

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'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 :

**REHABILITATION DU PERIMETRE
D'IRRIGATION DE BELGHIMOUZ
(W.JIJEL)**

Présenté par :

M^r ALIOUA Boualem

DEVANT LES MEMBRS DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
M^r M.MESSAHEL	Professeur	Président
M^{me} L.S BAHBOUH	MA.A	Examinatrice
M^{me} H.BOUCAMA	MA.A	Examinatrice
M^{me} S.HARKAT	MA.B	Examinatrice
M^r Y.BOUNAH	MA.B	Examineur
M^{me} O.AZIEZ	MA.A	Promotrice

Septembre 2013

∞ REMERCIEMENTS ∞

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de force et de sagesse, ainsi que la bonne volonté pour achever ce modeste travail et ce cursus universitaire.

Mes remerciements également :

- Ma chère famille de leurs aides morales et financière.
- ma promotrice M^{me} AZIAZ, pour l'aide qu'elle m'a offert durant la période de réalisation de ce travail et encore plus sa confiance et ses encouragements.
- Toute gratitude à nos professeurs et enseignants de l'ENSH qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur, et nos respects aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier ce travail.
- A tous mes amis de l'hydraulique et tous ceux ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.

Grands mercis à vous tous.

∞ DÉDICACE ∞

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans qu'on leur demande, soutenus sans réserve, aimés sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

À ma très chère mère MESSAOUDA à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien.

À mon père SAID qui m'a soutenu et a su me donner courage.

À mes frères ABDELDJALIL, AMMAR, SALAH, ALI et RABAH.

À mes sœurs ZAHIA, NAIMA et SAMIA

À tous les membres de la famille : ALIOUA

À mes petits (es) DIAE, DEAE, A.ELWADOUD, MALAK, MARIA et ISHAK

À mes très chers amis : CHERIF, IDRIS, SLAMO, Bilal et YASSER

À tous (tes) mes collègues

Le long de ma vie, J'ai été entouré de personnes magnifiques qui m'ont donné le meilleur d'eux même sans rien attendre en retour, je crois qu'aujourd'hui il est le temps de leur dédiés du fond du cœur ce modeste travail pour les remercier : HAMZA, MESSAOUD, LAID, TAMTAM, NABIL, YACINE, WALID, HAKIM, MOUNIR, NAJIB, CHAWKI, SAMI, KHALIL, MOURAD.CH, YACINE, TOUNSI, MOURAD, YAKOUB, MOULOUD, BILAL, YUCEF et HAMZA et tous les amis de l'ENSH.

La liste est assez longue, je vous remercie pour tous les sentiments d'amitié que vous avez envers moi et dont je suis fier.

A tous et à toutes, je dédie ce travail

 Boualem 2013 

ملخص:

من خلال هذا العمل قمنا بتزويد الأراضي الفلاحية لبلغيموز بولاية جيجل بمصدر آخر للمياه و الذي هو سد إرجانة.
تطلب مشروع التزويد، انجاز محطة ضخ لضمان توفير حاجيات الأراضي من مياه السقي، و أخيرا قمنا بدراسة هذه الأراضي و إعادة تهيئتها بإمكانات متطورة.

Résume :

A travers ce travail, nous avons étudié l'alimentation du périmètre de BELGHIMOUZ à la wilaya de Jijel par une autre source qui est le barrage de Iredjanna, L'alimentation nécessite la projection d'une station de pompage qui satisfait les besoins en eau de la parcelle, ainsi le dimensionnement du réseau par des équipements plus développés.

Abstract:

Through this project we have provided BELGHIMOUZ (W.JIJEL) agricultural lands with another source of water from IREDJANNA barrier. For this project we need a pump station for lands, we have also studied these lands and prepare with more developed possibilities.

Liste des tableaux

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude et hydrologie

Tableau N° I .1 : Cordonnées Lambert du périmètre d'irrigation de BELGHIMOUZ	2
Tableau N° I .2 : Coordonnées de la station météorologique	5
Tableau N° I .3 : Répartition mensuelle des précipitations (période 2001-2011)	5
Tableau N° I .4 : La série pluviométrique de la station d'Oued MESSAOUDA	6
Tableau N° I .5: Températures mensuelles des précipitations (période 2001-2011)	7
Tableau N° I .6 : Répartition mensuelle des humidités	8
Tableau N° I .7 : Répartition de la vitesse du vent	8
Tableau N° I .8 : Répartition mensuelle de l'évaporation	9
Tableau N° I .9: moyenne mensuelle de l'insolation	9
Tableau N° I .10 : Limite des climats d'après l'indice climatique de Martonne :	10
Tableau N° I .11: Test de Wilcoxon pour la station d'Oued Messaouda code (100708).	15
Tableau N° I .12: les résultats de calcul de l'ajustement à la loi normale	17
Tableau N°I.13: Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.	19
Tableau N°I.14 : L'Année de calcul.	19

Chapitre II: Etude agro-pédologique

Tableau N° II .1 : Profil N°1	23
Tableau N° II.2 : Profil N°2	25
Tableau N° II.3 : Profil N°3	27

Chapitre III: Ressources en eau

Tableau N° III.1 : Variation des débits écoulés sur l'Oued El Kebir	33
Tableau N° III.2 : paramètre du réservoir, barrage IREDJANA	34
Tableau N° III.3 : Résultats des analyses chimiques	36

Chapitre V: Etat actuel du périmètre et étude socio-économique

Tableau N° V. 1: Répartition du périmètre par secteur d'irrigation	41
Tableau N° V. 2 : Répartition du périmètre par secteur d'irrigation	43
Tableau N° V. 3 : Taux de raccordement et de stockage des eaux d'A.E.P	44
Tableau N° V. 4 : Nombre des forages réalisés et exploités par commune.	44
Tableau N° V. 5 : Répartition de la population par secteur d'activité	45
Tableau N° V. 6: Répartition de la population	45
Tableau N° V. 7 : Répartition de la population	46
Tableau N° V. 8 : Répartition de la population	46
Tableau N° V. 9 : Répartition de la population	47
Tableau N° V. 10 : évolution de la population occupée	48
Tableau N° V. 11: Répartition de la population occupée selon les secteurs d'activités	48

Chapitre V: Calcul des besoins en eau

Tableau N°V.1 : Le calendrier cultural	51
Tableau N°V.2 : représente l'évapotranspiration de référence ET_0	53

