

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE-ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU PÉRIMÈTRE IRRIGUE DE
CHEMOURA-SECTEUR II -III A 'PARTIR DES EAUX
DE TRANSFERT DU BARRAGE DE BEN-HAROUN.**

Présenté par :

M^r : DEROUECHE Meftah

Devant les membres du jury:

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M. MESSAHEL	professeur	Président
M^{me} L.S BAHBOUH	M A.A	Examinatrice
M^{elle} H. BOUCHAMA	M A.A	Examinatrice
M^{me} S. HARKAT	M A.A	Examinatrice
M^r A. AYAD	M A.A	Examineur
M^r O. RAISSI	Ingénieur principal	Promoteur

Septembre 2012

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à tous ceux que j'aime mais surtout :

A mes frères ABD ELKADDIR, ALI, BRAHIM, HOCIN, RABAH.

A mes sœurs FATIHA, FATIMA, KHEIRA et SAIDA.

A toute ma famille.

A mes amis : , HAKIM, MOUSSA, BRAHIM, HASSEN, A.ERRAZEKYASSIN...

A toute ma promotion 2012 sans exception ;

A tout les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études ;

A toute personne utilisant ce document pour un bon usage.

MERTAH

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions.

J'aimerais exprimer ma gratitude pour la patience, le soutien et l'aide qu'a pu m'apporter mon promoteur M^r:RAISSI.O. Ainsi que son disponibilité tout le long de l'élaboration de ce travail.

Nous tenons à exprimer notre gratitude envers tous ceux qui ont de diverses façons contribué à l'élaboration de ce présent mémoire.

À Les membres de la bibliothèque de l'E.N.S.H, pour leurs précieuses aides.

À tout le corps enseignant et personnel de L'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à mon formation.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Mon respect au président et aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail :

DEROUACHE MEFTAH

ملخص

تمتلك مدينة الشمره أراضي زراعية واسعة وقد استفادت من نظام تحويل مياه سد بني هارون. هذه المياه موجهة إلى المساحات الفلاحية عن طريق شبكة المياه. يندرج عملنا هذا في توزيع هذه المياه على جزء من هذه الأراضي عن طريق السقي بالتقطير.

Résumé

La ville CHEMRA possède des vaste terre agricoles bénéficient d'un système de Transfert des eaux du barrage de beni haroun.

Ces eaux sont destinées pour les espaces agricoles véa le réseau de distribution des eaux.

Ce travail à pour but de distribuer les eaux vers certains terres par l'irrigation goutte à goutte.

Abstract

The city of CHAMRA consists of vast agricultural fieds that exploited a system of directing water of BENI HAROUN .

These waters coodirected to the agricultiral fields using in distribuing water towards regions using localized irrigation.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I: présentation de la région d'étude

I.1. SITUATION GÉOGRAPHIQUE	1
I.2 – L'habitation.....	3
I.3 - Agriculture.....	3
I.4. Géologie	3
Les marnes et calcaires à Orbitaires en alternances du Crétacé Inférieur	3
Les calcaires massifs cristallins du Crétacé supérieur.....	4
Les argiles conglomérats et marnes d'age Aquitano-Burdigalien du Miocène.....	4
I-5- La ressource en eau	4
I-6: Climat	4
I-7: Pluviométrie de la zone d'étude	5
I. 8- L'évapotranspiration potentielle	6
I. 9- Les vents	7
I.10 L'humidité relative.....	7
I.11 Ensoleillement.....	8
I.12 Durée de la saison sèche.....	8
I.13 Caractéristiques bioclimatiques.....	8
Conclusion	

CHAPITRE II: Etude hydraulique

II.1- Introduction	11
II-2 Choix des cultures	11
a. Pommier	12
b. L'olivier	12
II .3 Besoins en eau des cultures.....	12
II.4 Evaluation des besoins en eau des plantes cultivées.....	12
II .5 Détermination de l'année de calcul	13

II.5-1 Etudes des précipitations annuelles	13
II.6 Calcul de L'évapotranspiration	31
II .6.1 L'évapotranspiration Réelle	17
II .7 - Calcul de la pluie efficace	19
II .8 Estimation des doses et fréquences d'irrigation au niveau de la parcelle	20
II .8.1 Dose d'irrigation des cultures	22
II .9 Besoins en eau du périmètre	25
II-10 : Besoins en eau des cultures en irrigation localisée	26
II-10-1 :calcul du débit fictif continue	26

Conclusion

CHAPITRE III: Technique d'arrosage

IV .1. INTRODUCTION :

III.1 Technique d'arrosage	31
a) Irrigation de surface (par gravité):	34
b) Irrigation par aspersion	34
c)Irrigation localisée	34
III.1.1 Les techniques d'irrigation de surface	34
III.1.1.1 L'irrigation par déversement	34
III.1.1.2 L'irrigation par planches	35
III.1.1.3 L'irrigation par submersion	35
III.1.1.4 L'irrigation par sillons ou « à la raie » :	35
III.1.1.5 L'irrigation souterraine	35
III .1. 2 L'irrigation par aspersion	36
III.1. 2 .1 Caractéristiques	36
III.1. 2 .2 L'avantage de l'aspersion	36
III .1. 2 .3 L'inconvénient	36
III.1.3. L'irrigation localisée	36
III.2 LE CHOIX DU SYSTEME D'ARROSAGE	36
CONCLUSION	

CHAPITRE IV: système d'irrigation

INTRODUCTION	37
IV-1- Calcul le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte.....	37
a) Le pommier SECTEUR II.....	37
b) L'olivier SECTEUR II.....	37
1) Caractéristique de goutteur	37
2) Caractéristiques des conditions climatiques.....	37
3) Caractéristiques des conditions de travail.....	37
IV -1-1 Détermination des données de bases.....	38
IV-1-1-2 Besoins en eau des cultures en irrigation localisée.....	38
IV-1-1- 3 La dose pratique =dose nette maximale.....	38
IV-1-1- 4 La dose nette pratique réelle.....	39
IV-1-1-5 dose brute :	39
IV-1-1-6 Fréquence d'arrosage	39
IV-1-1-7 Dose fictive à apportée.....	39
IV-1-1-8 durée d'arrosage :.....	39
IV-1-1-9 nombre de poste :.....	39
IV-1-1- 10 Surface d'un poste	39
IV-1-1-11 Surface correspondant à une rampe.....	41
IV-1-1-12 Nombre de rampes par postes.....	41
IV-1-1-13 nombre de goutteur par rampe	41
IV-2-2- Calcul hydraulique	41
IV-2-2-1 Débit d'une rampe	42
IV-2-2-2 débit de port rampe :.....	42
IV-2-2-3 pert de charge.....	42
IV-2-2-4 dimensionnement des différents segments du réseau :.....	43
1) Diamètre des rampes :.....	43
2) diamètres des portes rampes.....	44
IV-2-2-5 Calcul de la canalisation principale	44
a) Normalisation diamètres avantageux (PEHD).....	45
b) Détermine l'Acote du radier de réservoir	45
IV-3-Langage utilisé	46
IV-3-1- Microsoft Visual Studio	46
IV-3-2- Visual Basic (VB).....	46

IV-3-2-1 Fonctionnalités du langage.....	47
IV-3-2-2 Caractéristiques de Visual Basic.....	49
IV-3-2-3 L'inter face de logiciel	49
IV-3-2-4 Le programme.....	50
Conclusion :	

CHAPITRE V : Etude de l'adduction

Introduction :

V-1 le choix de tracé.....	47
V-1 -1 Description de l'adduction refoulement.....	48
V-2 Etude de variantes	48
V-3 Méthodologie et hypothèses de calcul.....	49
V-3-1 Calculs hydrauliques	49
V-3 -2 Pertes de charge dans les conduites.....	49
V-4 Calcul de longueurs équivalentes	51
V-4 -1 Calcul de la charge disponible.....	51
V-4 -2 calcul de diamètres de l'adduction	52
V-4 -3 les diamètres avantageux	52
V-5 DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS.....	53.
V-5.1. ROLE DES RESERVOIRS	53
V-5 2. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS.....	54
V-5.3. CLASSIFICATIONS DES RESERVOIRS.....	54
V-5.3.1. Classification selon le matériau de construction	54
V-5 - 3.2. Classification selon la situation des lieux	54
V-5- 3.3. Classification selon l'usage	54
V-5-3.4. Classification selon la forme géométrique	55
V-6- DETERMINATION DE LA CAPACITE	55
V-6.1.Principe de calcul	55
V-6.1.1. La méthode analytique	55
V-6.1.2. la méthode graphique	55
V-7. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIR	56
V-7.1.Réservoir (R1):.....	56
V.8.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	58
V.8.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain	58
V.9. ACCESSOIRES.....	60
V.9.1. Robinets vannes	60
V.10. ORGANES DE RACCORDEMENT.....	64
Conclusion	

CHAPITRE VI : Organisation de chantier

Introduction.....	73
VI-1 Travaux concernant l'adduction	73
VI-2-Choix des engins de terrassement	74
VI -3 Calcul du volume de terrassement_	76
VI-4-1Pour le canal principal (adduction).....	76
VI -4-1-1 Calcul du volume de déblai).....	76
VI -4-1-2 Calcul du volume de lit de sable_	77
VI -4-1-3 Calcule du volume de remblai :.....	78
VI -4-1-4 Devis estimatif pour l'adduction	79
VI -5 Devis pour le réseau d'irrigation.....	82

Conclusion

CONCLUSION GENERAL

LISTE DE TABLEAU

CHAPITE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Températures en °C à la station de Boulhilet.....	5
Tableau n° I-2 : Caractéristiques des stations pluviométriques.....	5
Tableau I-3 : Données pluviométriques de la station de Batna.....	6
Tableau I -4 : Evapotranspiration potentielle (ETP).....	7
Tableau I-5 : la vitesse des vents sirocco à Batna (station de Boulhilet).....	7
Tableau I -6 : Humidité relative exprimé en % à la station de de Boulhilet....	7
Tableau I-7: Ensoleillement moyen mensuel à la station météorologique de B_atna.....	8
Tableau I-8 : Caractérisation climatique.....	10

CHAPITRE II étude Hydraulique

Tableau II.1 : Ajustement à une loi de Gauss	16
Tableau II-2 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois.....	16
Tableau II-3 : Détermination de l'année de calcul.....	19
Tableau II-4 : calculs de ET0.....	20
Tableau II.5 : Les précipitations efficaces.....	23
Tableau II-5 : dose d'irrigation de pommier.....	24

Tableau II-6: dose d'irrigation de l'olivier.....	25
Tableau II-7 : Besoins en eau	25

CHAPITRE IV-Technique d'arrosage

Tableau V-3 : calculs des paramètres pour les oliviers	42
--	----

CHAPITRE V : étude de l'adduction

Tableau V-1 Points de piquage et station de pompage.....	54
Tableau V-2: Points de picage.....	55
Tableau V-3: <i>Points de réservoir</i>	55
Tableau V-4: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.....	55
Tableau V-5: Calcul de longueur équivalent.....	58
Tableau V-6: Les pressions aux nœuds	59
Tableau V-7 Diamètres avantageux.....	59
Tableau V-8 Normalisation diamètres avantageux.....	59
Tableau V-9 Normalisation diamètres avantageux.....	60

CHAPITRE VI : Organisation de chantier

Tableau VI-1 : calcul du volume de déblai	77
Tableau VI-2 : calcul du volume de sable	77
Tableau VI-3: calcul du volume de remblai.....	78
Tableau VI-4: Volumes et coût des travaux total pour le secteur II :	79
Tableau VI-5: Volumes et coût des travaux total pour le secteur	79

Tableau VI-6: Calcul le cout du réseau de goutte à goutte	80
Tableau VI-7: Calcul le cout du réseau de goutte à goutte.....	80
Tableau VI-8 : DEVIS estimatif pour les réservoirs.....	81

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I: présentation de la région d'étude

Figure n°1 : plan du situation de la zone chemora	2
Figure n°1 : Situation géographique de la région étudiée.....	2
Figure n°2 : Situation du périmètre de chemoura.....	3
Figure n°3: Situation géographique de la station pluviométrique.....	6
Figure I-1 : Diagramme Ombrothermique à la station de Batna.....	9

CHAPITRE III: technique d'arrosage

Figure 01 : irrigation par planche de ruissellement.....	29
Figure 02 : irrigation par submersion	30
Figure 03 : irrigation à la raie.....	31
Figure 04 : partie essentielle d'une installation en aspersion classique.....	32
Figure 05 : partie essentielle d'une installation localisée.....	35

CHAPITRE V: étude de l'adduction

Figure 01 : situation de la station de pompage et les deux piquage.....	56
Figure 02 : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.....	65
Figure 03 . Positionnement de la manche en polyéthylène sur la conduite	66
Figure 04 : Robinets vanne à opercule	68
Figure 05 : Robinets vanne papillon	68
Figure 06 : Différentes types des Ventouse	69
Figure 07 : Les différents types des débitmètres.....	71

CHAPITRE VII: Organisation de chantier

Figure VI-1-niveleuse	74
Figure VII.2 Pelle hydraulique.....	75
Figure VII.3 : Chargeur	75
Figure VII.4 décapeuse	75
Figure VI-6 engin de transport.....	76

Liste des planches

Planche N°1 : Profil en long de la conduite de l'adduction piquage1réservoir 1

Planche N°2 : Profil en long de la conduite de l'adduction piquage2 réservoir 2

Planche N°3 : Schéma du réseau goutte à goutte

Planche N°4 : Plan de situation de la zone CHAMORA-SECTEUR II-III

Introduction Générale

Les ressources en eau représentent un élément fondamental dans le développement économique d'un pays ; Les interférences du secteur de l'hydraulique avec les autres secteurs économiques ont fait de lui un élément préalable pour la concrétisation des objectifs prioritaires pour le développement de l'agriculture.

L'importance de l'irrigation dans le monde est définie par N.D.GULHATI un indien : *« l'irrigation dans beaucoup de pays est un art ancien aussi vieux que la civilisation, mais pour le monde entier c'est une science moderne ; la science de la survie »*.

Notre pays a connu et connaîtra des désavantages de longue période de sécheresse, en particulier dans les régions à climat semi aride ou la pluviométrie est déjà insuffisante et mal répartie.

Le but de notre travail est de projeter un réseau d'irrigation, en prenons en considération la rareté de l'eau et l'accidentalité du terrain.

Pour se faire nous avons opté pour un réseau d'irrigation goutte-à-goutte, qui est distingué par son économie en eau; donnant de faibles quantités d'eau pendant plusieurs jours. Le goutte-à-goutte implique un réseau dense de conduite de faible diamètre sur lesquelles sont montés des dispositifs calibrés capables de réduire la pression.

Ce système est couramment utilisé pour les cultures fruitières.

I.1-Situation géographique

La plaine de Chemora est située au cœur des hautes plaines constantinoises ; à mi-chemin entre les hauteurs du tell Constantinois et celles de l'Aurès . Cette plaine est à Cheval sur les Wilayets de Batna (Communes de Chemoura et Boulhilet), Et Oum El Bouaghi (Communes de

Ain-Kercha et Boughrara Saoudi). Cette zone se trouve à 54 Km au Nord-Est de la wilaya de Batna, à 108 Km au Sud-Ouest de Constantine et 448 Km au Sud-Est d'Alger.

Elle se trouve entre les parallèles 35° 35' N et 35° 50' N et les méridiens 6°30' E et 6° 55' E (Figure n°1).

Cette plaine couvre une superficie de 459 Km² et elle est limitée ;

- Au Nord par Djebel Marhsel, Garaet et Djebel Annk Djemel.
- A l'Est par la Chaîne de Montagnes formée par Djebel Fedjoudj et Merzeklal.
- Au Sud par les Hautes plaines Bateneennes et Djebel Amrane.
- A l'Ouest par Djebel Bouarif (Bourirhsène) et Djebel Sidi Ahmed Ben Bouzid.

Administrativement, la région de Chemora est limitée:

- Au Nord par les communes de Ouled Zaouai, El-Harmalia, Ain Kercha et Ain Fakroun au Nord-Est (Wilaya d'Oum El- Bouaghi).
- A l'Est par les communes de Ain- zitoune (Wilaya d'Oum el-Bouaghi) et commune de R'Mila (Wilaya de Khenchela).
- Au Sud par les communes de Ouled fadhel (Toufana) et Timgad.
- A l'Ouest par les communes d'El-Madher et Boumia.

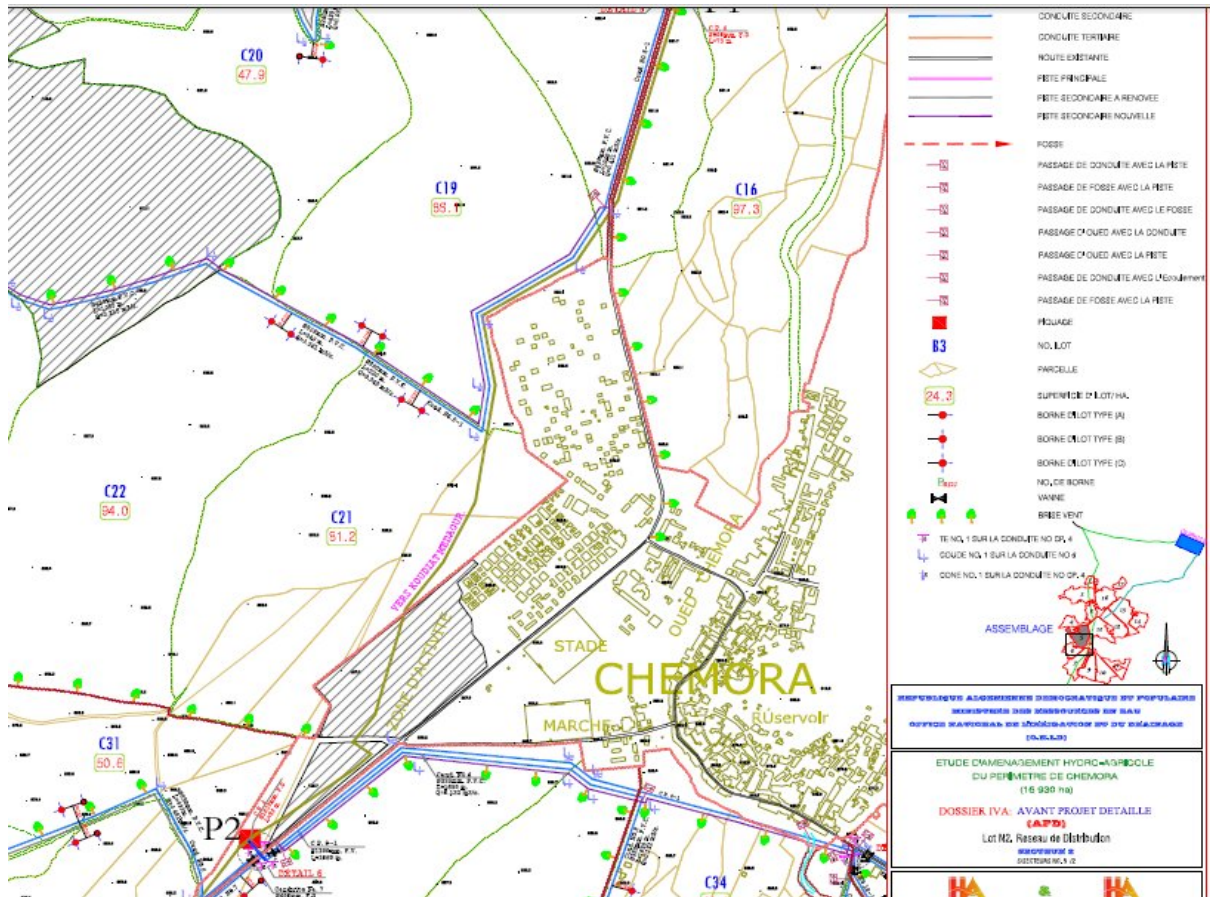


Figure n°1 : plan du situation de la zone chemora



Figure n°1 : Situation géographique de la région étudiée

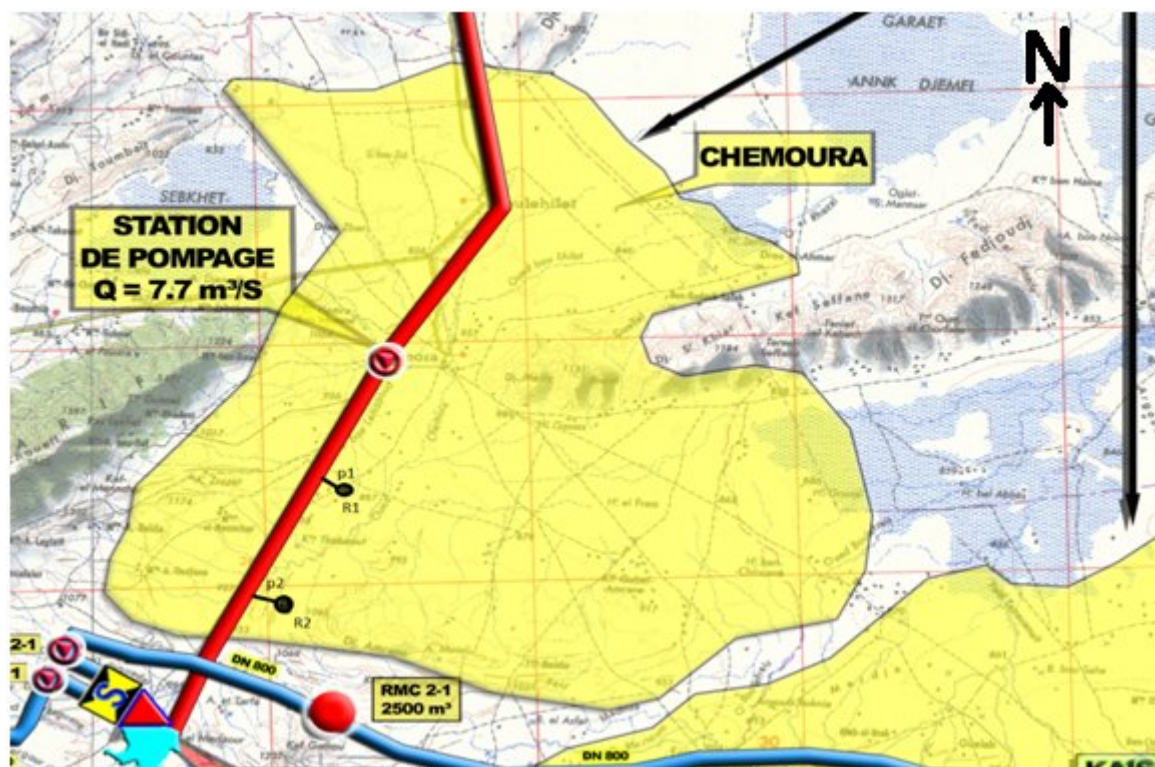


Figure n°2 : Situation du périmètre de chemoura

I.2 – L'habitation

Les habitants de la région de Chemora sont très dispersés surtout dans les zones éparses et regroupés en agglomérations en 05 sites :

Chef lieu des Communes ; Chemora, Boulhilet, Boughrara Saoudi et les agglomérations secondaires de Kouachia et Haouadssa.

