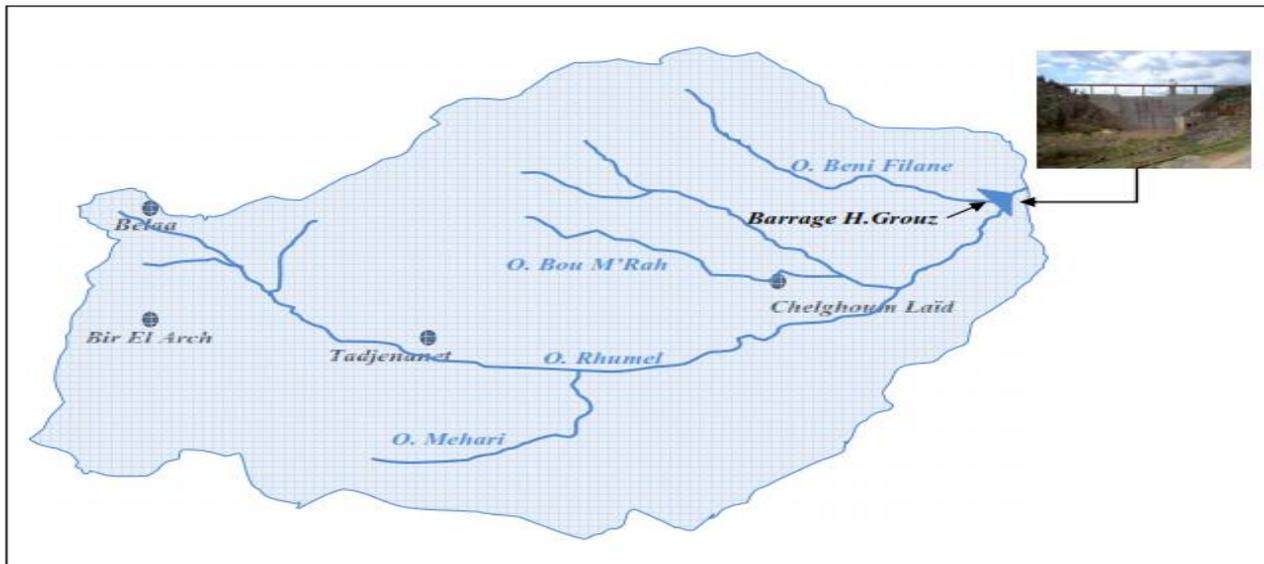


Fig. I-5-1. Bassin versant d'oued Rhumel au site du barrage Hammam Grouz.

I -5-2. Caractéristiques hydrodynamiques des sols

Un sol se caractérise par un certain nombre de paramètres physiques mesurables. Les valeurs de ces paramètres sont généralement fonctions à la fois de la structure et de la texture du sol, sans toutefois leur être rigoureusement liés.

Les paramètres hydrodynamiques, qui interviennent entre autres dans le calcul de la dose d'irrigation sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I -5-2. Propriétés hydrodynamiques des sols.

Texture	Argileux-limoneux
Capacité au champ (%)	28
Point de flétrissement (%)	17
Vitesse de perméabilité (mm/h)	11 mm/h
Densité apparente	1.35

I -5-3. Evaluation de la disponibilité des ressources en eau

Pour évaluer les volumes disponibles de l'eau il est nécessaire d'analyser la consommation de l'eau par les cultures au cours de la période végétale et comparer les résultats avec les volumes d'eau disponibles au niveau de l'ouvrage de la prise d'eau d'irrigation de la retenue de Hammam Grouz. L'évaluation des ressources en eau disponibles sera faite par deux paramètres principaux :

1. Besoins en eau annuels des cultures.
2. Volumes d'eau maximale alloués pour les besoins d'irrigation.

Notre barrage régularise actuellement un débit fréquentiel de $5.30 \text{ hm}^3/\text{an}$, mais notre périmètre de 3000ha a besoin au minimum de 12 hm^3 , alors que nous avons un déficit de 6.70 hm^3 .

N.B : ce résultat est provisoire issu d'un calcul préliminaire, une telle valeur définitive sera attribuée ultérieurement après le calcul des besoins en eau d'irrigation pour prendre une décision sur les variantes de l'aménagement soit par le type de cultures ou d'ajouter une autre source par un transfert d'eau à partir du barrage de BENI HAROUN.

I -5-4-Hydrographie du périmètre

Dans la zone concernée par l'étude le régime hydrologique des cours d'eau est prédéterminé par le caractère des précipitations atmosphériques. Les apports sont très irréguliers au cours d'une année aussi bien qu'au cours de la série d'années. Dans la période de novembre au mois d'avril on observe de 70% à 95% des apports annuels. Les oueds sont essentiellement alimentés par les précipitations atmosphériques, le rôle des eaux souterraines est peu important. De ce fait les apports des oueds surtout en période sèche n'ont lieu qu'après les pluies.

L'historique des oueds qui traversent le périmètre surtout les principaux oueds (Oueds ; DEKRI, SAREG, RUMEL) ne relève aucun danger sur les terres agricoles avoisinante et présentent un faible effet érosif.

Les apports des petits oueds dont les bassins versants ont de superficies peu importantes ont un caractère très irrégulier. Les apports n'ont lieu qu'en période de fortes pluies et ne durent que quelques heures. Le reste de l'année les lits de petits oueds sont secs ou bien ils se présentent sous forme d'une chaîne de petits lacs isolés avec le plan d'eau d'une petite superficie.

I -5-6. Délimitation des zones inondables

Après une prospection des cours d'eau traversant le territoire du périmètre d'irrigation qui portait sur l'examen des caractéristiques du lit et du lit majeur; il s'avère que seule la partie amont du barrage qui risque d'avoir des inondations.

Pour délimiter les zones de submersion éventuelle dans les limites du périmètre d'irrigation on a utilisé la côte des plus hautes eaux (PHE) du barrage Hammam Grouz. La

ligne limitant les zones d'inondation éventuelle a été tracée selon la configuration des courbes de niveau

I-5-7. ESTIMATION DE LA QUALITE DE L'EAU

La qualité de l'eau utilisée pour l'irrigation est un paramètre essentiel pour le rendement des cultures, le maintien de la productivité du sol et la protection de l'environnement. Ainsi, les propriétés physiques et chimiques du sol, telles que sa structure et sa perméabilité, sont très sensibles au type d'ions potentiellement échangeables présents dans les eaux d'irrigation.

Les facteurs les plus importants pour déterminer la qualité requise de l'eau dans l'agriculture sont les suivants :

- ✓ PH
- ✓ Risque de Salinité
- ✓ Risque de Sodium (Degré d'Adsorption du Sodium ou SAR).

Au titre de critères principaux de l'évaluation de la qualité de l'eau nous avons pris les coefficients proposés par le Département agricole des USA.

L'estimation de la qualité de l'eau d'après la teneur en sels est très importante, parce que l'irrigation avec de l'eau à forte teneur en sels fait accumuler les sels dans les sols et par conséquent, est la cause de la baisse des rendements des cultures, du ralentissement de la croissance des végétaux et à la fin des fins, de la perte des plantes. Tout de même l'excès du sodium peut provoquer l'alcalinisation et la dégradation de la structure du sol.

Le degré d'Adsorption du Sodium ci-avant indiqué a été calculé par la formule suivante :

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

Na: Sodium, Ca: Calcium, Mg: Magnesium, [mg/l]

En fonction des valeurs des coefficients et de la conductivité électrique de l'eau mesurée à 25°C, qui permet de rendre compte de la salinité globale des eaux il existe des limites admissibles et des critères d'appréciation des risques salin et alcalin des sols qui sont ci-dessous classés :

S.A.R.

S ₁ risque alcalin faible	0 – 10 ;
S ₂ risque alcalin moyen	10 – 18 ;
S ₃ risque alcalin élevé	18 – 26 ;

S_4 risque alcalin très élevé > 26 [12].

Conductivité électrique de l'eau (CE), mmOhms/cm :

C_1 risque faible de salinité $CE \leq 0,25$;

C_2 risque moyen de salinité $0,25 < CE \leq 0,75$;

C_3 risque élevé de salinité $0,75 < CE \leq 2,25$;

C_4 risque très élevé de salinité $CE > 2,25$.

Les caractéristiques hydro chimiques moyennes mensuelles de la qualité de l'eau prises d'après les données des observations de l'ANRH pour la période de 1992 – 2018 sont indiquées dans le tableau suivant.

Tableau II.4-1 : Caractéristiques chimique de l'eau d'irrigation.

Paramètres	valeurs
CE(mmhos/cm)	0.74
Ca (mg/l)	1558.9
Cl(mg/l)	241.68
Na (mg/l)	157.48
Mg (mg/l)	1521.9
K(mg/l)	21.91
SO4 (mg/l)	275.68
Rs105 (mg/l)	673.17
T(°C)	17.83
PH	8.24
HCO3 (mg/l)	362.58
MES105 (mg/l)	27.83

Sodicité et Alcanisation :

Le sodium contenu dans une eau peut se fixer sur le complexe du sol et exercer alors un risque défloculation, Pour diminuer ce risque il est nécessaire de comparer entre la concertation des cations Na^+ avec celle de Mg^{++} et Ca^{++} , donc on parle du l'indice du SAR qui est :

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

Na : Sodium en mg équiv/l ;

Ca : Calcium en mg équiv/l ;

Mg : Magnésium en mg équiv/l .

Et donc : **SAR = 4.7meq/l.**

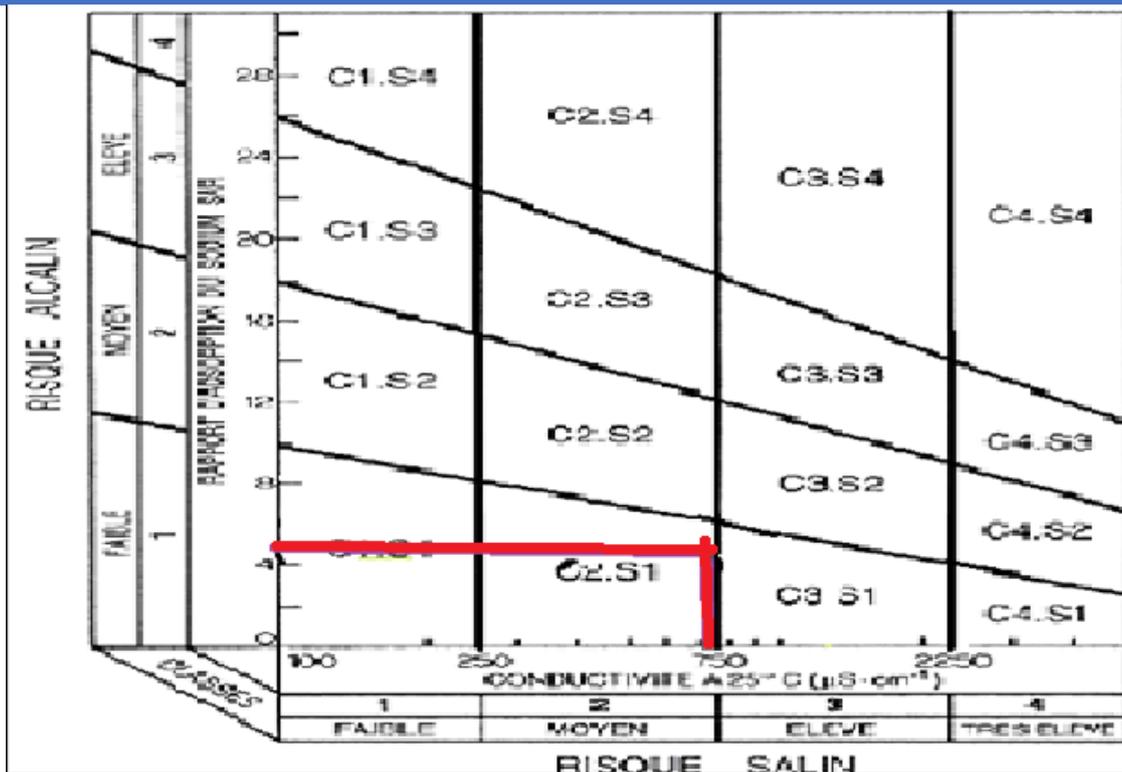
On distingue quatre classes de danger d'alcalinisation qui sont montrées dans le tableau II.7:

Tableau II.4-2 : Classification des eaux en fonction de SAR.

Classe	S.A.R.	Danger d'alcalinisation
S ₁	SAR ≤ 10	Risque faible
S ₂	10 < SAR ≤ 18	Risque moyen
S ₃	18 < SAR ≤ 26	Risque élevé
S ₄	SAR > 26	Risque très élevé

Interprétation :

Puisque l'eau du barrage a un SAR de 4.7 meq/l, et une CE=0.74 mmhos/cm, et en se référant, sur le diagramme de classification des eaux d'irrigation, on peut dire que notre eau est caractérisée par une salinité moyenne avec un degré d'alcalinité faible (C2-S1), donc il y'a un risque moyen de salinité.



Conclusion

A travers ce chapitre, qui est basé principalement sur l'étude des données pluviométriques et climatiques le périmètre d'étude caractérisé par un climat chaud en été et frais en hiver, et par une moyenne pluviométrique de 358.80 mm

L'agriculture constitue la principale activité de la zone, ce qui importe son développement, en implantant des cultures à haut rendement.

Les calculs préliminaires prouvent que les apports régularisés dans le barrage Hammam Grouz sont insuffisants pour irriguer le périmètre, mais une telle valeur définitive sera attribuée ultérieurement après le calcul des besoins en eau d'irrigation pour prendre une décision sur les variantes de l'aménagement soit par le type de cultures ou d'ajouter une autre source par un transfert d'eau à partir du barrage de BENI HAROUN.

Chapitre II

Problématique et choix

De la technique d'irrigation.

INTRODUCTION

Les techniques d'irrigation agricole sont des méthodes pour apporter de l'eau aux cultures et sont classifiées en irrigation de surface, irrigation par aspersion et micro irrigation. Décider de sélectionner une technique d'irrigation ou de passer à une technique plus efficace est compliqué. D'un point de vue de la préservation de l'eau, le choix est simple, les économies en eaux augmentent lorsque l'on passe de l'irrigation de surface à l'aspersion et de l'aspersion à la micro irrigation. Cependant, le succès d'une technique d'irrigation sera très dépendant du site, de facteurs de situation ainsi que du niveau de gestion utilisé. La technique d'irrigation existante doit être évaluée très précisément avant de passer à une autre technique.

Les techniques d'irrigation s'agissent de compléter les moyens naturels de récupération des eaux pluviales et de fertilisation des sols (exemples : réservoirs, petits barrages, cordons pierreux,) par des techniques appropriées d'irrigation. Si des infrastructures à grande échelle peuvent s'avérer intéressantes lorsqu'elles sont bien conçues, ce qui n'est pas toujours le cas il est souvent beaucoup plus efficace et assez facile de promouvoir des techniques d'irrigation de petites surfaces et de valoriser les savoir-faire locaux.

Deux des principales sources de pertes en irrigation sont l'évaporation et l'excès d'eau utilisée. Dans ce cadre, les deux principaux moyens

D'y remédier sont l'irrigation localisée et la planification des systèmes, d'irrigation. L'irrigation localisée ou micro-irrigation consiste à distribuer l'eau par un réseau de canalisations sous faible pression, apportant l'eau à un voisinage limité des plantes cultivées. C'est la méthode d'irrigation la plus efficace aujourd'hui. Moins efficace que l'irrigation localisée, mais aussi moins chère, l'irrigation par aspersion consiste à reproduire artificiellement l'action de la pluie. Ces deux dernières méthodes garantissent des économies importantes d'eau par rapport aux méthodes d'irrigation de-surface. La planification de l'irrigation consiste à prévoir les débits, horaires et cycles d'irrigation en fonction des variations saisonnières et journalières des conditions climatiques et d'insolation et du type de culture, dans le but de réduire les excès et les pertes par évaporation.

II- LES DIFFERENTES TECHNIQUES D'ARROSAGES

Les techniques d'arrosages peuvent être rangées en trois (03) classes, soit :

- L'irrigation de surface
- L'irrigation par aspersion
- L'irrigation goutte à goutte.

II- 1- L'IRRIGATION DE SURFACE

L'irrigation de surface regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles la répartition de l'eau à la parcelle se fait entièrement à l'air libre par simple écoulement à la surface du sol. La répartition de l'eau est assurée grâce à la topographie du terrain, et aux propriétés hydriques du sol (ruissellement, infiltration, et capillarité).

En irrigation de surface, la distinction entre les différentes techniques est essentiellement fondée sur la méthode d'application de l'eau : ruissellement, submersion ou technique mixte.

II- 2-IRRIGATION PAR RUISSELLEMENT

a) – **Les planches de ruissellement** On divise la surface à irriguer en bandes rectangulaires prise dans le sens de la plus grande pente.

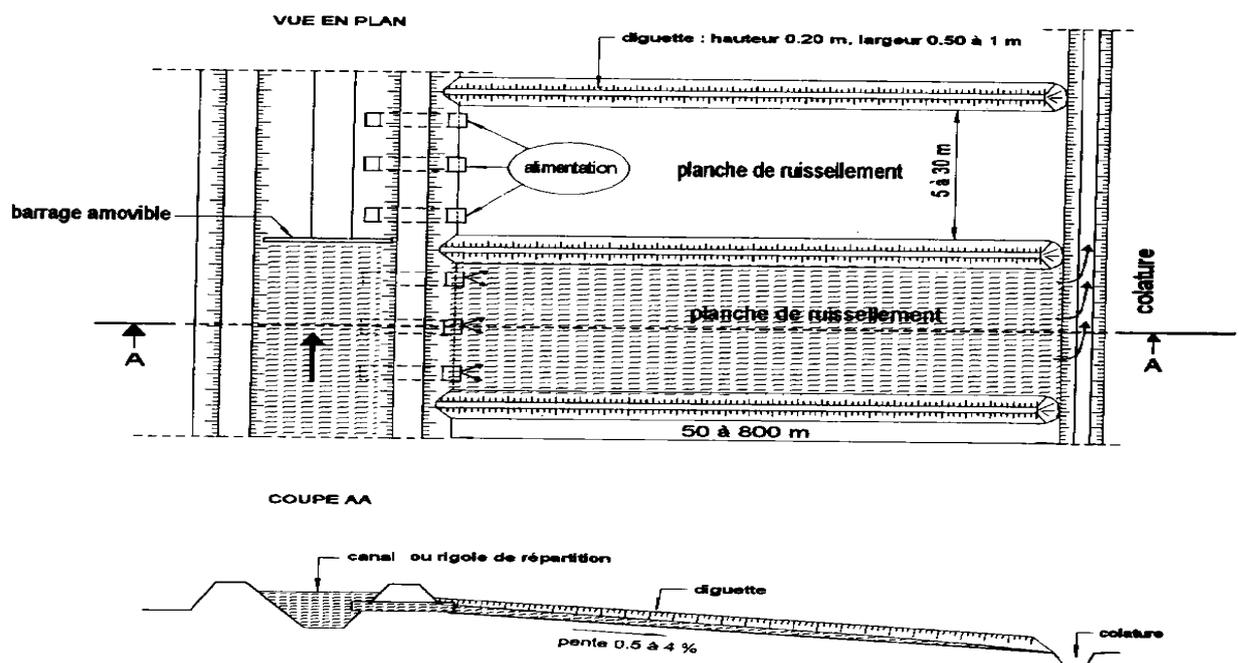
En général, la longueur des planches varie de 5 à 30 m. et leur longueur de 50 à 800 m.

L'irrigation par planches convient le mieux aux pentes inférieures à 0,5 %. Cependant, les pentes longitudinales maximales des planches peuvent atteindre 4 % à 5 %.

Les sols convenant le mieux à cette technique sont les sols moyennement filtrants. L'irrigation par planches s'applique aux cultures telles que les prairies, les céréales et les vergers.

La préparation des planches est minutieuse et coûteuse et exige une main-d'œuvre qualifiée et des équipements de terrassement performants.

Les pertes par percolation profonde et en colature est importante, et font remonter



dangereusement le niveau des nappes phréatiques. Les efficacités observées, s'échelonnent dans une gamme très large allant de 45 % à 85 %.

Fig.(II- 2-a): irrigation par planche de ruissellement .

b) – L'arrosage à la raie

Consiste à amener l'eau à la plante, par une série plus au moins dense (espacement d'environ 0,75 à 1 m.) de petits fossés à ciel ouvert à pente faible mais régulière.

Les raies sont tracées suivant la ligne de plus grande pente du terrain pour des pentes < 02 %. Pour des pentes > 02 % les raies sont orientées obliquement par rapport à la ligne de plus grande pente. La forme des sections des raies peut être triangulaire, trapézoïdale ou parabolique avec :

- Largeur : 25 à 40 cm.
- Profondeur : 15 à 30 cm.

L'arrosage à la raie se pratique sur les terrains d'environ 0,5 à 4 % de pente et convient à toutes les cultures de céréales et de plantes sarclées (Maïs, Coton, Pomme de terre etc. ...).

L'arrosage à la raie pose de sérieux problèmes d'application de l'eau lorsque la longueur des raies devient importante (supérieure à 250 m.).

Il exige une main d'œuvre abondante et qualifiée pour la conduite des arrosages.

L'efficacité des arrosages telle qu'elle est constatée peut se situer entre 40 % et 70 %.