Tableau N°V.3 : Les précipitations efficaces.	54
Tableau N°V.4 : besoin en eau d'irrigation de périmètre d'BELGHIMOUZ	56
Tableau VI.5: besoins en eau d'irrigation des pommiers.	58
Tableau VI.6 : besoins en eau d'irrigation des agrumes.	58
Tableau VI.7 : besoins en eau d'irrigation des oliviers.	59
Tableau VI.8 : besoins en eau d'irrigation des pommes de terre.	59
Tableau VI.9 : besoins en eau d'irrigation des tomates.	60
Tableau VI.10 : besoins en eau d'irrigation des pastèques.	60
Tableau VI.11 : besoins en eau d'irrigation des poivrons.	61
Tableau VI.12 : besoins en eau d'irrigation des cultures pour chaque mois.	61
Chapitre VI: Calcul d'adduction	
Tableau VI.1 : Coefficients K' , m , β pour différents types de tuyau	65
Tableau VI.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).	71
Tableau VI.3 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.	71
Tableau V.4 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.	71
Tableau V.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation	72
Chapitre VII: Etude de la station de pompage	
Tableau VII.1 : Variantes pour le choix de la pompe à double flux	77
Tableau VII.2 : Variantes pour le choix de la pompe en porte à faux	77
Tableau VII.3 : Variantes pour le choix final de la pompe	78
Tableau VII-4 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P	80
Tableau VII.7 : les dimensions des équipements amont installés	83
Tableau VII-8 : les dimensions des équipements aval installé	83
Chapitre IX: Organisation de chantier	
Tableau N°IX.1 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage	99
Tableau N°IX.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage	99
Tableau N°IX.3 : Les volumes des conduites.	100
Tableau.N°IX.4 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage	101
Tableau N°IX.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction	101
Tableau N°IX.6 : Devis estimatif pour l'adduction	104
Tableau N°IX : Devis estimatif pour la station de pompage	104

Liste des figures

Chapitre I: Présentation de la zone d'étude et hydrologie

Figure N°I.1 : photo représentative du périmètre d'irrigation de BELGHIMOUZ	3
Figure N°I.2: Carte administrative de la wilaya de Jijel	4
Figure N°I.3 : Graphe de différentes températures	7
Figure N°I.5 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER	11
Figure N°I.6 : Diagramme pluviométrique de GUSSEN	12
Figure N°I.6 : Graphe de l'ajustement à la loi normale	18

Chapitre II: Etude agro-pédologique

Figure II.1 : carte des catégories des sols	35
---	----

Chapitre III: Resource en eau

Figure N°III.01: barrages et grands transferts d'Algérie	35
Figure N°III.2 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation	38

Chapitre IV: Etat actuel du périmètre et étude socio-économique

Figure N°V.1: Etat de la conduite après l'élargissement de la route N°43	41
Figure N°V.2: Etat de la vanne de sectionnement en acier	42
Figure N°V.3: Dégradation de la chambre de vanne	42
Figure N°V.4: Réservoir en béton armé de section rectangulaire	42
Figure N°V.5: Abris de forage typique alimenté en énergie électrique.	43
Figure N°V.6: Type d'une borne d'irrigation à l'intérieur de la parcelle.	43
Figure N°V.7: Répartition de la population selon le milieu de vie	45
Figure N°V.8: Diagramme d'évolution de la population	46

Chapitre VI: Calcul d'adduction

Figure VI.1 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation	71
---	----

Chapitre VII: Etude de la station de pompage

Figure N°VII-1: Schéma les dimensions du moteur électrique	79
Figure N°VII-2 : Schéma des dimensions la pompe utiliser	80
Figure N°VII-3 Disposition des conduites d'aspiration dans le puisard	81
Figure N°VII-4 : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe	81
Figure N° VII.5.1 : Clapet anti-retour	82
Figure N° VII.5.2 : Robinet vanne	82

Chapitre VIII: Dimensionnement du réseau d'irrigation

Figure N°IV.1 : Schéma des rampes et porte rampe	91
--	----

Chapitre IX: Organisation de chantier

Figure XI-1 : Schéma d'une tranchée	101
Figure IX.1 : Schéma du réseau a nœud de l'adduction	102
Figure IX.2 : Schéma du réseau a nœud de la station de pompage	103

Liste des planches

Planche N°01 : Carte des types de sol du périmètre

Planche N°02 : Plan du réseau de distribution

Planche N°03 : Choix du tracé de la conduite d'adduction du périmètre d'irrigation de BELGHIMOUZ (W. Jijel)

Planche N°04 : Profil en long de la conduite gravitaire du périmètre d'irrigation de BELGHIMOUZ (W. Jijel)

Planche N°05 : Profil en long de la conduite en refoulement du périmètre d'irrigation de BELGHIMOUZ (W. Jijel)

Planche N°06 : Plan du réseau de distribution

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : présentation de a zone d'étude et hydrologie	
I. localisation du périmètre	2
II.1- Climatologie	5
1. Pluviométrie	5
2. Température	7
3. L'Humidité	7
4. Les vents	8
5. Evaporation	8
6. Ensolation	9
III-Classification du climat	9
1- Selon de Martonne	9
2-Selon le diagramme d'Emberger	10
3-Diagramme d'OMBROTHERMIQUE	11
IV- Hydrologie	13
1-Homogénéité de la série pluviométrique	13
A-Test de Wilcoxon	13
B. Test de Wilcoxon pour la station d'Oued Messaouda code (100708)	14
2. Etude statistique des précipitations	15
A. Etudes de la précipitation annuelle	15
B. Ajustement à la loi de Gauss	15
V. Détermination de l'année de calcul	19
Conclusion	20
Chapitre II : Etude Agro-pédologique	
Aperçu géologique	21
I. Description des sols	21
1 .Les analyses du sol	21
A- Classe des sols minéraux bruts non climatiques	22
B-Classe des sols peu évolués d'origine non climatiques	22
C- Classe des sols hydromorphes minéraux ou peu humifères a pseudogleys	26
II. Possibilité de mise en en valeur	28
1. Détermination des aptitudes culturales	28
A) Occupation des sols	28
B)Les facteurs limitant	28
2-Zones homogènes de mise en valeur	30
conclusion	32
Chapitre III : Ressources en eau	33
I. Les potentialités hydriques actuelles	33
1- Les ressources superficielles	33