I.3 - Agriculture :

La plaine de Chemora est à vocation Agricole. L'occupation prédominante est la Céréaliculture intensive avec une faible activité pour les cultures maraîchères. Cette activité occupe une superficie de 16940 ha, le reste est steppique. Le cheptel représente une part importante de la région, il est détenu en majorité par les privés.

I.4 Géologie

La plaine étudiée est situé dans une cuvette synclinale, de forme assez complexe. Les niveaux géologiques présents dans la région sont constitués par les formations suivantes :

- **Les marnes et calcaires à Orbitoides en alternances du Crétacé Inférieur**

Cette formation qui ne dépasse pas 50 ou 60 m d'épaisseur est constituée par des alternances de marnes blanchâtres et de calcaires organodétritiques en petits bancs.

- **Les calcaires massifs cristallins du Crétacé supérieur**

Le crétacé supérieur peut atteindre 300 m. d'épaisseur et est localisé au Sud de la feuille. Ce sont des calcaires cristallins peu fossilifères.

- **Les argiles conglomérats et marnes d'age Aquitano-Burdigalien du Miocène**

Cette formation affleure très peu sur la feuille (Mechtat Tiguenzaz sur la route Batna-Biskra) mais elle est plus importante aux environs de Tazoult.

Au sud Est de la ville de Batna, la plaine alluviale de lambiridi est entourée par les formations calcaires du Turonien.

I.5 - La ressource en eau :

La ressource en eau de la région de Chemora est d'origine souterraine de deux aquifères différents :

_ L'un superficiel jusqu'à 50 m de profondeur exploité par plus de 95 puits dont 25% sont utilisés pour A.E.P et l'irrigation et 75% sont utilisés purement pour l'irrigation.

_ L'autre profond exploité par plus de 112 forages (de 50m à 250m); dont 15% sont utilisés pour l'A.E.P et 85% sont utilisés pour l'irrigation.

La ressource mobilisable est de l'ordre de : 7.169.000 m³/an.

I.6- Climat :

La région est caractérisée par un climat continental avec des hivers rudes et pluvieux et des étés secs et chauds, de type semi- aride.

Les températures sont variables d'une saison à l'autre avec des amplitudes parfois très importantes.

Les précipitations sont faibles et irrégulières d'une année à une autre.

Les vents sont canalisés par les massifs montagneux voisins des Aurès et du Bellezma.

Le sirocco souffle pendant le mois de Mai et dure entre 20 et 40 jours.

Les températures mensuelles moyennes et les extrêmes moyens enregistrés au niveau de la station de **Batna** sont donnés par le tableau suivant.

Tableau I-1 : Températures en °C à la station de Boulhilet

Température (°C)	MOIS											
	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
m	0.7	1.8	2.9	5.6	9.3	13.9	17	17	13.5	8.6	4.1	1.9

M	10.1	11	14	17.4	21.8	28.9	33	31.8	26.6	19.8	13.8	11.1
T	5.4	6.4	8.45	11.5	15.55	21.4	25	24.4	20.05	14.2	8.95	6.5

Source : données ANRH-Station de Boulhilet

Avec : m = minimale moyenne, T = Température Moyenne, M = maximale moyenne

I.7- Pluviométrie de la zone d'étude

Le sous bassin nord de la plaine de Chemora est équipé de (04) stations pluviométriques. La 1ère située à l'intérieur de la plaine (celle de Boulhilet) et les trois (03) situées à l'extérieur (celles de Timgad, Ain-Yagout et Toufana). L'exploitation des données climatiques enregistrées dans les stations de mesures permettront de caractériser les conditions climatiques de la zone d'étude. Des relevés climatiques sur différentes périodes d'observations sont enregistrés au niveau des stations cités plus haut. Il s'agit des données de l'ANRH. On a une série d'observation des précipitations s'étalant sur 20 ans de 1986 à 2005 pour les quatre stations (Boulhilet, Timgad, Ain-Yagout et Toufana) et une série d'observation de 15 ans des températures allant de 1990 à 2005 pour la station de Boulhilet. Les caractéristiques des stations sont reportées dans le tableau suivant.

Tableau n° I-2 : Caractéristiques des stations pluviométriques

Station	Latitude	Longitude	Altitude (m)
Boulhilet	35°43'53	06°39'58	859
Timgad	35°29'00	06°28'00	1040
Ain-Yagout	35°47'15	06°25'06	912
Toufana	35°26'37	06°39'42	973

Source : données ANRH-Station de Boulhilet

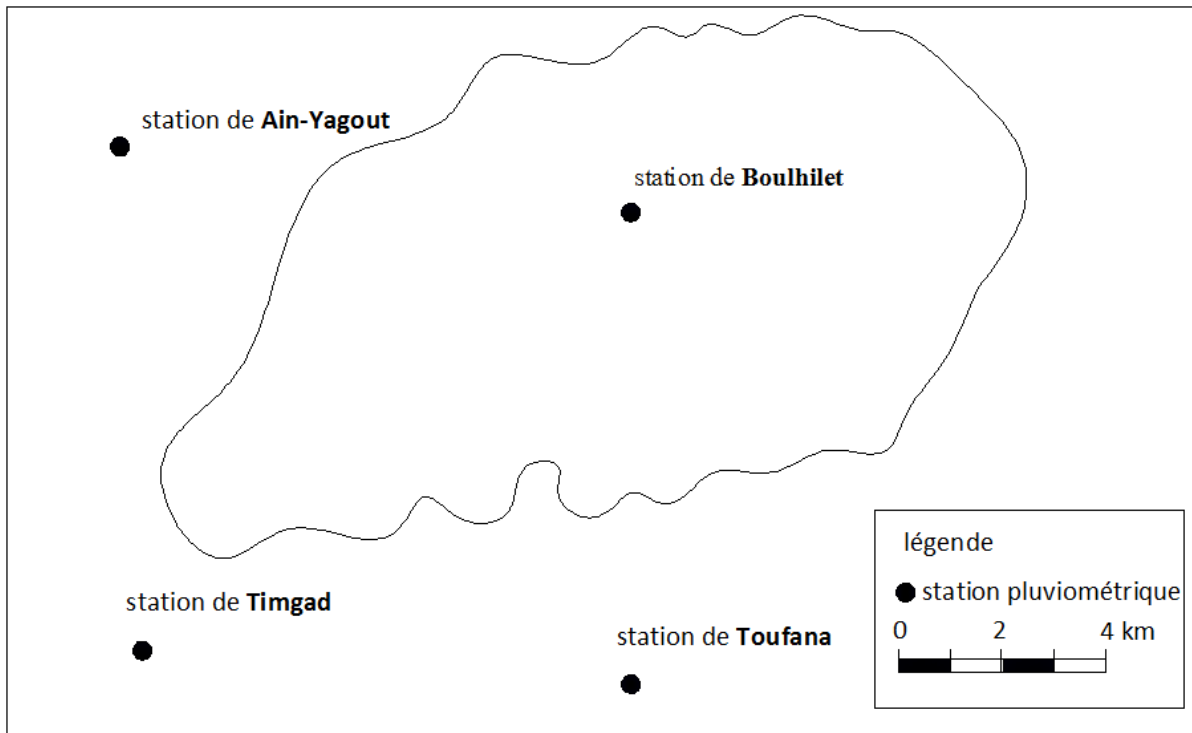


Figure n°3: Situation géographique de la station pluviométrique

Les moyennes des précipitations observées par l'Office National de la météorologie (ONM) durant les 33 dernières années (1977-2010) au niveau de la station pluviométriques de Boulhilet

sont données par le tableau suivant :

Tableau I-3 : Données pluviométriques de la station de Batna

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
P_{moy} mm/m ois	26.84	18.58	28.9	31.41	35.31	15.96	6.2	11.48	35.95	24.59	21.5	24.89	281.61

Source : données ANRH-Station de Boulhilet

I. 8- L'évapotranspiration potentielle

Au niveau de Batna, l'évapotranspiration calculée selon la méthode ANRH est de l'ordre de 1347 mm/an comme le montre le tableau suivant :

Tableau I -4 : Evapotranspiration potentielle (ETP)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
ETP(mm)	34.9	44.9	79.84	105.2	144.88	206.12	239.16	209.65	127.9	86.65	38.56	29.94	1347.7

Source : données ANRH-Station de Boulhilet

I. 9- Les vents

Les vents dominants en période hivernale sont de direction Nord-Est. Il s'agit de vents frais et relativement humides. En période estivale, la direction du vent change et sont généralement de direction Sud-Ouest et secs (sirocco).

De par sa position en vallée, le futur périmètre irrigué est localisé dans un couloir de vent ce qui impose la nécessité de prévoir des brises vents.

En ce qui concerne le nombre moyen de jours de sirocco enregistré à la station de **Batna**, il est de 19, et se répartit mensuellement comme suit :

Tableau I-5 : la vitesse des vents sirocco à Batna (station de Boulhilet)

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Vitesse (m/s)	1.2	1.9	3.7	4	3.1	2.6	2.8	2.7	3	2.6	2.6	2.9	19

Source : données ANRH-Station de Boulhilet

I.10 L'humidité relative

L'humidité relative de l'air ou état hydrométrique indique que l'état de l'atmosphère est plus ou moins proche de la condensation. C'est à la valeur de l'humidité relative que correspond la sensation de l'humidité ou de sécheresse de l'air.

Tableau I -6 : Humidité relative exprimé en % à la station de de Boulhilet

MOIS	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
H %	70	70	63	63	60	52	42	46	59	63	70	71

Source : données ANRH-Station de Boulhilet

I.11 Ensoleillement

Les valeurs maximales de l'ensoleillement sont observées au mois de juin et juillet, et la durée d'ensoleillement descend à un minimum en décembre. Cette diminution est liée à la nébulosité pendant l'hivernage.

Tableau I-7 : Ensoleillement moyen mensuel à la station météorologique de Batna

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Ensoleillement (heures par jour)	5.5	7.1	7.4	8.3	9.1	10.3	11,3	10	8.4	7.6	6.1	5.4

Source : données ANRH-Station de Boulhilet

I.12 Durée de la saison sèche

Le diagramme ombrothermique de GAUSSEN permet de définir l'étendue et les limites de la période sèche (intersection des courbes des valeurs mensuelles de la pluviométrie et de la température).

L'appréciation de la durée de la période sèche est utile pour la détermination de la période d'irrigation.)

Le diagramme ombrothermique de la station de Boulhilet est donné par la figure suivante :

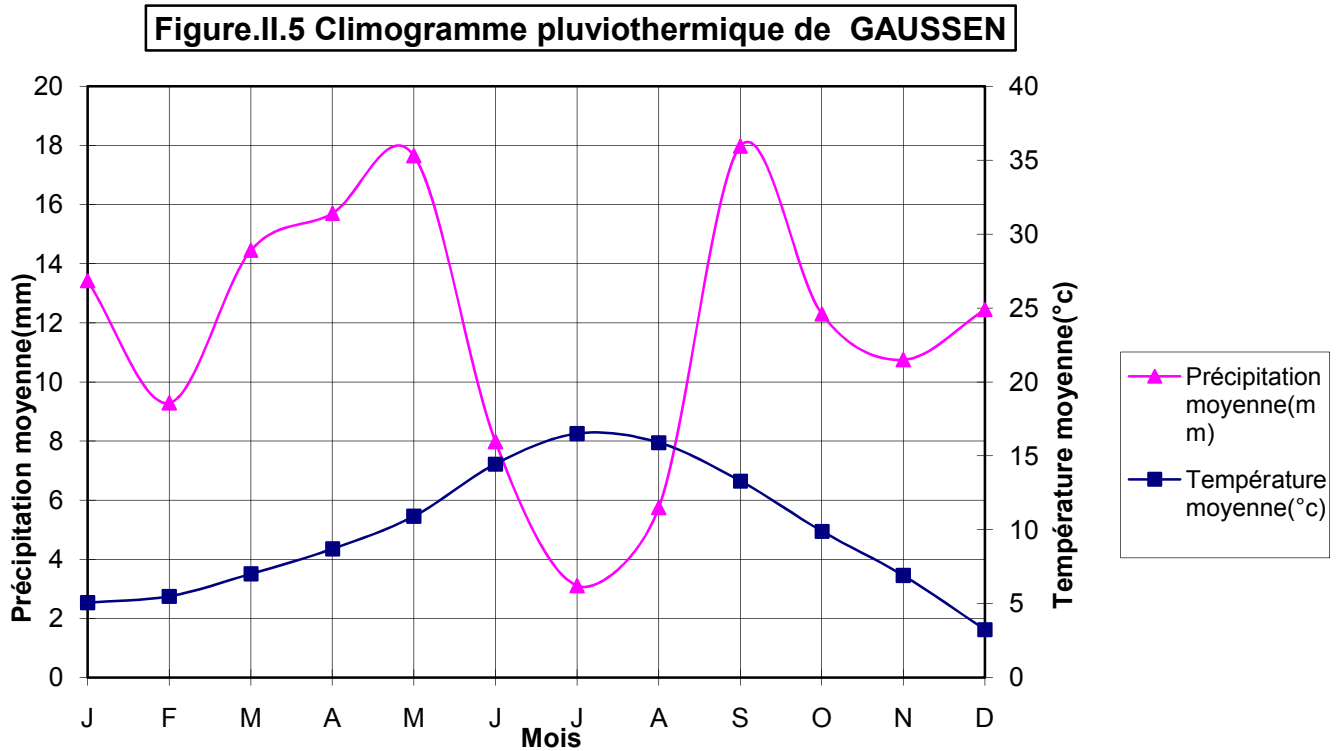


Figure I-1 : Diagramme Ombrothermique à la station de Batna

I.13 Caractéristiques bioclimatiques

La classification bioclimatique de la zone où est localisé le périmètre irrigué de Batna – Chemora se fera à travers l'indice de l'aridité déterminé sur la base de la formule de "De Martone" :

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

où :

- I : indice d'aridité;
- P : pluviométrie annuelle, mm
- T : température moyenne annuelle de l'air, °C.

Compte tenu des données climatiques des deux stations de Batna et de Ain Touta, L'indice d'aridité calculé pour les deux stations considérées se présente comme suit :

Station de Batna :
$$I = \frac{281}{13.98 + 10} = 11.71$$

Les limites des zones climatiques d'après l'indice d'aridité de "De Martone" sont données dans le tableau suivant :

Tableau I-8 : Caractérisation climatique

Valeur de l'indice	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

Selon la classification de MARTONNE notre climat est sec (semi-aride), ce qui rend l'irrigation Indispensable

Conclusion

Ainsi, d'après la valeur de l'indice d'aridité de "De Martone" le périmètre irrigué Batna – Chemora se trouve dans l'étage bioclimatique semi-aride. Ces résultats sont confortés par la carte des étages bioclimatiques de la wilaya de Batna. Cette carte nous permet de constater que le périmètre de Batna – Chemora est situé pour l'essentiel dans l'étage bioclimatique Semi Aride .

Cette conclusion confirme le choix de la station de Batna comme station de référence pour la description du climat de la zone du projet et le calcul des besoins en eau du périmètre.

II.1- Introduction :

Les besoins en eau des plantes ne sont pas constants dans le temps, il y a une sensibilité particulière au déficit à certaines périodes de leur cycle végétatif.

De nos jours, la plupart des modes des conduites de l'irrigation résultent soit d'un bilan hydrique de la culture, soit de mesure in situ de la réponse à la sécheresse des plantes, dans les systèmes agraires modernes, la majorité des prévisions d'irrigation dépendent de l'évaluation de la quantité d'eau disponible dans le sol pour la culture.

Les besoins en eau à satisfaire par l'irrigation au niveau du champ représentent le volume et la fréquence des applications d'eau nécessaire pour compenser les déficits en eau du sol pendant le cycle végétatif d'une culture donnée.

Pour calculer ces besoins, il faut y avoir les données climatiques et édaphiques les variables qui composent le bilan hydrique au niveau de l'aire d'irrigation ce sont :

- Les besoins en eau maximum de chaque culture (évapotranspiration moyenne ETM).
- La pluie efficace (Pe).
- La fraction de la réserve utile du sol (RFU).

II-2 Choix des cultures :

Les choix des cultures à mettre en place doit concilié entre les critères suivant :

- 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.

Pour l'établissement du calendrier cultural adaptable aux diverses condition du périmètre d'étude chemora, nous avons tenu compte :

- De la vocation agro-alimentaire de la région.
- Du choix des services agricoles de la wilaya qui tendent vers la diversification et l'intensification des cultures pratiquées dans la région.
- D'un aperçu sommaire sur les qualifications de la main d'œuvre actuelle dans la conduite des cultures envisagées.
- Des disponibilités des moyens de production.
- De la demande commerciale traduisant les profils des agriculteurs.

Les cultures retenues doivent présenter une combinaison harmonieuse entre elles afin de bien conditionner la réussite technique et financière de notre système de culture.

Pour notre périmètre les cultures que nous avons choisies sont les suivants :

a. Pommier

b. L'olivier

II .3 Besoins en eau des cultures

Les cultures pour se développer, puisent du sol l'eau et les éléments nutritifs. La quantité d'eau donnée à la culture n'est pas entièrement absorbée par la culture, une partie percole et se perd en profondeur.

L'eau qui constitue la plante est libérée par transpiration à travers l'appareil foliacé, le reste est évaporé par le sol. L'ensemble de ces deux actions est l'évapotranspiration. Ce phénomène conditionne et détermine les besoins en eau des cultures.

II.4 Evaluation des besoins en eau des plantes cultivées

Dans un premier temps, la détermination des besoins en eau d'une culture nécessite :

- La connaissance de divers paramètres concernant aussi bien la plante elle-même que les données climatiques ou pédologiques de la région.
- Les données climatiques donneront les indications nécessaires concernant les besoins en eau de la culture.
- Les paramètres pédologiques permettront d'estimer la réserve en eau utile du sol; et les données culturales préciseront la réserve en eau facilement utilisable par la plante.
- Qualité de l'eau d'irrigation a l'aide des différents résultats obtenus, il sera relativement aisé de déterminer par la suite les quantités d'eau d'irrigation nécessaires au bon développement de la plante. Celles-ci seront calculées au moyen du logiciel CROPWAT4WINDOWS VERSION4.3

II.5 Détermination de l'année de calcul

La détermination de l'année de calcul à pour but de connaître la quantité de pluie qui peut être utilisée par la plante. Elle est une fraction de la pluie efficace (pluie de probabilité 80%), (de l'année de calcul de P80%)

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

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

II.5-1 Etudes des précipitations annuelles :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont réunies parmi les quelles :

- Loi de Laplace-Gauss, loi normal, et loi de Galton ou loi log-normale.
- Loi de Fuller ou loi Exponentielle.
- Loi Gamma, loi de Pearson I et III.
- Loi de Gumbel ou loi doublement exponentielle.

➤ Ces lois comportent deux à trois paramètres estimés par différentes méthodes :

- Méthode des moments.
- Méthode du maximum de vraisemblance.
- Méthode du maximum d'entropie.

Les critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord, et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi. Le problème posé : Quelle loi choisir lorsque plusieurs d'entre elles sont adéquates ?

Donc les critères de choix pouvant être retenus sont :

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

II.3-4-Ajustement à la loi de Gauss:

Le procédé de calcul consiste à :

- ✓ Classer les valeurs de l'échantillon par ordre croissant.
- ✓ Affecter un numéro d'ordre aux valeurs classées.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale par la formule de Hazen.

$$F(x) = \frac{n - 0.5}{N}$$

Avec :

n : Numéro d'ordre.

N : Numéro d'années observées.

Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon.