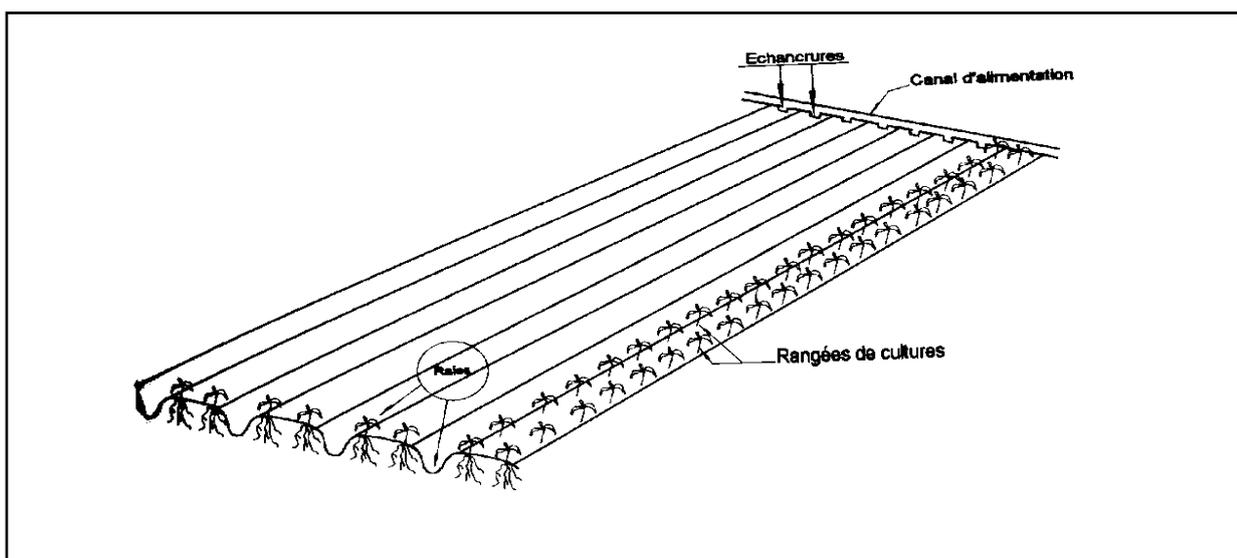


Fig. (II- 2-b) : irrigation à la raie.

II- 3- L'IRRIGATION PAR ASPERSION

En irrigation par aspersion, l'eau parvient aux cultures d'une façon qui imite la chute naturelle de la pluie, grâce à l'utilisation de divers appareils de projection, alimentés sous pression.

Pour cette technique d'irrigation aucun nivellement de la surface n'est nécessaire. Cependant, la pente générale du sol ne doit pas en principe dépasser 10% pour les machines à irriguer.

Tous les types de sols peuvent convenir : on peut obtenir la même efficacité d'arrosage sur les sols les plus sableux que sur les sols les plus argileux, grâce à la large gamme des intensités pluviométriques (I) offertes par les différents matériels

($I < 4$ mm /h pour sols peu perméables, jusqu'à $I < 50$ mm /h pour sols perméables).

Cette technique d'irrigation présente une excellente efficacité située entre (55%- 85 %) essentiellement en fonction de la maîtrise technique des irrigants.

L'irrigation par aspersion est utilisée pour l'arrosage des cultures les plus Diverses : (fourragères, maraîchères, céréales, vergers, vigne, etc....).

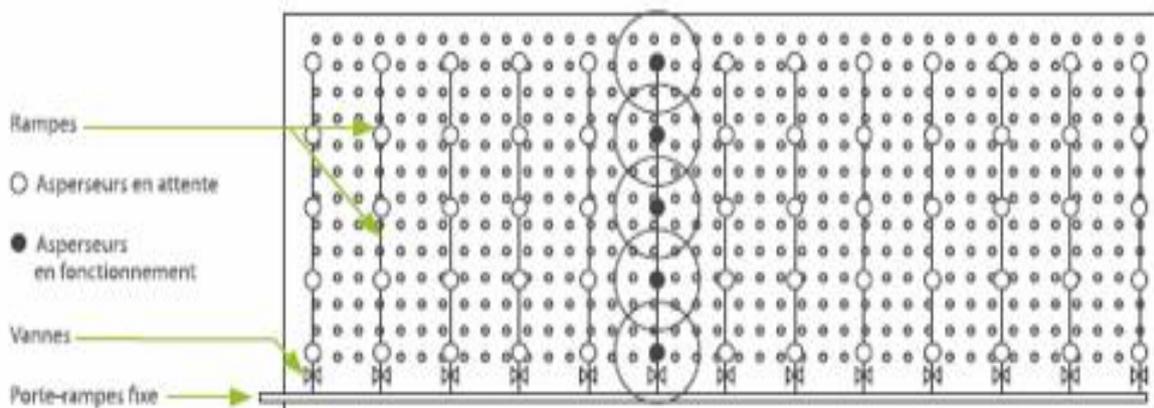
Les techniques d'arrosage appliquées en irrigation par aspersion dépendent du matériel utilisé. Elles se divisent en deux grandes catégories :

L'aspersion simple (rampes perforées, asperseurs, canons)

Les machines à irriguer (rampes frontales, pivots, enrouleurs, etc..).

Composantes d'un système d'aspersion

Sommairement, les différents éléments d'un système d'aspersion sont la porte rampes La rampe et l'asperseur.



Le porte rampe est la canalisation qui relie le point d'alimentation en eau de la parcelle,

aux rampes disposées sur celle-ci. Afin de faciliter leur manipulation, les porte -rampes sont constitués d'éléments de tubes rigides à raccords rapides.

Ils peuvent être :

- En alliage d'aluminium de 3 “,4”,5” ou 6” de diamètre.
- En acier galvanisé de 80 mm ,100mm, ou 150mm de diamètre.
- En polychlorure de vinyle (pvc) de 90 mm ou 110 mm de diamètre.

Les rampes

Sont constituées d'éléments de tubes à raccords rapides, ou de tuyaux souples :

Les éléments de tube ont une longueur de 3.6 ou 9m et sont en général :

- En polyéthylène de haute densité (PEHD) de 50 ou 63 mm de diamètre.

L'asperseur est caractérisé par

Le diamètre de sa buse, qui définit, pour une pression déterminée, le débit de l'asperseur, la portée du jet et la répartition de l'eau (pluviométrie) le long du jet , il existe des asperseurs équipés d'une seule buse (double buses) de diamètres différents , ce qui améliore l'homogénéité de la répartition pluviométrique sur la surface arrosée .l'asperseur peut être monté directement sur la rampe par l'intermédiaire d'une allonge (canne) rigide de 0.5 à 2m que l'on emboite dans un té à clapet fixé sur une plaque stabilisatrice .

Choix et implantation des asperseurs

La quantité d'eau qui tombe sur le sol (ou pluviométrie) le long du jet d'un asperseur diminue lorsqu'on s'éloigne de celui-ci.

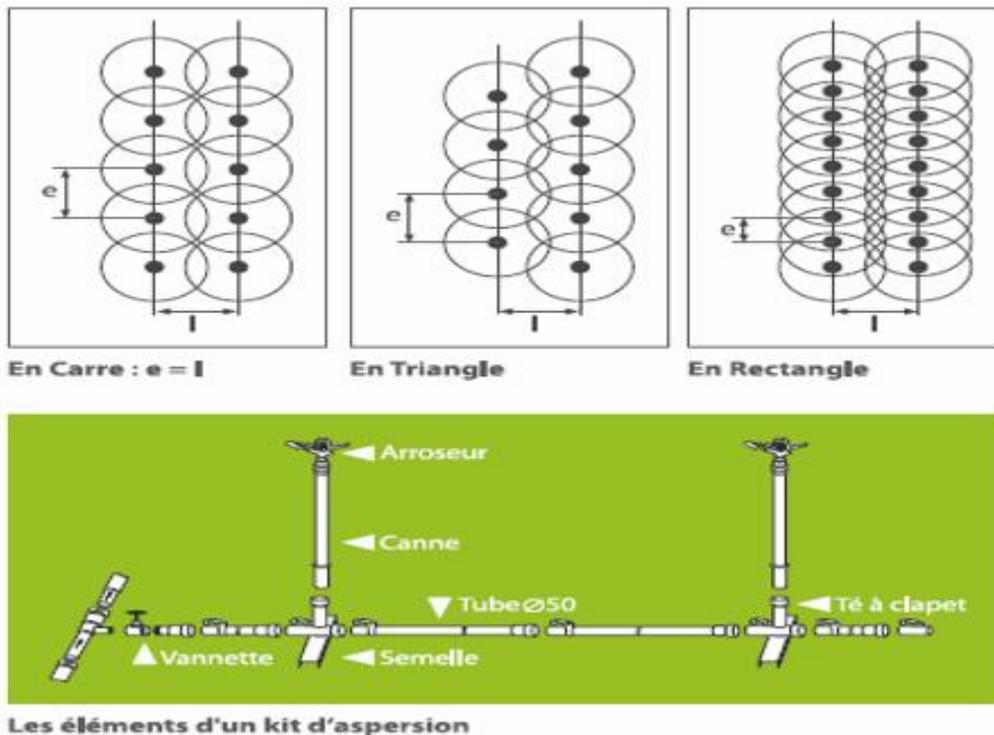
Cette décroissance de la pluviométrie s'aggrave par le fait que la surface arrosée par mètre linéaire de jet au cours de la rotation de l'asperseur augmente avec la distance par rapport à l'arroseur.

Pour obtenir une répartition de l'eau homogène, on doit disposer les asperseurs de manière à avoir un recouvrement des jets.

Les asperseurs sont usuellement disposés en carré, en rectangle ou en triangle, dont les dimensions les plus courantes sont :

12m*12m , 18m*18m , 18m*24m , 21m*21m

12m*12m, 18m*18m, 18m*24m, 21m*21m



II- 4- L'IRRIGATION LOCALISEE (GOUTTE A GOUTTE)

L'irrigation localisée ou micro irrigation, est une méthode qui regroupe plusieurs systèmes de distribution de l'eau à la parcelle. Elle se caractérise par :

La mise en place sur la parcelle d'un réseau de canalisation.

Une discontinuité des points d'apport permettant de n'irriguer que les zones utiles à la plante.

Des débits faibles généralement inférieurs à 100 l/h.

Une distribution fréquente pour maintenir un certain volume d'eau à un niveau voisin de la capacité au champ.

Selon le type de distribution utilisé, l'eau se localise par points (goûteurs, gaines), par lignes (tubes poreux) ou par surface plus au moins grandes (muni diffuseurs, micro-asperseurs).

L'efficacité de l'irrigation localisée est excellente. Elle est située entre 70% à 95%.

L'irrigation localisée est surtout pratiquée en cultures maraîchères ou fruitières.

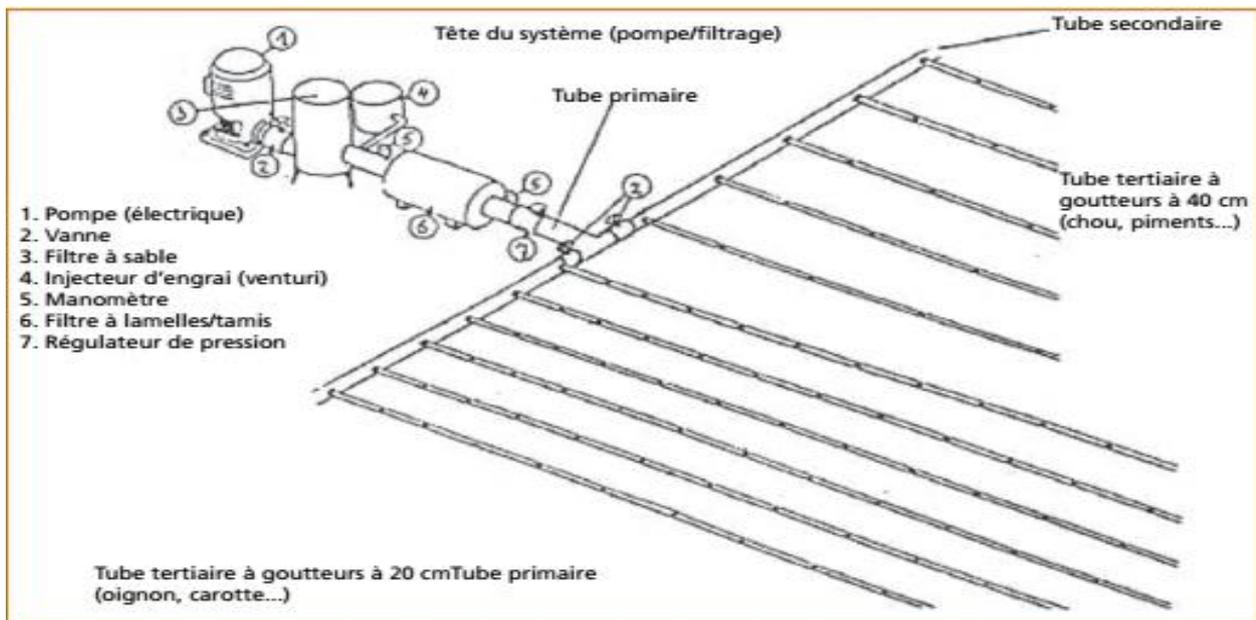


Figure 1 - Système élémentaire pour irrigation goutte à goutte

Fig. (II 4) : partie essentielle d'une installation localisée.

II- 5- Utilisation de l'eau dans l'irrigation La croissance démographique présente un défi majeur pour les générations d'aujourd'hui et de demain : comment nourrir toute la population de la planète de façon durable ? L'agriculture est responsable pour 70% de la consommation mondiale d'eau. Dans les pays plus pauvres, ce chiffre peut s'élever encore plus. La sécurité alimentaire passe donc par la disponibilité de l'eau nécessaire à la production agricole.

Un bon nombre de pays aujourd'hui fait face à une pénurie croissante des ressources hydriques, ce qui fait augmenter le coût de l'irrigation, et par conséquent, des aliments. Dans ce cadre, l'utilisation plus efficace de l'eau dans l'irrigation est un besoin urgent.

Technique d'Irrigation	Efficacité potentielle (%)
Inondation	40-50
Ruissellement	55-70
Arroseur rotatif	65-80
Canon d'arrosage	60-65
Goutteurs	80-95
Micro-aspersion	80-90

Tableau II- 5 : L'efficacité potentielle des différents systèmes d'irrigation.

Source : US Environmental Protection Agency.

Lieux dans lesquels ce moyen paraît le mieux adapté

La plupart de l'irrigation est faite aujourd'hui par des méthodes de surface, comme l'inondation ou le ruissellement. Ces méthodes de surface sont justement les méthodes qui présentent un potentiel plus élevé d'économie d'eau par l'utilisation de techniques plus efficaces. En plus, une bonne partie des prélèvements d'eau est faite sans aucune planification préalable, ce qui entraîne un gaspillage considérable par des méthodes plus traditionnelles.

Surtout dans les pays où les ressources hydriques disponibles sont plus limitées, où le coût de l'eau est plus élevé, la mise en œuvre de techniques plus efficaces peut générer des gains économiques importants.

II- 6- Choix de la méthode d'irrigation

II- 6-1 les facteurs de choix des techniques d'irrigation

- La pente du terrain à irriguer
- Le débit dont on dispose
- Nature du sol (perméabilité)
- Nature des cultures
- Facteurs économiques
- Rentabilité de l'opération

Et qui sont liés à la variété des conditions naturelles (pente, vent, perméabilité des sols) ainsi la qualité mauvaise et la quantité limitée des eaux du barrage.

II- 6-2 Les avantages présentés par cette technique d'irrigation (goutte à goutte) sont

- Absence de nivellement préalable
- Bonne adaptation à tous les types de sols
- Possibilité de contrôle précis des doses appliquées, ce qui permet une bonne efficacité des arrosages (à condition que la technique soit bien maîtrisée par les irrigants).
- Excellente efficacité des réseaux de canalisation qui, avec une efficacité d'arrosage à la parcelle réduit les consommations en eau par rapport à l'irrigation de surface.
- Automatisation très poussée permise par le réseau sous pression.
- Facilité de mesure des consommations d'eau.
- Possibilité de mélanger facilement des engrais et pesticides à l'eau d'irrigation.
- Suppression des surfaces perdues en canaux et rigoles.
- Le matériel gêne rarement les façons culturales, adoptables à tous les cas particuliers.
- Excellent rendement des cultures
- Bonne adaptation à l'utilisation des eaux salées (pour le cas de l'irrigation localisée).

Comme cette technique d'irrigation présente des avantages elle présente aussi des inconvénients :

- Coûts d'investissement élevés,
- Exige un certain niveau de compétence de la part de l'irrigant.

Cultures	Les maraichers	Les céréales	Culture fourrager	Arboricultures
Mode d'irrigation conseils	Goutte à goutte	Aspersion	Aspersion	Goutte à goutte

II- 6-3 – Méthode d’irrigation par aspersion ou au goutte à goutte

Cette méthode tient compte d’un certain nombre de facteurs, à savoir :

Les conditions naturelles.

Les cultures.

La technologie.

La tradition des irrigations.

Les besoins en main-d’œuvre.

Les couts et les bénéfices.

Tableau II- 6-3 : choix des techniques des irrigations.

Principaux avantages et inconvénients

Ils diffèrent selon la technique utilisée.

Technique	Avantages.	Inconvénients.
Micro-Irrigation	Possibilité d’ajouter des engrais directement dans l’eau.	Coût initial plus élevé
	Efficacité plus élevée.	
	Peut être utilisée dans tous les types de terrain.	
	Plus adaptée à l’eau saline.	
Irrigation Par Aspersion	Applicable dans la plupart des cultures et terrains.	Trop affectée par le vent
		Moins adaptée à l’eau saline

	Moins de main-d'œuvre nécessaire par rapport aux méthodes d'irrigation par inondation ou ruissellement.	Coût d'installation et d'entretien plus élevé par rapport aux méthodes d'irrigation par inondation ou ruissellement.
--	---------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Conclusion

L'irrigation de surface est de loin la méthode d'irrigation la plus adaptée. Elle est généralement utilisée quand les conditions naturelles sont favorables : pentes légères et régulières, sols ayant des taux d'infiltration moyens à faibles et des ressources en eau de surface ou souterraines en quantité suffisante. Dans des conditions peu favorables, à savoir pentes fortes et irrégulières, sols à taux d'infiltration élevés et des ressources en eau limitées, les méthodes d'irrigation par aspersion et au goutte à goutte pourraient être plus appropriées. Le choix de l'irrigation par aspersion ou au goutte à goutte est lié à la disponibilité des pièces de rechange nécessaires à l'entretien des équipements.



Chapitre III

Besoins en eau des cultures

Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier de près le bilan hydrique qui régné dans notre secteur d'étudier en commençant premièrement par l'hydrologie qui a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquence donné, qui conditionnent l'étude de notre projet, l'étude porte sur : la détermination de l'année de calcul, l'homogénéisation des séries pluviométriques, et l'étude fréquentielle des séries pluviométrique par des lois Statistiques pour faire ressortir les pluies efficaces pour calcule le bilan hydrique.

III Calcul de la pluie de projet

Le calcul de la pluie de projet est nécessaire, puisqu'elle intervient dans l'estimation dans les besoins en eau des cultures projetées dans le périmètre.

III-1. Choix de la station

En tenant compte de la position de notre périmètre le choix de la station se fait en vérifiant les conditions suivantes :

- Localisation géographique proche au périmètre ;
- Les relevés de la station sont récents et s'étalent sur une période d'observa acceptable

Tableau III-1caractéristique principales de la station pluviométrique (ANRH Alger).

Nom de La station	Code	Coordonnés en Lambert		Altitude	Période D'observation	Nombre D'années Observées
		X(km)	Y(km)	(m)		
Bir Drimil	11-15-09	840	312	856	1992-2018	26

Répartition mensuelle des précipitations

Année	Sept	Oct.	Nov	Dec	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Aout	Annuel
1992	55.6	31.4	41.5	12.3	31.7	26.5	70.4	5.4	16.4	0.5	0.5	0	292.2
1993	61.3	29.8	35.6	66.4	20.3	80.6	35.8	19.5	40.3	4.7	9.3	0.5	404.1
1994	19	27.3	12.5	23.6	33.8	26.3	28.4	25	13.4	11.2	0	1.2	221.7
1995	26.4	12.4	17.2	98.6	34.6	27	21.4	52.3	14.6	14.6	1	2.5	322.6
1996	49.4	16.2	10.4	21.5	55.9	7.4	16.4	31.2	32.5	7.1	0.5	9.6	258.1
1997	18.4	12.3	63	72.5	13	34.6	101.6	53.6	30.2	14.9	19.2	21.6	454.9
1998	29	45.4	15.9	26.2	53.5	47.8	47.3	49.1	95.4	6.6	16.9	2.5	435.6
1999	26.3	15.5	79.6	70.6	35	23.1	28	1.7	42.3	13.8	19.4	9.1	364.4
2000	14.7	9.6	18	50.8	29.5	31.2	20.6	19.2	14.2	0	2.9	2.6	213.3
2001	21.2	65.8	26.4	29.3	104.1	11.2	56.4	13.5	21.4	22	0	1	372.3
2002	56.2	5.9	26	11.2	92.7	168.3	21.3	71.4	56.9	70.9	18.5	18.4	617.7
2003	31.5	14.2	12.6	25.3	56.9	29.9	16.4	44.5	22.5	13.7	22.6	12.4	302.5
2004	53.8	96.6	68	53.5	7	43.1	25	43.1	43.4	24.1	0	5.9	463.7
2005	12	13.4	19.4	19.4	20.2	12.9	5.2	4.6	1.6	1.6	0.3	0	110.6
2006	34.6	20.7	51.7	109.4	7.3	10.1	5.2	26.4	82	56.2	3.5	22.7	429.8
2007	16.2	31.6	26.4	33.9	57.8	23	17.8	31.5	17.4	6.5	5.4	17.8	285.3
2008	45.7	3.4	13.5	11.2	8.5	14	4.5	4.5	8.6	3.3	16.5	38.5	172.2
2009	14.2	13.5	47.4	42.6	77.3	17	14.3	46.3	28	15.5	7.5	5	328.6
2010	29.2	19	13	50.2	54.3	8.3	31.4	51.2	85.9	37.8	32	16.5	428.8
2011	49.3	27.2	59.1	120.1	58.3	30.5	33.6	38.1	5.5	9.3	3.5	17.3	451.8
2012	32.7	12.5	17.6	45.3	42.8	54.5	11	27.9	117.7	7.2	7.6	0	376.8
2013	41.6	12.4	16.5	63.7	26.4	30.1	71.3	62.5	14.8	8.2	8.5	0	356.0
2014	11	10	24	104	40	33	108	5	59	14	1	0	409
2015	22	48	41	0	114	120	83	5	19	8	0	125	585
2016	7	18	30	5	43	16	62	45	44	10	0	8	288
2017	11	10	72	35	85	34	0	25	6	12	6	0	296
2018	7	142	5.6	19	14	30	91	50	41	7	0	40	446.6
Annuel	13	28.3	32	45.20	45.07	36.68	38.04	31.57	36.07	14.84	7.50	14	358.80

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

Cette série des pluies annuelles présente des caractéristiques statistiques suivantes :

Tableau III-2-1 : Caractéristiques de la série pluviométrique.