A)Barrage	33
B)Les Oueds	33
2- Les eaux souterraines	33
A) Généralités	33
B)Les nappes d'eau souterraines dans la zone d'étude	34
II. Les potentialités hydriques futures	34
1. Les eaux superficielles	34
2. Les eaux souterraines	36
III. Qualité des eaux	36
1. Les eaux superficielles	36
2. Les eaux souterraines	36
3. Estimation des débits exploitables pour la zone d'étude	38
A) Les eaux souterraines	38
B) Les eaux de surface	39
conclusion	39

Chapitre IV : Etat actuel de périmètre etétude socio-économique

I. L'état actuel du périmètre	41
II. La population	44
1. Commune de DJEMAA BENI H'BIBI	44
2. Commune de SIDI ABDELAZIZ	45
3. Commune EL ANCER	45
III. L'emploi	46
1. Commune de DJEMAA BENI H'BIBI	46
2. Commune de SIDI ABDELAZIZ	47
3. Commune El Ancer	48
IV. Etat de nuisance de pollutions	48
1. Emission dans l'atmosphère	48
A. Pollution d'origine agricole	49
B. La pollution des sols	49
C. Pollution de l'eau	49
2. Impact lies a l'activité de projet de réhabilitation du périmètre	49
A.Impact des eaux d'irrigation	49
B. Impact des déchets solides	50
C. Impact de l'amiante	50
D. Impact des eaux d'irrigation	50
3. Mesures prévue pour réduire l'impact des pollutions	50

Chapitre V : Calcul des besoins en eau

I. Généralités	51
II. le besoins en eau d'une culture	51
III. L'évapotranspiration réelle ou de culture (ETR ou ETC)	51
IV. Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence	51
V. Méthode de M ^r Penman et Motheit modifiée	52
VI. Calcul de la pluie efficace	54

VII. Les besoins en eau des cultures suivant le calendrier cultural	55
Conclusion	56
Chapitre VI : Calcul d'adduction	
Introduction	63
VI.1. Type d'adduction	63
A- Adduction gravitaire	63
B- Adduction par refoulement	63
C- Adduction mixte	63
VI.2. Critères de choix de tracé	63
VI.3. Choix du tracé	64
VI.4. Choix du matériau de la conduite	64
VI.5. Calcul hydraulique	65
a) Cas gravitaire	65
b) Cas de refoulement	66
VI.6. Proposition de variantes	67
VI.7. Discussion des résultats	67
VI.8. Dimensionnement de l'adduction	69
VI.8.1. Dimensionnement du tronçon gravitaire	69
VI.8.2. Dimensionnement de l'adduction en refoulement	69
A. Conduite d'aspiration	69
B. Tronçon de refoulement	70
· Calcul des frais d'exploitations	70
· Calcul des frais d'investissements	71
· Bilan des coûts (Exploitation - Investissement)	72
Conclusion	73
Chapitre VII : Station de pompage	
VII.1. Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station	74
A- Emplacement des réservoirs	74
B- Calcul du débit maximum journalier	75
VII.2. Détermination de la hauteur d'élévation calculée	75
VII.3. Calcul du débit forcé	75
VII.4. Détermination du nombre de pompes	76
1. Choix du nombre pour la pompe Centrifuge à double flux	76
2. Choix du nombre pour la pompe en porte à faux	77
3. Choix final du pompe (Choix selon le type)	78
VII.5. Détermination de la hauteur admissible d'aspiration	78
VII.6. Choix du moteur électrique	79
1. Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique	79
2. les dimensions de la pompe choisie	80
VII.7. Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes	81
1. Equipement en amont	81
2. Equipement en aval	83
3. Robinet vanne	83

4. Clapet anti retour	83
VII.8. Types des bâtiments des stations de pompage	84
1. Modalité de construction du bâtiment	84
2. Partie supérieure du bâtiment	85
3. Dimensionnement du bâtiment	85
VII.9. La prise d'eau	87
1. Calcul des dimensions de la prise d'eau	88
Conclusion	88
Chapitre VIII : Dimensionnement du réseau d'irrigation	
Introduction	89
VIII.1. Les avantages du goutte à goutte	89
VIII.2. Les divers avantages	89
VIII.3. Caractéristiques techniques	90
1. Les paramètres de la micro irrigation	90
2. Fraction de sol à humidifier	90
VIII.4. Projection d'un système d'irrigation localisée sur une parcelle de pommier	91
1. Composition d'une installation d'irrigation localisée	91
VIII.5. Partie dimensionnement	92
Conclusion	96
Chapitre IX : Organisation de chantier	
IX.1. Différents travaux à entreprendre	97
1. Travaux concernant les stations de pompage	97
2. Travaux concernant l'adduction	97
IX.2. Calcul des volumes des travaux	98
1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage	98
A- Calcul du volume de décapage	98
B- Calcul du volume des déblais	98
C- Calcul du volume de béton armé	99
D- Calcul du volume de la maçonnerie	99
2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction	100
IX.3. Planification des travaux	100
A- Station de pompage	101
B- Adduction	101
C- Les paramètres de la méthode C.P.M	102
D- Chemin critique (C.C)	103
IX.4. Devis estimatif pour notre projet	104
1. Devis estimatif pour l'adduction	104
2. Devis estimatif pour la station de pompage	104
Conclusion	105
Conclusion générale	106

Introduction
générale

Introduction générale

L'eau est universellement reconnue comme une ressource vital, rare précieuse et donc stratégique.

L'irrigation est utilisée depuis l'antiquité. L'homme l'utilise pour pallier aux inconvénients dû à la répartition des précipitations dans l'espace et dans le temps qui n'est guère avantageuse. Le meilleur moyen était l'humidification artificielle du sol, à l'aide de procédés divers : c'est ce que l'on appelle l'irrigation.

L'usage de l'irrigation présente de nombreux avantages. Il permet d'augmenter la superficie cultivée, d'assurer plusieurs récoltes dans l'année, d'améliorer les rendements des cultures, et d'une façon générale d'intensifier et de stabiliser la production en se libérant des contraintes des variations climatiques.

Mais l'irrigation ne va pas sans inconvénients, surtout si elle est mal conduite, elle peut être néfaste pour le sol, comme pour les cultures.

L'irrigation est aussi, grande consommatrice d'eau. D'importantes quantités d'eau sont en effet nécessaires pour compenser les pertes des plantes et du sol. Pour éviter d'utiliser trop d'eau, les quantités juste nécessaires aux cultures doivent donc être soigneusement estimés et l'irrigation contrôlée.

Le périmètre d'irrigation de BELGHIMOUZ (w.Jijel) est dans un mauvais état depuis 1896.