- ❖ La moyenne arithmétique.
$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} X_i}{n}$$
- ❖ L'écart type.
$$\delta = \sqrt{\frac{1}{n-1} * \sum_{i=1}^{i=n} (X_i - \bar{X})^2}$$
 Si n < 30 ans
- $$\delta = \sqrt{\frac{1}{n} * \sum_{i=1}^{i=n} (X_i - \bar{X})^2}$$
 Si n > 30 ans

Tableau II.1 : Ajustement à une loi de Gauss

Paramètres

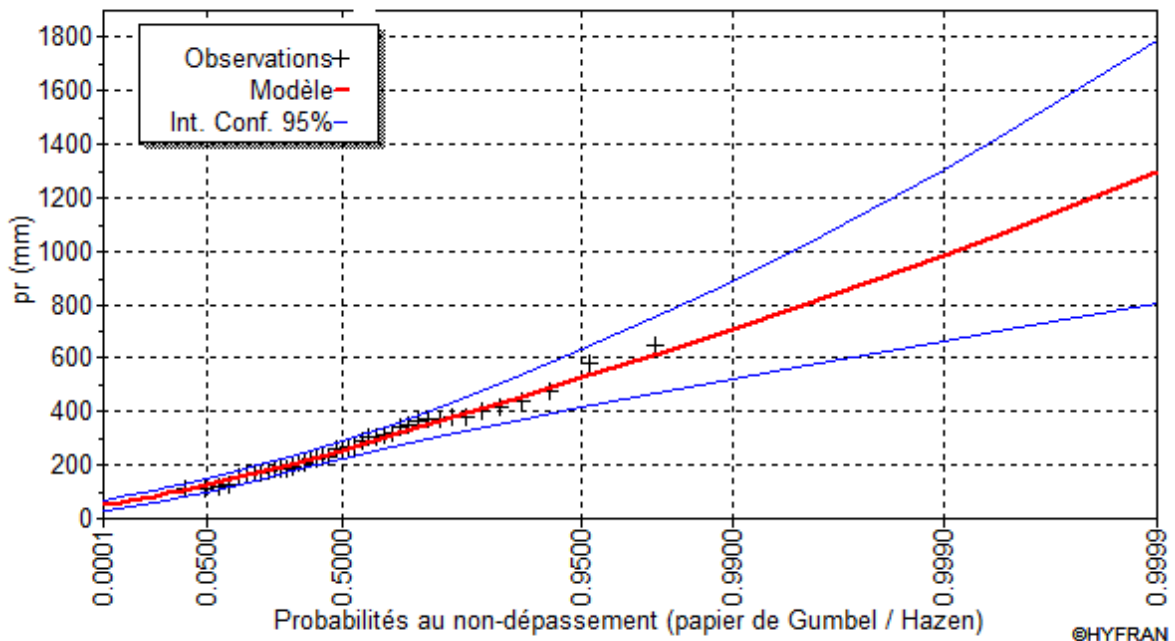
mu 5.547706

sigma 0.435526

Quantiles

q = F(X) (probabilité au non-dépassement)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	1300	251	805	1790
2000.0	0.9995	1080	187	709	1440
1000.0	0.9990	986	163	667	1310
200.0	0.9950	788	112	568	1010
100.0	0.9900	707	93.4	524	890
50.0	0.9800	628	75.9	479	777
20.0	0.9500	525	55.2	417	634
10.0	0.9000	449	41.4	367	530
5.0	0.8000	370	29.4	313	428
3.0	0.6667	310	22.0	266	353
2.0	0.5000	257	17.5	222	291
1.4286	0.3000	204	14.8	175	233
1.2500	0.2000	178	14.1	150	206
1.1111	0.1000	147	13.6	120	173
1.0526	0.0500	125	13.2	99.5	151
1.0204	0.0200	105	12.7	80.0	130
1.0101	0.0100	93.2	12.3	69.0	117
1.0050	0.0050	83.6	11.9	60.2	107
1.0010	0.0010	66.8	11.0	45.2	88.4
1.0005	0.0005	61.2	10.7	40.3	82.1
1.0001	0.0001	50.8	9.83	31.5	70.1



$$P_{\text{théorique } 20\% \text{ annuelle}} = 178 \text{ mm}$$

$$P_{\text{théorique } 50\% \text{ annuelle}} = 257 \text{ mm}$$

Pour chaque mois sont données par le tableau suivant:

Tableau II-2 : Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P_{moy} mm/mois	26.84	18.58	28.9	31.41	35.31	15.96	6.2	11.48	35.95	24.59	21.5	24.89

Nous avons

$$P_{\text{moy } 80\%} = \frac{178}{257} \cdot P_{\text{moy.mensuelle}} = 0,69 \cdot P_{\text{moy.mensuelle}}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau II-3 : Détermination de l'année de calcul.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pmoy 80%	18.52	12.82	19.94	21.67	24.36	11.01	4.28	7.92	24.81	16.98	14.84	17.17

II.6 Calcul de L'évapotranspiration

L'évapotranspiration se définit comme étant le rejet global de vapeur d'eau par le sol et par les feuilles d'une plante. On distingue deux types d'évapotranspiration :

- Evapotranspiration potentielle ETP.
- Evapotranspiration réelle ETR.

II .6.1 L'évapotranspiration Réelle

S'obtient en multipliant l'évapotranspiration standard par le coefficient cultural. Les données climatiques (moyennes mensuelles) à fournir pour déterminer l'évapotranspiration sont reprises ci-dessous:

$$ETR = ETo * Kc$$

ETo : représente l'évapotranspiration standard définie par Penman (1956) comme étant la quantité d'eau transpirée par unité de temps par une végétation courte et verdoyante, recouvrant complètement le sol, de hauteur uniforme et qui ne manque jamais d'eau. Elle se calcule à partir de la formule de Penman-Monteith et des données climatiques de la région.

- **Kc** : correspond au coefficient cultural, fonction du type de culture et de son état végétatif.
- **Tm** : température moyenne, exprimées en °C.
- **Hm** : humidités de l'air moyenne, exprimées en %.
- **Vm** : vitesses du vent moyen, exprimées en m/s.
- **P** : précipitations exprimées en mm.
- **Insol.** : Durée d'insolation, exprimée en heure.
- **ETo** : évapotranspiration de référence calculée par la méthode de Penmann-Montheih, exprimée en mm/jour

La pluie efficace, **Peff**, représente la fraction des précipitations qui est effectivement utilisée par la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation

profonde. Le choix de la méthode appropriée pour le calcul des précipitations efficaces demande une réflexion sérieuse. Différentes méthodes ont ainsi été développées, chacune prenant en compte le climat de la région où doivent s'effectuer les mesures. Le logiciel CROPWAT 4 VERSION 8.0

Formule de Penman

Pour calculer l'ETP au pas de temps journalier, il est préférable d'utiliser la formule de Penman-Monteith, cette formule a pour avantage, de mieux prendre en compte, que celle de Penman, l'effet de la turbulence due au vent.

La formule est la suivante :

Avec :

$$\frac{Rn}{L} + \gamma \cdot \frac{Ea}{P(t) + \gamma} \quad ETP = p'(t).$$

Rn : rayonnement net « climatique »

Ea : pouvoir évaporant de l'air, fonction du vent et du déficit de saturation de l'air.

L : chaleur latente de vaporisation ($2,5 \cdot 10^6$ J/Kg)

γ : constante psychrométrique (0,65 hPa / °C)

$p'(t)$: valeur de dérivée de la fonction de pression partielle de vapeur d'eau saturante en fonction de la pression partielle de vapeur d'eau en fonction de la température, pour la température de l'air T.

Les résultats trouvés sont récapitulés dans le tableau ci après

Tableau II-4 : calculs de ET0

Mois	Tmax C°	Tmin C°	Hr%	Vent(m/s)	Radiation Solaire (MJ/m2/j)	Isolation (Heurs)	ET0 (mm/j)
Janvier	10.1	0.7	70	1.2	9.5	5.5	1.1
Fevrier	11	1.8	70	1.9	13.4	7.1	1.71
Mars	14	2.9	63	3.7	16.6	7.4	2.96
Avril	17.4	5.6	63	4	20.5	8.3	3.92
Mai	21.8	9.3	60	3.1	23.1	9.1	4.8
Juin	28.9	13.9	52	2.6	25.3	10.3	6.22
Juillet	33	17	42	2.8	25.1	10.3	7.25
Août	31.8	17	46	2.7	23.4	10.0	6.5
September	26.6	13.5	59	3	18.9	8.4	4.74
Octobre	19.8	8.6	63	2.6	14.9	7.6	2.98
November	13.8	4.1	70	2.6	10.6	6.1	1.78
Decembre	11.1	1.9	77	2	8.8	5.4	1.16
Totale							45.12

II. 7 - Calcul de la pluie efficace :

Pour tenir compte des pertes, le programme **CROPWAT**, nous permettra de calculer la précipitation efficace, définie comme étant la fraction des précipitations contribuant effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface, par percolation en profondeur, etc.

On a :

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

Avec :

P_{eff} : pluie annuelle efficace en (mm/mois).

$P_{p\%}$: pluie annuelle de probabilité en (mm/mois).

Les valeurs mensuelles d' ET_0 , $P_{p\%}$ et P_{eff} sont regroupées dans le tableau.

Tableau II.5 : Les précipitations efficaces.

Pays : ALGERIE Station climatique : BATNA (29ans)			
Mois	ET_0 mm/jour	$P_{p\%}$ mm/mois	Pluie eff mm/mois
Janvier	3,63	18,52	14,816
Février	4,82	12,822	10,2576
Mars	5,62	19,94	15,952
Avril	7,65	21,67	17,336
Mai	8,65	24,36	19,488
Juin	9,64	11,01	8,808
Juillet	10,49	4,28	3,424
Août	10,54	7,92	6,336
Septembre	8,3	24,81	19,848
Octobre	6,25	16,98	13,584
Novembre	4,47	14,84	11,872
Décembre	3,56	17,17	13,736
Totaux	2545	194.32	155.46
Précipitation efficaces : 80 % da précipitation totale			

II .8 Estimation des doses et fréquences d'irrigation au niveau de la parcelle

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETP - (P_{eff} + RFU)$$

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

E.T.P : évapotranspiration (mm / jour)

RFU : réserve facilement utilisable

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

Y : degré de tarissement

D_a : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

H_{cc} : humidité à la capacité au champ

H_{pf} : humidité au point de flétrissement

P_{eff} : pluie efficace

Nous opterons pour la formule la plus utilisée qui $P_{eff}=a*P_{net}$

a : étant un pourcentage de 80.

Pour notre travail on a utilisé le logiciel cropwat

Lorsque les besoins en eau des cultures tout au long de leur phase de croissance sont connus, il reste à estimer les quantités d'eau d'irrigation à fournir au niveau de la parcelle. Pour ce faire, il est nécessaire d'en connaître les données pédologiques.

Celles-ci permettront de déterminer la capacité de stockage de l'eau dans le sol et par-là même de déterminer la dose d'irrigation à appliquer selon une fréquence définie par l'agriculteur de façon à couvrir les besoins en eau des cultures.

Les résultats de calcul (cropwat 4 versions 4.3) sont récapitulés sur les tableaux ci-après :

Pour une meilleure compréhension des différents paramètres de calculs ci-après voici quelques définitions.

TAM : Humidité disponible totale dans le sol pour la récolte à cette date (millimètre). Ceci est calculé A_s . La capacité de champ sans le point de fanage chronomètre la profondeur s'enracinant courante de la récolte.

RAM : Humidité aisément disponible dans le sol pour la récolte à cette date (millimètre).
On le calcule comme $RAM = TAM * P$ où P est la fraction d'épuisement pour cette récolte à la date du jour

Pluie : quantité de précipitations calculée pour cette date (assumant 5 événements de pluie par mois)

Pluie eff : Précipitations efficaces - la quantité de précipitations qui entrent dans le sol

ETc. : Evapotranspiration réel de la plante

SMD : Déficit d'humidité de sol cette date (millimètre).

Irr net : La profondeur d'irrigation s'est appliquée (millimètre)

FWS : Approvisionnement en eau de champ en litres par seconde par approvisionnement continu arrosant de hectare et efficacité d'irrigation

II .8.1 Dose d'irrigation des cultures

ona deux secteur II et III

Les résultats de calcul pour les différentes cultures sont présentés dans les tableaux ci-après

1-Secteur II

a) Le pommier

Tableau II-5 : dose d'irrigation de pommier

Mois	ET0 mm/mois	Kc	ETM mm/mois	Pluie mm	Pluie eff mm	B irr mm
Mars	88,8	0.45	39,96	19,94	15,952	0
Avril	117,6	0.45	52,92	21,67	17,336	0
Mai	144	0.45	64,8	24,36	19,488	10,312
Juin	186,6	0.63	117,558	11,01	8,808	108,75
Juillet	217,5	0.93	202,275	4,28	3,424	198,851
Août	195	1.24	241,8	7,92	6,336	235,464
Septembre	142,2	1.35	191,97	24,81	19,848	172,122
Octobre	89,4	1.35	120,69	16,98	13,584	72,106
Novembre	53,4	1.35	72,09	14,84	11,872	0
Décembre	34,8	1.27	44,196	17,17	13,736	0
Janvier	33	1.15	37,95	18,52	14,816	0
Février	51,3	1.04	53,352	12,822	10,2576	0

Somme	1353.6		1239.56	194.32	155.46	797.6
--------------	--------	--	---------	--------	--------	-------

2-Secteur III

a) L'olivier

Tableau II-6: dose d'irrigation de l'olivier

Mois	ET0 mm/mois	Kc	ETM mm/mois	Pluie mm	Pluie eff mm	B irr mm
Mars	88,8	0.5	27,39	19,94	15,952	0
Avril	117,6	0.5	37,449	21,67	17,336	0
Mai	144	0.50	44,4	24,36	19,488	93,912
Juin	186,6	0.59	58,8	11,01	8,808	140,472
Juillet	217,5	0.74	72	4,28	3,424	214,076
Août	195	0.89	100,764	7,92	6,336	235,464
Septembre	142,2	0.95	147,9	24,81	19,848	172,122
Octobre	89,4	0.95	161,85	16,98	13,584	62,106
Novembre	53,4	0.95	135,09	14,84	11,872	0
Décembre	34,8	0.90	84,93	17,17	13,736	0
Janvier	33	0.83	50,73	18,52	14,816	0

Février	51,3	0.78	32,364	12,822	10,2576	0
Somme	1353.6		953.67	194.32	49.46	-

II .9 Besoins en eau du périmètre

Tableau II-7 : Besoins en eau

	Pommier	L'olivier
	Surface:120 (ha)	Surface:130 (ha)
Période	B irr mm	B irr mm
Mars	0	0
Avril	0	0
Mai	10,312	93,912
Juin	108,75	140,472
Juillet	198,851	214,076
Août	235,464	235,464
Septembre	172,122	172,122
Octobre	72,106	62,106
Novembre	0	0
Décembre	0	0
Janvier	0	0
Février	0	0
somme	725.483	918.152

Le volume nécessaire du mois de pointe est de

$$\text{Secteur II } 120 * 235.464 = 28252.8 \text{ m}^3$$

$$\text{Secteur III } 130 * 235.464 = 30610.32 \text{ m}^3$$

II-10 : Besoins en eau des cultures en irrigation localisée

$$\text{Bloc} = B \cdot K_r ; (\text{mm/j})$$

Avec :

K_r : coefficient de réduction

$$\text{D'après Freeman et Garzoli } K_r = C_s + 0,5 \cdot (1 - C_s)$$

C_s : taux de couverture de sol (%) = 60%

$$K_r = 0,6 + 0,5(1 - 0,5) \text{ donc } K_r = 0,8$$

$$\text{Bloc} = 235.464 \cdot 0,8 = 188.37 \text{ mm}$$

Donc le volume total nécessaire de ce périmètre est de 534840 m³

II-10-1 : calcul du débit fictif continue :

$$q = \frac{\text{Bloc} * 10 * 1000}{t * T * k} \quad \text{Tel que :}$$

Bloc : Besoins en eau mensuels des cultures en irrigation localisée

T : la durée d'irrigation en jour = 26 j

t : la durée d'irrigation en heure = 18h

K : efficacité d'irrigation = 0.75

AN :

$$q = \frac{188.37 * 10 * 1000}{18 * 26 * 0.75 * 3600} = 1.49 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion

En conclusion, les besoins en eau pour la surface agricole de 120ha (secteur II) et 130 ha (secteur III), sont de l'ordre de 0.87 Mm³/an . 1.19 Mm³/an seront satisfaits à partir du volume de 2.1 10⁶ m³/an alloué au périmètre de chemora-secteur II-III et provenant du transfère de ben-Haroun.

INTRODUCTION :

Différents d'une région à l'autre, d'une époque à l'autre, les systèmes d'arrosage ont souvent été regroupés en 4 familles : le ruissellement, la submersion, l'infiltration et l'aspersion.

D'après SOLTNER D. (2005), une autre classification en trois familles correspond mieux à la situation actuelle

- L'irrigation « de surface », qui fait ruisseler l'eau sur le sol avant qu'elle ne s'infilte ;
- L'irrigation « par aspersion », qui cherche à imiter la pluie tout en évitant qu'elle ne ruisselle ;
- L'irrigation « localisée », qui cherche à placer l'eau le plus près possible des racines sans humidifier la surface du sol.

Ces deux derniers systèmes sont groupés en « irrigation sous pression ». Ces deux derniers systèmes sont groupés en « irrigation sous pression ».

III.1 Technique d'arrosage

Selon le caractère de l'exécution de l'arrosage, on distingue :

a) Irrigation de surface (par gravité): laisser couler l'eau à la surface, ou inonder le sol et le laisser saturer jusqu'à une certaine profondeur (submersion, par planches, à la raie).

b) Irrigation par aspersion : pulvériser de l'eau dans l'air et la laisser retomber en pluie sur les plantes et sur le sol.

c) Irrigation localisée

L'irrigation localisée ou la micro irrigation est une expression qui caractérise un certain nombre de techniques nouvelles qui ont commun les caractéristiques suivantes :

- Une alimentation en eau à proximité immédiate racinaire des plantes cultivées.
- L'utilisation souvent répétée et à la limite contenue à faibles débits instantanés.

III.1.1 Les techniques d'irrigation de surface :

Dans ce cas, le ruissellement s'effectue entièrement à l'air libre, par simple écoulement à la surface du sol. La répartition de l'eau est assurée par la topographie du terrain.

III.1.1.1 L'irrigation par déversement :

Le principe de cette technique consiste à créer une nappe mince sur des planches courtes et larges dans une forte pente.

Débordant de l'un des bords d'une rigole, en générale horizontale, l'eau se répand sur toute la surface de la planche en une mince couche qui s'infiltré, et dont l'éventuel excès atteint la rigole inférieure.

Pour éviter l'érosion des bords d'une rigole, on limite le débit : la distance entre les rigoles sera faible, et les planches seront courtes et larges, en forme de rectangles recevant l'eau par l'un des grands côtés.

La réalisation de cette technique d'irrigation permet trois variantes :

- Les rigoles de niveau : conviennent aux sols vallonnés, sur des pentes de 3 à 10%, et jusqu'à 30% en montagne, où elles sont la méthode courante d'arrosage des prairies ;
- Les razes : s'utilisent lorsque la pente est trop faible (inférieure à 3%) pour que fonctionnent les rigoles de niveau : les rigoles suivant alors la pente et l'eau est contrainte d'en sortir par une réduction progressive des dimensions de la raze.

Rigoles de niveau et razes sont employées simultanément et pour les mêmes cultures, généralement herbagères, selon la pente du terrain.

- Les plans inclinés et ados : sont créés lorsque la pente naturelle est trop faible pour que soit possible l'irrigation par déversement : on réalise alors les pentes artificielles de 4 à 5%, en planches plus larges que longues. Mais cet aménagement, qui, d'ailleurs, entrave la mécanisation des cultures, demande de tels travaux de terrassement qu'il ne s'adresse, le plus souvent, qu'à des surfaces retraits exploitées intensivement.

III.1.1.2 L'irrigation par planches :

Le principe de cette technique consiste à créer une nappe mince sur des planches longue et étroite dans une faible pente.

L'eau qui ruisselle et s'infiltré au cours de son parcours de la planche, arrive cette fois par l'un de ses petits côtés. Les planches sont donc longues et étroites.

Mais pour que l'eau puisse atteindre l'extrémité aval de chaque planche, le débit d'amenée doit être plus important que dans le cas du « déversement » décrit plus haut.

La pente est de l'ordre de 0,15 à 0,60% pour plantes sarclées, et dépasse 5% pour la luzerne et les autres cultures fourragères.

L'eau qui débouche sur la planche par une ou plusieurs vannes dans le canal d'amenée, et guidée le long de la planche par des bourrelets latéraux peu élevés et larges pour qu'ils n'opposent aucun obstacle au passage des machines, en période sèche. Un canal de colature recueil, au bas de la planche, les eaux en excès.