Moyenne	358.80 mm
Ecart type	115.44
Cv	0.32
P _{min}	110.60 mm
P _{max}	617.70 mm

III-3. Etude de l'homogénéité de la série pluviométrique

Pour vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique on procède au Test de Wilcoxon.

III.3.1. Teste 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.

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode repose sur le procédé ci-dessous :

On divise la série complète en deux sous séries : x et y tel que : N₁ et N₂ représentant respectivement les tailles de ces deux sous séries considérant généralement N₁ > N₂

On constitue par la suite, la série x unions y après avoir classé la série de pluie d'origine par ordre croissant. À ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang tout en précisant à quelle sous séries appartient elle.

La série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée.

$$\text{Avec : } W_{\min} < W_x < W_{\max} \quad ; \quad W_x = |Rang|_x$$

$$W_x : \text{Somme des rangs de sous série} = 150$$

$$W_{\min} = \left[\left(\frac{(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - 1}{2} \right) - 1,96 \times \left(\frac{N_1 \times N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{1/2} \right]$$

$$W_{\max} = \left[(N_1 + N_2 + 1) \times N_1 - W_{\min} \right].$$

Les résultats du test de Wilcoxon sont détaillés comme suit :

Tableau III.3.1: Test d'homogénéité de la série pluviométrique.

N°	Annuel	Série X	Séries-Y	Trier	Y U X	Rang
1	292.2	292.2	110.6	617.7	X	11
2	404.1	404.1	429.8	585	Y	24
3	221.7	221.7	285.3	463.7	X	13
4	322.6	322.6	172.2	454.9	X	6
5	258.1	258.1	328.6	451.8	Y	20
6	454.9	454.9	428.8	446.6	Y	27
7	435.6	435.6	451.8	435.6	X	7
8	364.4	364.4	376.8	429.8	Y	15
9	213.3	213.3	356.0	428.8	Y	19
10	372.3	372.3	409	409	Y	23
11	617.7	617.7	585	404.1	X	2
12	302.5	302.5	288	376.8	Y	21
13	463.7	463.7	296	372.3	X	10
14	110.6		446.6	364.4	X	8
15	429.8			356	Y	22
16	285.3			328.6	Y	18
17	172.2			322.6	X	4
18	328.6			302.5	X	12
19	428.8			296	Y	26
20	451.8			292.2	X	1
21	376.8			288	Y	25
22	356.0			285.3	Y	16
23	409			258.1	X	5
24	585			221.7	X	3
25	288			213.3	X	9
26	296			172.2	Y	17
27	446.6			110.6	Y	14

A.N : $W_{\min}=141.11$ et $W_{\max}=222.89$

$$141.11 < W_x = 180 < 222.89$$

La condition d'homogénéité de Wilcoxon est **vérifiée**, donc les pluies annuelles de la station de Bir Drimil **sont** homogènes.

III-3-2. Ajustement statistique des pluies

Les données de pluies annuelles sont souvent ajustables à des lois statistiques nombreuses, ceci est dû à la faible variabilité interannuelle pour certaines stations. Dans notre cas, on utilise pour celle qui garantit le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées dans le cas de pluies annuelles sont les suivantes :

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

III-3-2.1. Ajustement à la loi Normale

L'ajustement des séries par la loi normale appelée souvent loi de Gauss s'adapte bien avec les pluies moyennes annuelles. En effet sa fonction de répartition est de la forme

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u \text{Exp}\left(\frac{-1}{2x\mu^2}\right) du \quad (\text{Fréquence au non dépassement})$$

u :Est la variable réduite de Gauss .Elle est donnée par $u = \frac{x-\mu}{\sigma}$

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Bir Drimil sont les suivantes :

Le procédé d'ajustement consiste à :

- Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant ;
- Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées ;
- Calculer la fréquence expérimentale ;
- Variable réduite de gauss u ;
- Les caractéristiques empiriques ;
- Tracer la droite de Henry sur papier de probabilité gaussien ;

Tableau III-3-2.1 : Ajustement à la loi de Gauss (loi Normale).

T=1/q	q= F(X)(probabilité au non-dépassement).			
T	q	Xt	Ecat-type	Intervalle de confiance 95%
100.0	0.9900	627.40	43.370	542.37 - 712.42
50.0	0.9800	595.93	39.685	518.13 - 673.73
20.0	0.9500	548.72	34.455	481.17 - 616.26
10.0	0.9000	506.76	30.241	447.47 - 566.04
5.0	0.8000	455.93	25.981	405.00 - 506.87
2.0	0.5000	358.80	22.216	315.25 - 402.35
1.25	0.2000	261.67	25.981	210.73 - 312.60

Les résultats de l'ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Bir Drimil .

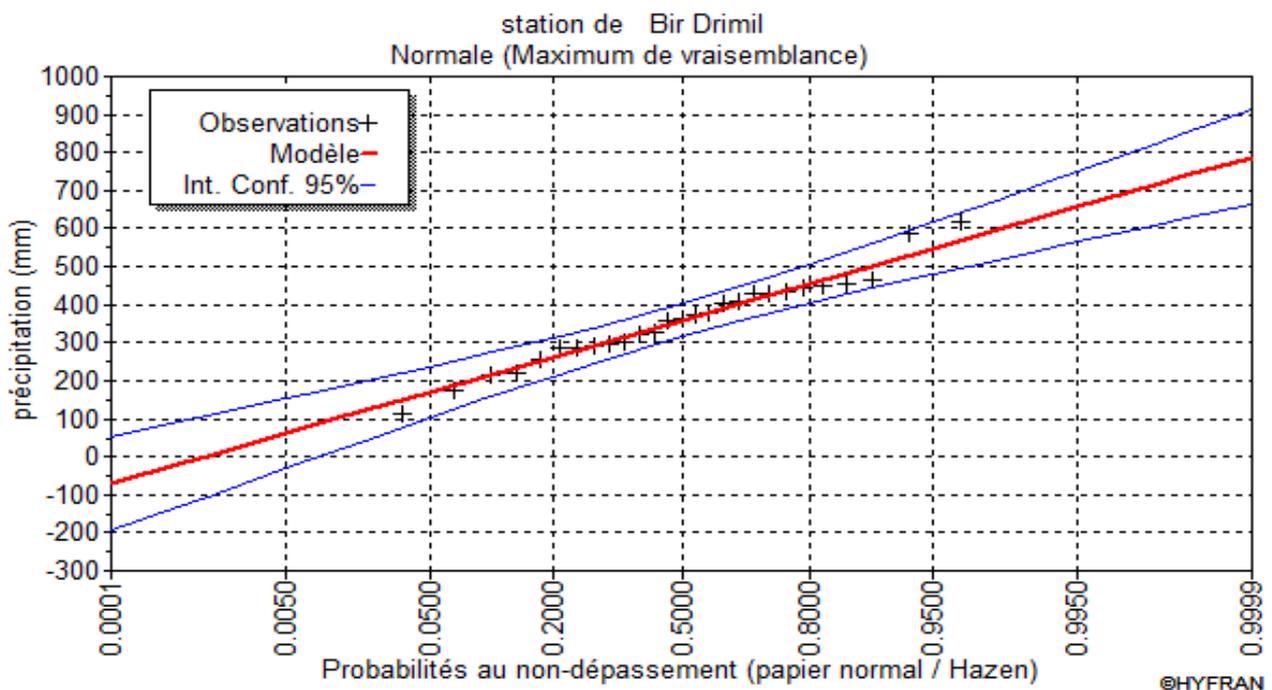


Figure III-3-2.1 : Ajustement des pluies annuelles par la loi normale.

III-3-2.2. Ajustement à la loi log-Normale

Tableau III-3-2.2 : Ajustement à la loi Galton (loi log Normale).

T=1/q	q= F(X)(probabilité au non-dépassement).			
T	q	Xt	Ecat-type	Intervalledeconfiance95%
100.0	0.9900	800.88	111.41	582.47 - 1019.3
50.0	0.9800	723.99	92.159	543.32 - 904.66
20.0	0.9500	622.25	68.770	487.43 - 757.07
10.0	0.9000	543.89	52.759	440.47 - 647.32
5.0	0.8000	462.08	38.507	386.59 - 537.57
2.0	0.5000	338.38	24.113	291.11 - 385.65
1.2500	0.2000	247.79	20.650	207.31 - 288.27

Les résultats de l’ajustement de la série des pluies moyennes annuelles de la station de Bir Drimil.

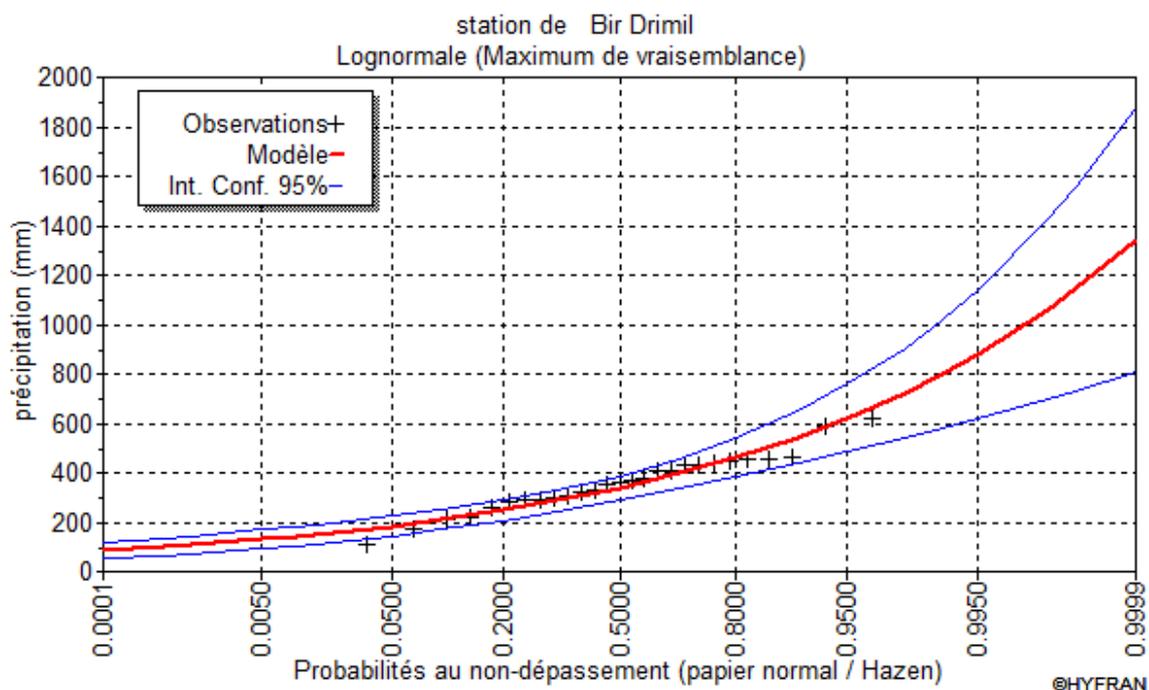


Figure III-3-2.2 : Ajustement des pluies annuelles par la loi log-normale.

III-3-2.3. Test de validité d'un ajustement

Après ajustement des données par la loi, Il convient de comparer l'adéquation de cette loi afin d'adopter le meilleur ajustement. Dans notre cas, nous avons utilisé le test de Khi carrée χ^2 . **Touaibia, B., (2004)**

La loi est adéquate pour une erreur $\alpha = 0.05$ si et seulement si :

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}} \text{ (voir annexe 1)}$$

Pour les calculs nous avons utilisé le logiciel **HYFRAN**.

Tableau III-3-2.3 : Test de validité des deux ajustements.

Loi normale	Loi log-normale
$\chi^2_{\text{calculé}}=4.37$	$\chi^2_{\text{calculé}}=6.44$
Degrés de liberté =4	
$\chi^2_{\text{théorique}}=9.48$	

D'après le test de Khi carré, la loi Normale s'ajuste mieux aux pluies annuelles par rapport à la loi log-Normale.

III-3-3. Détermination de l'année de calcul

La probabilité pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80%.

T	q	Xt	Intervalle de confiance
2	0.5	358.80	315.25 - 402.35
1.25	0.2	261.67	210.73 - 312.60

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

$$P_{\text{théorique (80\%) annuelle}} = 261.67$$

$$P_{\text{théorique (50\%) annuelle}} = 358.80$$

$$P_{\text{moy 80\%}} = \frac{261.67}{358.80} \times P_{\text{moy de chaque mois}} = 0.73 \times P_{\text{moy de chaque mois}}$$

Les pluies mensuelles de projet, sont calculées comme suit :

Tableau III-3-3 : Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche ($f_{req} = 80\%$).

Mois	Sept	oct.	nov.	Déc.	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
P_{moy} (mm/mois)	29.49	28.3	32	45.20	45.07	36.68	38.04	31.57	36.07	14.84	7.50	14
$P_{moy80\%}$ (mm/mois)	21.53	20.65	23.36	33	32.90	26.77	27.76	23.04	26.33	10.83	5.47	10.22

III-3.4. Besoins en eau des cultures

Selon Doorenbos et Pruitt (1976) : « Le besoin en eau d'une culture est la quantité d'eau nécessaire pour compenser l'évapotranspiration d'une culture en bon état sanitaire, établit dans un champ de grande superficie, dans des conditions de sol non limitant du point de vue de la disponibilité de l'eau et de la fertilité, et conduisant au rendement cultural potentiel dans des conditions climatiques données ». La détermination des besoins en eau d'une culture nécessite une bonne connaissance des plantes et aussi les données climatique et pédologique de la région pour pouvoir estimer la réserve en eau utile du sol 'RU' et la réserve facilement utilisable par la plante 'RFU'.

III-3.4-1 Calcul de l'évapotranspiration

L'évapotranspiration est un phénomène complexe intégrant à la fois l'évaporation de l'eau du sol (phénomène physique) et la transpiration de la couverture végétale (phénomène physiologique). Sous le nom l'évapotranspiration, englobe la totalité de la consommation d'eau d'une plante mise en place, pour éviter le stress hydrique.

On distingue l'évapotranspiration de référence (ET_0), l'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (ETR).

Calcul de l'évapotranspiration potentielle de référence (ET_0)

Décrit le transport de l'eau depuis la surface vers l'atmosphère, ou la quantité maximale d'eau susceptible d'être perdue en phase vapeur, sous un climat donné, par un couvert végétal continu spécifié (gazon) bien alimenté en eau et pour un végétal en pleine croissance ; l' ET_0 caractérise la demande en fonction des conditions climatiques exprimé en mm/j.

Il existe deux méthodes pour estimer l' ET_0 :

- Les méthodes directes « instruments et appareils » ;
- Les méthodes indirectes « utilisation des formules empiriques ».

Vu la complexité de la mise en œuvre d'un dispositif de mesure de l'évapotranspiration potentielle et à défaut de mesures directes. Il existe plusieurs formules de calcul, les principales sont :

- ✓ Formule de Turc (1960) ;
- ✓ Formule de Thornthwaite (1955) ;
- ✓ Formule de Blaney-Criddle (1959) ;
- ✓ Formule de Penman ou Formule de Bilan d'énergie (1948) ;
- ✓ Méthode de Doorenbos et Pruitt (1977) dans le cadre de la FAO ;

La formule de Penman-Monteith est la méthode la plus utilisée sous tous les climats. Son seul inconvénient est qu'elle nécessite un nombre important d'informations climatiques, qui sont rarement toutes disponibles sur une même station.

Les experts de la FAO, recommandent la méthode de Penman-Monteith (modifiée) comme méthode privilégiée d'estimation de ET_0 .

Formule Modifiée de Penman_Monteith

La formule la plus employée aujourd'hui est la formule de Penman-Monteith modifiée :

$$ET_0 = \frac{0.408\Delta(Rn-G) + \gamma \frac{C_{ste}}{T+273} u_2 (e_s - e_a)}{\Delta + \gamma(1+0.34u_2)}$$

Avec :

ET_0 : évapotranspiration de référence [mm jour⁻¹],

Rn : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m⁻² jour⁻¹],

G : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m⁻² jour⁻¹],

T : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]

u_2 : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s⁻¹],

e_s : pression de vapeur saturante [kPa],

e_a : pression de vapeur réelle [kPa],

$e_s - e_a$: déficit de pression de vapeur saturante [kPa],

Δ : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C⁻¹],

γ : constante psychrométrique [kPa °C⁻¹].

Pour l'exécution des calculs, nous avons appliqué le logiciel CROPWAT, où nous avons introduit les données mensuelles de la station météorologique :

- Température : Les températures minimales et maximales mensuelles (C).
- Humidité de l'air : l'humidité relative de l'air exprimée en pourcentage (%).
- Insolation journalière : donnée en heures d'insolation.
- Vitesse de vent : La vitesse du vent peut être introduite en km/jour.

Les résultats de l'évapotranspiration de référence ET_0 calculés à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0. Les résultats trouvés pour la station sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III-3-4.1 : Calcul de l'évapotranspiration de référence à l'aide de CROPWAT 8.0

Mois	Temp Min °C	Temp Max °C	Humidité %	Vent m/s	Insolation %	Ray. MJ/m²/jour	ETo mm/jour
Janvier	3.1	12.5	79	1.7	54	9.2	1.14
Février	3.0	13.4	77	1.7	60	12.3	1.55
Mars	5.2	17.1	72	1.7	67	17.1	2.49
Avril	6.8	19.5	70	1.6	71	21.6	3.35
Mai	11.5	26.2	64	1.3	80	26.0	4.69
Juin	16.2	31.6	54	1.2	83	27.8	5.75
Juillet	18.5	34.3	48	1.1	85	27.5	6.02
Août	19.8	34.8	50	1.1	82	24.4	5.60
Septembre	15.2	29.0	64	1.2	76	19.7	4.11
Octobre	11.5	23.9	70	1.5	70	14.5	2.78
Novembre	7.0	17.4	74	1.5	60	10.2	1.63
Décembre	4.2	13.6	79	1.7	54	8.4	1.12
Moyenne	10.2	22.8	67	1.4	70	18.2	3.35

III-3.4-2 Calcul de l'évapotranspiration maximale (ETM)

L'Evapotranspiration maximale c'est la valeur maximale de l'évaporation d'une culture, elle dépend du stade phénologique de la culture (une culture peu couvrante évapore moins qu'une culture pleinement développée) et elle dépend aussi des conditions pédologiques et climatiques.

L'évapotranspiration maximale (ETM) est mesurée comme suit :

$$ETM = Kc * ET_0$$

Les Coefficients culturaux (K c) :

Les valeurs du coefficient cultural (Kc) (voir annexe 2) de chaque culture ont été ressorties, en fonction du stade végétatif de la plante, de la vitesse du vent et de la valeur moyenne de l'humidité moyenne de l'air régnant au niveau de notre périmètre d'étude, à partir du bulletin « irrigation et drainage », **F.A.O N°24**.

III.3-5. Besoins en eau d'irrigation

Par définition le bilan hydrique d'une culture donnée est la différence entre d'une part les besoins en eau des cultures tels que déterminés par le climat et les caractéristiques végétales (ETM) et d'autre part la somme des apports effectifs des précipitations.

Le calcul des volumes d'eau à apporter par irrigation est réalisé en effectuant période par période le bilan :

$$Bi = ETM - (P_{eff} + K \cdot RFU_{i-1})$$

Avec :

- ✓ ETM : évapotranspiration potentielle de référence en (mm/mois) ;
- ✓ P_{eff} : pluie efficace en mm ;
- ✓ RFU : Réserve du sol assimilée à la réserve facilement utilisable disponible au début de la période ;
- ✓ **K** est un coefficient généralement égal à 1/2 ou 1/3.

Le calcul de la RFU se fait comme suit

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Da \cdot Z ;$$

Avec :

- ✓ Y : degré de tarissement ;
- ✓ Da : densité apparente (1.2) ;
- ✓ Z : profondeur d'enracinement mm ;
- ✓ H_{cc} : humidité à la capacité au champ, dans notre cas. On prend 28% ;
- ✓ H_{pf} : humidité au point de flétrissement, dans notre cas. On prend (19%).

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

Texture	Argileux-limoneux
Capacité au champ (%)	28
Point de flétrissement (%)	19
Vitesse de perméabilité (mm/h)	11 mm/h
Densité apparente	1.2

III.3-5.1. Détermination de la pluie efficace

La pluie efficace correspond à la différence entre les précipitations totales et l'évapotranspiration réelle de la culture. L'eau des précipitations efficaces est répartie, au niveau du sol, en deux fractions : l'écoulement superficiel et l'infiltration.

Il existe plusieurs méthodes pour calculer P_{eff} ici on va utiliser celle de pourcentage fixe (80%) :

$$\text{Pluies efficaces (en mm/mois)} = 80\% \times \text{Pluies moyennes mensuelles (80\%)} \text{ (mm/mois)}$$

Mois	Sept	Oct.	nov.	déc.	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout
$P_{\text{moy}80\%}$ (mm/mois)	21.5	20.6	23.4	33	32.9	26.8	27.8	23	26.3	10.8	5.5	10.2
P_{eff} (mm/mois)	17.2	16.5	18.7	26.4	26.3	21.4	22.2	18.4	21.1	8.7	4.4	8.2

Tableau III.3-5.1 : calcul des pluies efficaces pour chaque mois en mm.