Le but de notre étude est l'optimisation et l'amélioration de l'exploitation de ce périmètre via un système d'adduction et de distribution d'eau douce à partir du barrage d'Iredjanna qui vont acheminer les eaux vers le périmètre qui a été tant d'année délaissé.

CHAPITRE

I

*Présentation de la zone d'études
et hydrologie*

I.LOCALISATION DU PERIMETRE:

La ville de BELGHIMOUZ est située environ de 40 Km à l'est au chef-lieu de la wilaya de Jijel.

Le périmètre d'irrigation BELGHIMOUZ fait partie de plusieurs communes à savoir SIDI ABDELAZIZ, DJEMAA BENI H'BIBI et EL ANCER, ces derniers se trouvent à l'est du chef-lieu de la wilaya de JIJEL.

Le périmètre d'irrigation BELGHIMOUZ s'étend sur une superficie de plus de 746ha, il est cerné entre les coordonnées Lambert suivantes :

Tableau N° I .1 : Cordonnées Lambert du périmètre d'irrigation de BELGHIMOUZ

coordonnées Lambert en X (Km)		coordonnées Lambert enY (Km)	
803	809	394	402

Source : DHW JIJEL

Il est limité :

- **Nord** : DOUAR BENI BEL AID ;
- **Sud** : DJ. EL HADJERA MECHTAT TAFRAH ;
- **Est** : la vallée d'oued ELKEBIR ;
- **Ouest** : le mechtas : EL BASSER et KAKOUCH.

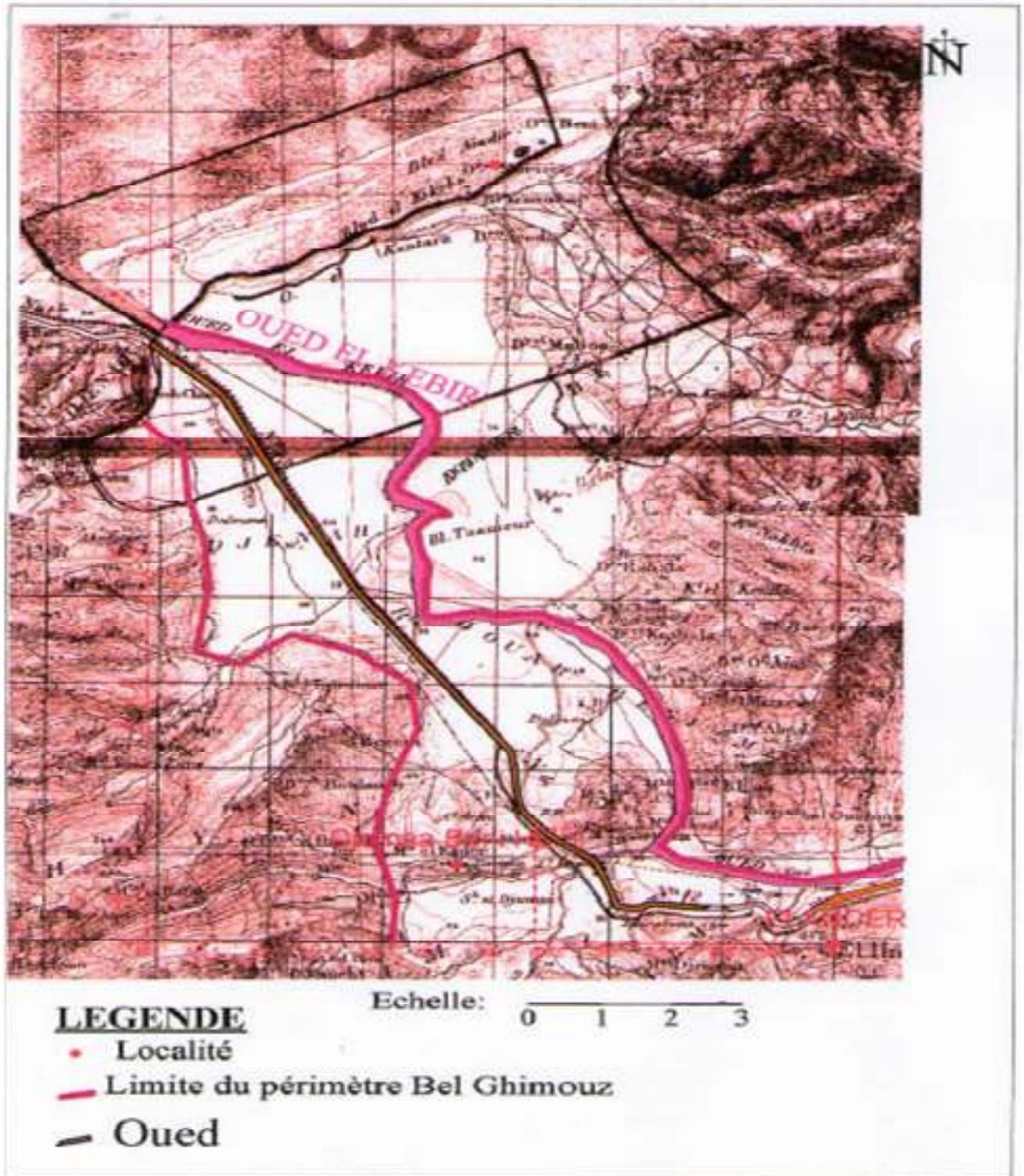
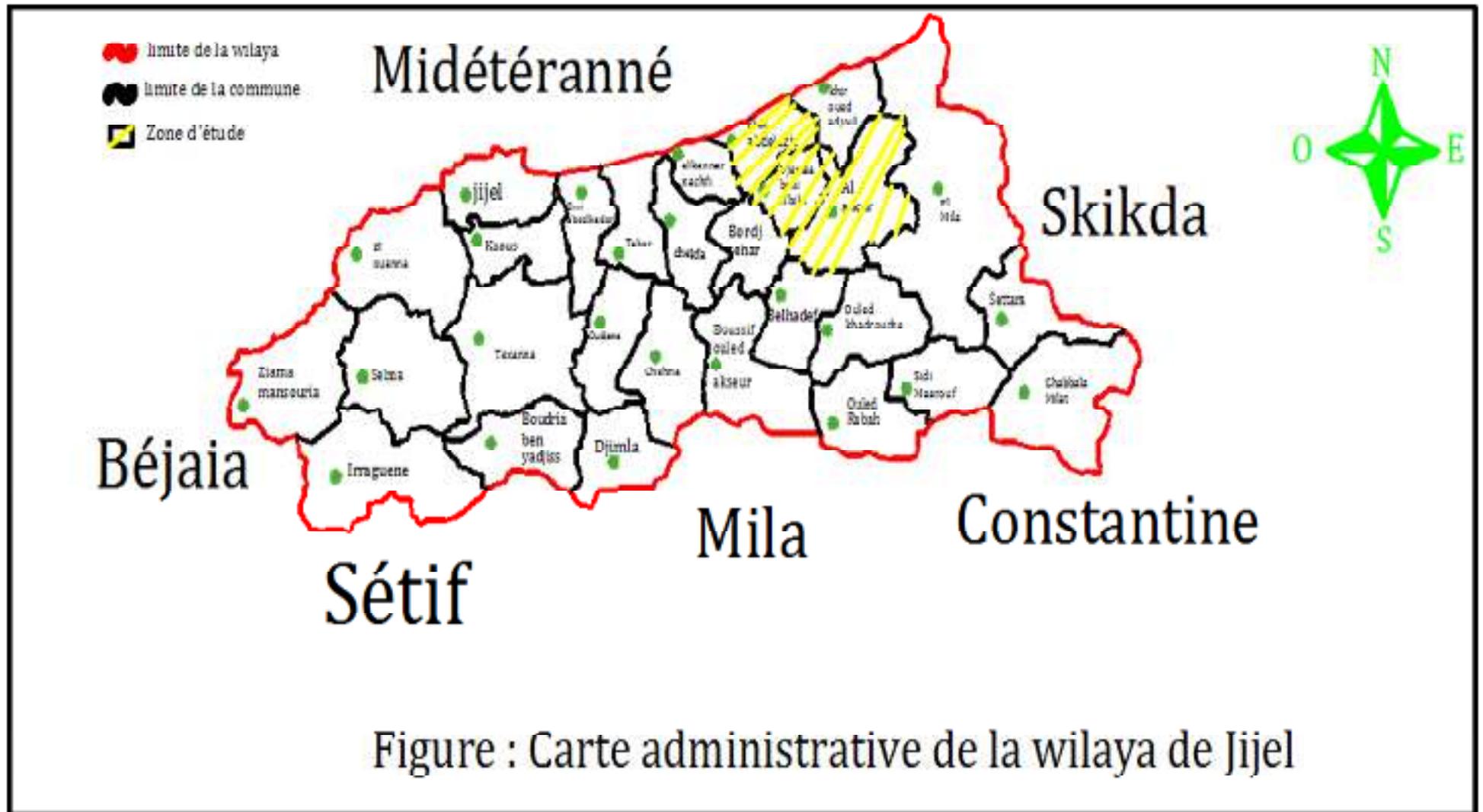