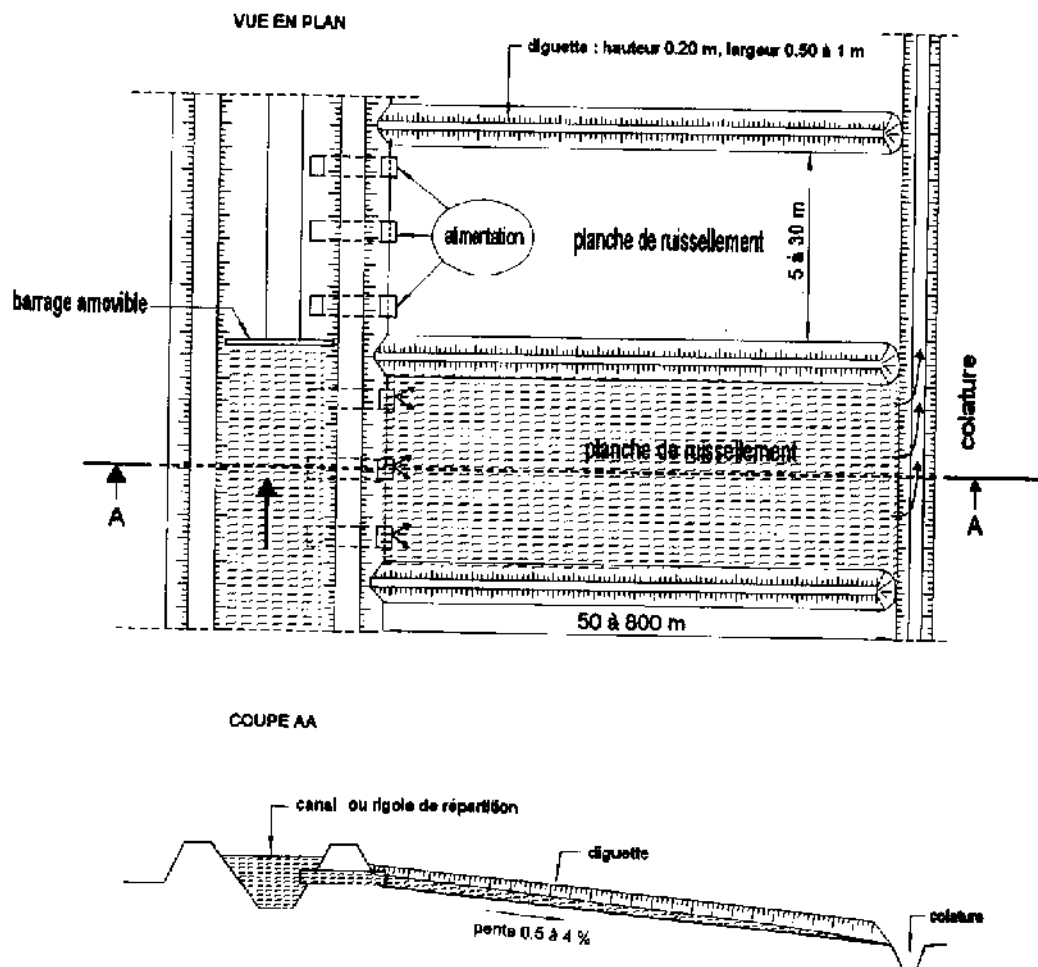


Figure 01 : irrigation par planche de ruissellement

III.1.1.3 L'irrigation par submersion :

Le principe de cette technique consiste à créer une nappe épaisse en engorgeant temporairement toute la surface à pente nulle.

Lorsque la pente naturelle est nulle ou presque, le ruissellement devient impossible. Un débit supérieur à la perméabilité du sol devient nécessaire pour conduire l'eau à l'extrémité des parcelles. L'eau s'accumule alors en une nappe de quelques cm qui s'infiltré peu à peu.

Plusieurs variantes sont possibles :

- Les bassins : fermés par des levées sont particulièrement adaptés à la riziculture.
- Les cuvettes : reliées à des canaux conviennent aux arbres fruitiers.
- Les rigoles d'infiltration : que l'on remplit d'eau en vue d'une lente infiltration sont un système d'arrosage à rattacher à l'irrigation par infiltration ou à la raie.

Les principaux inconvénients de la submersion sont le tassement du sol en profondeur, la

réduction de la perméabilité et l'asphyxie temporaire, pas toujours nuisibles, notamment en riziculture. Des procédés traditionnels, toujours employés dans les oasis, mais nécessitant beaucoup d'eau.

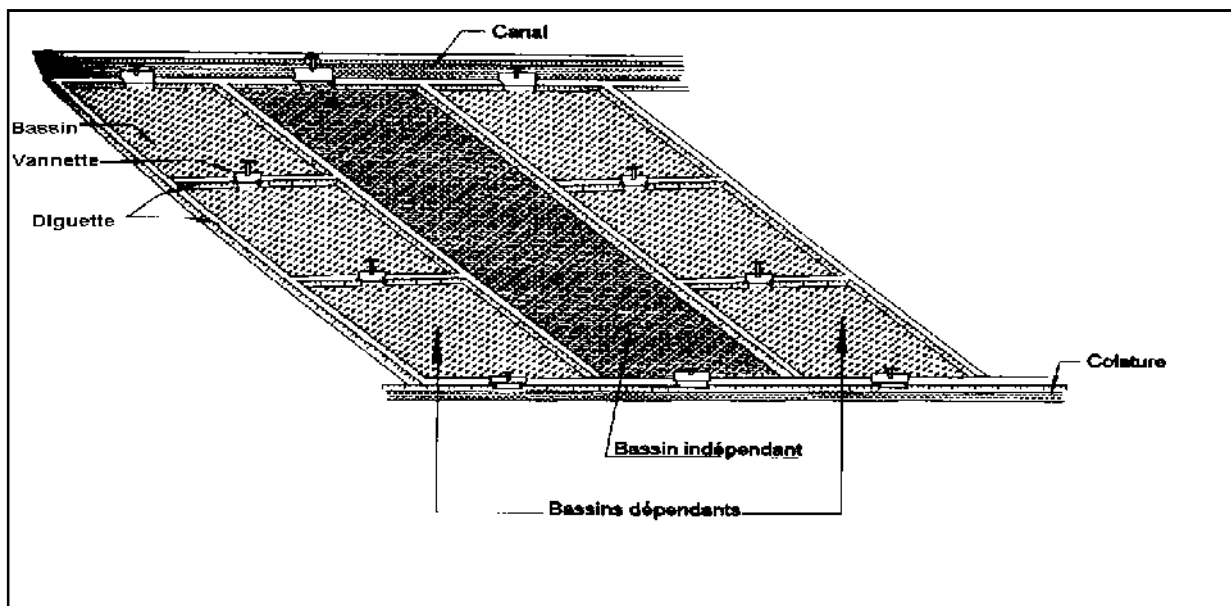


Figure 02 : irrigation par submersion

III.1.1.4 L'irrigation par sillons ou « à la raie » :

Cette technique consiste à couvrir partiellement le sol par l'eau qui, ensuite, s'infiltré latéralement et remonte par capillarité.

Au lieu de s'étendre sur toute la surface, l'eau quittant le canal d'amenée ruisselle puis s'infiltré dans les rigoles bordant les billons sur lesquels sont implantées les cultures. S'infiltrant latéralement et remontant par capillarité, elle atteint les racines.

Il y a deux variantes selon la pente du terrain :

- Les raies en pente : peuvent se rattacher au ruissellement : l'eau doit, en principe, s'être totalement infiltrée en atteignant l'extrémité de la raie, et le débit est continu et faible. L'excès d'eau est recueilli dans un canal de colature.
- Les raies de niveau : au contraire se rattachent à la submersion. L'eau, amenée à fort débit, remplit assez vite les sillons, de pente presque nulle. Elle s'y maintient le temps nécessaire à son infiltration.

Les avantages de l'irrigation à la raie expliquent son grand développement traditionnel en région méridionales, surtout pour les productions maraichères et arboricoles :

- Une partie seulement de la surface est affectée par le tassement et dégradation de structure dus à l'eau.
- Le feuillage des plantes basses, les melons par exemple, n'est mouillé, ce qui limite les maladies.
- Ce mode d'arrosage convient bien aux cultures nécessitant un buttage : pomme de terre,

choux, poireau, haricot...

- Les frais d'aménagement sont réduits, du moins à partir du moment où tout un périmètre a été occupé.

Les inconvénients de ce système sont :

- Une partie de l'eau est perdue par lessivage sous les rigoles, surtout en sol léger.
- Dans les sols en pente, l'érosion est à craindre si le débit est mal réglé.
- Dans les sols à forte salinité, la remontée capillaire peut concentrer le sol dans les billons.

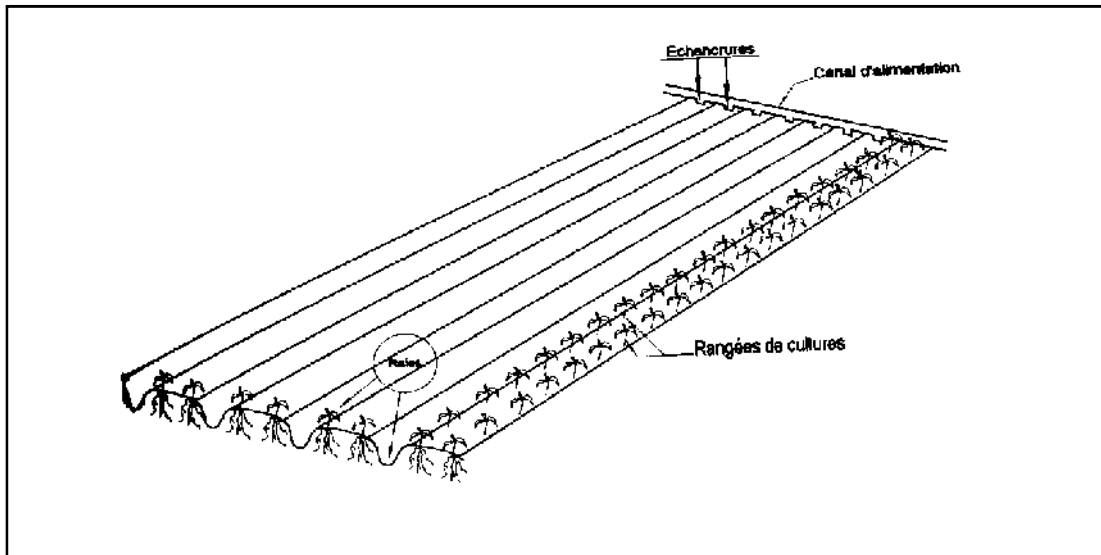


Figure 03 : irrigation à la raie

III.1.1.5 L'irrigation souterraine :

C'est une forme d'irrigation par infiltration, dans laquelle l'eau, amenée au contact des couches profondes du sol, remonte par capillarité.

Trois variantes peuvent se distinguer :

- L'irrigation par fossés profonds : concerne certains marais à vocation herbagère (marais poitevin) ou horticole. Le réseau de fossés et canaux, qui, l'hiver abaisse le plan d'eau, permet, par la fermeture de vannes, de maintenir celui-ci, à partir du printemps, suffisamment haut pour entretenir la fraîcheur, sans laquelle les sols tourbeux des marais seraient très secs.
- L'irrigation par rigoles à eaux pluviales : est à la fois un moyen de lutte contre l'érosion et un moyen d'irrigation. Ces rigoles, établies selon des courbes de niveau, retenant les eaux de pluie qui s'infiltrent au lieu de ruisseler.
- L'irrigation par drains poreux : fonctionne à l'inverse du drainage : l'eau mise sous une légère pression dans les drains, remonte par capillarité. Ce système se rapproche de l'irrigation localisée, donc c'est plutôt une technique d'irrigation sous pression.

III .1. 2 L'irrigation par aspersion

L'irrigation par aspersion est un système d'arrosage qui consiste à distribuer l'eau sous forme de pluie artificielle sur le sol, grâce à l'utilisation d'appareil (dit asperseurs) alimentés en eau sous pression, Ce mode d'irrigation permet un dosage précis des apports d'eau, donc une économie d'eau.

Employée depuis long temps par les jardiniers horticulteurs et les arboriculteurs pour les cultures maraîchères florales, arbustives, fruitières, cette technique peut être utilisée pour les grandes cultures .

Ici l'eau tombe naturellement sur le sol donc dans les mêmes conditions que les précipitations atmosphériques, et s'y infiltre compte tenu seulement de la perméabilité du sol.

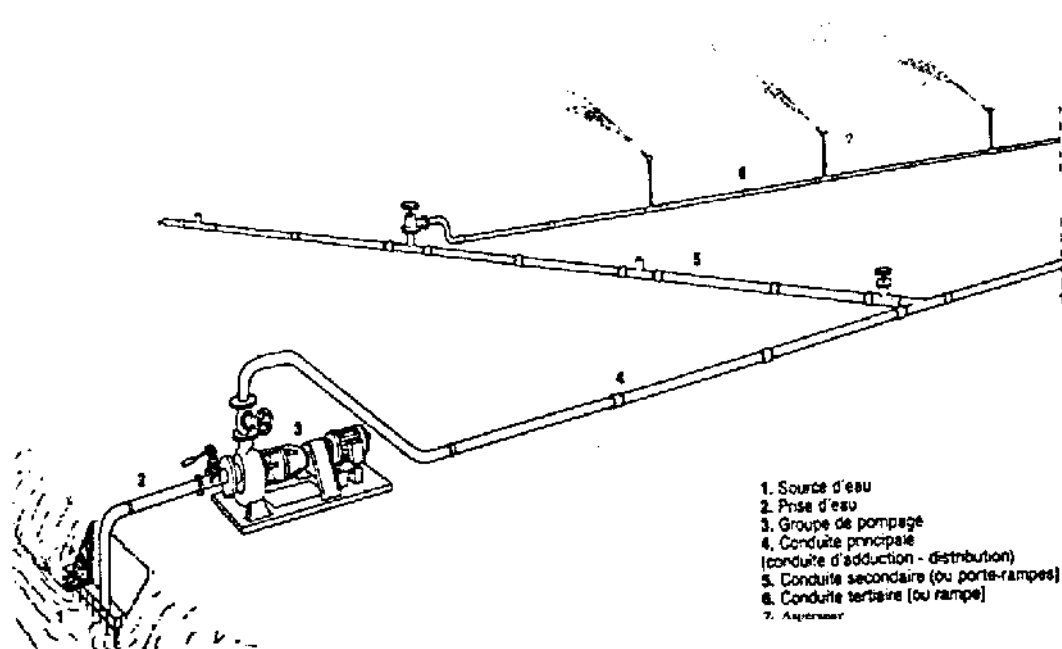


Figure 04 : partie essentielle d'une installation en aspersion classique

III.1. 2 .1 Caractéristiques

Cette technique ne nécessite pas de nivellement de la surface irriguée et assure l'aération du sol (oxygénation de l'eau). Elle exige une adaptation de la qualité microbiologique de l'eau, elle est pratiquée sur des parcelles à topographie irrégulière.

III.1. 2 .2 L'avantage de l'aspersion

-Elle s'adapte à n'importe quel type de terrain (accidenté, pente nulleetc.), elle ne nécessite pas de préparation du sol (planage), donc elle facilite l'exploitation du sol, Permet d'irriguer des surfaces importantes, demande peu de main en œuvre.

-Elle peut être employée quelque soit la nature du sol même si ce dernier est très perméable.

-Elle permet une oxygénation de l'eau,

-Elle représente une économie de l'eau, qui peut atteindre 50 %.

-Elle met à la disposition des exploitations des conditions d'arrosage très souples, En région aride, l'aspersion permet une protection anti-gel et fertilisante.

III .1. 2 .3 L'inconvénient

Elle nécessite au départ pour chaque irrigant une dépense importante de premier établissement (frais du matériel) ,Elle exige une nombreuse main d' œuvre d'exploitation , mais cet inconvénient n'est pas toujours évident puisque les frais peuvent être compensés par les frais du travail du sol et la rapidité d'arrosage .

Néanmoins l'aspersion régulière favorise l'apparition de problèmes phytosanitaires peu création un milieu propice aux champignons, insectes et autres maladies. Elle provoque le développement des mauvaises herbes, Elle favorise l'évaporation qui est d'autant plus intense que les gouttelettes sont fines.

Elle provoque le tassement progressif du sol, dans les cas les plus dangereux elle peut contribuer à l'érosion du sol .L'aspersion ne s'adapte pas bien à des sols ayant une vitesse d'infiltrations inférieur à 3 mm /h.

Dans le cas d'eau chargée, des problèmes peuvent se poser par suite de l'abrasion très rapide des buses d'aspersion.

Les asperseurs sont peu susceptibles de colmatage, néanmoins un minimum de précautions doit être pris avec la buse de petit diamètre.

III.1.3. L'irrigation localisée

Elle consiste à apporter l'eau sur une partie du sol seulement par petites doses fréquentes. A la limite, la compensation de l'évapotranspiration se fait quotidiennement et l'eau est apportée par des distributeurs, ce qui crée dans le sol des zones humides appelées « bulbes d'arrosage ».

Ces installations sont entièrement fixes, munies de vannes semi-automatiques, elles sont généralement en plastique et l'eau est amenée sous faible pression et faible débit. Des précautions doivent être prises pour filtrer les eaux utilisées, car les distributeurs se bouchent facilement.

Plusieurs techniques se sont développées :

- l'irrigation localisée par goutteurs ;
- l'irrigation localisée par rampes perforées fixes ;
- l'irrigation localisée par diffusion (microjet, microdiffuseur).

Les avantages de l'irrigation localisée sont :

- Possibilité, voire nécessité, de l'automatisation du système.
- Economie de l'eau, de main d'œuvre, d'énergie et facilité de travail.
- Feuillage sec, donc réduction des maladies cryptogamiques.
- Humidité du sol constante à cause de la continuité d'arrosage.

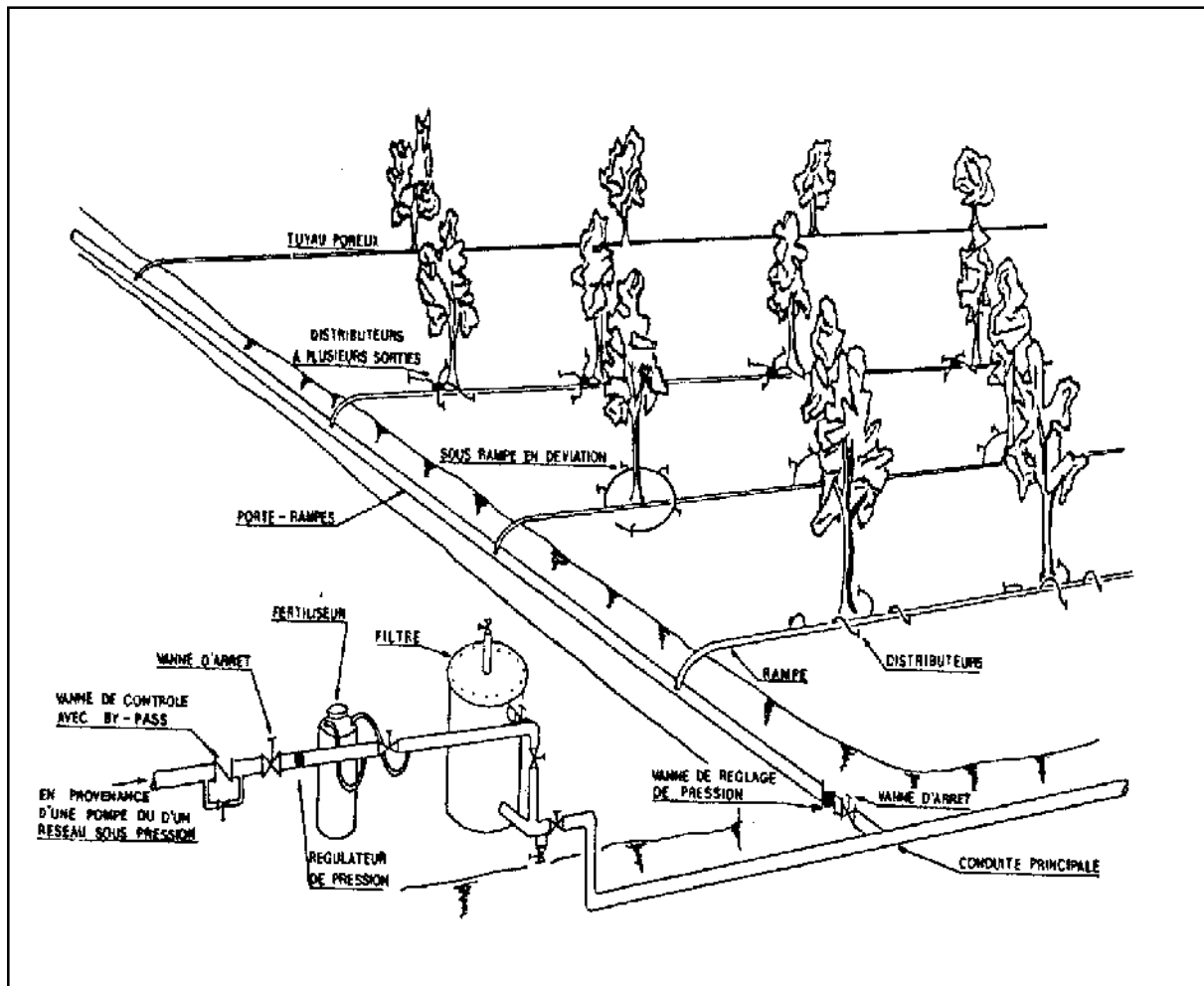


Figure 05 : partie essentielle d'une installation localisée

III.2 LE CHOIX DU SYSTEME D'ARROSAGE :

Le choix du système d'arrosage repose sur un ensemble de critères et de contraintes :

- La topographie (pente, relief, géométrie de la parcelle).
- Ressource en eau (quantité, qualité, débit, disponibilité).
- Nature du sol (perméabilité).
- Facteurs économiques.
- Les besoins en main d'œuvre.
- La culture considérée.

CONCLUSION :

Le choix du système d'irrigation reste toujours un critère de la réussite de l'investissement, un système d'irrigation mal choisi peut entraîner des pertes économiques très graves. C'est pour cela qu'on doit le prendre en considération.

Le choix de l'irrigation localisée est très coûteux, mais leur utilisation fait économiser l'eau pour les régions où elle manque, et c'est encore un réseau qui persiste plusieurs années si on le maintient régulièrement.

Pour un investissement de long terme, l'irrigation localisée demeure un bon, voire le meilleur, choix pour avoir une grande productivité et pour que l'investissement soit rentable.