III.3.5-2. Choix des cultures

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

Les. Cultures proposées

Tableau III.1 : Représentation des valeurs du coefficient (KC) :

Culture	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
L'orge graine	0.9	0.9	0.9	0.85	0.6	0.35	0	0	0	0	0.4	0.65
Olivier	0.5	0.5	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.1	0.7	0.6	0.6	0.5
Blé	0.8	1.05	1.2	0.75	0.65	0.2	0	0	0	0	0.3	0.4
l'ail	0	0	0	0	1	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0
Chou	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.7	0.95	0.8
Courgette	0	0	0	0	0	0.5	0.75	0.85	0.85	0	0	0
Haricot	0	0	0	0	0	0.5	0.65	0.95	0.9	0.85	0	0

Tableau III.2: Besoins en eau d'irrigation pour l'orge grain.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P eff	26.3	21.4	22.2	18.4	21.1	8.7	4.4	8.2	17.2	16.5	18.7	26.4
ETP	35.34	43.4	77.19	100.5	145.39	178.56	186.62	173.6	123.3	86.18	48.9	34.72
Kc	0.9	0.9	0.9	0.85	0.6	0.35	0	0	0	0	0.4	0.65
RFU	36	43.2	43.2	43.2	43.2	43.2	0	0	0	0	21.6	36
RFU r	0	0	0	0	0	0					5.5	7.2
ETM	31.81	39.06	69.47	85.43	87.23	62.5	0	0	0	0	19.56	22.57
B	5.51	17.66	47.27	67.03	66.13	53.8					0	0

Tableau III.3: Besoins en eau d'irrigation pour Olivier

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Peff	26.3	21.4	22.2	18.4	21.1	8.7	4.4	8.2	17.2	16.5	18.7	26.4
ETP	35.34	43.4	77.19	100.5	145.39	178.56	186.62	173.6	123.3	86.18	48.9	34.72
Kc	0.5	0.5	0.5	0.6	0.7	0.9	1.1	1.1	0.7	0.6	0.6	0.5
RFU	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4	86.4
RFU r	28.8	28.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ETM	17.67	21.7	38.60	60.3	101.77	160.70	205.28	191	86.31	51.71	29.34	17.36
B	0	0	16.40	41.90	80.67	152	200.88	182.8	69.11	35.21	10.64	0

Tableau III.4: Besoins en eau d'irrigation pour Blé.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Peff	26.3	21.4	22.2	18.4	21.1	8.7	4.4	8.2	17.2	16.5	18.7	26.4
ETP	35.34	43.4	77.19	100.5	145.39	178.56	186.62	173.6	123.3	86.18	48.9	34.72
Kc	0.8	1.05	1.2	0.75	0.65	0.2	0	0	0	0	0.3	0.4
RFU	36	43.2	43.2	43.2	43.2	43.2	0	0	0	0	21.6	36
RFU r	12	0	0	0	0	0					5.5	7.2
ETM	28.27	45.57	92.63	75.38	94.50	35.71	0	0	0	0	14.67	13.90
B	0	24.17	70.43	56.98	73.4	27.01					0	0

Tableau III.5: Besoins en eau d'irrigation pour l'ail.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Peff	26.3	21.4	22.2	18.4	21.1	8.7	4.4	8.2	17.2	16.5	18.7	26.4
ETP	35.34	43.4	77.19	100.5	145.39	178.56	186.62	173.6	123.3	86.18	48.9	34.72
Kc	0	0	0	0	1	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0
RFU	0	0	0	0	28.8	28.8	28.8	28.8	0	0	0	0
RFU r					6.1	0	0	0				
ETM	0	0	0	0	145.39	187.5	196	182.28	0	0	0	0
B					118.19	178.8	191.6	174.08				

Tableau III.6: Besoins en eau d'irrigation pour Chou

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Peff	26.3	21.4	22.2	18.4	21.1	8.7	4.4	8.2	17.2	16.5	18.7	26.4
ETP	35.34	43.4	77.19	100.5	145.39	178.56	186.62	173.6	123.3	86.18	48.9	34.72
Kc	0	0	0	0	0	0	0	0	0.5	0.7	0.95	0.8
RFU	0	0	0	0	0	0	0	0	21.6	28.8	36	43.2
RFU r									0	0	0	0
ETM	0	0	0	0	0	0	0	0	61.65	60.33	46.45	27.78
B									44.45	43.83	27.75	1.38

Tableau III.7: Besoins en eau d'irrigation pour Courgette.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Peff	26.3	21.4	22.2	18.4	21.1	8.7	4.4	8.2	17.2	16.5	18.7	26.4
ETP	35.34	43.4	77.19	100.5	145.39	178.56	186.62	173.6	123.3	86.18	48.9	34.72
Kc	0	0	0	0	0	0.5	0.75	0.85	0.85	0	0	0
RFU	0	0	0	0	0	28.8	32.4	36	43.2	0	0	0
RFU r						0	0	0	0			
ETM	0	0	0	0	0	89.28	140	147.56	104.81	0	0	0
B						80.58	135.6	139.36	87.61			

Tableau III.8: Besoins en eau d'irrigation pour Haricot.

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Peff	26.3	21.4	22.2	18.4	21.1	8.7	4.4	8.2	17.2	16.5	18.7	26.4
ETP	35.34	43.4	77.19	100.5	145.39	178.56	186.62	173.6	123.3	86.18	48.9	34.72
Kc	0	0	0	0	0	0.5	0.65	0.95	0.9	0.85	0	0
RFU	0	0	0	0	0	36	36	50.4	50.4	50.4	0	0
RFU r						0	0	0	0	0		
ETM	0	0	0	0	0	89.28	121.30	164.92	111	73.25	0	0
B						80.58	116.9	156.72	93.8	56.75		

III.3.5-2 Besoins totaux nets en eau d'irrigation

Les résultats de calcul des besoins en eau nets sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III 9. : besoin en eau d'irrigation des cultures de la plaine de chalghoum..

Culture	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
L'orge graine	5.51	17.66	47.27	67.03	66.13	53.8					0	0
Olivier	0	0	16.40	41.90	80.67	152	200.88	182.8	69.11	35.21	10.64	0
Blé	0	24.17	70.43	56.98	73.4	27.01					0	0
L'ail					118.19	178.8	191.6	174.08				
Chou									44.45	43.83	27.75	1.38
Courgette						80.58	135.6	139.36	87.61			
Haricot						80.58	116.9	156.72	93.8	56.75		
TOTAL	5.51	41.83	134.1	165.91	338.39	572.77	645	653	295	135.79	38.39	1.38

Calendrier d'occupation des sols

Le calendrier ci-dessous représente la répartition d'occupation des sols relativement aux cycles culturels retenus pour le projet.

Tableau III 10 : le calendrier culturel

Cultures	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	juill	aout		
Blé			←—————→											
Orge graine					←—————→									
Olivier	←—————→													
Ail											←—————→			
Chou	←—————→													
Courgette	←————→									←—————→				
Haricot	←————→									←—————→				

III.3.6-Calcul du débit spécifique :

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 24 heures sur 24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle.

$$qs = \frac{B_{net} \cdot 10 \cdot 1000}{N_j \cdot N_i \cdot 3600 \cdot E_i} \text{ l/s/ha}$$

Avec:

- ✓ Bnet : besoin net du mois de pointe en mm/mois ;
- ✓ Ni : nombre des heures d'irrigation=24h ;
- ✓ Nj : nombre de jours du mois de pointe =30 jours ;
- ✓ Ei : Efficience d'irrigation=75%.

On calcule les besoins en eau pour l'assolement le plus exigeant (Assolement I)

D'où les besoins de pointe correspondent au mois de Juin,

Bnet =653 mm/mois.

➔ **qs=3.36 l/s/ha > 1.5 l/s/ha**

Le débit spécifique obtenu est supérieur à 1.5. Il y'a un risque de surdimensionnement

Pour y remédier, nous avons trois méthodes pour estimer le débit spécifique :

- ✓ prendre la moyenne des débits spécifiques de l'ensemble des cultures ;
- ✓ prendre en considération la moyenne des débits spécifiques des cultures les plus exigeantes ;
- ✓ On prend donc le débit spécifique de la culture la plus exigeante pour le mois de pointe.

Pour notre cas on prend le débit spécifique de la culture la plus exigeante (Olivier 200.88 mm).

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

➔ **qs = 1.1 l/s /ha** ; ce débit est largement inférieur à 1.5 l/s/ha donc le choix de ce débit reste valable.

III4.2. Evaluation 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 :

$$Q_{car} = qs \cdot S$$

qs : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha)

S : la superficie nette à irriguer = 860 ha

→ $Q_{car} = q_s \cdot S = 1.1 \cdot 860 = 946 \text{ l/s}$

Tableau III.1 -11 besoins totaux en m3

Culture	Superficies (ha)	Besoins nets (mm)	Besoins totaux (m3)
Blé	177.43	252	44712.36
Orge graine	174.22	257.40	44844.23
Olivier	154.08	789.61	121663.11
Ail	109.26	662.67	72403.32
Chou	63.67	117.41	7475.50
Courgette	67.53	443.15	29925.92
Haricot	109.32	504.75	55179.27
Total	855.51	3027	376203.71

Comparaison entre le volume de réservoir et les besoins de cultures

On sait que le volume d'eau stocké dans le barrage de hammam Krouze est 30000000m³. et le besoin total de toutes les cultures est 376203.71 m³. Donc on remarque que le réservoir est capable de satisfaire les besoins de notre périmètre sans aucun problème.

Conclusion

Pour déterminer les besoins en eau des cultures, il faut tenir compte du climat, culture, système agronomique et intensité culturale, milieu et exposition, sol, eau disponible dans le sol, fertilité du sol .

CHAPITRE IV

Dimensionnement à la Parcelle

Introduction

Dans ce chapitre on va faire de dimensionnement du réseau d'irrigation localisé de la culture choisie (olivier) dans la parcelle R13, le principe c'est de voir comment répartir l'eau à l'intérieur de cette parcelle, donc il faut dimensionner tous les diamètres ainsi que les longueurs et les débits des conduites qui constituent ce réseau.

V 1. Données. Générales

Le dimensionnement du réseau d'irrigation localisée de la parcelle (R13) nécessite des données de base comme la surface de la parcelle, le besoin journalier et le temps maximum journaliers de travail...etc.

Cultures : olivier.

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

Caractéristique de goutteur

- Débit nominale : 4l/h
 - Pression nominale : 10mce
 - Espacement des goutteurs 2m
 - Le nombre de goutteurs par arbre 2
- Besoin en eau journaliers de la culture à irriguer = 200.88 mm = 6.7 mm/j
Temps maximum journalier de fonctionnement de l'installation est 20h
Surface de la parcelle = 8 ha.

V.2. Besoins d'irrigation des cultures en irrigation localisée**V.2.1. Influence du taux de couverture du sol**

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

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

K_r dépend du taux de couverture du sol (C_s) par les plantes adultes et peut être calculé par diverses formules proposées ci-après.

➤ KELLER et KARMELI (1 974)

$$K_r = C_s / 0.85 .$$

La formule de Freeman et Garzoli :

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

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

$K_r = 0,71$ Selon Keller et Karmeli ;

$K_r = 0,80$ Selon Freeman et Garzoli ;

$K_r = 0,70$ Selon Decroix (CTGREF)

On prend le ($K_r = 0,80$) :

$$B_{jl} = B_j * K_r$$

$$B_{jl} = 6.7 * 0,8 = 5.36 \text{ mm}$$

V.2.2. Dose nette pratique

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) . Y . Z . P\% = RFU * P\% .$$

Tel que :

Hcc : humidité à la capacité au champ.

Hpf : humidité au point de flétrissement.

Y : degré d'extraction de l'eau du sol.

Z : profondeur d'enracinement en (mm).

$$P\% = \frac{n \cdot Spd \cdot Sh}{Sa \cdot Sr}$$

P : volume de sol humidifié.

n : Nombre de point de distribution par arbre.

Spd : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre.

Sh : Largeur de la bande humidifiée.

Sr : Ecartement entre rangs d'arbre.

Sa : Espacement des arbres sur les rangs.

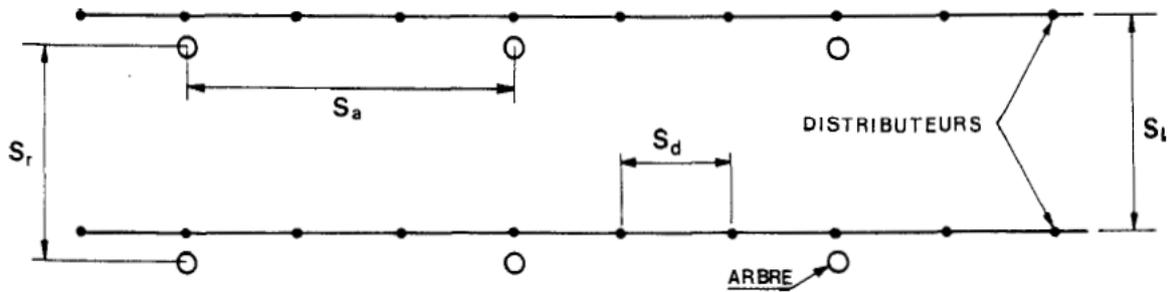


Figure V 2-2: Dispositifs d'installation des goutteurs sur la rampe.

HCC (%)	H pf (%)	Y	Z (mm)	n	Spd(m)	Sh(m)	Sr(m)	Sa(m)
28	17	2/3	1500	2	1	2	4	4

Tableau V 2-2 : les données de calcul de la dose pratique

RFU= (Hcc-Hpf). Y. Z. da.

$$RFU = \frac{(28-17)}{100} \times 1500 \times \frac{2}{3} \times 1.35$$

RFU=148.5 mm.

$$P\% = \frac{2 \cdot 2 \cdot 1}{4 \cdot 4} = 25\%$$

Donc : **Dp=148.5*0,25=37.13 mm.**

IV.2.3.Dose.nette.réelle

Dréelle=37.13*0,9=33,42 mm

V.2.4. Fréquence et intervalle des arrosages (Fr)

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

$$Fr = \frac{Dose\ pratique}{Bjl} = \frac{33.42}{5.36} = 7\ jours$$

Donc on prend une fréquence de **7 jours**.

V.2. 5. Calcul de la dose (brute)

On recalcule la nouvelle dose pratique :

$$Dp' = Fr. Bjl = 7 \times 5.36 = 37.52 \text{ mm.}$$

$$D_{brute} = \frac{37.52}{Eff.Cu},$$

Avec :

- ✓ Eff : efficacité du réseau d'irrigation Eff=90% ;
- ✓ Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%.

$$D_{brute} = \frac{Dr}{Cu * eff} = \frac{37.52}{0.9 * 0.9} = 46.32 \text{ mm donc } 47 \text{ mm}$$

V.2. 6. Durée de fonctionnement par d'arrosage (h)

$$\theta = Tf = \frac{D_{br} * Sa * Sr}{n * Qg};$$

Avec : Sr et Sd espacement entre rang et distributeur,

- n et Qg nombre et débit du goutteur.

$$= \frac{47 * 4 * 4}{2 * 4} = 94 \text{ h/mois}$$

V.2.7. Durée d'arrosage journalier

$$Dj = \frac{\text{Durée d'arrosage}}{Fr} = \frac{94}{7} = 13.43 \text{ h/mois.}$$

$$Dj = 14 \text{ h/mois}$$

V.2.8. Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{Durée d'arrosage journalier}} = \frac{20}{14} = 2..$$

On prend 2 postes.

V.2.8. Surface du poste

$$Sp = \frac{\text{Surface totale}}{\text{Nombre de poste}} = \frac{8}{2} = 4 \text{ ha.}$$

V.2.9. Surface de la rampe

$$Al = Lr * Sr = 280 * 4 = 1120 \text{ m}^2$$

V.2.10. Nombre de rampe par poste

$$Sp = \frac{\text{Surface poste}}{Al} = \frac{40000}{1120} = 36 \text{ rampes.}$$

V.2.11 : Nombre de goutteurs

$$Ng = \frac{\text{Longueur de la rampe}}{\text{Espacement entre culture}} = \frac{280 * 2}{4} = 140 \text{ goutteurs.}$$

V.3. Calculs hydrauliques

V.3.1. Conditions hydrauliques

- ✓ S1=4 ha.
- ✓ La longueur de la rampe : 280 m
- ✓ La longueur de la porte rampe : 140 m
- ✓ La longueur de la conduite secondaire : 100 m.

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

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

2. La variation maximale de la pression :

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

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

Avec : q(g) : débit nominal du goutteur :

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

Donc selon la règle de Christiansen 10% ΔH singulières = 0.2 m

- Le reste 1.8 ΔH linéaire = 1.8 m .
- Donc pour les rampes = $2/3 \times 1.8 = 1.2$ m .
- Pour le porte rampe = $1/3 \times 1.8 = 0.6$ m.

V.2.3. Dimensionnement des canalisations du réseau

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

➤ Les rampes

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

➤ Porte-lampes

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

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

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

Avec :

- Pdc(r) : la perte de charge dans la rampe ;
- Q(r) : le débit de la rampe en l/h ;
- L(r) : la longueur de la rampe en m ;
- \varnothing_r (cal) : le diamètre de rampes ;
- \varnothing_{pr} (cal) : le diamètre de porte rampe.

V.2.3.1. Pour les rampes : L=280 m**1-Le nombre d'arbres par rampe**

$$N_{\text{arbres}} = Lr/Ea = 280/4 = 70 \text{ arbres.}$$

2-Nombre des goutteurs par rampe :

$$N_g = N_{\text{arbres}} * n = 70 * 2 = 140 \text{ goutteurs.}$$

3-Débit de la rampe :

$$Q_r = N_g \times Q_g$$

$$Q_r = 4 \times 140 = 560 \text{ l/h}$$

$$P_{dc} = 1.2 \text{ m.}$$

4-Diamètre de la rampe

$$Q_r = 560 \text{ l/h ;}$$

$$P_{dc} = 1.2 \text{ m ;}$$

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

D_rampe = 22.44 mm, on prend DN = 25 mm.

1) Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour un D = 25 mm

Perte de charge selon Hazen-williams.

$$\Delta H = \frac{0.478}{2.75} \cdot D^{-4.75} \cdot Q^{1.75} \cdot L \quad \text{Avec :}$$

$$\Delta H_{\text{rampe}} = 0.72 \text{ m} < 1.2 \text{ m (vérifiée).}$$

V.2.3.2. Pour la porte rampe**1)Le nombre des rampes.**

$$N_r = L_{pr}/E_r + 1 = 140/4 + 1 = 36 \text{ rampes.}$$

2) Débit du porte rampe

$$Q_{pr} = Q_r \times N_r = 560 \times 36 = 20160 \text{ l/h ;}$$

3) Diamètre de la porte rampe

$$Q_{pr} = 20160 \text{ l/h ;}$$

$$P_{dc} = 0.6 \text{ m ;}$$

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

Donc : D_pr = 84.02 mm on prend 90 mm

4) Vérification des pertes de charges

$$\Delta H = \frac{0.478}{2.75} \cdot D^{-4.75} \cdot Q^{1.75} \cdot L$$

$$\Delta H_{\text{porte rampe}} = 0.433 \text{ m} < 0.6 \text{ m (vérifiée)}$$

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

$$\Delta H_{\text{-rampe+porte rampe}} = 1.153 \text{ m} < 1.8\text{m (R\`egle de Christiansen V\`erifi\`ee)}.$$

V.2.3.3. Calcul des diam\`etres de la conduite tertiaire

Pour calculer le diam\`etre on doit fixer la vitesse d'\`ecoulement (valeur optimale) d'environ 1.5 m/s tel que :

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

Pour le conduit principal : $Q = Q_{pr} * N_{pr} = 2 * 20160 = 40320 \text{ l/h}$

$$D = 200\text{mm}$$

Avec :

- ✓ Q : d\`ebit de la conduite consid\`er\`ee (m³/s) ;
- ✓ V : vitesse d'\`ecoulement (m/s).

on prend D= 200mm.

5) Calcul R\`ecapitulatif et v\`erification des pressions \`a la borne de distribution

Tableau V.1 : R\`ecapitulatif des calculs hydrauliques.

Conduites	La rampe	Porte rampe	C. tertiaire
Longueur(m)	280	140	100
Diam\`etre(m)	25	90	200
D\`ebit (m ³ /s)	560	20160	40320
Pertes de charge(m)	0.72	0.433	0.023

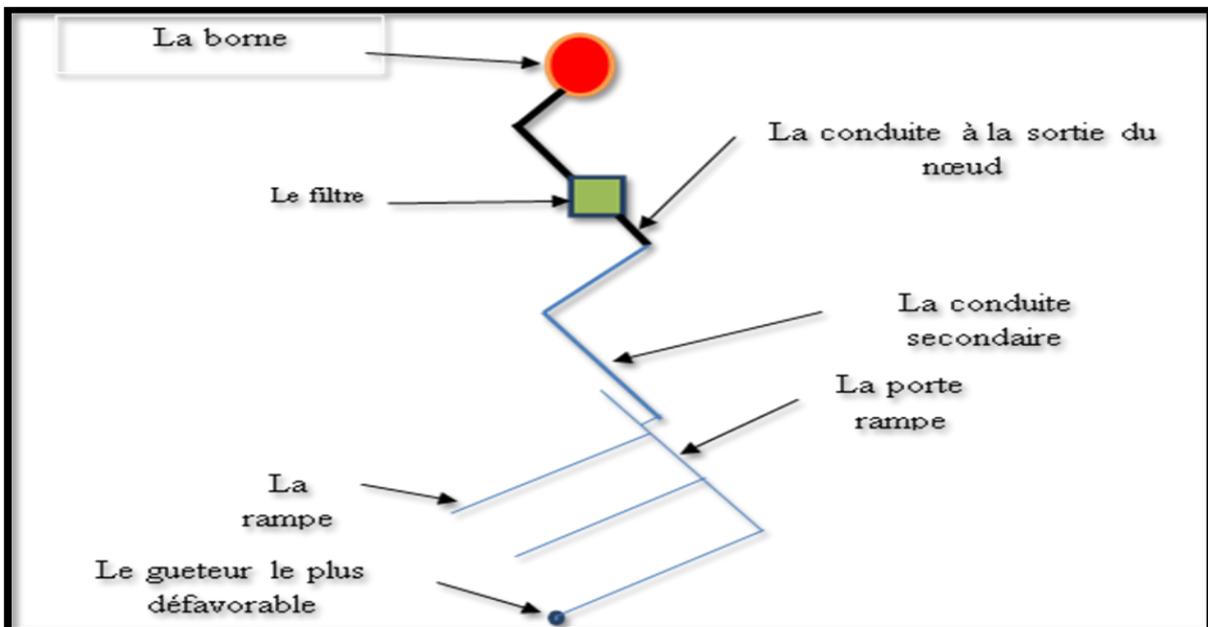


Tableau V.6: les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus d\`efavorable.

A partir du tableau on peut d\`eterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'\`a le goutteur le plus d\`efavorable :

$$P(m) = 10 + 0.72 + 0.433 + 0.023 = \mathbf{11.18 \text{ m} = 1.11 \text{ bar}}$$

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

Nous avons dimensionné tous les organes de réseau localisé projeté sur la parcelle R13, et on a calculé la pression à la sortie de borne N, afin d'assurer la pression nominale de 10m.c.e dans le goutteur le plus éloigné et cela assurera le bon fonctionnement des autres goutteurs.