Figure N°I.1 : photo représentative du périmètre d'irrigation de BELGHIMOZ



II. CLIMATOLOGIE:

Dans l'étude climatique il est indispensable de connaître les paramètres de base telle : la température, vent, les précipitations.....etc.

Tous ces facteurs climatiques conditions d'une manière plus au moins importante la conception d'un projet d'irrigation.

La région de BELGHIMOUZ est caractérisée par un climat méditerranéen pluvieux et froid en hiver, chaud en été.

Les données climatiques illustré ci-après sont récoltées, auprès des services de l'hydraulique de l A.N.R.H, sur la station météorologique d'El Milia.

Tableau N° I .2 : Coordonnées de la station météorologique

Nom de la station	Code	coordonnées Lambert			coordonnées géographique	
		X(Km)	Y(Km)	Z(Km)	Latitude	Longitude
Station d'El Milia	100706	819,30	389,70	105	36°N	6°N

Source : Annuaire pluviométrique, A.N.R.H

➤ **II.1. Précipitation :**

Le régime pluviométrie est irrégulier en quantité et intensité. La précipitation moyenne interannuelle est assez importante, elle varie entre 1000mm et 1200mm.

La distribution moyenne mensuelle des précipitations est donnée le tableau ci-dessous

Tableau N° I .3 : Répartition mensuelle des précipitations (période 2001-2011)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.	Annuel
P(mm)	26.33	40.60	50.28	76.74	49.05	32.90	33.38	47.52	32.12	9.79	2.77	8.00	1085,63

Source : A.N.R.H station El Milia

La moyenne interannuelle des précipitations est estimée à **1085.63**mm. Le diagramme ci-après représente la répartition mensuelle des précipitations. La période la plus pluvieuse s'étale sur les saisons d'hiver et d'automne, dont la moyenne varie de 327.5mm à 484mm. La période sèche correspond à la saison d'été avec une moyenne de 33.5mm. La valeur moyenne mensuelle est évaluée à 93mm.

La série pluviométrique de la station de Oued MESSAOUDA code (100708) est donnée dans le tableau suivant :

Tableau N° I.4 : La série pluviométrique de la station d'Oued MESSAOUDA

Année	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Juin.	Juil.	Aout.	annuel
1988-1989	40	4	41.5	78	40	80	60.5	71	1	9	0	3	428
1989-1990	22	64	96	26	26	0	23.5	51	60	6.5	1	0	376
1990-1991	0	60.5	72	153	40.5	27	48	21	54.5	4	0	2	482.5
1991-1992	9.5	72	24.5	21	23.5	25	32	85.5	58.5	23	9	0	383.5
1992-1993	5	34	17.5	84	24	32	27	30	19	2	0	2	276.5
1993-1994	13	51	39	104	41	72	0	0	33	0	0.1	0.5	353.6
1994-1995	10.5	33	6.5	51	47	16	59	20	7.5	6.5	0	7	264
1995-1996	27	49	19	48	30	64	44	24	34	34	2	8	383
1996-1997	15	61	36.5	86	28.5	10.5	15	98.5	18	15.5	0	2	386.5
1997-1998	17.5	96	74.5	50	14	44.5	24.5	129	67	0.5	0	43.5	561
1998-1999	26	20	128.5	39	47	20	37.5	31.5	5	3.5	0	2	360
1999-2000	11	13	39	101.5	19.5	21	18.5	14.5	67.5	13.5	1	3	323
2000-2001	5	42.5	41	37.5	117.5	25	10	22.5	26.5	0.5	0	0	328
2001-2002	14	8	17	66	6.5	41.5	13	64	26	0	27	65	348
2002-2003	17.5	47	93	88.5	120.5	24	16	65	16	0	0	0	487.5
2003-2004	32	21	48	120	45	24	8	35	35	50	0	0	418
2004-2005	50	17	123	68	55	17	20	54	12	0	2	6	424
2005-2006	8	2.5	22	77	62	56	24	15	25	1	5	13	310.5
2006-2007	22	18	10.3	94	5.5	16.5	50	44	9	24	0	4	297.3
2007-2008	23	69	29	78	26	24	100	16	25	1	8	0	399
2008-2009	25	16	64	49	128	27	34.5	78.5	21	0	0	5	448
2009-2010	160	54	14	92	83	24	36	28	54	11	3	2	561
moyenne	26,33	40,60	50,28	76,74	49,05	32,90	33,38	47,52	32,12	9,79	2,77	8,00	409,47

➤ **II.2. Température :**

Les températures sont moyenne en générales, la moyenne interannuelle oscille autour 18°C (Tableau 03). La période chaude s'étale durant l'été et le début de l'automne. La période froide, allant de décembre jusqu' au mars.