Introduction

L'irrigation est l'application de l'eau au sol dans le but de combler le déficit en eau, par ce moyen réaliser les conditions les plus favorables pour la croissance des plantes. Mais quelque soit l'origine de l'eau (cours d'eau naturel, nappe souterraine, eau de barrage) et son mode de transport (canaux, conduite sous pression), le problème qui se pose est comment répartir cette eau sur le sol de façon, a ce que les plantes en tirent le maximum de profit. Cependant le moyen de répartition de l'eau sur le sol ne doit pas toujours répondre a ce critère d'une production maximale, donc on doit essentiellement envisager un choix minutieusement détaillé du mode d'irrigation et de la technique d'arrosage a compatibilité avec les contraintes de la région d'étude.

IV-1- Calcul le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte**a) Le pommier SECTEUR II**

Espacement entre arbre 4m

Espacement entre arbres rang 4m

b) L'olivier SECTEUR II

Espacement entre arbre 6m

Espacement entre arbres rang 6m

1) Caractéristique de goutteur

Débit nominal 4 l/h

Pression nominale 10 mce

Espacement des goutteurs 1m

2) Caractéristiques des conditions climatiques

Besoins en eau journaliers 7.57mm/j

3) Caractéristiques des conditions de travail

Une irrigation journalière

Temps maximum journaliers de travail 18h/24h

IV -1-1 Détermination des données de bases

Surface a irriguée	Secteur II	s (t)= 120 ha
	Secteur III	s (t)= 130 ha

IV-1-1-2 Besoins en eau des cultures en irrigation localisée

$Bl_{oc} = 6.28\text{mm /j}$ (déjà calculer dans le chapitre II)

IV-1-1- 3 La dose pratique =dose nette maximale

$$Dp = RFU. P\%$$

$$Ru=(Hcc-Hpf).Z.da$$

$$RFU=2/3RU$$

Avec :

Hcc : Humidité à la capacité au champ;

Hpf : humidité du sol au point de flétrissement ;

Z : Profondeur d'enracinement (m) ;

Da : Densité apparente ;

Tel que :

RFU : réserve facile utilisé

P : volume de sol humidifié.

Avec :

$$P = \frac{n \cdot E_{pd} \cdot E_h}{Ea \cdot Er}$$

n : Nombre de point de distribution par arbre.

E_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre ; 1(m)

E_h : Largeur de la bande humidifiée ; 6(m).

E_r : Espacement entre rangs d'arbre ; 4(m)

E_a : Espacement des arbres sur les rangs ;4(m)

$$P = \frac{2.1.6}{6 * 6} = 0.33$$

Donc :

$D_p = 70.0,33 = 23,1\text{mm}$ pour pommier **Secteur II**

$D_p = 90.0,33 = 29.7\text{mm}$ pour l'olivier **Secteur III**

IV-1-1- 4 La dose nette pratique réelle

$$D_{r,net} = 85\% D_p$$

$$= 0.85.23.1 = 19.64\text{mm} \text{ pour pommier}$$

$$= 0.85 * 29.7 = 25.25\text{mm} \text{ pour l'olivier}$$

IV-1-1-5 dose brute : **Cu** : coefficient d'informatité

$$D_{brut} = \frac{D_r . nett}{C_u . Eff}$$

Eff : Efficience en irrigation localisée, rendement de système

en suppose= 0.9

$$= \frac{19.64}{0.95 * 0.9} = 22.96\text{ mm} \text{ pour pommier} \quad \mathbf{Secteur II}$$

$$= \frac{25.25}{0.95 * 0.9} = 29.53\text{ mm} \text{ pour l'olivier} \quad \mathbf{Secteur III}$$

IV-1-1-6 Fréquence d'arrosage

$$Fr = \frac{D_{brut}}{B_{Jloc}} = \frac{22.96}{6.28} = 4j \text{ pour pommier}$$

$$Fr = \frac{D_{brut}}{B_{Jloc}} = \frac{29.53}{6.28} = 5j \text{ pour l'olivier}$$

Donc on doit irriguer :

tous les 4 jours (7 irrig/mois) pour **Secteur II** (pommier)

et tous les 5 jours (6 irrig/mois) pour **Secteur III** (l'olivier)

IV-1-1-7 Dose fictive à apportée

$$p(g) = \frac{q(g) * 2}{E(r) * E(g)} \quad \text{Avec :}$$

q (g) : Débit de goutteur, q (g) = 4 l/h.

E(r) : Espacement entre les rangs, E(r) = 6 m.

E (g) : Espacement entre les goutteurs, E (g) = 1m.

AN :

$$p(g) = \frac{4 * 2}{6 * 1} = 1.33 \text{ mm / h}$$

IV-1-1-8 durée d'arrosage :

q: débit d'un goutteur

$$t = \frac{D_{brute} \times E_g \times E_r}{n.q}$$

n : nombre de goutteur

$$= \frac{22.96 \times 1 \times 6}{2.4} = 17.22 \text{ heures} \quad \text{pour Secteur II (pommier)}$$

$$= \frac{29.53 \times 1 \times 6}{2.4} = 22.15 \text{ heures} \quad \text{pour Secteur II (l'olivier)}$$

Les 17.22heurs sont reparte sur 4jours donc dans un journée on a :dj=4.3 heures pour secteur II (pommier)

et 22.15 heur sont reparte sur 5 jour donc un journée on a : dj =4.43 heur pou secteur III (l'olivier)

IV-1-1-9 nombre de poste :

$$N(p) = \frac{Fr.t}{Dj} = \frac{4 * 17.22}{2.87} = 16 \text{ postes} \quad \text{pour secteur II}$$

$$N(p) = \frac{*}{.} = 25 \text{ postes} \quad \text{pour secteur III}$$

IV-1-1- 10 Surface d'un poste

$$S(p) = \frac{S(t)}{N(p)} \quad S(f) : \text{Surface totale en ha.}$$

$$= \frac{120}{16} = 7.5ha \quad \text{pour secteur II} \quad N(p) : \text{Nombre de poste.}$$

$$= \frac{130}{25} = 5.2ha \quad \text{pour secteur II}$$

IV-1-1-11 Surface correspondant à une rampe

Al=longueur de la rampe × espacement entre les rampes

$$Al = 200 \times 6 = 1200 \text{ m}$$

IV-1-1-12 Nombre de rampes par postes

$$N(r) = \frac{S(p)}{Al}$$

Avec :

S (p) : Surface du poste en m².

Al : Surface correspondant à une rampe en m².

AN :

$$N(r) = \frac{7.5}{0.12} = 63 \quad \text{pour secteur II}$$

$$N(r) = \frac{5.2}{0.12} = 44 \quad \text{pour secteur III}$$

IV-1-1-13 nombre de goutteur par rampe :

$$Ng = \frac{Lr}{Er} * n \quad Lr : \text{longueur de la rampe}$$

Er : espacement entre arbre

$$AN : Ng = \frac{200}{6} * 2 = 67 \leftrightarrow Ng = 67 \text{ goutteurs/ rampe pour secteur II}$$

$$N_g = \frac{200}{6} * 2 = 67 \leftrightarrow N_g = 67 \text{ goutteurs / rampe pour secteur III}$$

Les paramètres calculés sont repartés dans le tableau IV .

Tableau V-3 : calculs des paramètres pour les oliviers

	N_g	D_j h/j	$N(p)$	$S(p)$ ha	AL m ²	$N(r)$	$P(g)$ mm/h
pommier	67	2.87	16	7.5	1200	63	1.33
L'olivier	67	4.43	25	5.2	1200	44	1.33

IV-2-2- Calcul hydraulique

IV-2-2-1 Débit d'une rampe

$$Q_r = Q_g N_g$$

Q_g : Débit de goutteur

$$Q_r = 4 * 67 = 268 \text{ L/h}$$

N_g : Nombre des goutteurs par rampe

IV-2-2-2 débit de port rampe :

$$Q_{pr} = Q_r * N_r$$

$$= 268 * 63 / 3600 = 4.69 \text{ l/s pour secteur II}$$

$$= 268 * 44 / 3600 = 3.28 \text{ l/s pour secteur III}$$

IV-2-2-3 pert de charge

•type de goutteur:

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

x : dépende de type de goutteur=0.5

•Règle de CHRISTIAHSEN

d'après ce savant : $\Delta q / q = 10\%$ ou $\frac{\Delta H}{H} = 0.2$

Pression minimale $H = 10 \text{ mce} = 1 \text{ bar}$

$$\frac{\Delta q}{q} = x \times \frac{\Delta H}{H_n} \leftrightarrow \Delta H = \frac{\Delta q}{q} \cdot H / x$$

$$\leftrightarrow \Delta H = 10\% \cdot \frac{10}{0.5} = 2\text{m}$$

Alors pour satisfaire la condition ($\frac{\Delta q}{q} \leq 10\%$) il faut que $\Delta H = 2\text{m}$ c'est-à-dire la perte de charge

admissible $\Delta H = 2\text{m}$

- la perte de charge singulière $h_s = 10\% \Delta H \leftrightarrow h_s = 0.2$

- perte de charge linéaire $h_L = \Delta H - h_s = 2 - 0.2 \rightarrow h_L = 1.8\text{mce}$

- La répartition de la perte de charge est :

1/3 sur la porte rampe

2/3 sur les rampes

IV-2-2-4 dimensionnement des différents segments du réseau :

1) Diamètre des rampes :

$$\hat{O}_{\text{mm}} = (2,75 \cdot P_{\text{dcr}} / 0,478 \cdot L_r \cdot Q^{1,75})^{-1/4,75}$$

$$P_{\text{dcr}} : \text{perte de charge dans la rampe} = \frac{2}{3} \times 1.8 = 1.2\text{mce}$$

L_r : longueur de la rampe

Q : débit de rampe

$$\text{AN : } \hat{O}_{\text{mm}} = (2,75 \cdot 1.2 / 0,478 \cdot 200 \cdot 268^{1,75})^{-1/4,75} \\ = 15,94\text{mm}$$

calcul

$$\hat{O}_N = 16\text{mm (PEHD)}$$

*verification:

$$P_{dcr} = \frac{0.478}{2.75} \cdot Lr \cdot Q^{1.75} \cdot \phi N^{-4.75}$$

$$= 1.18 < 1.2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc : $\phi N = 16\text{mm}$

2) diamètres des portes rampes

$$\phi_{mm} = (2.75 \cdot P_{dcp} / 0.478 \cdot Lpr \cdot Q^{1.75})^{-1/4.75}$$

$$P_{dcp} : \text{perte de charge dans la porte rampe} = \frac{1}{3} \times 1.8 = 0.6\text{mce}$$

Lpr : longueur de la rampe

Qp : débit de la porte rampe

Secteur II

$$\text{AN : } \phi_{mm} = (2.75 \cdot 0.6 / 0.478 \cdot 250 \cdot 16884^{1.75})^{-1/4.75}$$

$$= 88.93\text{mm}$$

$$\phi N = 90\text{mm (PEHD)}$$

verification:

$$P_{dcp} = \frac{0.478}{2.75} \cdot Lpr \cdot Q^{1.75} \cdot \phi N^{-4.75}$$

$$= 0.32 < 1.2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc : $\phi N = 75\text{mm}$

SECTEUR III

$$\text{AN : } \phi_{mm} = (2.75 \cdot 0.6 / 0.478 \cdot 260 \cdot 11792^{1.75})^{-1/4.75}$$

$$= 78.56\text{mm}$$

$$\phi N = 90\text{mm (PEHD)}$$

verification:

$$P_{dcp} = \frac{0.478}{2.75} \cdot L_{pr} \cdot Q^{1.75} \cdot \phi N^{-4.75}$$

$$= 0.32 < 1.2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc : $\phi N = 90\text{mm}$

IV-2-2-5 Calcul de la canalisation principale

La conduite principale est assurée l'eau pour 4 postes pour le secteur II et 5 postes pour le secteur III pendant une journée

Donc $Q_{cp} = Q_{pr} \cdot \text{nombre de poste irriguée}$ Q_{cp} : débit de la conduite principale

$$\phi_{cp} = (4 \cdot Q_{cp} / (v \cdot 3.14))^{1/2} \quad \phi_{cp} : \text{diamètre de la conduite principale}$$

Et $v < 1.5\text{m/s}$

AN :

$$Q_{cp} = 4.7 \cdot 4 = 18.8 \text{ l/s} \quad \text{pour le secteur II}$$

$$Q_{cp} = 3.28 \cdot 5 = 16.4 \text{ l/s} \quad \text{pour le secteur III}$$

$$\phi_{cp} = (4 \cdot 18.8 \cdot 10^{-3} / (1.5 \cdot 3.14))^{1/2} = 0.126\text{m} \quad \text{pour le secteur II}$$

$$\phi_{cp} = (4 \cdot 16.4 \cdot 10^{-3} / (1.5 \cdot 3.14))^{1/2} = 0.118\text{m} \quad \text{pour le secteur III}$$

a) Normalisation diamètres avantageux (PEHD)

$$\phi_{cp} = 125\text{mm} \quad \text{pour le secteur II}$$

$$\phi_{cp} = 125\text{mm} \quad \text{pour le secteur III}$$

b) Détermine l'Acote du radier de réservoir

$$C_{tr} = C_{tp} + \Delta H + 10$$

AN :

$$C_{tr1} = 845.2 + 2 + 10 = 857.2\text{m}$$

$$C_{tr2} = 854 + 2 + 10 = 866\text{m}$$

C_{tp} : cote terrain du point le plus défavorable

C_{tr} : cote terrain de radier

-Pour bien améliorer notre dimensionnement on a essayé de programmer un petit logiciel qui permet de calculer le dimensionnement de réseau d'irrigation –goutte à goutte avec une précision et un temps plus courts.

Ce programme est programmé par le langage Visual Basic.net voir (figure 01)

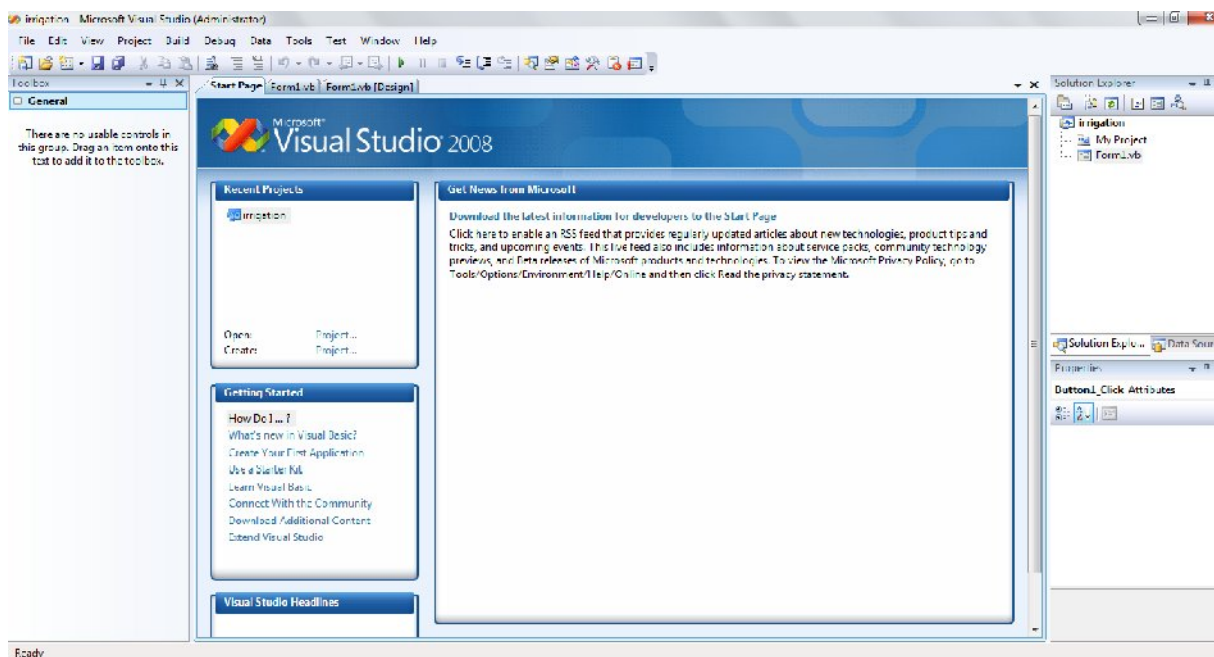


Figure 01

IV-3-Langage utilisé

IV-3-1- Microsoft Visual Studio

est une suite de logiciels de développement pour Windows conçue par Microsoft. La dernière version s'appelle Visual Studio 2010.

Visual Studio est un ensemble complet d'outils de développement permettant de générer des applications Web ASP.NET, des Services Web XML, des applications bureautiques et des applications mobiles. Visual Basic, Visual C++, Visual C# et Visual J# utilisent tous le même environnement de développement intégré (IDE, Integrated Development Environment), qui leur permet de partager des outils et facilite la création de solutions faisant appel à plusieurs langages. Par ailleurs, ces langages permettent de mieux tirer parti des fonctionnalités du

Framework .NET, qui fournit un accès à des technologies clés simplifiant le développement d'applications Web ASP et de Services Web XML grâce à Visual Web Developer.

IV-3-2- Visual Basic (VB)

est un langage de programmation événementielle de troisième génération ainsi qu'un environnement de développement intégré, créé par Microsoft pour son modèle de programmation COM[1]. Visual Basic est directement dérivé du BASIC et permet le développement rapide d'applications, la création d'interfaces utilisateur graphiques, l'accès aux bases de données en utilisant les technologies DAO, ADO et RDO, ainsi que la création de contrôles ou objets ActiveX. Les langages de script tels que Visual Basic for Applications et VB Script sont syntaxiquement proches de Visual Basic, mais s'utilisent et se comportent de façon sensiblement différente[2].

Un programme en VB peut être développé en utilisant les composants fournis avec Visual Basic lui-même. Les programmes écrits en Visual Basic peuvent aussi utiliser l'API Windows, ceci nécessitant la déclaration dans le programme des fonctions externes.

Visual Basic est un des langages les plus utilisés pour l'écriture d'applications commerciales, c'est-à-dire d'applications ne faisant que manipuler des chiffres et des lettres. Ce BASIC est particulièrement adapté à cet usage, pas d'accès système, pas de performances critiques, développement rapide, compétences apparemment faibles. Le défaut étant justement sa facilité de mise en œuvre : un débutant VB pourra rapidement faire un programme opérationnel mais souvent tellement mal fait (sans analyse, structures ni règles, sans même la moindre expérience en programmation parfois...) qu'il sera difficilement maintenable par la suite. Beaucoup de projets VB sont à refaire entièrement car ils ont été trop mal faits par des débutants VB.

Dans une étude conduite en 2005, 62 pour cent des développeurs déclaraient utiliser l'une ou l'autre forme de Visual Basic. Actuellement, les langages les plus utilisés dans le domaine commercial sont Visual Basic, C++, C#, Java[3].

La dernière mise à jour de Visual Basic est la version 6.0, sortie en 1998. Le support étendu Microsoft a pris fin en 2008. À partir de la version 7, le Visual Basic subit des changements substantiels le rapprochant de la plate-forme « dot Net », et qui amènent Microsoft à le commercialiser sous le nom de Visual basic.net

IV-3-2-1 Fonctionnalités du langage

Visual Basic a été conçu pour être facile à apprendre et à utiliser. Le langage permet de créer des applications graphiques de façon simple, mais également de créer des applications véritablement complexes. Programmer en VB est un mélange de plusieurs tâches, comme disposer visuellement les composants et contrôles sur les formulaires, définir les propriétés et les actions associées à ces composants, et enfin ajouter du code pour ajouter des fonctionnalités. Comme les attributs et les actions reçoivent des valeurs par défaut, il est possible de créer un programme simple sans que le programmeur ait à écrire de nombreuses lignes de code. Les premières versions ont souffert de problèmes de performance, mais avec l'apparition d'ordinateurs plus rapides et grâce à la compilation en code natif, ce problème de performance s'est estompé.

Bien que les programmes puissent être compilés en code natif depuis la version 5, ils requièrent toujours pour fonctionner la présence du moteur d'exécution ou runtime, pour une taille d'environ 2 MB. Ce moteur d'exécution est inclus par défaut dans Windows 2000 et versions supérieures, sous formes de bibliothèques dynamiques. Pour les versions précédentes de Windows, le moteur d'exécution doit être distribué avec l'exécutable lui-même.

Dans l'IDE, les formulaires sont créés en utilisant la technique de Glisser-déposer, permettant de disposer des contrôles (boîte de saisie, case à cocher, bouton, etc.) sur le formulaire. Les contrôles possèdent tous des attributs et des gestionnaires d'événements associés. Des valeurs par défaut sont attribuées, qui peuvent être modifiées par le programmeur. De nombreux attributs peuvent être modifiés dynamiquement lors de l'exécution, en réponse à des actions de l'utilisateur ou à des changements dans l'environnement. Par exemple, il est possible d'ajouter du code dans le gestionnaire de l'évènement redimensionnement du formulaire, afin de maintenir celui-ci en permanence au centre de l'écran ou encore d'agrandir le formulaire afin qu'il occupe toute la surface de l'écran. En ajoutant du code dans le gestionnaire de l'évènement « KeyPress » (touche enfoncée) d'une boîte de saisie, le programme pourrait automatiquement convertir les minuscules en majuscules ou inversement, ou encore interdire l'insertion de certains caractères.

Visual Basic permet de créer des exécutables (fichiers .EXE), des contrôles ActiveX ou des DLL, mais son usage premier est la réalisation d'applications Windows et l'interfaçage Web avec des bases de données. On peut utiliser des boîtes de dialogue simplifiées (par exemple

pas de Maximise/Minimise) pour fournir des fonctionnalités de type pop-up. Les contrôles fournissent les fonctionnalités de base de l'application, les programmeurs ajoutant simplement le fonctionnel supplémentaire en insérant du code dans les gestionnaires d'évènements appropriés. Par exemple, une Boîte de sélection déroulante est directement capable d'afficher sa liste et de permettre à l'utilisateur de choisir l'un de ses éléments. Un gestionnaire d'évènement est appelé lorsqu'un élément est sélectionné, par exemple pour remplir une liste associée.