V.3. Dimensionnement d'un réseau d'irrigation par aspersion

Le réseau d'irrigation par aspersion est installé sur la parcelle **I 155** ; dont la surface est de 10.47 ha ; alimentée par la borne **B155** et dont les pressions calculées sont de l'ordre de

3.8 bars, ce qui est largement suffisant pour alimenter la parcelle. (**Paul Audoye Clément Mathieu et Jean-Claude Chossat, 2007**).

Données générales

- ✓ **Choix de la culture** : L'ail.
- ✓ **Choix du mode de couverture** : couverture totale.
- ✓ **Temps de travail** : 20 heures par jour, et 26 jours par mois
- ✓ **Besoins en de pointes** : 191.6 mm/mois pour le mois de juil .
- ✓ **Perméabilité du sol** : le sol est de type argileux- limoneux estimée de : $K = 10$ mm/h.

V.3.1. Dose pratique : RFU

elle est calculée comme suit :

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Z = 28.8 \text{ mm} .$$

V.3.2. Le diamètre de l'ajutage

La perméabilité du sol $k = 10$ mm/h. pluviométrie admissible.

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

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

$$P = \frac{1.5 \times d}{1.04} ; P \text{ en mm.}$$

$$d = \frac{P \times 1.04}{1.5} \text{ D'où : } d = \frac{10 \times 1.04}{1.5} = 6.93 \text{ mm.}$$

D'après la fiche technique d'un arroseur de type Perrot (Annexe 6)

le diamètre de la buse normalisé le plus proche est de 7 mm.

V.3.3. Calcul de la portée du jet (L)

La portée du jet se calcule par l'équation suivante :

$$L = 3 \times d^{0.5} \times h^{0.25}$$

Ou : d : diamètre de la buse (mm)

- ✓ h : pression à la buse (m), dans notre cas $P = 2.5$ bars, $h = 25$ m.

$$L = 3 \times 7^{0.5} \times 25^{0.25} = 18 \text{ m}$$

D'après le catalogue (voir annexe I), pour le diamètre de la buse de 7 mm à une pression minimale de 2.5 bars la portée sera de 17.5 m.

V.3.4. Écartements entre les rampes et arroseurs

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

- ✓ El entre les lignes d'arrosage : 1,25 (vent faible) à 1,02 L (vent fort).
- ✓ Ea entre les asperseurs sur la rampe : 0,8 (vent faible) à 0,5 L (vent fort).

Notre zone d'étude présente des vitesses pour des vents faibles de l'ordre de 3.5 m/s, donc on prend les valeurs suivantes :

$$El = 1,25 \times 18 = 22.5 \text{ m} \quad ; \text{d'après Perrot: } El = 1,25 \cdot 17,50 = 22 \text{ m.}$$

$$Ea = 0,8 \times 18 = 14.4 \text{ m} \quad ; \text{Perrot } Ea = 0,8 \cdot 17,50 = 14 \text{ m.}$$

On prend les valeurs normalisées des écartements multiple de 6 :

$$El = 22 \text{ m}$$

$$Ea = 14 \text{ m.}$$

V.3.5. Vérification de la pluviométrie (P<K)

V.3.5.1. Débit de l'asperseur

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

$$Q = 0.95 \times \frac{\pi \times d^2}{4} \sqrt{2 \times g \times h} = 0.95 \times \frac{\pi \times (7 \times 10^{-3})^2}{4} \sqrt{2 \times 9.81 \times 25}$$

Avec q débit de l'asperseur (m³/s). = 0,00081 m³/s = 2.92 m³/h.

V.3.5.2. Vérification de la pluviométrie de l'asperseur

Si on admet que l'écartement est proportionnel à L, la pluviométrie horaire p en (mm/h) peut être appréciée via la relation : ou q (m³/h)

$$p = \frac{q}{El \times Ea}$$

$$\text{D'où } p = \frac{q}{El \times Ea} = 9.84 \text{ mm/h}$$

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

V.3.6. Paramètres d'arrosage

V.3.6.1. Calcul du tour d'eau

$$T_{\text{eau}} = \frac{\text{Dose}_{\text{RFU}} \cdot N_j}{B_{\text{mp}}}$$

Dose_{RFU} = 28.8 mm, N_j = 26, B_{mp} = 191.6 mm

T_{eau} = (28.8 × 26) / 191.6 mm = 3.91 jours, On prend un T_{eau} = 4 jours.

V.3.6.2. Nombre d'irrigation par mois

donc on irrigue 30/4 = 8 fois.

V.3.6.3. calcul de la dose réelle

la dose journalière = $\frac{\text{Besoins en de pointes}}{30} = 191.6/30 = 6.39$

Dose_{réelle} = T_{eau} × la dose journalière = Dose_{réelle} = 4 × 6.39 mm = 26 mm.

V.3.6.4. Calcul de la dose brute

$$\text{Dose}_{\text{brute}} = \frac{Dr}{0.75} = 35 \text{ mm.}$$

V.3.6.5. Temps d'arrosage

Temps d'arrosage par position sans dépasser la capacité d'infiltration se calcul comme suit :

$$T = \frac{\text{Dose-brute}}{k \text{ pluviométrie}}$$

$$= \frac{35}{9.84} \approx 4 \text{ heures.}$$

Donc on pourra adopter deux positions par jour pour un asperseur, sans dépasser 22 heures.

V.3.6.6. Calcul de l'unité d'arrosage

$$Su = \frac{S}{T \cdot \text{eau} \times N} = \frac{10.47}{04 \times 2} = 1.31 \text{ ha .}$$

V.3.6.7. Calcul du debit d'equipement

Il se calcule comme suit :

$$N = N_p = \frac{\text{Temps de travail}}{\text{duree d'arrosage journalier}} = 20/4 = 5.$$

$$Q \left(\frac{m^3}{h} \right) = \frac{S(ha) \cdot B(mm) \cdot 10}{T_a \times n \times N_j} = \frac{10.47 \times 191.6 \times 10}{5 \times 4 \times 26 \times 0.75} = 51.44 \text{ m}^3/h$$

V.3.6.8. Calcul du volume fourni par un asperseur par mois

$$V = Q_{asp} \times N_p \times T_a \times N_j ;$$

$$V = 2.92 \times 4 \times 5 \times 26 = 1518.4 \text{ m}^3.$$

V.3.6.9. Calcul du volume a epandre en un mois sur toute la parcelle

$$V_t = (B_{mp} \times L_r \times L_{ar}) / 1000 = (191.6 \times 210 \times 190) / 1000 = 7644.840 \text{ m}^3.$$

V.3.6.10. Nombre d'asperseurs (à acheter) Nombre d'asperseur requis

$$N_{asp} = (\text{surface unitaire à arroser (m}^2\text{)}) / (\text{implantation}) ;$$

$$N_{asp} = \frac{Su \times 10000}{E_i \times E_a} = \frac{1.31 \times 10000}{14 \times 22} = 43 \text{ asperseurs}$$

V.4. Calculs hydrauliques

V.4.2. Dimensionnement hydraulique des rampes

- ✓ La longueur du terrain est de 510m,
- ✓ La largeur du terrain est de 200 m.

V.4.2.1. La longueur de la rampe

Il est envisagé deux dispositifs d'installation des asperseurs sur la rampe

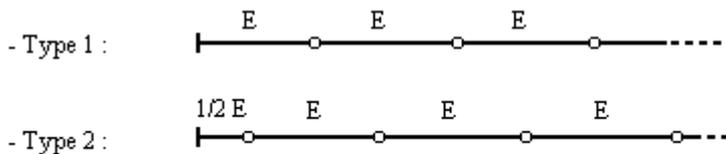


Figure V.2: Dispositifs d'installation des asperseurs sur la rampe.

La longueur de la rampe est donc :

- Pour le type 1 : $L = n.E$;
- Pour le type 2 : $L = (n-0,5).E$.

D'où :

$$L_r = \frac{\text{largeur de terrain}}{2} - \frac{Ea}{2}$$

$$L_r = \frac{200}{2} - \frac{12}{2} = 94 \text{ m.}$$

V.4.2.2. Nombre d'asperseurs/rampe

$$N_{\text{asp}}/R : \frac{L_r}{Ea} = \frac{94}{12} = 8 \text{ asperseurs.}$$

V.4.2.3. Nombre de rampes

On travaille avec une rampe et 8 asperseurs.

V.4.3. Dimensionnement de la rampe

V.4.3.1. Le débit de la rampe

Le débit de la rampe = le débit de l'asperseur \times le nombre d'asperseur/ rampe.

$$Q_r = 2.92 \times 8 = 23.36 \text{ m}^3/\text{h.} = 6.5 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} ;$$

V.4.3.2. Nombre de position des rampes

$$N_{\text{position rampe}} = \frac{L_r}{El} \approx 28.33$$

Avec :

✓ L_r : longueur du terrain = 510 m, et El : espacement entre les rampes (=18m).

✓ V.4.3.3. Calcul du Diamètre de la rampe

✓ Diamètre de la rampe : $D_r = \sqrt{\frac{4 \times Q_r}{\pi \times V}}$;

Avec :

✓ V : vitesse de l'écoulement à travers la rampe ou $V \leq V_{\text{adm}}$; $V_{\text{adm}} \in [0.5 : 2.5] \text{ m/s.}$

✓ On suppose que $v = 1.5 \text{ m/s}$ et on calcule D_r

✓ $D_r = \sqrt{\frac{4 \times 6.5 \times 10^{-3}}{\pi \times 1.5}} = 0.074 \text{ m} = 75 \text{ mm.}$

✓ Les conduites en PEHD disponibles sur le marché ont les diamètres suivants :

✓ 50 ; 63 ; 75 ; 90 ; 110 ; 125 ; 160 et 200mm.

✓ Donc le diamètre de la rampe normalisé = 50mm se qui permet de calculer la nouvelle vitesse :

✓ $V = \frac{4 \times Q_r}{\pi \times D_r^2} = \frac{4 \times 6.5 \times 10^{-3}}{\pi \times 0.075^2} = 1.47 \text{ m/s} \leq V_{\text{adm.}}$

V.4.4. Dimensionnement de la porte rampe

V.4.4.1. Longueur de la porte Rampe

La longueur de la porte rampe est calculée par :

$$L_{\text{pr}} = L - \frac{El}{2} = 521 \text{ m} ;$$

V.4.4.2. Débit de porte rampe

$$Q_{\text{P-r}} = Q_{\text{asp}} \times N_{\text{asp/rampe}} \times N_{\text{rampe}} ;$$

$$Q_{\text{P-r}} = 8.1 \times 10^{-4} \times 8 \times 1 = 0.0065 \text{ m}^3/\text{s.}$$

V.4.4.3. Calcul du Diamètre de la porte rampe

$$\text{Diamètre de la porte-rampe : } D_{p-r} = \sqrt{\frac{4 \times Q_{pr}}{\pi \times V}} ;$$

Avec : V : vitesse de l'écoulement à travers la porte-rampe ou $V \leq V_{adm}$; $V_{adm} \in [0.5 : 2.5] \text{ m/s}$.

On suppose que $v=1.5 \text{ m/s}$ et on calcule D_{p-r} .

$$D_{pr} = \sqrt{\frac{4 \times 6.5 \times 10^{-3}}{\pi \times 1.5}} = 0.074 \text{ m} = 75 \text{ mm} ;$$

On prend le diamètre normalisé ($D_{p-r}=75 \text{ mm}$). Donc la nouvelle vitesse sera :

V.4.5. Calcul des pertes de charge

Les pertes de charges seront calculées selon la formule de Hazen-Williams :

$$J = \left(\frac{3.592}{C_H} \right)^{1.852} \frac{L}{D^{4.87}} Q^{1.852} ;$$

Avec : J = Perte de charges linéaire en m ;

- ✓ C_H : Coefficient de Hazen-Williams (130-140 pour la fonte et le PEHD) ;
- ✓ D : Diamètre en m ;
- ✓ L : longueur de la conduite en m.

V.4.5.1. les pertes de charge de la rampe

on a $L_{rampe}=49 \text{ m}$; $D_r=75 \text{ mm}$; $Q_r=0.0065 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc $\Delta H_{rampe} = 0.47 \text{ m}$;

V.4.5.2. les pertes de charge de la porte rampe

On a : $L_{pr}=521 \text{ m}$; $D_{pr}=75 \text{ mm}$; $Q_{pr}=0.0065 \text{ m}^3/\text{s}$.

Donc $\Delta H_{rampe} = 4.97 \text{ m}$, la perte de charge est importante.

On prend donc le diamètre du porte-rampe de 110 mm, les pertes de charges

Sont donc de **0.8 m**.

Les résultats sont présentés dans le tableau V.2 :

Tableau V.2: Résultat de calcul pratique d'aspersion.

Conduites	Rampe	Porte Rampe	C.tertiaire
Longueur (m)	94	521	15
Diamètre (mm)	75	75	75
Débit (m ³ /h)	0.0065	0.0065	0.0065
Perte de charge totale (m)	0.47	0.8	0.14

$\Delta H_t = 0.47 + 0.8 + 0.14 = 1.41 \text{ m}$ de perte de charge (<10%), la règle de Christiansen est vérifiée.

V.4.6. Calcul de la pression en tête du réseau

C'est la pression nécessaire pour le bon fonctionnement du dernier asperseur.

$$H = H_1 + H_2 + H_3$$

Avec :

- ✓ H : pression à la tête de la parcelle.
- ✓ H1 : pression nécessaire pour le bon fonctionnement d'un asperseur (2.5bar).
- ✓ H2 : perte de charge totale.

✓ H3 : la dénivelée. (0 m. terrain relativement plat)

$$H=25+1.41+0=26.41 \text{ m.}$$

Donc la pression =2.6 bars ce qui est largement suffisant vu la pression aux bornes qui est de 3.8bars.

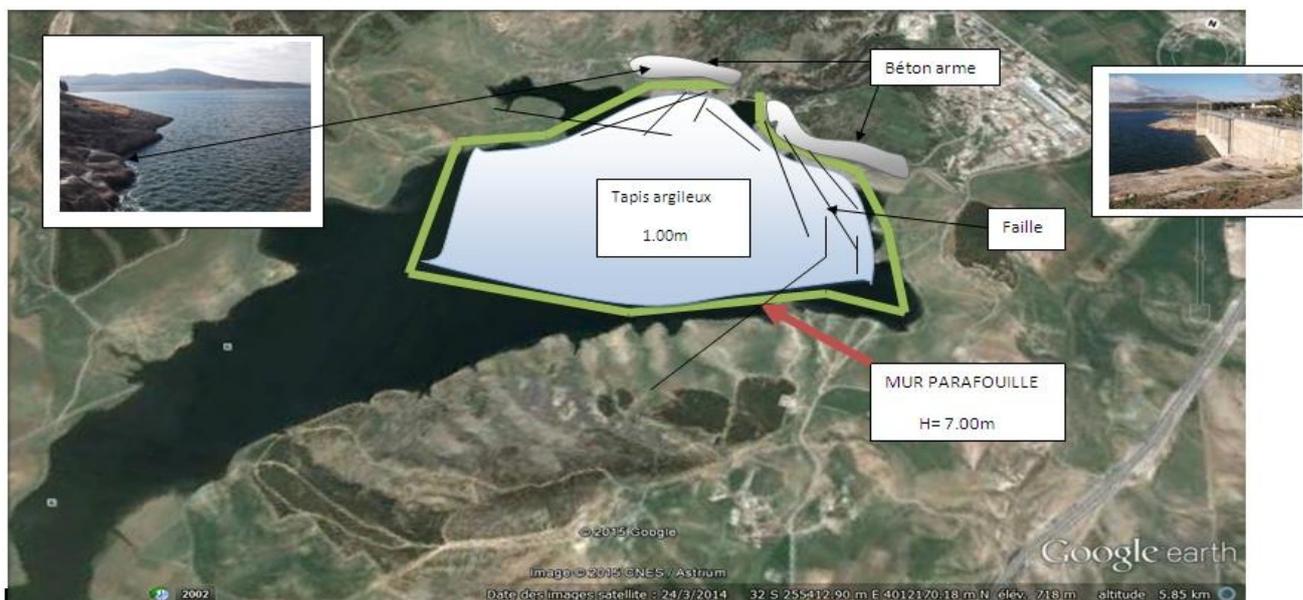
Conduite d'adduction

IV.5-Schéma d'adduction

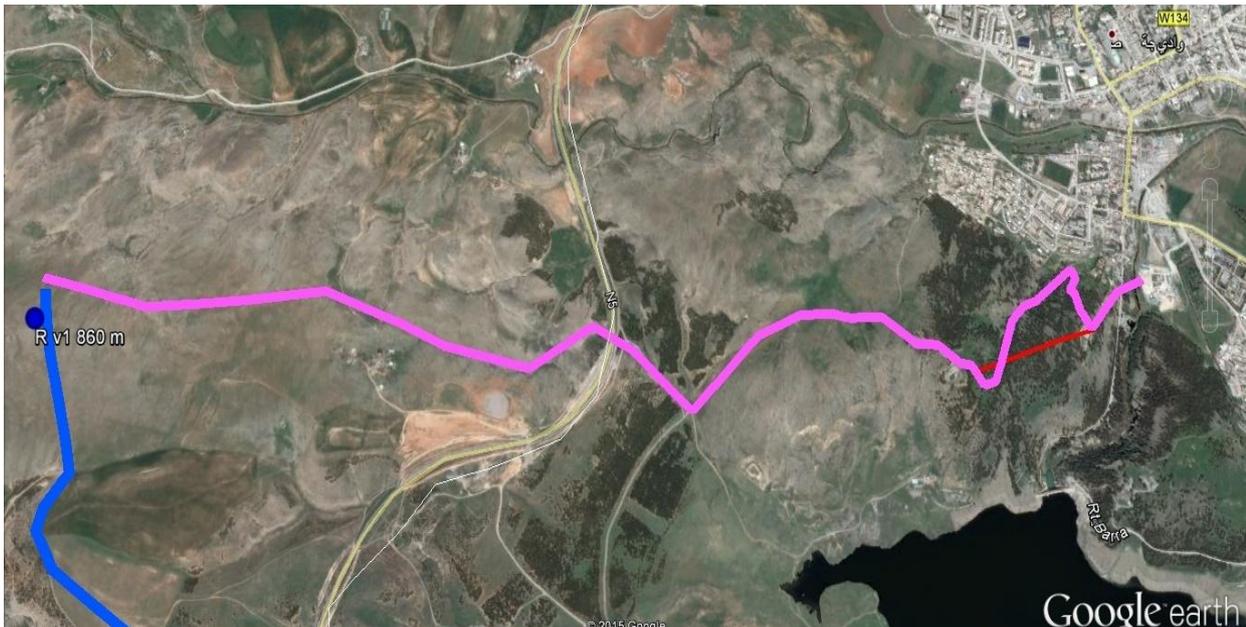
Dans ce chapitre nous avons proposé deux variantes pour la prise d'eau la première à l'amont du barrage, la deuxième à l'aval du barrage

La première variante la station de pompage sera sous forme de puits sur la cuvette du barrage avec la conduite de refoulement vers les réservoirs qui distribue vers le périmètre

La deuxième variante la station de pompage a l'aval du barrage sur une superficie 3000 m² avec la conduite de refoulement vers les réservoirs qui distribue vers le périmètre.



Extrait l'image Google Earth pour l'itinéraire de la conduite de refoulement.



IV.5-1.-La prise d'eau :

Il existe à l'aval de barrage une prise d'eau, conduite de diamètre 1000 mm en acier noir, et une réduction 1000/800 un débitmètre et vanne DN 800 mm suivre par un tronçon de 800 mm réservé pour l'AEP avec un débit de 500 l/s.

Pour notre étude on a besoin un débit de 946 l/s pour satisfaire le mois le plus exigeant (mois de juillet).



La digue de barrage.

IV.5-2-Calcul le débit évacue par la prise d'eau :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2g \cdot H}$$

Les données

Diamètre de la conduite 1000 mm

μ : Coefficient de débit = 0.3

H : hauteur d'eau d'environ 10m pour le niveau bas

g : 9.81 m/s

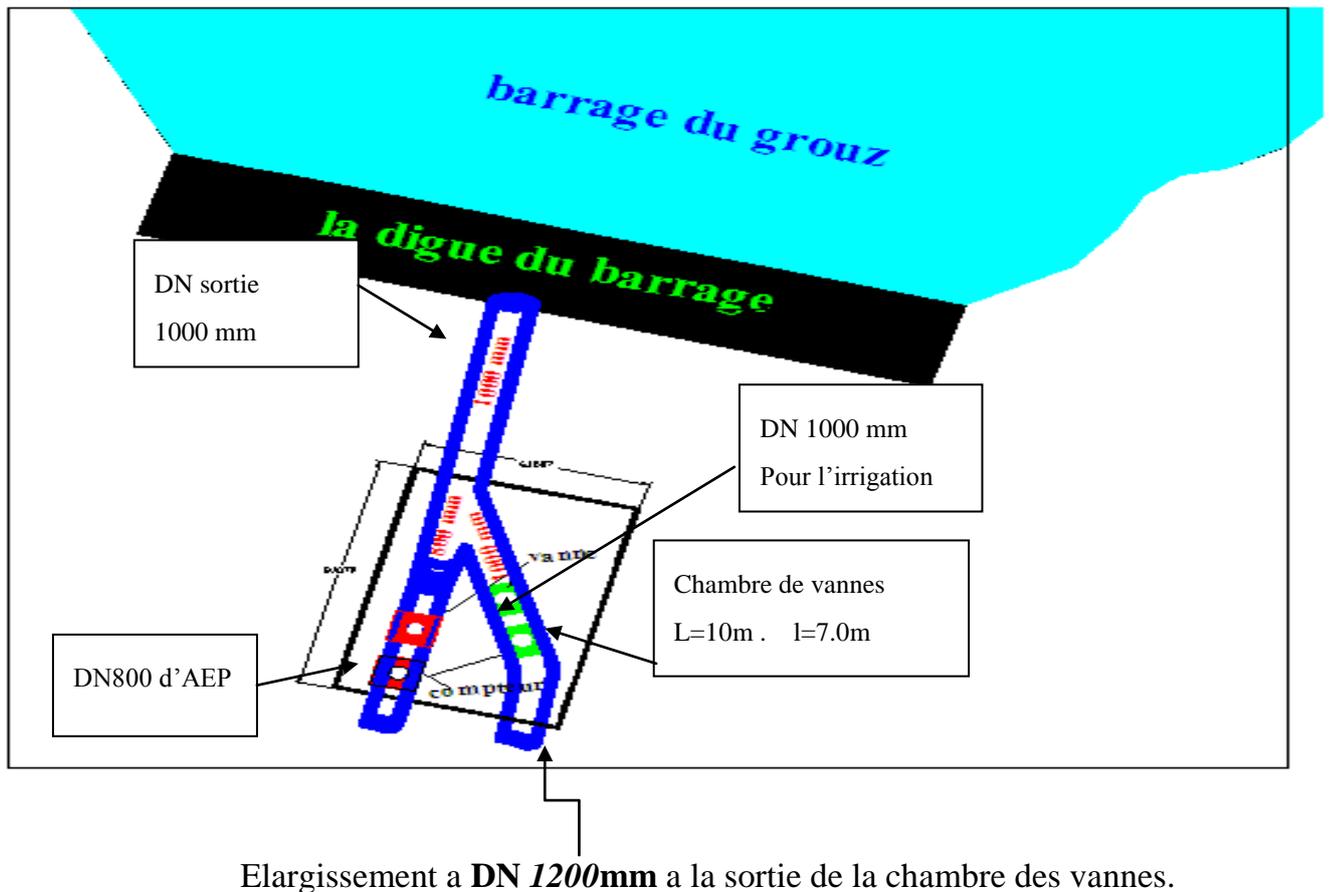
AN : $Q = 0.30 \cdot (3.14 \cdot 0.5^2) \cdot (2 \cdot 9.81 \cdot 10)^{0.5} = 3.298 \text{ m}^3/\text{s}$

Q=3298.68 l/s.