Tableau N° I. 5: Températures mensuelles des précipitations (période 2001-2011)

Mois	Sep.	Oct.	No.	Dé.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.	annuel
T _{moy}	23,57	21,04	16,09	11,72	11,43	11,85	13,59	16,21	19,17	23,24	26,39	23,80	18,18
T _{max}	35,82	33,45	26,91	22,12	20,0	21,41	25,58	28,07	30,86	35,60	39,24	35,55	29,56
T _{min}	15,49	12,34	8,48	4,69	3,40	4,66	3,98	8,06	11,04	14,16	17,42	16,09	9,98

Source : A.N.R.H station El Milia (période 2001-2011)

Les résultats sont représentés par les graphes suivants :

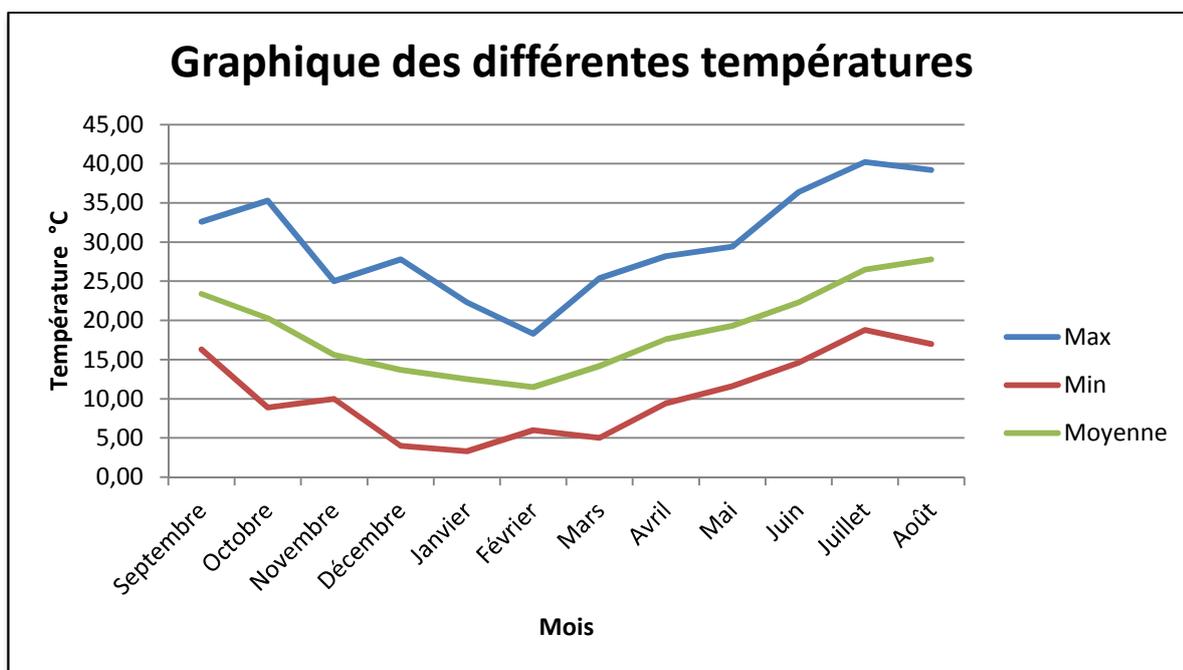


Figure N°I.3 : Graphe de différentes températures

➤ **II.3. Humidité :**

L'humidité relative ou l'état hydrométrique (exprime en%)est le rapport de la tension de vapeur a la tension maximale. La moyenne mensuelle de l'humidité relative est de 65%. Les valeurs de l'humidité sont très rapprochées durant toute l'année à l'acceptation des mois du Juillet et d'Aout ou l'humidité s'abaisse du fait d'augmentation de la température.

Tableau N° I. 6 : Répartition mensuelle des humidités

Mois	Sep.	Oct.	No.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.	Moy.
Humidité(%)	64	68	69	71	71	69	67	62	63	62	58	59	65

Source : A.N.R.H station El Milia (période 2001-2011)

Répartition mensuelle des humidités représent dans l'hydrogramme suivant :

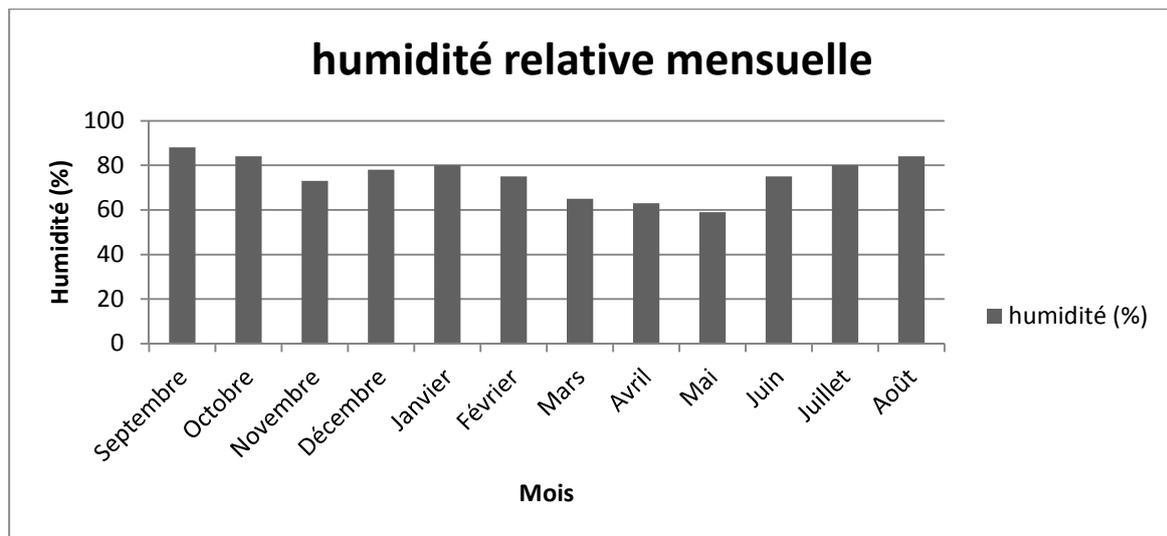


Figure N°I.4 : hydrogramme de la humidité relative

➤ **II.4.Vent :**

D'après la rose de vent on voit que les vents domine dans la zone d'étude proviennent du nord, la vitesse moyenne du vent est de 3,44 m/s. les moyennes mensuelles et annuelles sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau N° I. 7 : Répartition de la vitesse du vent