Un composant Visual Basic peut aussi ne pas avoir d'interface utilisateur et fournir à la place des objets ActiveX aux autres programmes, au travers du Component Object Model (COM). Le langage dispose d'un mécanisme de récupération de mémoire (Ramasse-miettes), utilisant le mécanisme de « comptage de référence ». Il dispose également d'une grande bibliothèque d'utilitaires et offre les bases du support de la Programmation Orientée Objet. Dans la mesure où les composants les plus communs sont inclus par défaut dans le modèle de projet standard, il est rarement nécessaire pour le programmeur d'utiliser des bibliothèques additionnelles. À la différence de beaucoup d'autres langages de programmation, Visual Basic n'est en général pas sensible à la casse (l'usage des majuscules ou des minuscules est indifférent), bien qu'il transforme automatiquement l'écriture des mots-clés selon une convention standard et qu'il force l'écriture des variables dans le code à être identique à l'écriture employée lors de la déclaration. En revanche, les comparaisons de chaînes de caractères sont elles sensibles à la casse par défaut, mais ce comportement est modifiable à volonté.

Le compilateur employé par Visual Basic est le même que celui d'autres langages fournis avec Visual Studio 6 (C, C++), mais des restrictions placées au niveau de l'environnement de développement intégré empêchent la génération de code particulier (DLL Windows ou Threads).

IV-3-2-2 Caractéristiques de Visual Basic

Visual Basic possède quelques caractéristiques inhabituelles :

- Rétrocompatibilité avec les (anciennes) versions du BASIC de Microsoft (QBASIC/QuickBASIC) permettant le portage de vieux programmes.
- Possibilité d'utiliser à la fois des méthodes procédurale à l'ancienne (via des branchement avec des labels. Ex.: <label>: GOTO <label> ; et des sous-procédures du

type GOSUB <label> ... RETURN), et à la fois des techniques plus modernes comme la programmation orienté objet (avec des modules de classe, ...) le rendant ainsi très versatile.

- Optionnalité d'un grand nombre de déclarations (typage, référencement, portées, ...) ainsi qu'une syntaxe extrêmement souple (espaces facultatifs).

La constante booléenne True a la valeur numérique -1[4]. Ceci est dû au fait que le type booléen est codé comme un entier de 16 bits signé. Dans cette représentation, -1 est codé comme une suite de 16 « 1 binaires » (la valeur booléenne True), et que 0 est codé comme 16 « 0 binaires » (la valeur booléenne False) ; lorsque on effectue l'opération Non Logique sur un entier signé de 16 bits valant 0, on obtient -1. En d'autres termes, True = Not False. Cette caractéristique intrinsèque devient particulièrement utile lorsque l'on effectue des opérations logiques bit à bit sur un entier, telles qu'And, Or, Xor et Not. Cette définition est également globalement cohérente avec les implémentations de BASIC depuis Microsoft Basic, au début des années 1970. C'est également en adéquation avec les caractéristiques des microprocesseurs de cette période.

IV-3-2-3 L'interface de logiciel

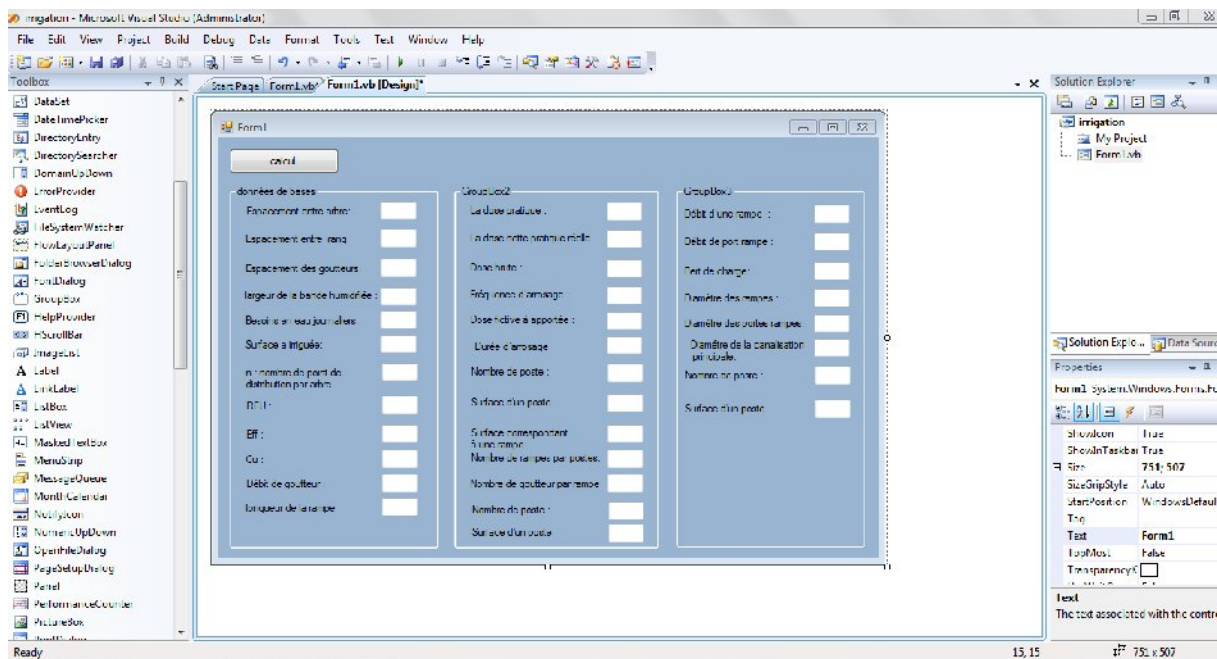


Figure 02

IV-3-2-4 Le programme

```

Private Sub Button1_Click(ByVal sender As System.Object, ByVal e As
System.EventArgs) Handles cala.Click
    Dim A(30) As Double
    Dim b(20) As Double
    Dim i As Integer
    A(0) = Val(T1.Text)
    A(1) = Val(T2.Text)
    A(2) = Val(T3.Text)
    A(3) = Val(T4.Text)
    A(4) = Val(T5.Text)
    A(5) = Val(T6.Text)
    A(6) = Val(T7.Text)
    A(7) = Val(T8.Text)
    b(3) = A(0) * A(1) * A(2) * A(6) * A(4) * Val(T03.Text) *
Val(T01.Text) * Val(T02.Text) * Val(T04.Text)
    If b(3) = 0 Then
        MsgBox("erreur ")
        Exit Sub

    End If
    b(0) = (A(6) * A(2) * A(3)) / (A(1) * A(0))
    A(8) = b(0) * A(7)
    A(9) = A(8) * 0.85
    A(10) = A(9) / (Val(T01.Text) * Val(T02.Text))
    A(11) = Fix(A(10) / A(4)) + 1
    A(12) = (A(6) * Val(T03.Text)) / (A(2) * A(1))
    A(13) = (A(10) * A(2) * A(1)) / (A(6) * Val(T03.Text))
    b(1) = A(13) / A(11)
    A(14) = (A(11) * A(13)) / b(1)
    A(15) = A(5) / A(14)
    A(16) = A(1) * Val(T04.Text)
    A(17) = Fix(A(15) / (A(16) * 0.0001))
    A(18) = Fix(Val(T04.Text) * A(6) / (A(0)))
    A(19) = Val(T03.Text) * A(18) / 3600
    A(20) = A(19) * A(17)
    T21.Text = A(20)
    T20.Text = A(19)
    T19.Text = A(18)
    T18.Text = A(17)
    T17.Text = A(16)
    T16.Text = A(15)
    T15.Text = A(14)
    T14.Text = A(13)
    T13.Text = A(12)
    T12.Text = A(11)
    T11.Text = A(10)
    T10.Text = A(9)
    T9.Text = A(8)

    End Sub

    Private Sub Form1_Load(ByVal sender As System.Object, ByVal e As
System.EventArgs) Handles MyBase.Load
        T01.Text = "0.9"
        T02.Text = "0.95"
        T03.Text = "4"

    End Sub
End Class

```

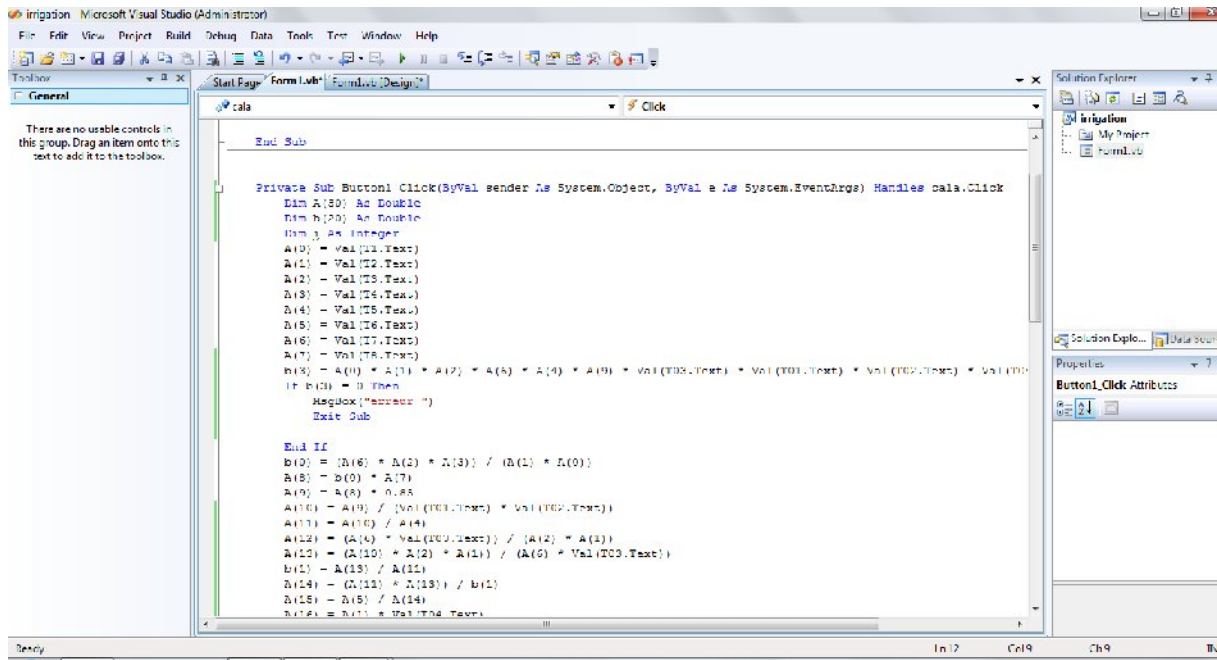
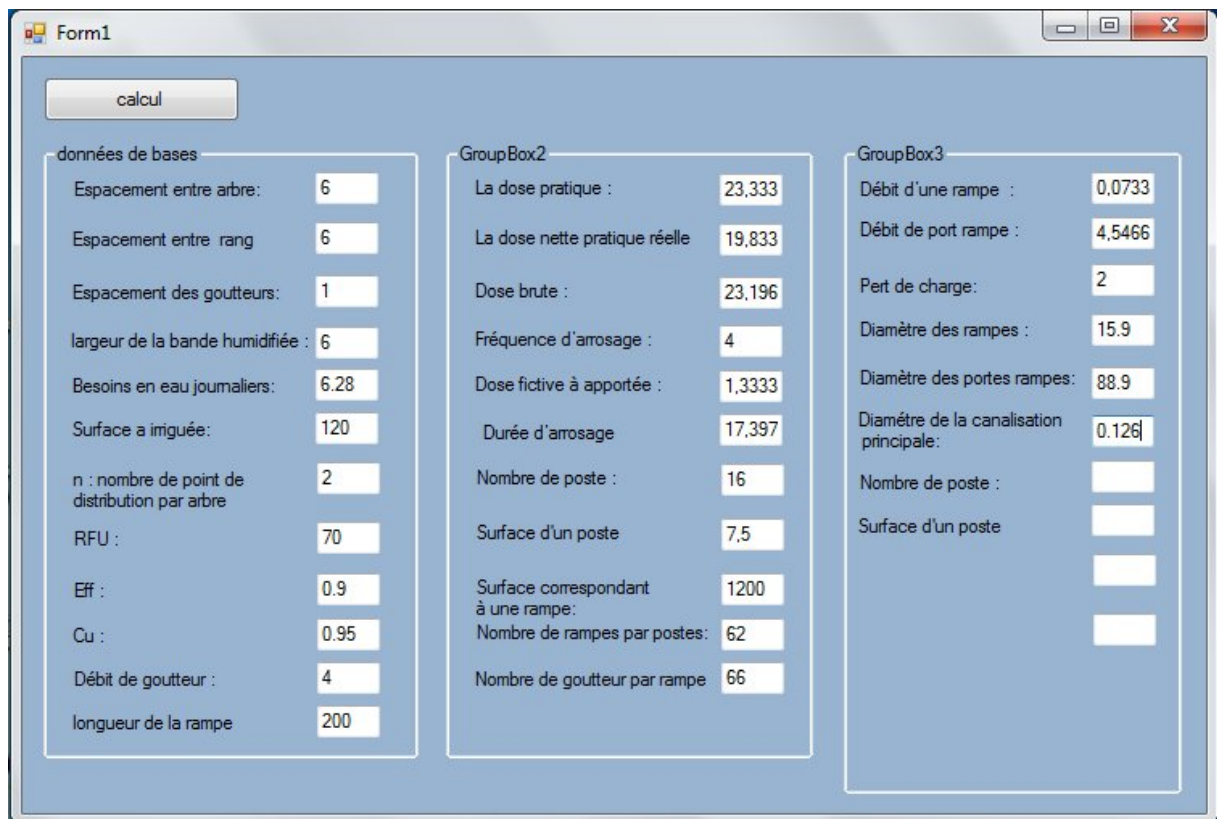


Figure 03

enfin on essaie le logiciel



Les résultats est juste par rapport les calculs manuels.

Conclusion

Le calcul par logiciel est plus rapide et les résultats très précis par rapport aux calculs manuels car ce logiciel est calculé par tous les chiffres après la virgule est donc l'utilisation du logiciel dans le domaine d'irrigation est très importante.

Introduction :

le calcul de l'adduction a partir d'un piquage du transfère de BENI HAROUNE vers K.MEDAOUAR qui comporte une station de pompage de 7.7 m³/s le picage est située après la station de pompage se fait gravitèrent vers le pèrimètre les picages et station de pompage sont repartent comme le montre le tableau, il donne des cote de piquage et station de pompage (TN) et la distance en km par rapport au station de pompage

Tableau V-1 Points de piquage et station de pompage

POINTS	Localisation des piquages et station			
	X(m)	Y(m)	PK (m)	Côte TN (m)
P1	286841.23	3951241.08	9000	860.3
P2	285498.35	3948466.03	12083	868.5
STATION	289341.23	3960241.5	-	852

V-1 le choix de tracé

Le choix ce fait selon les paramètres suivants

Notre tracé se fait sur deux adduction gravitaire et refoulement Pour les conduites à écoulement gravitaire, le diamètre est dimensionné de telle sorte que la charge résiduelle soit positive à l'extrémité avale de la conduite. La charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charges linéaires et singulières doit être supérieure à la cote géographique de l'extrémité avale.

pour cela la conduite gravitaire elle doit prend un tracé le plus courte et décret le plus possible on compte des critères

Evite le plus possible les terrains boisés (attaque chimique de la conduite) et de respecté les impératifs de profil en long avec le moins possible de sur profondeurs et passe par un bon chemin pour évite la multiplication des ouvrages (brise de charge, butes et des accessoires venteuses ...) et aussi pour minimise les travaux de terrassement d'après le calcul de déblais remblais évité les chemins accidenté qui créé l'écartement et surpression dons notre projet l'itinéraire et bien claire comme le plus court chemin et suivent la route donc et très mieux de le suivez

V-1 -1 Description de l'adduction refoulement de station de pompage jusqu'à Barrage K.MEDAOUAR entre de cote 852m et 872m sur une longueur de 2000m

V-2 Etude de variantes : Lors des visites de reconnaissance de terrain, les tracés des conduites et les sites d'ouvrages projetés ont été conjointement définis avec les responsables locaux pour chaque commune. Le choix des tracés est fait suivant les chemins les plus courts pour minimiser la longueur des conduites. Afin de faciliter l'exploitation du réseau, le tracé sera autant que possible implanté le long des routes et pistes existantes. Ainsi, un tracé optimum par couloir a été identifié. Par ailleurs, étant donné que les adductions sont systématiquement composées de tronçons à écoulement gravitaire et d'autres à écoulement par pompage, le mode de fonctionnement et l'équilibrage du réseau dépendent donc directement de la manière de combiner ces 2 écoulements. La combinaison des 2 modes d'écoulement conduit donc à étudier deux variantes.

Variante 1 : Elle consiste faire deux picage enter station de pompage et Barrage K.MEDAOUAR et chaque picage arrivée a son réservoir qui implantes a la tête de chaque secteur

Variante 2 : Elle consiste de faire un seule picage enter station de pompage et Barrage K.MEDAOUAR qui après divise on deux conduite vers chaque réservoir R1 et R2 qui implantes a la tête de chaque secteur

On a choix la variante1 car est la meilleure techniquement.

Le tableau suivant il donne des cote de picage (TN) et la distance en km par rapport au son réservoir P1 vers R1 et P2 vers R2

Tableau V-2: Points de picage

POINTS	Localisation des picages			
	X(m)	Y(m)	PK (m)	Côte TN (m)
P1	286841.23	3951241.08	75	860.3
P2	285498.35	3948466.03	50	868.5

Tableau V-3: Points de réservoir

RESERVOIR	Cote TN	Cote CTP
R1	857.2	862.2
R2	866	871

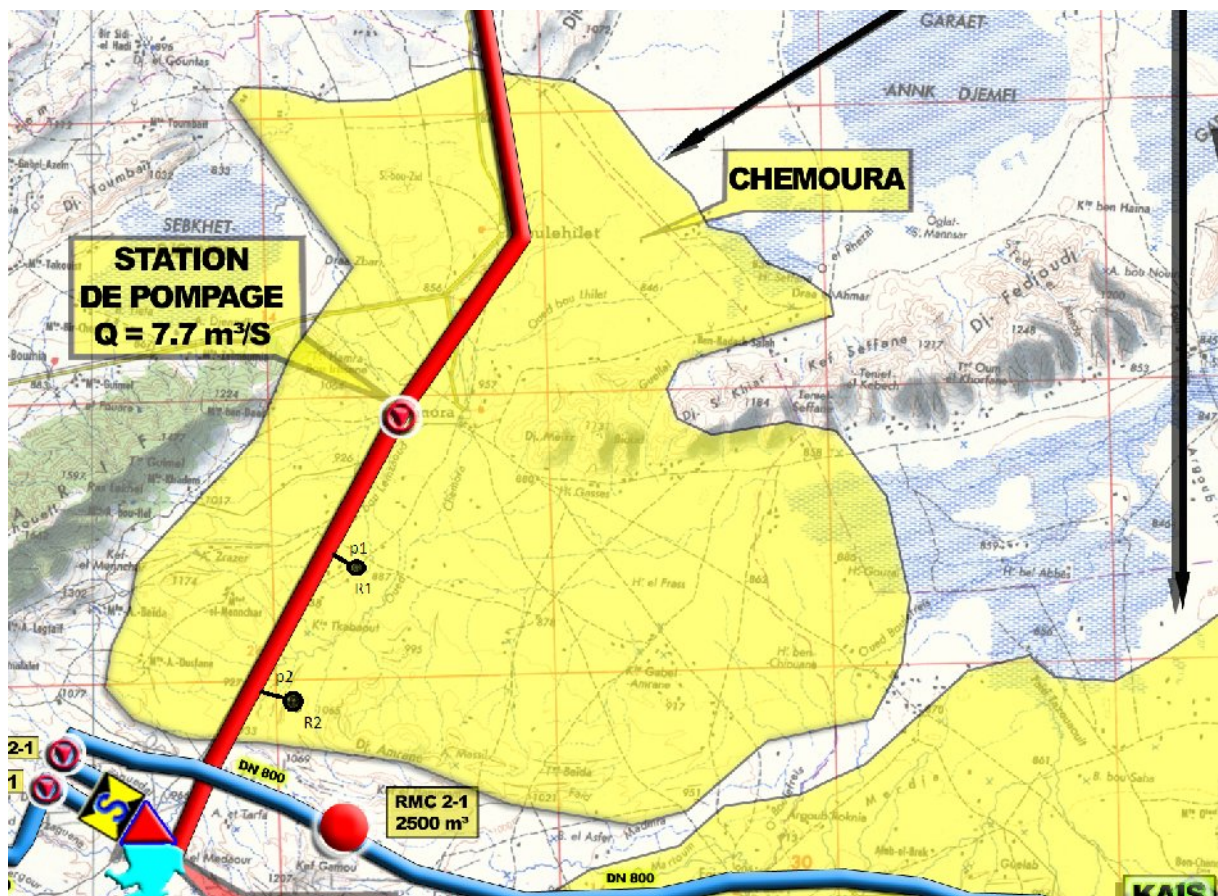


Figure 01 : situation de la station de pompage et les deux piquage

V-3 Méthodologie et hypothèses de calcul

❖ A-Adduction

V-3-1 Calculs hydrauliques Le calcul hydraulique est effectué avec l'hypothèse d'un écoulement uniforme dans les adductions selon un débit fictif continu uniformément répartie sur 24 heures. Le dimensionnement des diamètres de conduite est effectué à l'aide d'un modèle hydraulique dont la structure. Les résultats de calcul sont fournis sous forme de côtes piézométriques et pressions à chaque nœud et sous forme de vitesse d'écoulement, débits et pertes de charge linéaire pour chaque conduite.