IV.5-3.-Chambre de vanne

Nous projeterons un piquage avec un TES Y de diamètre 1000 mm juste à l'aval de digue (dans la conduite 1000mm) est prolongé la conduite d'environ 20 m pour nous permettre de créer une chambre de vanne (11m*7m) pour protéger les vannes et les compteurs (voir schéma ci-dessous).

Pour régulariser des débits il faut d'installer un débitmètre et une vanne



La chambre de vanne

L'eau est évacuée gravitairement vers station pompée par la conduite de diamètre

800 mm, élargissement de la conduite d'aspiration DN900mm de longueur 1000 m.

IV.6.-La conduite d'adduction

IV.6-1. Dimensionnement de la conduite de refoulement

Données de base

- Débit ≈ 946 l/s.
- Cote TN de station de pompage = 699 m.
- Cote TN le réservoir = 865 m.
- Longueur STP-RES = 4940 m.

Calcul de la HMT (hauteur manométrique total).

Formule de BONIN :

$$D = \sqrt[3]{Q}$$

$$D = \sqrt[3]{2.1} = 0.97 \text{ donc on opte pour DN} = (900-1000) \text{ mm.}$$

Calcul les pertes de charges et les vitesses (1000 mm)

On utilise l'abaque des pertes de charge pour les conduites en fonte pour déterminer les vitesses et les pertes de charge (voir annexe)

$$J=0.63 \text{ m/km}$$

$$V=1.19 \text{ m/s}$$

$$\text{Alt station de pompage}=699 \text{ m}$$

$$\text{Alt réservoir} =865 \text{ m}$$

$$L=5 \text{ km}$$

Calcul les pertes de charges et les vitesses (900 mm)

On utilise l'abaque des pertes de charge pour les conduites en fonte pour déterminer les vitesses et les pertes de charge (voir annexe) :

$$J=0.85 \text{ m/km}$$

$$V=1.36 \text{ m/s}$$

$$\text{Alt station de pompage}=699 \text{ m}$$

$$\text{Alt réservoir} =865 \text{ m}$$

$$L=5 \text{ km}$$

V.6-2. Calcul (Hauteur Manométrique Total)

$$HMT = H_g + H_T$$

Avec :

HMT : hauteur manométrique totale (m)

H_g : Hauteur géométrique (m)

H_T : perte de charge totale (m)

A- Calcul de Hauteur géométrique :

$$H_g = \nabla_{tp} - \nabla_{stp}$$

∇_{tp} : niveau de réservoir de raccordement = 860.00m

∇_{stp} : niveau de station de pompage=700.00 m

Donc :

$$H_g = 865-699 = 166 \text{ m}$$

b-Calcul de perte de charge total (1000mm)

Pour DN ex 1000 mm

$$H_T = H_L + H_s$$

Avec H_L : les pertes de charges linéaires

H_s : les pertes de charges singulières (égale 20 % H_L)

$$H_L = h * L = 0.602 * 5 = 3.01\text{m}$$

$$H_s = 0.20 * 3.10 = 0.60\text{m}$$

Perte de charge total : **H_T (DN1000mm) = 3.61 m**

c-Calcul de perte de charge total (800mm):

Pour DN ex 800 mm

$$H_T = H_L + H_s$$

Avec H_L : les pertes de charges linéaires

H_s : les pertes de charges singulières (égale 20 % H_L)

$$H_L = h * L = 0.85 * 5 = 4.25\text{m}$$

$$H_s = 0.20 * 4.25 = 0.85\text{m}$$

Perte de charge total : **H_T (DN800mm) = 5.1 m**

$$\text{HMT}(900) = H_g + H_T = 166 + 5.1 = 171.10\text{m}$$

$$\text{HMT} (1000) = H_g + H_T = 166 + 3.61 = 169.61$$

On opte pour un diamètre 800 mm

V.6-3. Les caractéristiques de la pompe :

$$Q = 946 \text{ L/s}$$

$$\text{HMT} = 175 \text{ m..}$$

Conduite d'adduction

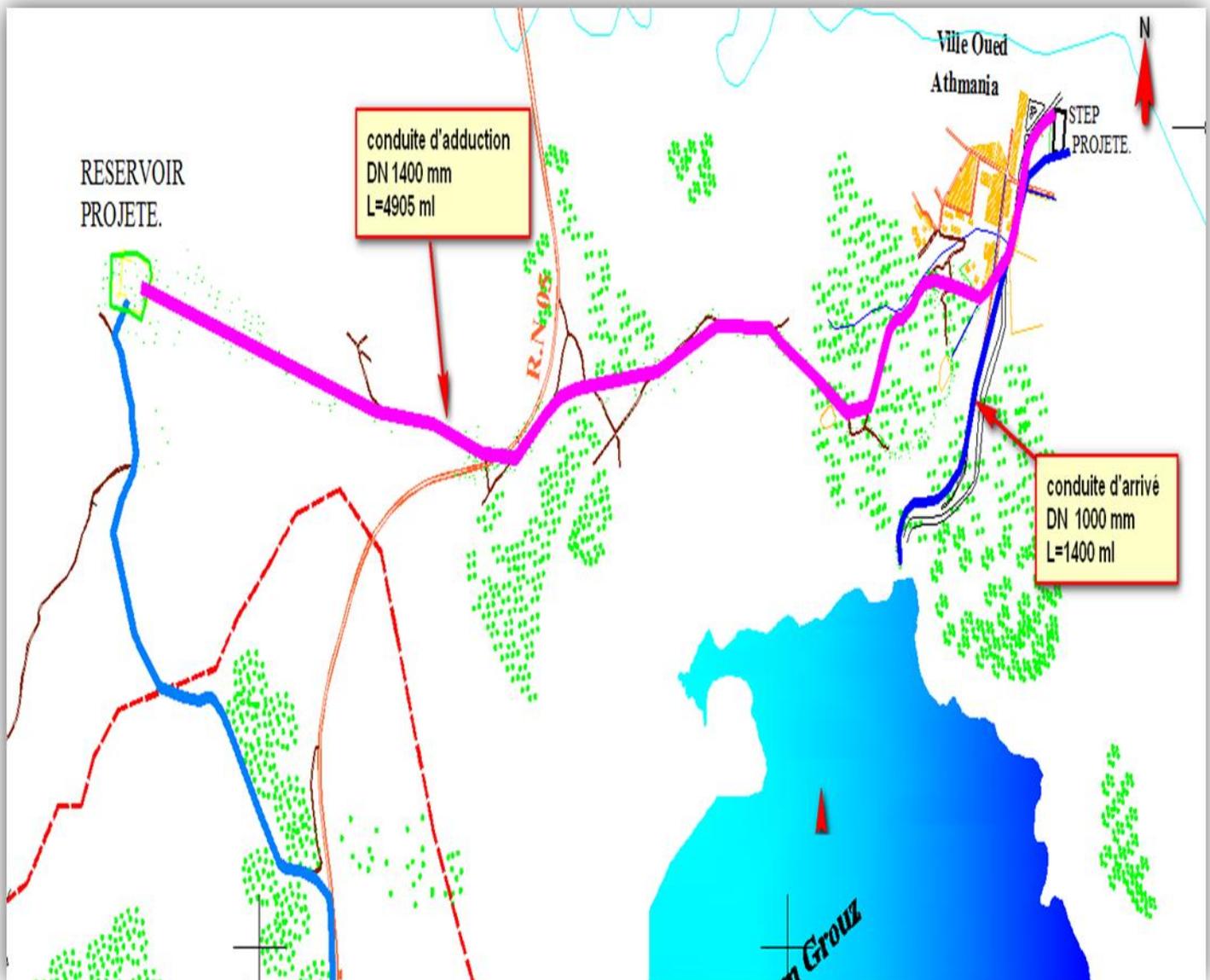


Fig. (IV.6-) Conduite d'adduction (Barrage-ST).

Réseau de distribution

IV.6-5.-Simulation avec logiciel EPANET

Pour dimensionnement de réseau de distribution nous avons utilisé le logiciel simulation Epanet.

$$Q = 946 \text{ L/s.}$$

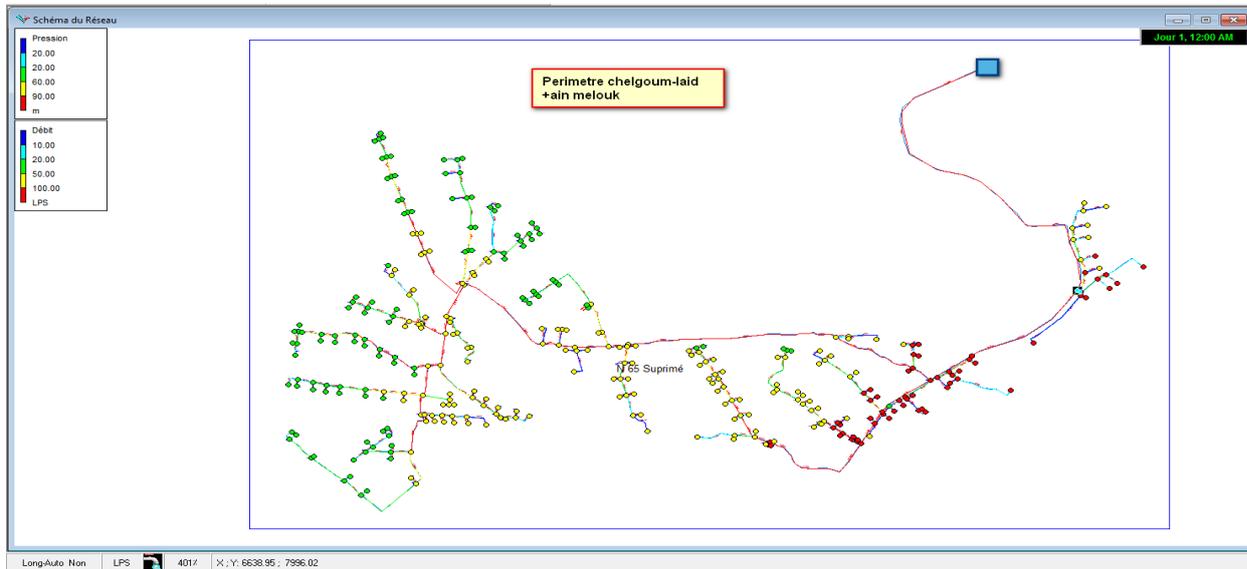


Fig. IV.6-1: Extrait l'image logicielle EPANATE.

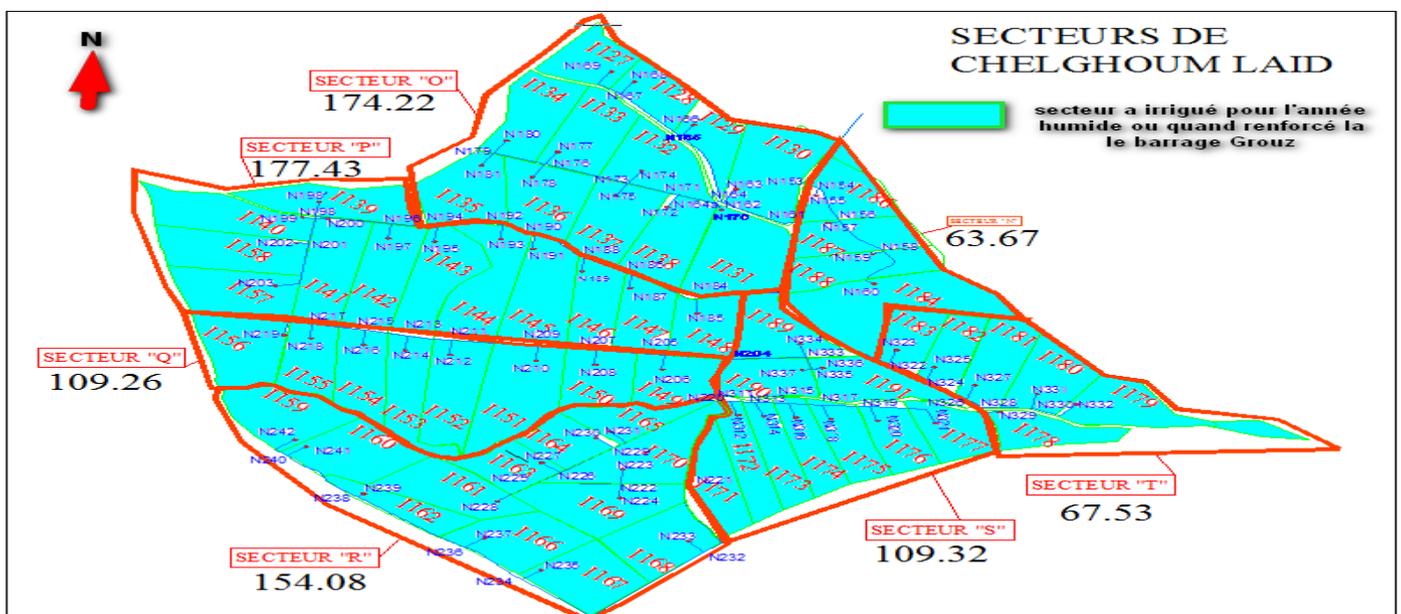


Fig. (IV.6-2) : Secteur de chelghoum l'aid .

Noeud	Altitude m	Debit (l/s)	Charge m	Pression m	Noeud	Altitude m	Debit (l/s)	Charge m	Pression m
N 153	770	0	849.18	79.18	N 175	790	11.25	845.01	55.01
N 154	769.5	0	848.83	79.33	N 176	792.5	0	844.38	51.88
N 155	769	9.26	848.04	79.04	N 177	790	10.95	843.28	53.28
N 156	766	0	847.89	81.89	N 178	795	11.25	843.22	48.22
N 157	767	8.97	847.51	80.51	N 179	795	0	841.68	46.68
N 158	765	0	845.94	80.94	N 180	792	10.95	840.57	48.57
N 159	768	8.97	845.19	77.19	N 181	800	11.3	840.51	40.51
N 160	769	20.36	842.67	73.67	N 182	779	0	847.87	68.87
N 161	772.6	0	848.98	76.38	N 183	785	0	847.57	62.57
N 162	779	0	847.68	68.68	N 184	787	0	846.84	59.84
N 163	774	14.89	847.06	73.06	N 185	787	8.32	846.17	59.17
N 164	778	0	847.65	69.65	N 186	786.5	0	845.75	59.25
N 165	777	0	841.61	64.61	N 187	786.4	8.31	845.09	58.69
N 166	777	7.5	840.59	63.59	N 188	792	0	845.06	53.06
N 167	779	0	839.37	60.37	N 189	792.5	8.37	844.39	51.89
N 168	777	7.5	838.35	61.35	N 190	800	0	844.39	44.39
N 169	777.5	7.5	837.19	59.69	N 191	800	13.47	842.77	42.77
N 164a	778	0	847.58	69.58	N 192	802	0	844.09	42.09
N 170	779	15.39	847.17	68.17	N 193	802.3	13.36	842.5	40.2
N 171	781.5	0	846.94	65.44	N 194	805	0	842.75	37.75
N 172	782.5	11.25	845.78	63.28	N 195	801	12.09	841.42	40.42
N 173	786.5	0	846.17	59.67	N 196	807.5	0	842.07	34.57
N 174	788	10.95	845.07	57.07	N 197	804	12.03	840.75	36.75
N 198	810.6	0	839.56	28.96	N 221	782	0	844.3	62.3
N 199	810.6	11.25	838.99	28.39	N 222	785	0	842.3	57.3
N 200	810	12.09	838.9	28.9	N 223	783	12.75	840.85	57.85
N 201	806	0	838.78	32.78	N 224	783.5	12.78	840.83	57.33
N 202	806.5	11.3	838.21	31.71	N 225	785	0	841.48	56.48
N 203	805	11.3	834.46	29.46	N 226	788	0	840.34	52.34
N 204	780	0	846.84	66.84	N 227	785	6.45	839.54	54.54
N 205	782	0	845.6	63.6	N 228	787	10.95	839.26	52.26
N 206	782	8.32	844.94	62.94	N 229	780.2	0	836.26	56.06
N 207	782	0	844.5	62.5	N 230	783.2	6.45	835.46	52.26
N 208	787	8.29	843.84	56.84	N 231	785	6.45	835	50
N 209	792	0	843.72	51.72	N 232	778	0	842.76	64.76

N 210	790	15.57	843.08	53.08	N 233	780	10.52	840.77	60.77
N 211	797	0	841.6	44.6	N 234	788	0	836.65	48.65
N 212	795	11.91	840.31	45.31	N 235	781	10.68	834.61	53.61
N 213	800	0	840.94	40.94	N 236	792	0	835.4	43.4
N 214	797	9.48	840.09	43.09	N 237	791.4	10.93	834.31	42.91
N 215	803	0	839.84	36.84	N 238	792.4	0	831.95	39.55
N 216	802	9.19	839.04	37.04	N 239	790.5	6.2	831.71	41.21
N 217	808	0	839.17	31.17	N 240	792.4	0	827.29	34.89
N 218	805.5	7.85	838.58	33.08	N 241	792.5	10.95	826.2	33.7
N 219	809	11.3	836.86	27.86	N 242	793	10.68	826.25	33.25
N 220	782	0	846.29	64.3					

Noeud	Altitude m	Debit (l/s)	Charge m	Pression m
N 311	780	0	845.78	65.78
N 312	776	8.04	845.16	69.16
N 313	778	0	845.42	67.42
N 314	775	7.5	844.87	69.87
N 315	777	0	844.5	67.5
N 316	775	7.5	843.95	68.95
N 317	775	0	842.79	67.79
N 318	774.3	7.5	841.83	67.53
N 319	772.3	0	841.68	69.38
N 320	772	7.5	841.14	69.14
N 321	767.3	7.5	839.9	72.6
N 322	773.5	0	843.56	70.06
N 323	773	6.6	843.13	70.13
N 324	771	0	842.64	71.64
N 325	770	6.6	842.21	72.21
N 326	767	0	841.91	74.91
N 327	767	9.59	841.05	74.05
N 328	766	0	841.39	75.39
N 329	765	6.9	841.02	76.02
N 330	762.5	0	839.27	76.77
N 331	762	9.42	838.43	76.43
N 332	761.5	11.32	836.64	75.14
N 333	777.5	0	844.07	66.57
N 334	781	8.32	842.85	61.85

Noeud	Altitude m	Debit (l/s)	Charge m	Pression m
N 335	776	0	843.46	67.46
N 336	776	9.55	842.67	66.67
N 337	776	7.5	842.96	66.96

. État des tuyaux du réseau pour chelghoum l'aid .