Mois	Sep.	Oct.	No.	Dé.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.	Moy.
V _{moy} (m/s)	2	3,9	3,6	3	2,6	4	2	2,8	1,7	1,5	1	2,2	2
V _{max} (m/s)	5	5	6	5	5	8	6	4	3	2	3	3	8
V _{min} (m/s)	1	0,5	1,1	2,2	1,3	2,0	1,1	0,8	0,6	0,4	0,3	0,2	0

Source : A.N.R.H station El Milia (période 2001-2011)

➤ **II.5.Evaporation :**

La notion d'évaporation est importante dans les études des bilans hydriques ou d'évaporation des ressources en eau. Elle affecte les débits à partir d'un bassin versant, le dimensionnement t des réservoirs de barrages, le dimensionnement d'un réseau d'irrigation...etc.

La répartition mensuelle de l'évaporation est représentée dans le tableau suivant :

Tableau N° I. 8 : Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	Sep.	Oct.	No.	Dé.	Jan.	Fév.	Mr.	Av.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.	Annuel
Evaporation (mm)	166	136	80.60	70	77	61	88	116	126	151	232	291	1594,60

Source : A.N.R.H station El Milia (période 2001-2011)

L'évaporation annuelle est de **1594,60** mm. Elle est importante en période d'été, période dans laquelle les températures sont élevées.

II.6. - Ensoleillement :

La quantité d'heures d'ensoleillement dans la région est élevée : la moyenne annuelle est de 8.2 heures par jour. L'ensoleillement annuel total est de 2 990 heures réparties entre 1 169 heures en hiver et 1 821 heures en été.

Les valeurs moyennes mensuelles et journalières sont représentées dans le tableau ci-après :

Tableau N° I. 9: Moyenne mensuelle de l'insolation

Mois	Sep.	Oct.	No.	Dé.	Jan.	Fév.	Mr.	Av.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
Insolation	9.51	8.14	7.11	5.08	5.32	7.45	7.60	8.62	8.36	11.24	11.90	10.31

Source : A.N.R.H station El Milia (période 2001-2011)

III. CLASSIFICATION DU CLIMAT :

III.1. Selon de Martonne :

Il permet de connaître le degré de sécheresse de la région

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

- Avec : I_A : indice climatique
- P : précipitation moyenne annuelle (mm)
- T : température moyenne annuelle (°C)

A.N:

$$I_A = \frac{408.96}{18.18 + 10} = 14,51 \qquad \qquad \qquad \mathbf{I_A = 14,51}$$

Tableau N° I. 10 : Limite des climats d'après l'indice climatique de Martonne :

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

$I_A = 14,51$; donc notre climat est sec, donc l'irrigation est Souvent indispensable.

III.2. Selon le diagramme d'Emberger

Il s'agit selon les principes de trace au (1905) d'exprimer la sécheresse globale d'un climat en comparant la dépense en eau (évaporation et transpiration) au gain (précipitation) par le rapport (P / E) dans la quel l'évaporation est exprimée par une fonction de la température.

Expression définitive du quotient Q :

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

Avec :

P : précipitation moyenne annuelle (mm)

M : moyenne des températures maximales (Kelvin)

m : moyenne des températures minimales (Kelvin)

$M = 35.82 + 273 = 308.82 \text{ K}$

$m = 3.40 + 273 = 276.4 \text{ K}$

$$Q = 2000 \frac{1085.63}{(308.82)^2 - (276.4)^2} = 114,44 \qquad \qquad \qquad \mathbf{Q=114,44}$$