V-3 -2 Pertes de charge dans les conduites La perte de charge linéaire d'une conduite lors du transport d'un débit constant Q graviter ment se calcule selon l'expression suivante :

$$\Delta H = \lambda \cdot \frac{V^2 L}{2gD} \quad (\text{III-1}) \quad \lambda : \text{Coefficient de perte de charge linéaire;}$$

D : Diamètre intérieur de la conduite en m;

g : Accélération de la pesanteur ($g \approx 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$).

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{III-2}) \quad V : \text{Vitesse moyenne du liquide dans la conduite en m/s};$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

L_{eq} : Longueur équivalente de la conduite (m) ;

$L_e = L_g + L_{e_s}$ L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière j(m) ;

D_{av} : Diamètre avantageuse car on à cas gravitaire

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,15 * L_g \quad (\text{III-3})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

ΔH_p^{lin} : Perte de charge linéaire (m).

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau les coefficients K' , m et β sont donnés dans le tableau :

Tableau V-4: Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau.

Tuyau	K'	m	β
Acier et fonte	0,00179 - 0,001735	5,1 - 5,3	1,9 – 2
Amiante-ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,772	2

Dans notre cas on utilise la PEHD donc on prend $k'=0.0010527$ et $m=4.772$ et $B=2$

V-4 Calcul de longueurs équivalentes

les longueurs sont calculer tenant compte des pertes de charges linière et singulier avec les pertes singulière égale 15%des pertes linière alors les résultats sont présente par le tableau

Tableau V-5: Calcul de longueur équivalent

Du nœud	Au noeud	Longueur(m)	Longueur équivalent (m)=1.15Lg
p1	R1	75	86.25
p2	R2	50	57.5

V-4 -1 Calcul de la charge disponible

le calcul de la charge disponible qui est par hypothèse la perte de charge se fait entre la station de pompage et le picage 1 et 2 .

la conduite utilisé pour ce transfert est en fonte

$k' = 0,001735$ et $m = 5.3$ et $B = 2$

$$\Delta H = C_{tp}(\text{station}) - C_{tp}(P1) = \frac{K \cdot L \cdot \beta}{2 \cdot B}$$

$$C_{tp}(p1) = C_{tp}(\text{station}) - \frac{K \cdot L \cdot \beta}{2 \cdot B} = 924 - \frac{0,001735 \cdot 75 \cdot 1.15 \cdot 1.15}{2 \cdot 2} = 924 - 23.5 = 900.5 \text{ m}$$

Don $C_p(p1) = 900.5 \text{ m}$

$$\Delta H = C_{tp}(\text{station}) - C_{tp}(P2) = \frac{K \cdot L \cdot \beta}{2 \cdot B} \quad \text{-on suppose que débit de picage 1 (p1) est négligeable devant le débit de station}$$

$$C_{tp}(p2) = C_{tp}(\text{station}) - \frac{K \cdot L \cdot \beta}{2 \cdot B} = 924 - \frac{0,001735 \cdot 50 \cdot 1.15 \cdot 1.15}{2 \cdot 2} = 924 - 31.55 = 892.45 \text{ m}$$

Don $C_p(P2) = 892.45 \text{ m}$

$$\Delta H_1 = C_{tp}(P1) - C_{tp}(R1) = \frac{K \cdot L \cdot \beta}{2 \cdot B} = 900.5 - 862.2 = 28.3 \text{ m}$$

$$\Delta H_1 = C_{tp}(P2) - C_{tp}(R2) = \frac{K \cdot L \cdot \beta}{2 \cdot B} = 892.45 - 871 = 21.25 \text{ m}$$

V-4 -2 calcul de diamètres de l'adduction

d'après le gradient de perte de charge on résume les calculs de diamètres avantageuses dans les tableaux :

Tableau V-6: Les pressions aux nœuds

Ctn	Du	Au	Longueur (m)	L équivalent (m)	Q(l/s)	j	$\Delta H(m)$	Cp	P(mce)
860.3	P1	R1	75	86.25	178.8	0.33	28.3	900.5	40.2
868.5	P2	R2	50	57.5	193.7	0.37	24.25	892.45	23.95

$k'=0.0010527$ et $m=4.772$ et $B=2$

Tableau V-7 Diamètres avantageux

Ctn	Du	Au	Longueur (m)	L équivalent (m)	Q(l/s)	j	$\Delta H(m)$	D_{cacu} (mm)
860.3	P1	R1	75	86.25	178.8	0.33	28.3	149
868.5	P2	R2	50	57.5	193.7	0.37	24.25	143

V-4 -3 les diamètres avantageux

en normalise les diamètres calculés et les résultats avec des vitesses correspondantes dans ce tableau les matériaux utilisé sont PEHD talque PEHD PN06 commence de diamètre 630mm jusqu'à 20mm d'après l'annexe (III-1) les résultats sont dans le tableau suivant.

Tableau V-8 Normalisation diamètres avantageux

Du	Au	diamètre normalise	Q(l/s)	SURFACE m^2	V m/s
		(mm)			
Picage 1	R1	160	178.8	0.02	8.94
Picage 2	R2	160	193.7	0.02	9.68

On remarque que la vitesse est très élevée et supérieure aux normes $v < 1.5$ m/s

Pour éviter ce problème on propose deux solutions

- 1- On augmente le diamètre et installe une vanne à l'aval de conduite
- 2- On met un réservoir expansion juste au picage pour diminuer les pressions

On utilise la 1^{er} solution.

Pour picage 1

$$V < 1.5 \text{ donc } Q/S < 1.5 \longrightarrow S > Q/1.5 = 0.178/1.5 = 0.119 \text{ m}^2$$

$$D = (4 \cdot 0.119 / 3.14)^{1/2} = 0.39 \text{ m}$$

Pour picage 2

$$V < 1.5 \text{ donc } Q/S < 1.5 \longrightarrow S > Q/1.5 = 0.193/1.5 = 0.13 \text{ m}^2$$

$$D = (4 \cdot 0.13 / 3.14)^{1/2} = 0.4 \text{ m}$$

Tableau V-9 Normalisation diamètres avantageux

Du	Au	diamètre normalise	Q(l/s)	SURFACE m ²	V m/s
		(mm)			
Picage 1	R1	400	178.8	0.13	1.38
Picage 2	R2	400	193.7	0.13	1.49

V-5 DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIRS

- Réservoirs de stockage dans les systèmes de distribution.
- Bâches de reprise dans les stations de pompage.
- Réservoirs tampon de régularisation de pression dans les systèmes d'adduction.
- Réservoirs d'eau traitée au niveau des stations de traitement.
- Matérialisation des réserves stratégique dans les métropoles.

V-5.1. ROLE DES RESERVOIRS

Les réservoirs constituant une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe les débits maximaux demandés, de plus, ils permettent de combattre efficacement les incendies en plus les réservoirs offrant notamment les avantages suivants :

- Régularisation le fonctionnement de la station de pompage.
- Simplification l'exploitation.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Coordination du régime d'adduction d'eau au régime de distribution.
- Maintenir l'eau d'une température constante et préserver des contaminations.
- Jouer le rôle de brise charge dans le cas d'une distribution étagée.
- Jouer le rôle de relais.
- Réduction des dépenses d'énergie en réduisant la puissance consommée par les pompes.

V-5 2. EMPLACEMENT DES RESERVOIRS

L'emplacement du réservoir tient compte du relief permettant d'obtenir des dépenses minimales des frais d'investissement et l'exploitation.

Donc on est amené à prendre en considération les facteurs suivants :

- Le point le plus bas à alimenter.
- La hauteur maximale des immeubles (bâtiment).
- Les pertes de charge à partir du réservoir jusqu'au point le plus défavorable de la ville en question.
- L'état du relief de la ville qui pourra favoriser la construction d'un réservoir au sol qu'aux propriétés technico-économique suivant :
 - Simplicité de réalisation du coffrage.
 - Etanchéité plus facile à réaliser

V-5.3. CLASSIFICATIONS DES RESERVOIRS

Les réservoirs peuvent être classés de diverses façons selon les critères pris en considération :

V-5.3.1. Classification selon le matériau de construction

- Cette classification est basée sur la nature des matériaux de construction des réservoirs Réservoir métalliques.
- Réservoir en maçonnerie.
- Réservoir en béton armé.

V-5 - 3.2. Classification selon la situation des lieux

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol :

- Enterrées
- Semi-enterrés
- Surélève

V-5- 3.3. Classification selon l'usage

Vu les nombreux usages des réservoirs on peut les classer en :

- Réservoir principal d'accumulation et de stockage. (réservoir d'eau traité).
- Réservoir terminal.
- Réservoir d'équilibre.
- Réservoir tampon.
- Bâche de reprise.
- brise charge.



V-5-3.4. Classification selon la forme géométrique

Généralement, on retrouve dans la pratique deux formes usuelles :

- Réservoir cylindrique.
- Réservoir rectangulaire (carré).
- d'une forme quelconque.

Pour notre réseau les réservoirs qui seront projetés est réservoir terminaux

réservoir R1 est alimenté gravitairement le secteur II à partir du piquage « P1 »

réservoir R1 est alimenté gravitairement le secteur III à partir du piquage « P2 »

V-6- DETERMINATION DE LA CAPACITE

Le calcul du volume du réservoir se fait à partir du débit rentrant et du débit sortant pour les différentes heures de la journée. La détermination de cette capacité, tient compte de la

Répartition journalière maximale du débit consommé caractérisé par le coefficient horaire.

V-6.1.Principe de calcul : deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- La méthode analytique.
- La méthode graphique

V-6.1.1. La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_u = \frac{p(\%) * Q}{100} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{III-1})$$

V_u : volume utile (m^3),

$P(\%)$: fraction horaire maximale des restes du débit maximum journalier.

Q : débit des postes irrigué (m^3/j).

V-6.1.2. la méthode graphique

la méthode graphique tient compte de la consommation totale déduite à partir des coefficients des variations horaires de la consommation et de la courbe d'apport de débit pompé.

La capacité est déduite à partir des extremums cumule de la consommation vis à vis de celle des apports.

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	25	20	5	-	5
01-02	25	20	5	-	10
02-03	25	20	5	-	15
03-04	25	20	5	-	20
04-05	0	20	-	20	0

V-7. DIMENSIONNEMENT DES RESERVOIR

V-7.1.Réservoir (R1): ce réservoir est alimenté gravitairement a partir d'un piquage (P1) au niveau de la conduite de Transfer.

Le débit sortant de la réservoir (R1) 1617.4 m³/j

Le débit sortant de la réservoir (R2) 1416.9 m³/j

Alors le volume de la reséervoir R1 et R2 est déterminé par la méthode analytique.

REMARQUE :

Pour réservoir R1

1-Arrivée permanente sur 5 heures (gravitairement), donc le pourcentage du débit entrant sera égale à 50 % pour toutes les tranches horaires (100 /5).

2-pour la duré d'irrigation est 4 heures, ce qui donne un pourcentage horaires de 25% (100/4).

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	25	20	5	-	5
01-02	25	20	5	-	10
02-03	25	20	5	-	15
03-04	25	20	5	-	20
04-05	0	20	-	20	0

$$V_u = \frac{(0 + 20) * 1620.86}{100} = 325m^3$$

Pour réservoir R2

Heures	Apports (%)	Distribution (%)	excès (%)	Déficits (%)	Résidu (%)
00 - 01	25	20	5	-	5
01-02	25	20	5	-	10
02-03	25	20	5	-	15
03-04	25	20	5	-	20
04-05	0	20	-	20	0

1-Arrivée permanente sur 4 heures (gravitairement), donc le pourcentage du débit entrant sera égale à 25 % pour toutes les tranches horaires (100 /4).

2-pour la duré d'irrigation est 5 heures, ce qui donne un pourcentage horaires de 20% (100/4.43).

$$V_u = \frac{(0 + 20) * 1416.9}{100} = 283m^3$$

VIII.1.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décente en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exempts de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins

VIII.1.2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

Si le terrain est de mauvaise qualité on peut envisager quelques solutions :

a) Cas d'un terrain peu consistant

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol

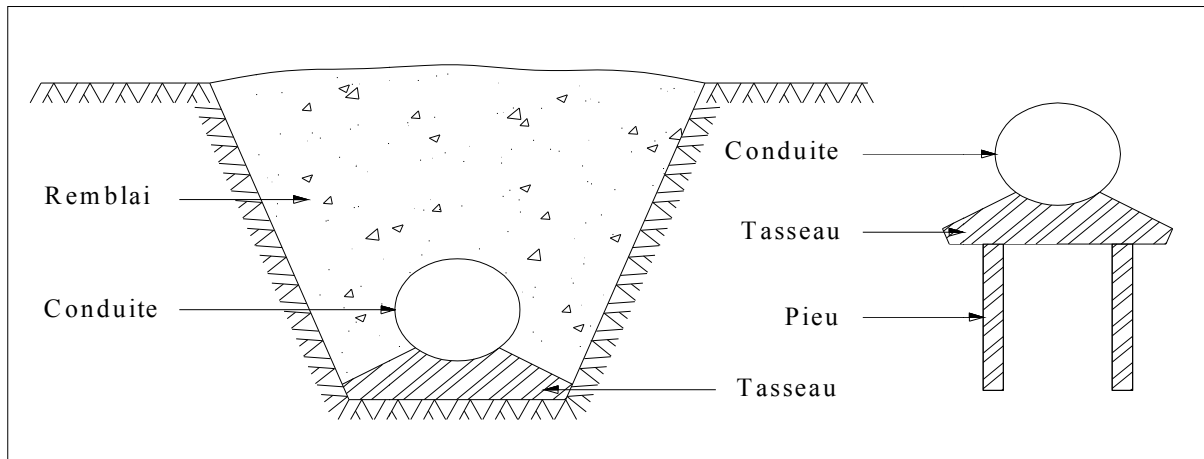


Figure VIII.1.2.: Pose de conduites dans un terrain peu consistant

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte ductile, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

Les avantages de la protection par manches en polyéthylène sont les suivants :

- coût réduit
- Moyen de protection supplémentaire avec une manche polyéthylène qui peut être employée de façon ponctuelle en cas d'imprévu (lentilles d'argile corrosive, creux biologiques non contrôlés, etc.).

Précautions d'usage pour la pose de la manche en polyéthylène :

- Employer une manche en polyéthylène conforme selon les normes,
- Eviter d'employer une manche avec des défauts apparents,
- Positionner le pli sur la partie supérieure du tuyau.

Les petits accros sur la manche en polyéthylène peuvent être réparés à l'aide d'un ruban adhésif, les défauts ou les déchirures devront être réparés avec la manche en polyéthylène en remplacement de la manche défectueuse.

Les tuyaux et les raccords seront nettoyés de la terre de la tranchée et absents de traces d'humidité avant d'enfiler la manche en polyéthylène autour de tuyau.

Le revêtement en polyéthylène sur les emboitements doit être réalisé avec le plus grand soin de façon à assurer la continuité de la protection en polyéthylène sur la canalisation.

Le lit de pose et la terre de remblayage ne devront pas contenir des cailloux qui puissent abîmer le revêtement en polyéthylène.

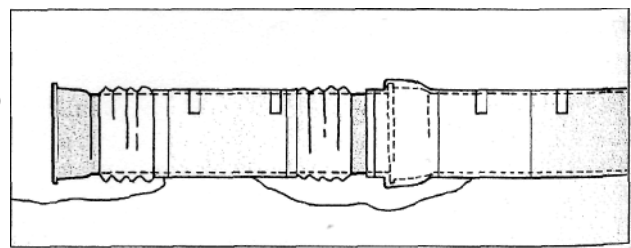
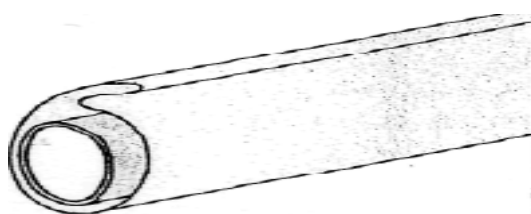


Figure VIII.1.3. Positionnement de la manche en polyéthylène sur la conduite.

VIII.2. ACCESSOIRES

Sans parler des joints et des pièces spéciales (coudes, tés, cônes, raccords, croix, réductions,...), les organes accessoires des conduites d'adduction sont les suivants : robinets-vannes, les ventouses et les clapets de retenue.

Installation de ces différents accessoires à pour but :

- Assurer un bon écoulement,
- Régulariser les pressions et mesurer les débits,
- Protéger la canalisation,
- Soutirage des débits.

VIII.2.1. Robinets vannes [8]

Les robinets-vannes sont les plus utilisés car ils présentent l'avantage d'une ouverture et d'une fermeture lentes (limitation des coups de bélier): l'ouverture se fait à l'aide d'une lentille, en forme de coin, qui remonte par une vis tournant dans un écrou qui est fixé à cette lentille.

Pour définir une vanne, il est nécessaire de connaître les éléments suivants :

- Type de vanne (à opercule, à soupape, à papillon, etc...)
- La pression nominale de conception
- Le raccordement (à visser, à brides, à souder)
- La matière (en fonction du fluide, en raison de la compatibilité des matériaux)
- L'actionnement (manuel, ou motorisé)
- La norme de construction (qui définira les encombrements, le dimensionnement des brides éventuelles)
- **Catégories de vannes :**

On peut ranger les vannes dans différentes catégories, selon leurs caractéristiques :

- par la taille : depuis le simple petit robinet jusqu'à la très grosse vanne de régulation du débit d'arrivée d'eau dans une centrale hydroélectrique ;
- par la fonction : vanne régulatrice de débit, vanne de purge, vanne d'arrêt, etc. ;
- par le principe d'obstacle au débit employé : vanne papillon, vanne à opercule, vanne à boisseau conique, vanne à boisseau sphérique, vanne trois-voies, vanne guillotine, etc. ;
- par le système de commande : manuelle, électrique (on parle alors d'électrovanne), hydraulique, pneumatique, etc.

En particulier, les principaux types de vannes sont :

1. vanne à opercule ou à passage direct

2. vanne à clapet ou robinet à soupape
3. la vanne à boule ou à boisseau sphérique
4. vanne à boisseau conique
5. vanne papillon
6. vanne guillotine
7. vanne à piston
8. vanne à cage
9. vanne à membrane
10. vannes spéciales

a) Robinet vanne à coin (à opercule) : Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

Ce type de vanne est utilisé généralement à la côté aval de chaque pompe, à l'entrée des réservoirs, à la côté d'aspiration de chaque pompe, est elle est préférable de le installe à chaque 400 m de la conduite gravitaire et de refoulement



Figure VIII-2-1: Robinets vanne à opercule

b) Vannes papillons : ce sont des vannes à survitesse, peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manœuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

Généralement utilisé à la sortie des réservoirs.



Figure VIII-2-2 : Robinets vanne papillon

VIII.2.2. Vannes de décharge

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans une fosse ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VIII.2.3. Ventouses

Il existe deux types de ventouse :

- a) **ventouse simple** : assure le dégazage des conduites à haute pression.
- b) **ventouse à deux orifices** réunis en un seul appareil.

La ventouse est formée d'une enceinte en communication avec la conduite dans laquelle un flotteur vient obturer l'orifice calibré, le flotteur est cylindrique ou sphérique. Il peut être couvert d'une enveloppe en caoutchouc.

Ces appareils se placent au niveau des points hauts des conduites ou se rassemble l'air, soit au moment du remplissage, soit en cours de fonctionnement. C'est également en ces points qu'il faut faire une admission d'air lors des vidanges.

Dans les ventouses il est nécessaire de respecter des rapports d'ouverture de l'orifice et de diamètre de l'adduction. La ventouse s'ouvrant en grand instantanément (dès que la bille se décolle) et se fermant avec quasiment la même rapidité, le risque de coup de bélier est importante. Il est donc conseillé un rapport de 1/50 entre la section de la purge et la section de l'adduction.

Ceci est moins vrai pour les purges manuelles équipées d'un simple robinet dont la fermeture et l'ouverture très progressives de l'orifice de purge évitent ainsi les risques de coup de bélier.

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.



a- ventouse à trois fonctions

(Purge des poches, entrée rapide d'air, sortie rapide d'air)



b- ventouse à fonction unique

(Évacuation des poches)

Figure VIII-2.3: Différentes types des Ventouse

VIII.2.4. By-pass

Le by pass est utilisé pour :

- ✓ Faciliter la manœuvre de la vanne à fermeture lente ;
- ✓ Remplir à débit réduit, la conduite avant sa mise en service ;
- ✓ Relier la conduite d'arrivée à la conduite de départ du réservoir.