Tuyaux	Longueu r m	Pression (PN)	Diamèt re mm	Diamètre extérieure mm	Débit L/S	Vitesse m/s	Pert.Charge. mm/m
Tuyau 153	541	PN10	710	800	630.42	1.59	2.25
Tuyau 154	62	PN10	220	250	47.56	1.25	5.64
Tuyau 155	51	PN10	96	110	9.26	1.28	15.47
Tuyau 156	248	PN10	220	250	38.3	1.01	3.78
Tuyau 157	51	PN10	110	125	8.97	0.94	7.51
Tuyau 158	286	PN10	176	200	29.33	1.21	6.83
Tuyau 159	51	PN10	96	110	8.97	1.24	14.58
Tuyau 160	308.5	PN10	140	160	20.36	1.32	10.59
Tuyau 161	100	PN10	710	800	582.86	1.47	1.94
Tuyau 162	352	PN10	352	400	130.68	1.34	3.71
Tuyau 163	103.5	PN10	140	160	14.89	0.97	5.93
Tuyau 164	10	PN10	352	400	115.79	1.19	2.97
Tuyau 164a	34	PN10	352	400	93.29	0.96	1.99
Tuyau 165	490	PN10	141	160	22.5	1.44	12.31
Tuyau 166	101.5	PN10	96.8	110	7.5	1.02	10.05
Tuyau 167	386	PN10	141	160	15	0.96	5.81
Tuyau 168	101.5	PN10	96.8	110	7.5	1.02	10.05
Tuyau 169	217	PN10	96.8	110	7.5	1.02	10.05
Tuyau 170	66.5	PN10	141	160	15.39	0.99	6.09
Tuyau 171	141	PN10	277.6	315	77.9	1.29	4.53
Tuyau 165	490	PN10	141	160	22.5	1.44	12.31
Tuyau 166	101.5	PN10	96.8	110	7.5	1.02	10.05
Tuyau 167	386	PN10	141	160	15	0.96	5.81
Tuyau 168	101.5	PN10	96.8	110	7.5	1.02	10.05
Tuyau 169	217	PN10	96.8	110	7.5	1.02	10.05
Tuyau 170	66.5	PN10	141	160	15.39	0.99	6.09
Tuyau 171	141	PN10	277.6	315	77.9	1.29	4.53
Tuyau 172	101.5	PN10	110	125	11.25	1.18	11.43
Tuyau 173	220.5	PN10	276.2	315	66.65	1.11	3.48
Tuyau 174	101.5	PN10	110	125	10.95	1.15	10.87
Tuyau 175	101.5	PN10	110	125	11.25	1.18	11.43
Tuyau 176	360.5	PN10	220	250	44.45	1.17	4.98
Tuyau 177	101.5	PN10	110	125	10.95	1.15	10.87
Tuyau 178	101.5	PN10	110	125	11.25	1.18	11.43

Tuyau 179	224	PN10	141	160	22.25	1.42	12.06
Tuyau 180	101.5	PN10	110	125	10.95	1.15	10.87
Tuyau 181	101.5	PN10	110	125	11.3	1.19	11.52
Tuyau 182	498	PN10	626	700	452.18	1.47	2.24
Tuyau 183	166.5	PN10	626	700	401.75	1.31	1.8
Tuyau 184	191.5	PN10	352.6	400	133.14	1.36	3.81
Tuyau 185	101.5	PN10	110	125	8.32	0.88	6.54
Tuyau 186	321.5	PN10	352.6	400	124.82	1.28	3.38
Tuyau 187	101.5	PN10	110	125	8.31	0.87	6.52
Tuyau 188	228	PN10	352	400	116.51	1.2	3
Tuyau 189	101.5	PN10	110	125	8.37	0.88	6.61
Tuyau 190	257	PN10	352	400	108.14	1.11	2.62
Tuyau 191	101.5	PN10	110	125	13.47	1.42	15.95
Tuyau 192	148	PN10	352.6	400	94.67	0.97	2.03
Tuyau 193	101.5	PN10	110	125	13.36	1.41	15.71
Tuyau 194	274	PN10	277.6	315	81.31	1.34	4.9
Tuyau 195	101.5	PN10	110	125	12.09	1.27	13.06
Tuyau 196	187.5	PN10	277.6	315	69.22	1.14	3.64
Tuyau 197	101.5	PN10	110	125	12.03	1.27	12.94
Tuyau 198	319	PN10	220.4	250	57.19	1.5	7.86
Tuyau 199	50	PN10	110	125	11.25	1.18	11.43
Tuyau 200	50	PN10	110	125	12.09	1.27	13.06
Tuyau 201	184	PN10	176	200	22.6	0.93	4.22
Tuyau 202	50	PN10	110	125	11.3	1.19	11.52
Tuyau 203	375	PN10	110	125	11.3	1.19	11.52
Tuyau 204	473	PN10	555.2	630	268.61	1.11	1.53
Tuyau 205	249	PN10	277.6	315	81.91	1.35	4.97
Tuyau 206	101.5	PN10	110	125	8.32	0.88	6.54
Tuyau 207	271	PN10	277.6	315	73.59	1.22	4.08
Tuyau 208	101.5	PN10	110	125	8.29	0.87	6.49
Tuyau 209	240	PN10	277.6	315	65.3	1.08	3.27
Tuyau 210	101.5	PN10	141	160	15.57	1	6.23
Tuyau 211	345	PN10	220	250	49.73	1.31	6.13
Tuyau 212	101.5	PN10	110	125	11.91	1.25	12.7
Tuyau 213	182	PN10	220.4	250	37.82	0.99	3.66
Tuyau 214	101.5	PN10	110	125	9.48	1	8.32
Tuyau 215	172	PN10	176.2	200	28.34	1.16	6.37
Tuyau 216	101.5	PN10	110	125	9.19	0.97	7.86

Tuyau 217	216	PN10	176.2	200	19.15	0.79	3.08
Tuyau 218	101.5	PN10	110	125	7.85	0.83	5.87
Tuyau 219	201	PN10	110	125	11.3	1.19	11.52
Tuyau 220	298	PN10	440.6	500	161.33	1.06	1.84
Tuyau 221	676	PN10	352.6	400	115.79	1.19	2.94
Tuyau 222	264	PN10	220	250	55.83	1.47	7.59
Tuyau 223	101.5	PN10	110.2	125	12.75	1.34	14.28
Tuyau 224	101.5	PN10	110	125	12.78	1.34	14.47
Tuyau 225	337	PN10	220	250	30.3	0.8	2.45
Tuyau 226	122	PN10	141	160	19.35	1.24	9.31
Tuyau 227	101.5	PN10	96	110	6.45	0.89	7.92
Tuyau 228	206	PN10	110.2	125	10.95	1.15	10.78
Tuyau 229	277	PN10	110	125	12.9	1.36	14.73
Tuyau 230	101.5	PN10	96	110	6.45	0.89	7.92
Tuyau 231	159	PN10	96	110	6.45	0.89	7.92
Tuyau 232	553	PN10	277.6	315	59.96	0.99	2.79
Tuyau 233	101.5	PN10	96	110	10.52	1.45	19.59
Tuyau 234	1017	PN10	220.4	250	49.44	1.3	6.01
Tuyau 235	101.5	PN10	96	110	10.68	1.48	20.15
Tuyau 236	323.5	PN10	220	250	38.76	1.02	3.86
Tuyau 237	101.5	PN10	110	125	10.93	1.15	10.83
Tuyau 238	560	PN10	176.2	200	27.83	1.14	6.16
Tuyau 239	34	PN10	96.8	110	6.2	0.84	7.07
Tuyau 240	407.5	PN10	141	160	21.63	1.39	11.44
Tuyau 241	101.5	PN10	110.2	125	10.95	1.15	10.78
Tuyau 242	101.5	PN10	110.2	125	10.68	1.12	10.29
Tuyau 311	100	PN10	220.4	250	45.54	1.19	5.16
Tuyau 312	101.5	PN10	110	125	8.04	0.85	6.14
Tuyau 313	100	PN10	220.4	250	37.5	0.98	3.6
Tuyau 314	101.5	PN10	110	125	7.5	0.79	5.39
Tuyau 315	130	PN10	176.2	200	30	1.23	7.08
Tuyau 316	101.5	PN10	110	125	7.5	0.79	5.39
Tuyau 317	139	PN10	141	160	22.5	1.44	12.31
Tuyau 318	100	PN10	110	125	7.5	0.79	9.58
Tuyau 319	190	PN10	141	160	15	0.96	5.81
Tuyau 320	100	PN10	110	125	7.5	0.79	5.39
Tuyau 321	330	PN10	110	125	7.5	0.79	5.39
Tuyau 322	691	PN10	220.4	250	50.43	1.32	6.23

Tuyau 323	101.5	PN10	110	125	6.6	0.69	4.26
Tuyau 324	192.5	PN10	220.4	250	43.83	1.15	4.8
Tuyau 325	101	PN10	110	125	6.6	0.69	4.26
Tuyau 326	206	PN10	220.4	250	37.23	0.98	3.55
Tuyau 327	101	PN10	110	125	9.59	1.01	8.5
Tuyau 328	85	PN10	176.2	200	27.64	1.13	6.09
Tuyau 329	80	PN10	110	125	6.9	0.73	4.62
Tuyau 330	200	PN10	141	160	20.74	1.33	10.59
Tuyau 331	102	PN10	110	125	9.42	0.99	8.23
Tuyau 332	230	PN10	110.2	125	11.32	1.19	11.46
Tuyau 333	534	PN10	176.2	200	25.37	1.04	5.19
Tuyau 334	100	PN10	96.8	110	8.32	1.13	12.18
Tuyau 335	83	PN10	141	160	17.05	1.09	7.37
Tuyau 336	50	PN10	96.8	110	9.55	1.3	15.73
Tuyau 337	50	PN10	96.8	110	7.5	1.02	10.05

IV.7-1- Descriptions des réservoirs de compensation

La capacité de stockage des réservoirs

De compensation sera définie par

La formule suivante :

$$V = Q \times T$$

Avec :

Débit de pompage =946 l/s

=0.946 m³/s.

Le volume total du réservoir est égal à

14.72 m³.

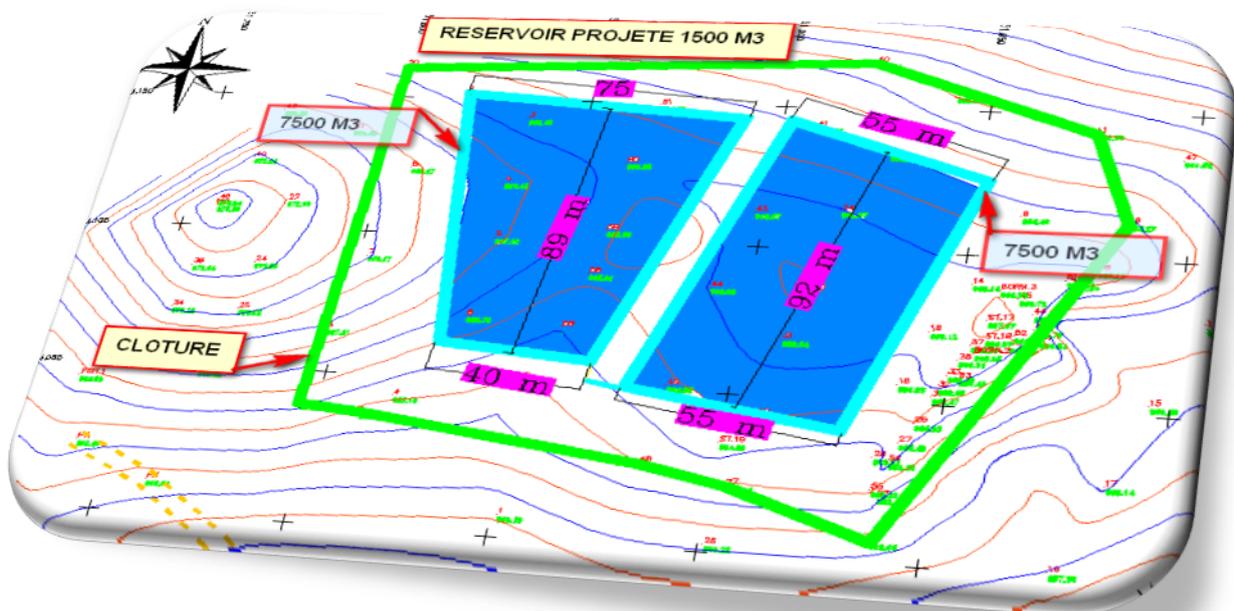
Nous préconisons la construction d'un

réservoir de volume de **15000 m³** ou **2*7500 m³**



IV.7-1' Caractéristique dimensionnelle

Le type du réservoir à ciel ouvert de deux compartiments est semi enterrée, protégé avec géomembrane.



Conclusion

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

L'utilisation de ces systèmes a pour but d'économiser l'eau d'irrigation, et aussi d'améliorer les rendements des cultures, ce qui permettra d'intensifier les cultures dans la wilaya de Mila.

Et nous avons dimensionné tous les tronçons du réseau de distribution, la, la conduite de refoulement ainsi que le réservoir de stockage dont le but d'assurer les besoins en eau des cultures.

Chapitre v

Calcule technico économique

Introduction

Après l'étude ou l'élaboration d'un tel projet, un aspect économique doit être pris en considération, pour cette raison on doit faire une estimation des frais.

V.1. Devis du réseau d'irrigation (distribution et localisée).

Les globaux des pièces sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau V.1. Factures pro-forma des pièces du réseau d'irrigation

Pièces	Unité de mesure	Quantité	Prix unitaire (DA) TTC	Montant (DA)
TubeØ110 PEHD	m/l	290	578.81	167855
TubeØ125 PEHD	m/l	892	723.15	645050
TubeØ160 PEHD	m/l	628	1227.28	770732
TubeØ200 PEHD	m/l	362	1786.10	646568.2
TubeØ250 PEHD	m/l	640	2676.19	1712762
TubeØ315 PEHD	m/l	380	4190.86	1592527
TubeØ400 PEHD	m/l	370	6490.86	2401618.2
Vanne DN125	Un	76	11000	836000
Vanne DN150	Un	3	11800	35400
Vanne DN160	Un	2	12000	24000
Vanne DN600	Un	2	19000	38000
Vanne DN630	Un	1	20000	20000
Vanne DN400	Un	3	16000	48000
Vanne DN315	Un	6	14500	87000
Vanne DN250	Un	3	13500	40500
Vanne DN200	Un	3	12500	37500
Vanne DN110	Un	3	10000	30000
Vanne DN100	Un	1	9500	9500
Vanne DN50	Un	2	4500	9000
Té réduit 800/250	Un	1	1800	1800
Té réduit 630/250	Un	2	1400	2800
Té réduit 500/250	Un	1	1300	1300
Té réduit 400/125	Un	11	1100	12100
Té réduit 315/125	Un	11	900	9900

Té réduit 250/125	Un	19	700	13300
Té réduit 200/125	Un	9	500	4500
Té réduit 160/125	Un	7	350	2450
Té réduit				
125/125/125		1	800	800
160/160/160		3	1000	3000
200/200/200		3	1200	3600
250/250/250	Un	3	1400	4200
315/315/315		1	1600	1600
400/400/400		1	1800	1800
500/500/500		2	2000	4000
630/630/630		1	2200	2200
800/800/800		1	2600	2600
Réducteurs 125/110	Un	1	250	250
Réducteurs 160/125	Un	12	350	4200
Réducteurs 200/125	Un	12	500	6000
Réducteurs 250/200	Un	12	700	8400
Réducteurs 315/250	Un	8	900	7200
Réducteurs 400/315	Un	8	1100	8800
Réducteurs 500/200	Un	6	1250	7500
Réducteurs 630/250	Un	4	1400	5600
Réducteurs 800/400	Un	4	1800	7200
T égale 110/110/100	Un	1	800	800
T égale 160/160/160	Un	2	1000	2000
T égale 200/200/200	Un	3	1200	3600
T égale 315/315/315	Un	2	1600	3200
T égale 400/400/400	Un	5	1800	9000
T égale 500/500/500	Un	1	2000	2000
T égale 630/630/630	Un	1	2200	2200
T égale 800/800/800	Un	2	2600	5200
Croix 200/125	Un	1	400	400
Croix 400/125	Un	2	1000	2000
Croix 315/125	Un	2	800	1600
Croix 250/125	Un	1	600	600
TOTAL	-	-	-	9311712.4

V.2. Factures pro-format de la station de pompage, des conduites et du réservoir

V.2.1. Calcul du volume de terrassement

V.2.1.1.1a Largeur du fond de la tranchée

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

$$B = D + 2 \times 0,3 \dots\dots\dots (V.1)$$

Avec : B : largeur de tranché (m) D : diamètre de la conduite (m).

V.2.1.2. Profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

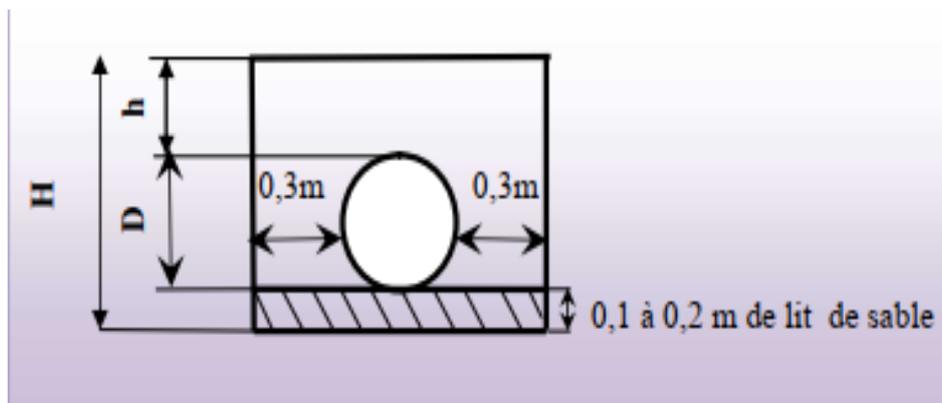


Figure V. 1 : schéma d'une tranchée.

$H = e + d + h$ (m) Avec H : profondeur de la tranchée (m).

e : hauteur de lit de pose (m).

d : diamètre de la conduite (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite.

V.2.2.les conduites**V.2.2.1. Calcul du volume de déblai**

La section de tranché est la section de rectangle.

$S=B*H$ telle que : B la largeur de tranché.

Donc : $B=2*0,3+ \emptyset$ (V.2)

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

$H \geq D+0,8$

V.2.2.2. Calcul du volume de lit de sable

Ce lit correspond à une couche de sable de 12cm sur le fond du tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranchée, on calcule cette surface en utilisant la formule suivante.

$V= e*B*L$ (V..3).

V.2.2.3. Calcul du volume de remblai

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai, c'est le volume qu'occupent la conduite et le volume occupé par le lit de sable.

$V_r = V_d - (V + V_s)$ (V.4).

V_r : Volume du remblai compacté (m³)

V_d : Volume du déblai (m³)

V_s : Volume du sable

V : Volume occupé par la conduite (m³) ; $V = L*S$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite

Diamètre (mm)	Longueur (m)	Volume de Déblai (m3)	Volume de lit (m3)	Volume de remblai (m3)		Diamètre (mm)	Longueur (m)	Volume de Déblai (m3)	Volume de lit (m3)	Volume de remblai (m3)
800	541	1211.8	90.888	1120.72225		125	51	34.202	4.437	29.763
800	100	224	16.8	207.19215		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
700	498	971.1	77.688	893.217317		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
700	166.5	324.68	25.974	298.679238		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
630	473	831.96	69.815	761.969273		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
500	298	426.14	39.336	386.734289		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	352	422.4	42.24	380.062735		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	10	12	1.2	10.7999215		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	34	40.8	4.08	36.7190925		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	191.5	229.8	22.98	206.791212		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	321.5	385.8	38.58	347.138861		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	228	273.6	27.36	246.199193		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	257	308.4	30.84	277.508152		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	148	177.6	17.76	159.822805		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
400	676	811.2	81.12	729.721274		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
315	141	143.85	15.482	128.354318		125	50	33.531	4.35	29.179
315	141	143.85	15.482	128.354318		125	50	33.531	4.35	29.179
315	220.5	224.96	24.211	200.710546		125	50	33.531	4.35	29.179
315	274	279.54	30.085	249.397515		125	375	251.48	32.625	218.75
315	187.5	191.29	20.588	170.67709		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
315	249	254.04	27.34	226.647154		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
315	271	276.48	29.756	246.667524		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
315	240	244.85	26.352	218.456784		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
315	553	564.18	60.719	503.224965		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	62	55.335	6.324	49.0079825		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	248	221.34	25.296	195.995719		125	201	134.8	17.487	117.28

250	360.5	321.75	36.771	284.873231		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	319	284.71	32.538	252.089618		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	345	307.91	35.19	272.629065		125	206	138.15	17.922	120.19
250	182	162.44	18.564	143.844998		125	277	185.76	24.099	161.6
250	264	235.62	26.928	208.637289		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	337	300.77	34.374	266.309348		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	101.7	90.767	10.373	80.3857308		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	323.5	288.72	32.997	255.644598		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	100	89.25	10.2	79.04215		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	100	89.25	10.2	79.04215		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
250	691	616.72	70.482	545.860677		125	100	67.063	8.7	58.355
250	192.5	171.81	19.635	152.142161		125	100	67.063	8.7	58.355
250	206	183.86	21.012	162.809688		125	330	221.31	28.71	192.51
200	286	288.8	27.456	201.28		125	101.5	68.068	8.8305	59.23
200	184	147.2	17.664	129.509423		125	101	67.733	8.787	58.938
200	172	137.6	16.512	121.064777		125	101	67.733	8.787	58.938
200	216	172.8	20.736	152.027375		125	80	53.65	6.96	46.685
200	560	448	53.76	393.993824		125	102	68.404	8.874	59.522
200	130	104	12.48	91.5067335		125	230	154.24	20.01	134.19
200	85	68	8.16	59.8343284		110	51	32.951	4.3452	28.604
200	534	427.2	51.264	375.712153		110	51	32.951	4.3452	28.604
160	308.5	225.08	28.135	196.87169		110	101.5	65.579	8.6478	56.923
160	103.5	75.514	9.4392	66.0659909		110	101.5	65.579	8.6478	56.923

110	217	140.2	18.488	121.678335
110	101.5	65.579	8.6478	56.9232627
110	101.5	65.579	8.6478	56.9232627
110	217	140.2	18.488	121.678335
110	101.5	65.579	8.6478	56.9232627

160	490	357.5	44.688	312.627522
160	386	281.63	35.203	246.305438
160	66.5	48.518	6.0648	42.4501285
160	490	357.5	44.688	312.627522
160	386	281.63	35.203	246.305438
160	66.5	48.518	6.0648	42.4501285
160	224	163.43	20.429	142.962212
160	101.5	74.054	9.2568	64.7895127
160	122	89.011	11.126	77.8731161
160	407.5	297.31	37.164	260.017646
160	139	101.41	12.677	88.722433
160	190	138.62	17.328	121.267662
160	200	145.92	18.24	127.6486
160	83	60.557	7.5696	52.9817921

110	101.5	65.579	8.6478	56.9232627
110	159	102.73	13.547	89.1632544
110	101.5	65.579	8.6478	56.9232627
110	101.5	65.579	8.6478	56.9232627
110	34	21.967	2.8968	19.0696925
110	100	64.61	8.52	56.08215
110	50	32.305	4.26	28.0430375
110	50	32.305	4.26	28.0430375

Tableau V.2 : Les volumes des travaux pour les conduites

Volume de Déblai total (m3)	Volume de lit total (m3)	Volume de remblai total (m3)
21585	2392.47	19187.6

V.3 : Devis estimatif pour les terrassements, la station de pompage et le réservoir**Tableau V.3 : Factures pro-forma terrassement, station de pompage et le réservoir.**

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire DA	Montant DA
Déblai en terrain	M3	21585	500	10792500
Lit de sable	M3	2392.47	1000	2392470
Remblaiement de tranchée	M3	19187.6	400	7675040
Réservoir				
Réservoir	M 3	15000	25000	375000000
Total 2				395860010

V.5. Devis estimatif total

$$D = \text{total 1} + \text{total 2} = 9311712.4 + 395860010 = 405171722.4 \text{ DA}$$

Conclusion

D'après le coût de la projection de notre réseau de distribution et le réseau gout à gout on remarque que l'estimation du réseau de distribution est très élevée, cette élévation est due à l'utilisation d'un nombre de conduites assez important, malgré cette élévation du coût, le projet va apporter l'économie sur l'énergie électrique, puisque les agriculteurs ne sont pas obligés de payer les factures d'électricité de moment que leur champ agricole reçoit l'eau seulement par gravité.