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VIII.2.6. Joints de raccordement [8]

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- ✓ le joint automatique;
- ✓ le joint gibault;
- ✓ le joint verrouille;
- ✓ les joints mécaniques;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

VIII.2.7. Organes de mesure

a) Mesure de débit

Il est important de connaître, par mesure des débits, le volume total envoyé dans un réseau d'adduction: refoulé par une station de pompage, une source ou encore un réservoir. Ceci est, en effet, essentiel pour la bonne gestion d'un réseau d'adduction

La mesure des débits importants peut être réalisée par plusieurs moyens: le tube de Venturi, le diaphragme, la tuyère, le compteur à hélice (ou moulinet), le tube de Pitot, le déversoir à mince paroi, le compteur à induction (ou électromagnétique),



Débitmètre électromagnétique

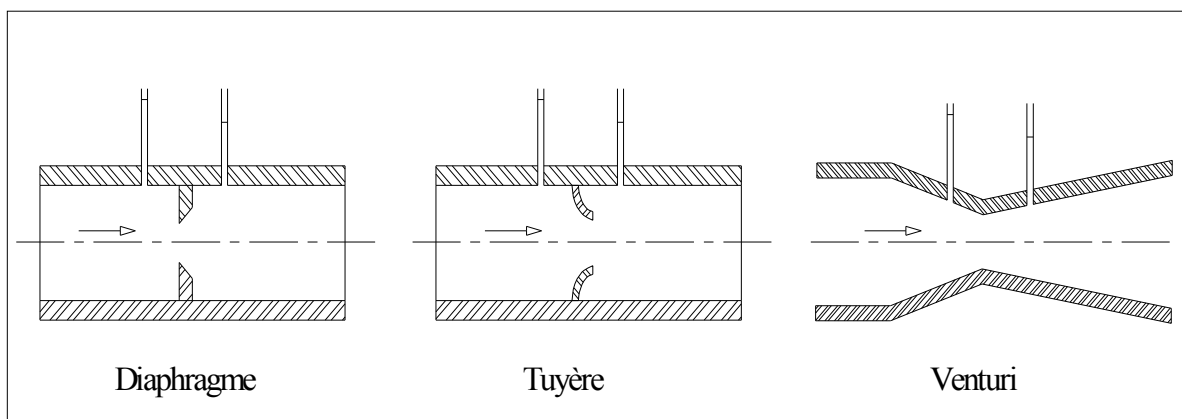


Figure VIII.2.5 : Les différents types des débitmètres.

VIII.3. ORGANES DE RACCORDEMENT

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

- ✓ La déviation d'une partie d'écoulement ;
- ✓ L'introduction dans la conduite d'un débit supplémentaire ou son soutirage ;
- ✓ Le changement de diamètre de la conduite ;
- ✓ Le montage et le démontage des accessoires ;

Le changement de direction de la conduite.

VIII.3.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ30'$), $\frac{1}{32}$ ($11^\circ15'$).

VIII.3.2. Cônes

Les cônes sont utilisés pour relier deux conduites de diamètres différents comme on les rencontre aussi à l'entrée et à la sortie des pompes. On distingue :

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;
- ✓ Les cônes à emboîtement et bride

Conclusion : le calcul des diamètres de la conduite principale a été basé sur la charge disponible par convention la perte de charge et la vitrification de la vitesse découlement.

Introduction :

L'organisation d'un chantier consiste à déterminer le cout et le volume des travaux qui permet de déterminé la méthode la plus convenable et coordonner la mise en œuvre des moyennes nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux d'exécution.

Les différents travaux à réaliser pour un projet de réseau d'adduction de l'irrigation sont :

- La projection d'une conduite d'adduction
- la construction de réservoir projeté : les prix de l'excavation et réalisation

Les prix unitaires sont établis sur la base des consultations de fournisseurs Algériens et étrangers et des marchés de travaux et fournitures de tuyaux et d'équipements qui sont réalisés avec les différents organismes publics (ANBT, AGEF...). Les prix sont actualisés aux conditions économiques.

- La projection d'un réseau d'irrigation

VI-1 Travaux concernant l'adduction :

Les taches et les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction qui relier le picage avec la réservoir sont :

a) Exécution des tranchées :

Opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations de la terre et de la roche avec des machines de terrassement. Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés à coté de la tranchée pour facilite de remblai, le tranche doit être de 0,6D m de deux cotés. L'autre coté étant réservé au bardage des conduites.

b) Pose du lit de sable :

Opération pour bute à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 15 à 20cm dans notre cas qui permet le drainage des eaux au fond de la conduite pour diminuer le contacte eau conduite qui augmente la corrosion.

c) Pose des conduites :

La descente des conduites dans le tranché, on procède à un triage des conduites de façon à écarter celles qui ont subies des chocs ; et on les descend lentement à l'aide d'un engin de levage avec un câble dure et solide, dans le fond du tranché. On vérifie régulièrement l'alignement des tuyaux pour n'avoir pas des difficultés au raccordement des conduites et d'assuré une bonne résistance.

d) Epreuve de joint et de la canalisation :

on l'effectue à l'aide d'une pompe d'essai qui consiste au remplissage en eau de la conduite sous une pression de supérieur de 1bar et on augmente jusqu'à avoir une pression nominal de la conduite .fois la pression de service à laquelle sera soumise la

conduite lors du fonctionnement et à partir de ça on a déterminé la pression supportée par les joints.

e) Remblayage des tranchées :

Enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation si de bonne qualité si non on ramène des quantités de remblai spécial.

f) Nivellement et compactage :

Nivellement pour implanter le réservoir, qui consiste à étaler les terres qui sont en monticule, ensuite au compactage pour augmenter la densité des terres et d'éviter le tassement par la suite et pour la conduite il suffit que le nivellement.

VI-2-Choix des engins de terrassement :

Les engins de terrassement pour réaliser ce projet sont de différentes qualités et comme suit :

a) La niveleuse :

La première opération pour la construction du bâtiment de la réservoir

C'est le découpage de terre végétale sur de faibles profondeurs.

Dans ce cas nous allons utiliser la niveleuse automotrice.

Les niveleuses qui entretiennent les pistes du chantier en nivelant le sol avec leur lame. Elles participent également aux réglages des différentes couches des plates-formes routières ou ferroviaires et peuvent être équipées de système GPS ou de système 3D afin d'obtenir une précision des couches de l'ordre du centimètre.



Figure VI-1-niveleuse

b) La pelle et le chargeur ou la chargeuse :

Les engins de chargement de matériaux :

Les pelles, dont le poids peut atteindre 100 tonnes, sont équipées d'un godet d'une capacité maximale de 6 m³, et les chargeuses, qui, grâce à leur godet frontal, soulèvent, transportent et déchargent des matériaux sur de courtes distances.

Rapides et mobiles, elles sont fréquemment utilisées dans les carrières.



Figure VI-2-pelle hydraulique



Figure VI-4-chargeur.

c) Les décapeuses : Les décapeuses automotrices, qui raclent le sol à l'aide d'un bulldozer pousseur et emmènent les matériaux directement vers les zones de remblais.



Figure VI-5-décapeuse

Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail

Comprend les temps suivants :

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ; et aussi temps de remise en position de déblais.

d) Les engins de transport des matériaux : Les camions rigides, dont la capacité de la benne peut atteindre 35 tonnes.

Les camions articulés, pouvant circuler sur des terrains accidentés

Les camions routiers, pour les transports plus longs.



Figure VI-6 engin de transport

VI -4 Calcul du volume de terrassement :

VI -4-1 Pour le canal principal (adduction) :

VI -4-1-1 Calcul du volume de déblai :

La surface à calculer est la surface rectangulaire

$$V = S * L$$

$$S = B * H$$

$$B = d + 2(0.5 \div 1.2)$$

$$\text{Donc : } B = 0.6 * 2 + d$$

$$H = 1 \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VI-1

Tableau VI-1 : calcul du volume de déblai

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de déblai (m ³)
400	75	1.6	120
400	50	1.6	80
Total	125		200

Donc le volume total de déblai : **Vd=120 m³** pour la secteur II

Vd=80 m³ pour la secteur II

VI -4-1-2 Calcul du volume de lit de sable :

Ce lit correspond à une couche de sable de 10cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule suivante

$$V = e * b * L$$

Tableau VI-2 : calcul du volume de sable

Diamètre (mm)	Longueur de la conduite (m)	Largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de sable (m ³)
400	75	1.6	12
400	50	1.6	8
Total	125		20

Donc le volume total du lit de sable : **Vd=120 m³** pour la secteur II

Vd=80 m³ pour la secteur II

VI -4-1-3 Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par le lit de sable ;

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

V_r : Volume du remblai compacté (m^3) ;

V_d : Volume du déblai (m^3) ;

V_s : Volume du sable

V : Volume occuper par la conduite (m^3) ; $V = L * \frac{\pi * D^2}{4}$

L : Longueur de la conduite

D : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans le tableau VI 3

Tableau VI-3: calcul du volume de remblai

diamètre	longueur de la conduite	largueur d'une tranchée b	Volume de déblai	Volume de sable	Volume occupé par la conduite	Volume du remblai
400	75	1.6	120	12	9.42	98.58
400	50	1.6	80	8	6.28	65.72
Total	125		200	20	15.7	164.3

Donc le volume total du remblai : $V_r = 98.58m^3$ pour le secteur II

$V_r = 65.72m^3$ pour le secteur III

VI -4-1-4 Devis estimatif pour l'adduction

Le prix unitaire choisie a partir de bureau d'études techniques d'hydraulique (BETH)

.BATNA

Tableau VI-4: Volumes et coût des travaux total pour le secteur II :

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant(DA)
1	Déblai	m ³	120	400	4800
2	Lit de sable (sable)	m ³	12	900	10800
3	Remblai compacté	m ³	98.58	300	29574
	Conduite (400mm)	mL	75	6007.06	450529.5
				Total	495703.5

Tableau VI-5: Volumes et coût des travaux total pour le secteur III :

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant(DA)
1	Déblai	m ³	80	400	32000
2	Lit de sable (sable)	m ³	8	900	7200
3	Remblai compacté	m ³	65.72	300	19716
	Conduite (400mm)	mL	50	6007.06	300353
				Total	359269

VI -5 Devis pour le réseau d'irrigation :**a. Devis estimatif pour réseau de goutte à goutte :****Secteur II****Tableau VI-6:** Calcul le cout du réseau de goutte à goutte :

N°	Matérielle	diamètre (mm)	Unité	longueur (m)	Nombre des conduites	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	rampe	16	Lm	200	1008	25	5040000
2	porte rampe	90	Lm	378	16	346.35	2094724.8
3	conduite principal	125	Lm	1134	2	553.5	1255338
							8390062.8

Secteur III**Tableau VI-7:** Calcul le cout du réseau de goutte à goutte :

N°	Matérielle	diamètre (mm)	Unité	longueur (m)	Nombre des conduites	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	rampe	16	Lm	200	1100	25	5500000
2	porte rampe	90	Lm	260	25	346.35	2251275
3	conduite principal	125	Lm	1040	3	553.5	1726920
							9478195

b. DEVIS estimatif pour les réservoirs

Tableau VI-8 : DEVIS estimatif pour les réservoirs

Réservoir	Capacité (m3)	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Epaisseur (m)	Volume béton armé (m ³)	unité	prix unitaire	Montant (DA)
R1	325	10	6.5	5.5	0.2	49.3	m ³	11000	542300
R2	283	10	5.66	5.5	0.2	45.77	m ³	11000	503470

c. Devis estimatif pour les accessoires :

On prend le prix des accessoires (les vannes, les raccords unions, bouchons rampe, goutteurs, réduction) = 0.15 du prix total de réseau d'irrigation

$$0.15*(8390062.8)= 1258509.42 \text{ DA pour le secteur II}$$

$$\text{Et } 0.15*(9478195)= 1421729.25 \text{ DA pour le secteur III}$$

d- Devis estimatif de notre projet :

$$D_T = D_{\text{adduction}} + D_{\text{goutta goutte}} + D_{\text{accessoire}} + D_{\text{réservoir}}$$

Secteur II

$$= 495703.5 + 8390062.8 + 1258509.42 + 542300 = 10686475.72 \text{ DA}$$

$$D_T = 10686475.72 \text{ DA}$$

Secteur III

$$= 359269 + 9478195 + 1421729.25 + 503470 = 11762663.25 \text{ DA}$$

$$D_T = 11762663.25 \text{ DA}$$

Conclusion : D'après le coût de la projection des réseaux qu'on a obtenue, on remarque que l'estimation du réseau d'irrigation localisé est très élevée

Conclusion générale

L'objectif de notre présent travail est l'introduction de la technique d'arrosage performante (goutte à goutte) dans le but d'assurer une répartition de l'eau de façon uniforme et économique, facteur le plus essentiel dans une telle étude.

L'étude du climat (précipitation-température), montre que notre région a un climat semi-aride.

L'étude hydrologique nous permet de choisir la série pluviométrique annuelle qu'on doit prendre pour le calcul. Et l'analyse de l'eau d'irrigation indique que l'eau utilisée à une faible salinité, faiblement alcaline et peu de danger de toxicité au futur.

Suivant les résultats caractérisant la région, nous avons choisir les cultures adaptées avec les donnés climatique et agro pédologiques.

La détermination des besoins en eau d'irrigation se fait à partir de la détermination de l'évapotranspiration par la méthode de Penman.

La meilleure technique pour l'irrigation des arbres de point de vue économique en eau est l'irrigation localisée, avec l'utilisation des équipements qui présentent plusieurs avantages dans le domaine exploitation.

D'autre part, on peut dire que cette technique d'arrosage est plus adaptée dans notre pays d'après le contexte actuel de la sécheresse des dernières années et le développement au niveau de l'économie national.

Et comme tous les projets, on a fait une estimation du coût de la projection ; ainsi l'étude économique montre que les investissements sont plus importants pour ce type d'irrigation.

Bibliographie

- [1] ANDRE DUPONT : Hydraulique urbaine tome 2
Editions Eyrolles Paris 1988 ,p23
- [2] A. LENCASTRE « Hydraulique générale », édition Eyrolles,
Paris 1983 p.349
- [3] **Mme :BAHBOUH**, cours dimensionnement de périmètre d'irrigation
- [4] **Pr. BOUALEM SALAH** :
Cours D'alimentation En Eau Potable ENSH 1993
- [5] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition
Eyrolles Paris 1972 , p.289
- [6] **تركي العسيري : الفجوال بيسك.نت خطوة بخطوة. 2008 ص 50-83** .

ANNEXES

RESERVE D'HUMIDITE FACILEMENT UTILISABLE (REU)

DONNEES GENERALES SUR LA PROFONDEUR D'ENRACINEMENT DES CULTURES EN PHASE DE PLEIN DEVELOPPEMENT, FRACTION DE L'EAU UTILISABLE (p) ET RESERVE FACILEMENT UTILISABLE (p.Sa) POUR DIFFERENTS TYPES DE SOLS (en mm/m de profondeur) QUAND ET/ou $E_{max} = 5-6$ mm/jour					
Culture	Profondeur d'enracinement (d) m	Fraction (p) de l'eau utilisable	Réserve d'eau facilement utilisable (p.Sa) mm/m		
			T.fin	T.moyenne	T.grossière
Luzerne	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Banane	0.5-0.9	0.35	70	50	20
Orge ²	1.0-1.5	0.55	110	75	35
Hartkopf	0.5-0.7	0.45	90	65	30
Betterave	0.6-1.0	0.5	100	70	35
Chou	0.4-0.5	0.45	90	65	30
Carotte	0.5-1.0	0.35	70	50	20
Céleri	0.3-0.5	0.2	40	25	10
Agrumes	1.2-1.5	0.5	100	70	30
Trèfle	0.6-0.9	0.35	70	50	20
Caveau		0.2	40	30	15
Coton	1.0-1.7	0.65	130	90	40
Concombre	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Datte	1.5-2.5	0.5	100	70	30
Fruitiers cadu.	1.0-2.0	0.5	100	70	30
Lin ²	1.0-1.5	0.5	100	70	30
Céréales ²	0.9-1.5	0.5	120	80	40
Céré. d'hiver ²	1.5-2.0	0.6	120	80	40
Vigne	1.0-2.0	0.35	70	50	20
Gazon	0.5-1.5	0.5	100	70	30
Arachide	0.5-1.0	0.4	80	55	25
Laitue	0.3-0.5	0.3	60	40	20
Mais ²	1.0-1.7	0.6	120	80	40
Mais-ensilage		0.5	100	70	30
Melons	1.0-1.5	0.35	70	50	25
Olivier	1.2-1.7	0.65	130	95	45
Oignons	0.3-0.5	0.25	50	35	15
Palmier	0.7-1.1	0.65	130	90	40
Pois	0.5-1.0	0.35	70	50	25
Poiryon	0.5-1.0	0.25	50	35	15
Ananas	0.3-0.6	0.5	100	65	30
Pomme de terre	0.4-0.6	0.25	50	30	15
Carthame ²	1.0-2.0	0.6	120	80	40
Sisal	0.5-1.0	0.8	155	110	50
Sorgho ²	1.0-2.0	0.55	110	75	35
Soja	0.6-1.3	0.5	100	75	35
Spinard	0.3-0.5	0.2	40	30	15
Freiser	0.2-0.3	0.15	30	20	10
Betterave suc.	0.7-1.2	0.5	100	70	30
Canne à sucre ²	1.2-2.0	0.65	130	90	40
Tournefort	0.8-1.5	0.45	90	60	30
Potato douce	1.0-1.5	0.65	130	90	40
Tabac - finit.	0.5-1.0	0.35	70	50	25
tard		0.65	130	90	40
Tomate	0.7-1.5	0.4	130	60	25
Légumee	0.3-0.6	0.2	40	30	15
Blé	1.0-1.5	0.55	105	70	35
maturité		0.9	180	130	55
Volume total d'eau du sol disponible (Sa) (mm/m)			200	140	60

Quand $E_{max} < 3$ mm/jour, augmenter les valeurs de 30 % ; quand $E_{max} > 8$ mm/jour, réduire les valeurs de 30 %. Ceci suppose des conditions non salines ($CE < 2$ ds/so).

² Des valeurs supérieures à celles indiquées ici sont observées durant la maturation.

Sources: Taylor (1965), Stuart et Hagan (1912), Salter et Goode (1967), Rijtema (1965), etc.

Source: Bulletin FAO d'Irrigation et Drainage N° 24, Tableau 39 (nouvelle version).

UNITE TUBE

GAMME DE PRIX TUBES PEHD EAU (PE80 & PE100)

(Prix Valable à compter du : 01 AVRIL 2010)
Selon la Norme ISO 4427

TUBES PEHD : PN 06				
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
13003	Ø25	-	36,28	42,45
13006	Ø32	-	48,35	56,57
13009	Ø40	2.0	64,6	75,58
13022	Ø50	2.4	88,25	114,95
13015	Ø63	3.0	160,25	187,49
13018	Ø75	3.6	225,21	263,49
13022	Ø90	4.3	296,03	346,35
13024	Ø110	4.0	357,86	418,70
13040	Ø125	-	473,08	553,50
13030	Ø160	5.8	770,85	901,89
13044	Ø200	7.2	1 163,39	1 361,17
13056	Ø250	9.1	1 850,00	2 281,5
13042	Ø315	11.4	3 080,00	3 603,6
13039	Ø400	14.5	6 134,24	6 007,08
13061	Ø500	19.1	6 938,13	8 117,61
13052	Ø630	24.1	12 682,50	14 838,53

TUBES PEHD : PN 10				
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513000	Ø20	-	29,07	34,01
P3513004	Ø25	2.5	36,28	44,79
P3513007	Ø32	2.5	55,48	64,81
P3513010	Ø40	3.0	84,10	98,40
P3513013	Ø50	3.7	135,28	158,25
P3513016	Ø63	4.7	209,69	245,34
P3513019	Ø75	5.6	300,60	351,59
P3513023	Ø90	5.4	359,09	420,14
P3513026	Ø110	6.6	540,50	632,39
P3513028	Ø125	7.4	680,13	772,35
P3513031	Ø160	9.5	1 142,25	1 326,43
P3513033	Ø200	11.9	1 650,84	1 931,48
P3513035	Ø250	14.8	2 595,00	3 036,15
P3513041	Ø315	18.7	4 093,67	4 789,47
P3513038	Ø400	23.7	6 886,74	7 837,53
P3513043	Ø500	29.7	10 152,61	11 876,44
P3513048	Ø630	37.4	16 738,79	18 414,38

TUBES PEHD : PN 16				
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
001	Ø20	2.3	32,18	37,68
003	Ø25	2.8	50,88	59,48
006	Ø32	3.6	78,61	91,86
011	Ø40	4.5	120,85	141,51
014	Ø50	5.6	188,28	220,29
017	Ø63	7.1	297,95	348,60
019	Ø75	8.4	407,8	477,13
04	Ø90	8.2	510,71	597,63
7	Ø110	10.0	767,19	885,91
9	Ø125	11.4	967,80	1 132,44
2	Ø160	14.6	1 660,00	1 828,20
4	Ø200	18.2	2 472,00	2 892,24
6	Ø250	22.7	3 815,00	4 483,66
8	Ø315	28.6	6 850,00	8 044,50
1	Ø400	36.3	9 320,00	10 904,40
1	Ø500	45.4	14 911,00	17 445,67
1	Ø630	57.2	23 123,50	27 064,50

TUBES PEHD : PN 20				
Code	Diam. Ext.	EP. mm	Prix H.T DA/ML	Prix TTC DA/ML
P3513101	Ø20	2.3	38,01	44,47
P3513102	Ø25	3.0	53,29	62,35
P3513103	Ø32	3.6	82,22	96,20
P3513104	Ø40	4.5	126,15	149,94
P3513105	Ø50	5.6	200,7	234,82
P3513106	Ø63	7.1	338,73	396,31
P3513107	Ø75	8.4	447,35	523,40
P3513108	Ø90	10.1	627,09	733,70
P3513109	Ø110	12.3	948,86	1 110,17
P3513110	Ø125	14.0	1 202,75	1 407,22
P3513111	Ø160	17.9	1 947,69	2 278,68
P3513112	Ø200	22.4	3 121,70	3 652,39
P3513113	Ø250	27.9	4 848,33	5 670,21
P3513114	Ø315	35.2	7 588,88	8 875,48
P3513115	Ø400	44.7	12 110,03	14 166,74
P351304	Ø500	55.8	19 063,81	22 304,66
	Ø630	-	-	-

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

SARL K-PLAST
Transformation de Plastiques