CHAPITRE V

Organisation de chantier.

Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possibles d'un travail prévu

Cette organisation consiste donc à définir et à coordonner les moyens nécessaires à la réalisation de l'œuvre tout en restant fidèle aux directives générales imposées par le maître de l'ouvrage.

Les étapes des différents travaux sur des chantiers de réalisation des adductions sont :

- Implantation du tracé des conduites sur le terrain (Le Bardage) ;
- Nivellement de la plate-forme de passe ;
- Excavation des tranchées ;
- Pose des conduites ;
- Epreuve de joint et de canalisation ;
- Remblaiement des tranchées.

VI. Les différents travaux sur le chantier

VI.1. Implantation du tracé des tranchées sur le terrain

On matérialise l'axe de la tranchée sur le terrain avec des jalons placés en ligne droite et espacés de 50 m. On effectue ce travail en mesurant sur le plan les distances par des bornes où des repères fixés.

La direction des axes et leurs extrémités sont bien déterminées.

. VI.1.2. Nivellement de la plate-forme de pose

Action de niveler de mesurer les niveaux, les hauteurs comparatives entre les divers points d'un terrain en vue de déterminer leur altitude par rapport à une même surface de niveau réelle ou fictive, prise comme référence (ou plan de comparaison). Instruments de nivellement ; cote de nivellement ; plans et profils de nivellement ; règlement des nivellements (dans une ville); remédier aux imperfections de nivellement; travailler au nivellement d'un aqueduc. On fait des nivellements pour la construction d'un chemin de fer, d'un aqueduc, d'un canal.

. VI .3. Excavation des tranchées

Excavation : partie de terrain creusée à une profondeur d'au moins 1,2 m et dont la largeur de la base est supérieure à la profondeur. Pour :

- *Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- *Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).
- *Protéger la canalisation contre le gel.

Elles ne présentent pas de danger de glissement de terrain ; et leur pente est inférieure à 45° à partir de moins de 1,2 m du fond, s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

- La profondeur de la tranchée (h) ;
- La largeur de la tranchée (b) ;

. VI.3.1. La profondeur (H)

La profondeur de la tranchée est en général telle que la génératrice supérieure des canalisations se trouve au minimum à une profondeur qui permet de maintenir la canalisation hors gel.

D'une manière générale, la profondeur minimale recommandée est de 0,8 m par rapport à la génératrice supérieure pour les canalisations. Dépend du diamètre de la conduite, des charges roulantes (extérieurs) et de la température, elle est donnée par la relation suivante :

$$H = D + h + h_1$$

H : profondeur de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m) ;

h : hauteur de la génératrice supérieur de la conduite elle est entre 80 et 130cm on prend $h=1\text{m}$;

h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,1\text{ m}$.

VI.3.2. Largeur de la tranchée

La largeur du fond de fouille doit être déterminée pour permettre le déroulage du tube et le compactage du remblai. Permettre une pose correcte ; facilite La tâche.

VI.4- Choix des engins de terrassement

Pour l'excavation des tranchées on utilise une pelle rétro, dont la capacité du godet est donnée dans le tableau de norme, en fonction du volume de terrassement

Donc les engins nécessaires pour l'exécution des travaux sont :



Pelle excavatrice pour
Le terrassement de la tranchée.



Bulldozer pour
Le remblayage .



Camion.



Grue automotrice pour soulever, déplacer et déposer.

Section de la tranchée sont de forme trapézoïdale dont l'aire est :

$$S_t = b * h + mh^2$$

h : profondeur totale de la tranchée (m) ;

b : largeur du fond du tranchée (m) ;

m : coefficient du talus, (m=0).

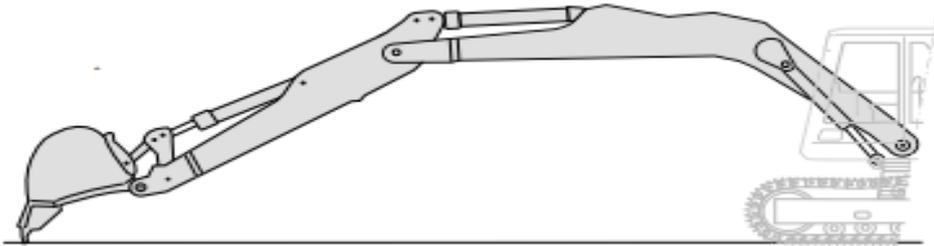
$$S_t = b * h$$

VI.5 Choix de l'excavateur et le procédé de l'excavation

L'excavation sera réalisée mécaniquement alors le choix de l'engin se base sur leur champ d'application et l'exigence du chantier.

. VI.5-1-Pelle équipée en rétro

L'équipement rétro est constitué d'une fléchée, d'un bras, d'une biellette et d'un godet rétro qui travaille généralement en direction de l'engin. Il sert principalement aux travaux d'excavation au-dessous du niveau du sol.

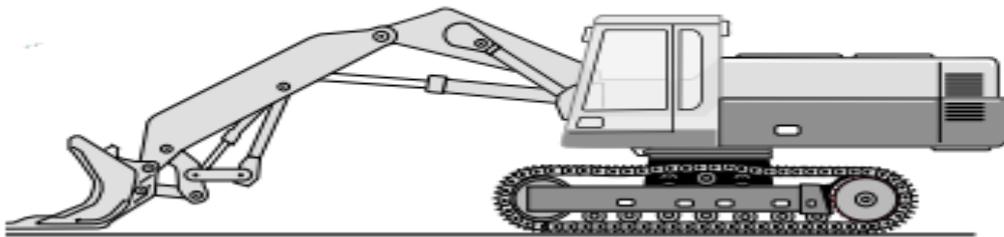


Les aptitudes de la pelle en rétro sont :

- Creuser en dessous de la surface d'appui à son niveau.
- Peut excaver dans la direction de la machine.
- Creuser avec grande précision et rapidité des tranchées à talus verticaux

• **VI.5-2-Pelle équipée en butée**

- L'équipement rétro est constitué d'une flèche ,d'un bras,d'une biellette et d'un godet rétro qui travaille généralement en direction de l'engin .Il sert principalement aux travaux d'excavation au-dessous du niveau du sol.



Les caractéristiques de la pelle en butée sont :

- Excavation en hauteur au-dessus de l'assise de la machine.
- Ramassage des matériaux.

Connaissant la nature des travaux demandés et comparant le champ d'application ainsi que les caractéristiques de chacune des deux types de pelle,

- On opte pour une pelle équipée en rétro pour atteindre un rendement optimal de la pelle choisie.

Tableau : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.

Volume du terrassement par une pelle (m ³)	≤10000	≥10000	>20000	>100000
Capacité du godet (m3)	0,25-0,35	0,5-0,65	1-1,25	1,5

VI.5-2-1. Calcul du rendement d'exploitation de la pelle

Il est déterminé comme suit :

$$R = G * n * k_r * k_u * \frac{1}{K_f} \text{ (m}^3\text{/h)}$$

G : capacité du godet de l'excavation (m) ;

n : nombre de cycle de l'excavateur = 3600/T où T = (15 à 20) secondes ;

On prend T=18 secondes, alors :

$$n = 3600/18 = 200 .$$

K_r : coefficient de remplissage $K_r = (0,6 \text{ à } 0,8)$. On lui prend égal à 0,7 ;

K_u : coefficient d'utilisation de temps $K_u = (0,7 \text{ à } 0,9)$. On lui prend égal à 0,8 ;

K_f : coefficient de foisonnement $K_f = 1,2$

Pour le godet de capacité $G = 0,25\text{m}^3$, on a le rendement :

$$R = 0,25 * 200 * 0,7 * 0,8 * \frac{1}{1,2} = 23 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

Pour le godet de capacité $G = 1,0\text{m}^3$, on a le rendement :

$$R = 1 * 200 * 0,7 * 0,8 * \frac{1}{1,2} = 93 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

VI.5-2-2 Calcul du temps d'exécution

Les excavateurs ont une durée d'exécution et se calcule de la manière suivante :

$$T_{ex} = \frac{V_r}{R} \cdot$$

Avec :

T_{ex} : temps d'exécution (mn) ;

V_r : volume de remblai (m^3) ;

R : rendement de l'excavateur ($\text{m}^3\text{/mn}$) ;

. VI.6- Pose de la canalisation

Les principales opérations à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées

. VI.6- Lit de pose

Le lit de pose est de préférence en sable concassé, en particulier pour les voies circulées.

Pour une voie peu chargée (voie piétonne) on peut utiliser un sable lavé. Sable stabilisé :

Le liant utilisé dans ce cas un matériau fin (sable) 0,1 à 5mm de texture, permettant le drainage du fond de la tranchée, avec une couche d'au moins 10cm.

VI.-7. Introduction de la canalisation

Autrement la pose doit être faite de façon à respecter certaines recommandations :

- S'assure au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur de la tranchée et des tuyaux ;
- Niveler soigneusement le fond de la tranchée en évitant les contres pentes ;
- Déposer la conduite au fond de la tranchée sans la laisser tomber moyennant des engins de levage ;
- De ne pas laisser les revêtements à endommager ;
- Vérifier l'alignement ;

VI.-8-Epreuve des joints et canalisations principales

Les tuyaux posés, seront soumis à un essai de pression par tronçon, en présence d'un représentant de l'Administration. Dans tous les cas, l'endroit des assemblages des tuyaux doit être à nu. La longueur des tronçons d'essai sera définie en accord avec l'Administration et ne devra pas dépasser 500 m.

La pression d'épreuve est appliquée pendant tout le temps nécessaire à la vérification des tuyaux et des joints, sans que la durée de l'épreuve soit inférieure à trente minutes et sans que la diminution de pression soit supérieure à 0,5 bar pour les conduites en amiante ciment et 0,2 bar pour les conduites en fonte.

L'essai principal aura lieu directement après la fin de la mise en pression préliminaire et sa durée est de 30 min sans que la baisse de pression constatée dépasse 0,2 bar.

VI.-9-Remblaiement des tranchées

Le remblayage des tranchées comporte en général 2 phases principales :

- Remblai d'enrobage,
- Remblai supérieur.

Remblai d'enrobage

L'enrobage des conduites comprend :

- Le lit de pose
- L'assise
- Le remblai de protection.

Remblai supérieur

Le remblai supérieur peut être réalisé avant ou après les épreuves en pression, en fonction des contraintes de l'environnement et de la sécurité des personnes et des biens. Il est exécuté en mettant en place des matériaux appropriés qui proviennent en général de la réutilisation des déblais des fouilles dont on élimine les éléments impropres (exemples : débris végétaux, gros blocs de roche). Le compactage de ce remblai est effectué par couches successives de 30 cm.

VI.-9-Choix du bulldozer

Se fait en fonction de la capacité du godet de l'excavateur. Le bulldozer est utilisé pour le remblaiement de la tranchée après la pose des conduites.

Tableau VII.2 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet

Capacité du godet de la pelle (m ³)	0,3-0,65	0,75-1,0	1,25-1,5	2,0-3,0
Classe du bulldozer d'après la puissance du tracteur (Kw)	40-60	70-118	120-140	150-300

Pour une capacité du godet de la pelle égale à 0,6 m³ nous prenons un bulldozer ayant les caractéristiques suivantes :

- Puissance $P_b = 60$ KW.
- Largeur de la lame $L = 2-3$ m.
- Hauteur de la lame 1-1,5 m.

VI.-10-Exploitation du système d'irrigation

Consiste à faire fonctionner le service de l'eau : assurer sa mobilisation, son transport, sa distribution dans le cadre contractuel défini avec tous les partenaires du projet.

Elle est effectuée selon quatre aspects :

- Planification de l'utilisation de l'eau d'irrigation.
- Mesure de l'exploitation et de réparation du système d'irrigation
- Modernisation et amélioration du système en fonction de l'apparition des nouvelles techniques
- Contrôle de l'état des terres irriguées

VI.-11-Objectif de l'exploitation

L'exploitation du système d'irrigation doit :

- Assurer le bon fonctionnement des conduites et des ouvrages.
- Utiliser de façon rationnelle les ressources hydrauliques.
- Assurer la réalisation des plans envisagés.
- Protéger les terres agricoles contre la submersion, la formation des marées, la salinisation, et la dégradation des sols par les eaux et les vents.

Conclusion

Le matériel utilisé pour les chantiers est le matériel classique des chantiers de travaux publics. L'utilisation de gros engins mécaniques a réduit considérablement le prix et le temps des terrassements dont l'incidence, dans la construction des chantiers, se trouve ainsi sensiblement diminuée. Les engins que nous allons utiliser sont :

- Une pelle hydraulique
- Un doser
- Un chargeur
- Un vibreur du sol pour le compactage des fouilles et des tranchées.

Conclusion générale

Dans ce mémoire nous avons étudié le dimensionnement de réseau d'irrigation du périmètre de Chelghoum l'Aïd à partir de barrage qui a été effectué après une étude détaillée des caractéristiques climatiques, pédologiques et les ressources en eau disponibles.

L'étude climatique nous a indiqué que la région jouit d'un étage bioclimatique semi-aride. En ce qui concerne la pédologie, elle convient à la majorité de cultures, l'irrigation de notre périmètre est assurée par le Barrage réservoir de Hammam Gerrouz de capacité 33.6 Hm^3 qui contient une eau moyennement salée.

Dans le but d'améliorer le rendement agricole de la wilaya il est préalable d'implanter de nouvelles cultures comme les cultures fourragères, maraichères, et arboricoles.

Après le choix des cultures nous avons déterminé les besoins en eau totaux du périmètre ainsi que de chaque îlot pour permettre de dimensionner le réseau d'adduction et de distribution.

Pour l'alimentation du périmètre à partir de barrage l'installation d'une station de pompage et d'un réservoir sont indispensables pour assurer une pression acceptable au niveau de chaque borne d'irrigation qui va alimenter les parcelles en installant des techniques d'arrosage modernes tel que le goutte à goutte et l'aspersion.

La réalisation de ce projet permettra d'améliorer les conditions socio-économiques des agriculteurs de la commune de Chelghoum l'Aïd dans ce sens nous suggérons l'adoption de cultures ayant un meilleur rendement et moderniser les systèmes d'arrosages, Aussi l'introduction de technologie innovante de distribution et de gestion de l'eau (smarte green hose) pourra réduire les pertes en eau (évapotranspiration) et améliorer la gestion de cette ressource et permettre aussi les techniques supplémentaires non conventionnelles tels que hydroponie et la culture hors sols.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Les abréviations

ANRH Costantine : Agence Nationale des ressources Hydraulique.

ONM Alger : Office Nationale de la Météorologie.

ANRH Constantine. Les données pluviométriques.

Doorenbos et puill, (1976). Directives pour la prévision des besoins en eau des cultures.

Document d'irrigation et de drainage n ° 24, FAO, Rome.

FAO N°24. Les besoins en eau des cultures. Bull FAO n° 24. 1975 (A C* E F).

Gobat et al ,1998. Gobat, J.M., & Matthey , W.1998.Le sol vivant. Bases de pédologie, biologie des sols.

ONM Alger. les données climatiques.

Paul Audoye,Clément Mathieu et Jean-Claude Chossat. Bases techniques de l'irrigation par aspersion. Lavoisier paris, 2007.

Tiercelin,1998. Traité d'irrigation, Lavoisier tec & doc, paris .1011p.

Touibia, B,(2004). Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie.

Annexe 1
Table de χ^2 théorique

$\alpha \backslash \gamma$	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

Annexe 2

Coefficient culturel Kc

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

Kc	Initial	développement	mi-saison	fin de saison	Récolte	Total
Haricots verts	0,3-0,4	0,65-0,75	0,95-1,05	0,9-0,95	0,85-0,95	0,85-0,9
Haricots secs	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
Vigne	0,35-0,55	0,6-0,8	0,7-0,9	0,6-0,8	0,55-0,7	0,55-0,75
Maïs doux	0,3-0,5	0,7-0,9	1,05-1,2	1,0-1,15	0,95-1,1	0,8-0,95
Maïs grain	0,3-0,5	0,7-0,85	1,05-1,2	0,8-0,95	0,55-0,6	0,75-0,9
Pois	0,4-0,5	0,7-0,85	1,05-1,2	1,0-1,15	0,95-1,1	0,8-0,95
Patates	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
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	0,4-0,5	0,75-0,85	1,05-1,2	0,9-1,0	0,6-0,7	0,8-0,9
Tournesol	0,3-0,4	0,7-0,8	1,05-1,2	0,7-0,8	0,35-0,45	0,75-0,85
Tabac	0,3-0,4	0,7-0,8	1,0-1,2	0,9-1,0	0,75-0,85	0,85-0,95
Tomate	0,4-0,5	0,7-0,8	1,05-1,25	0,8-0,95	0,6-0,65	0,75-0,9
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

Annexe 3

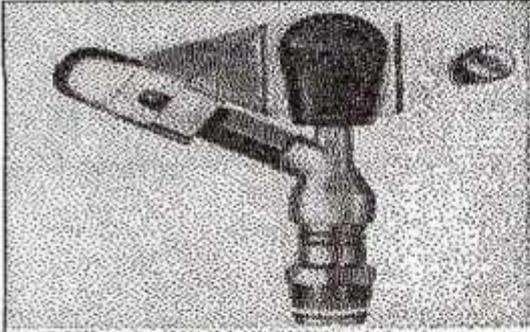
Diamètres des conduites PEHD (Groupe CHIALI)

Pièces	Prix unitaire (DA) TTC
TubeØ110 PEHD	578.81
TubeØ125 PEHD	723.15
TubeØ160 PEHD	1227.28
TubeØ200 PEHD	1786.10
TubeØ250 PEHD	2676.19
TubeØ315 PEHD	4190.86
TubeØ400 PEHD	6490.86
Vanne DN125	11000
Vanne DN150	11800
Vanne DN160	12000
Vanne DN600	19000
Vanne DN630	20000
Vanne DN400	16000
Vanne DN315	14500
Vanne DN250	13500
Vanne DN200	12500
Vanne DN110	10000
Vanne DN100	9500
Vanne DN50	4500
Té réduit 800/250	1800
Té réduit 630/250	1400
Té réduit 500/250	1300
Té réduit 400/125	1100
Té réduit 315/125	900
Té réduit 250/125	700
Té réduit 200/125	500
Té réduit 160/125	350

Té réduit	
125/125/125	800
160/160/160	1000
200/200/200	1200
250/250/250	1400
315/315/315	1600
400/400/400	1800
500/500/500	2000
630/630/630	2200
800/800/800	2600
Réducteurs 125/110	250
Réducteurs 160/125	350
Réducteurs 200/125	500
Réducteurs 250/200	700
Réducteurs 315/250	900
Réducteurs 400/315	1100
Réducteurs 500/200	1250
Réducteurs 630/250	1400
Réducteurs 800/400	1800
T égale 110/110/100	800
T égale 160/160/160	1000
T égale 200/200/200	1200
T égale 315/315/315	1600
T égale 400/400/400	
T égale 500/500/500	2000
T égale 630/630/630	2200
T égale 800/800/800	2600
Croix 200/125	400
Croix 400/125	1000
Croix 315/125	800
Croix 250/125	600

Annexe 4

Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30



Caractéristiques de l'asperseur circulaire PERROT ZF 30

1 buse
angle de jet 30°
Raccord fileté 1"

dia la buse Ø mm	pression à la buse bar	portée m	débit m³/h	espacement m		surface irriguée m²		densité d'aspersion mm/h	
				□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.	□ disp.	△ disp.
4,0	2,5	13	0,93	12/18	18/18	216	324	4,3	2,88
	3,0	14,5	1,02	18/18	18/24	324	432	3,16	2,36
	3,5	15,3	1,11	18/18	18/24	324	432	3,42	2,57
	4,0	16	1,19	18/18	18/24	324	432	3,71	2,76
4,2	2,5	13,5	1,04	12/18	18/24	324	432	4,8	2,42
	3,0	15	1,14	18/18	18/24	216	432	3,52	2,64
	3,5	15,8	1,23	18/18	18/24	324	432	3,8	2,85
	4,0	16,5	1,32	18/24	24/24	324	576	3,06	2,3
4,5	2,5	14	1,20	18/18	18/24	432	432	3,71	2,78
	3,0	15,5	1,32	18/18	18/24	324	432	4,07	3,05
	3,5	16,3	1,42	18/18	18/24	324	432	4,38	3,29
	4,0	17	1,52	18/24	24/24	324	576	3,52	2,64
4,8	2,5	14,5	1,38	18/18	18/24	432	432	4,27	3,2
	3,0	16	1,51	18/18	18/24	324	432	4,66	3,6
	3,5	16,5	1,63	18/24	24/24	324	576	3,78	2,82
	4,0	17	1,75	18/24	24/24	432	576	4,05	3,04
5,0	2,5	14,5	1,48	18/18	18/24	432	432	4,57	3,43
	3,0	16,5	1,63	18/18	18/24	432	432	5,04	3,77
	3,5	17	1,76	18/24	24/24	324	576	4,08	3,05
	4,0	17,5	1,88	18/24	24/24	324	576	4,35	3,26
5,5	2,5	15,2	1,82	18/18	18/24	432	432	5,62	4,22
	3,0	17	1,99	18/24	24/24	432	576	4,61	3,45
	3,5	17,5	2,14	18/24	24/24	324	576	4,95	3,71
	4,0	18	2,29	18/24	24/24	432	576	5,31	3,98
6,0	2,5	16,2	2,16	18/24	24/24	432	576	5,00	3,75
	3,0	17,5	2,37	18/24	24/24	432	576	5,50	4,12
	3,5	18	2,56	18/24	24/24	432	576	5,92	4,43
	4,0	18,5	2,74	18/24	24/24	432	576	6,35	4,76
7,0	2,5	17,5	2,96	18/24	24/24	432	576	6,9	5,1
	3,0	18,0	3,22	18/24	24/24	432	576	7,5	5,6
	3,5	18,5	3,48	24/24	24/24	576	576	6,0	6,0
	4,0	19,0	3,73	24/24	24/30	576	720	6,5	6,7

Figure IV.48 : fiche technique d'un arroseur

- Débit de l'asperseur

On le calcule par la relation (IV.9)