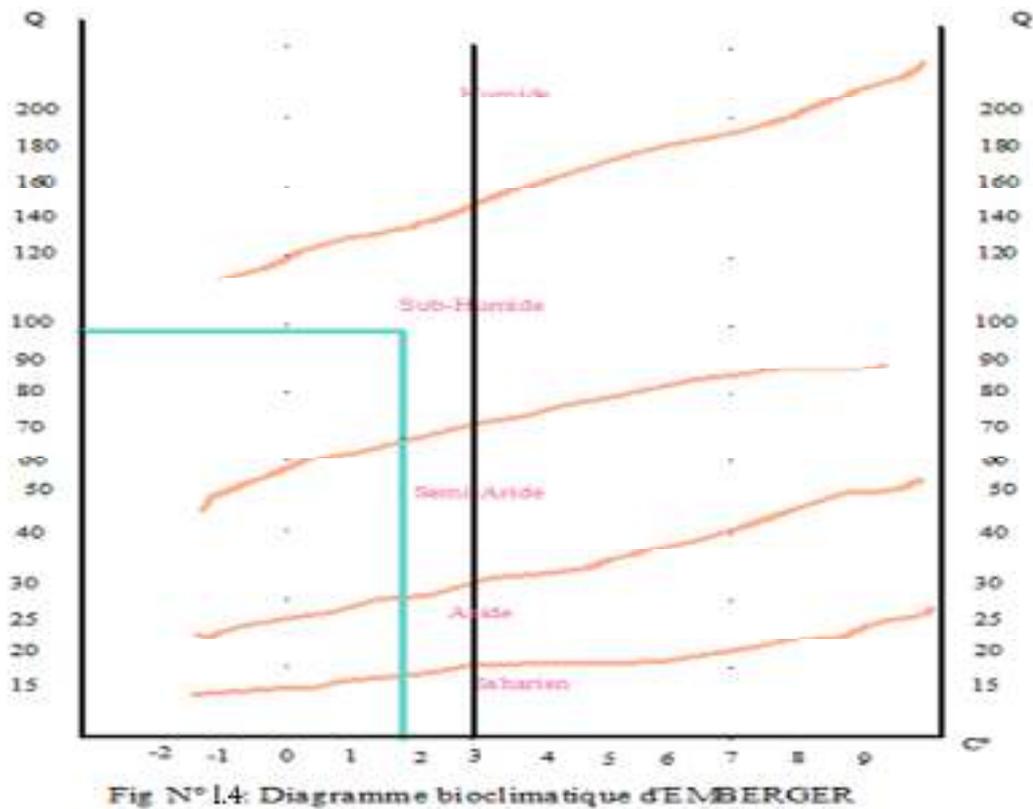
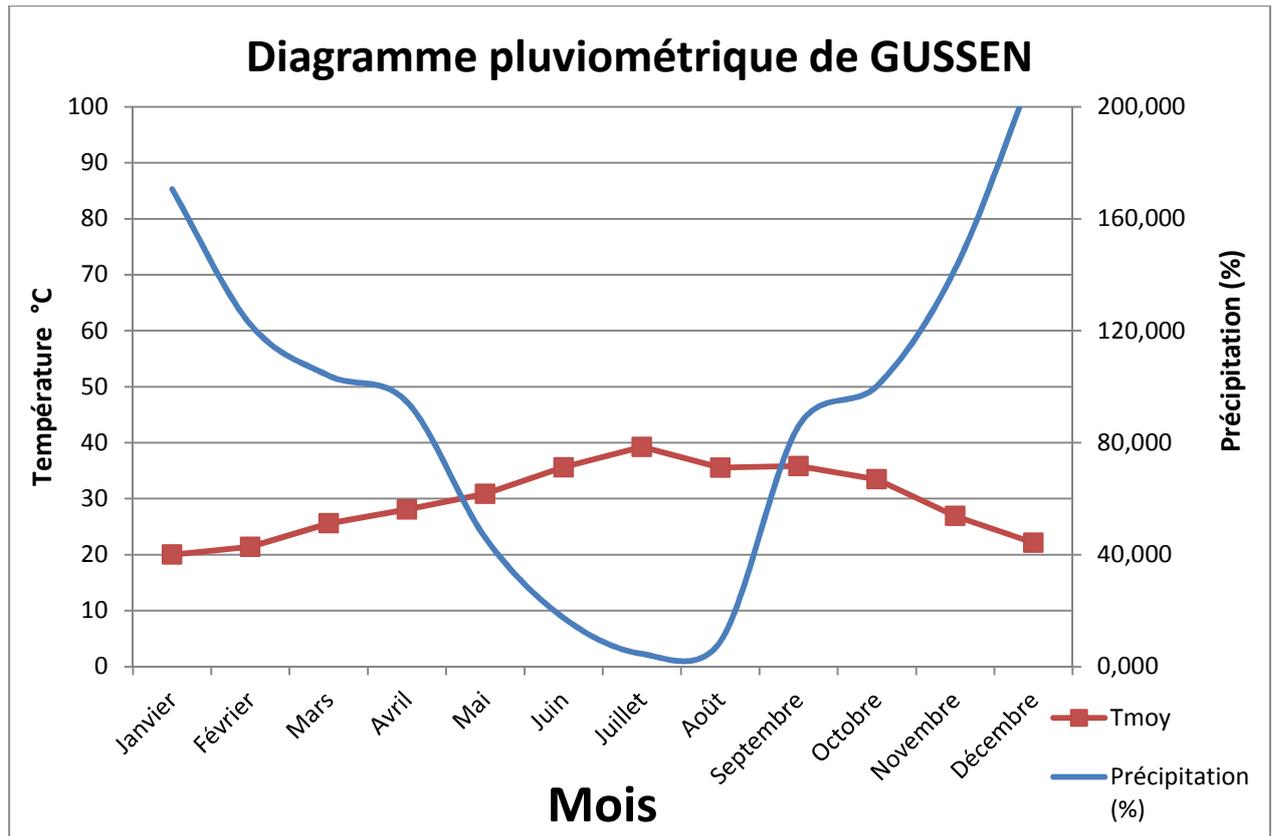


Figure N°1.5 : Diagramme bioclimatique d'EMBERGER

D'après le diagramme, nous constatons que le site du périmètre de BEL GHIMOUZ se situe dans la zone humide à hiver doux.

III.3. Diagramme OMBROTHERMIQUE :

Le diagramme Ombrothermique de F.Bagnouls et H.Gausson permet de faire ressortir la période sèche. Ainsi Bagnouls et Gausson considèrent un mois sec quand le total des précipitations exprimées en (mm) est égal ou inférieur au double de la température exprimée en °C ($P \leq 2T$), c'est-à-dire quand la courbe des précipitations passe en dessous de celle des températures. La période s'étalant entre les points de l'intersection des deux courbes correspond à la durée de la saison sèche.



FigureN°I.6 : Diagramme pluviométrique de GUSSEN

Interprétation:

D'après ce diagramme nous remarquons que la période sèche s'étale de la fin de mois de **mai** jusqu'au début du mois de **septembre**.

IV. HYDROLOGIE

Introduction:

Le présent chapitre a pour but de déterminer les caractéristiques des pluies de fréquences données, qui conditionnent l'étude de notre projet d'aménagement hydro-agricole, l'étude porte sur : détermination de l'année de calcul, L'homogénéisation des séries pluviométriques. Et L'étude fréquentielle des séries pluviométriques par des lois statistiques.

IV.1. Homogénéité des séries pluviométriques :

En générale, l'homogénéisation des données hydrologiques est indispensable, préalablement à toute exploitation hydrologique de ces dernières, car les mesures ne sont pas menées souvent avec soin. En effet, outre la possibilité de données défectueuses ou sujette à caution, il arrive fréquemment qu'une station pluviométrique présente des interruptions dans les relevés, rendant difficile son utilisation

Il convient dans ce cas de procéder à une vérification de l'homogénéité des données recueillies, afin d'éliminer, puis de combler les lacunes des relevés défectueux. Dans une première étape on décèlera les anomalies flagrantes des séries pluviométriques en les comparant aux données homogènes d'une autre station avoisinante. La deuxième étape consistera à vérifier la constance de la relation liant les données de la station étudiée à celle prise comme référence. La méthode des doubles masses est la plus utilisée. Les erreurs sont détectées en comparant la série de données avec une autre station pluviométrique voisine homogène. Cette méthode présente l'avantage d'établissement de coefficients correcteurs au cas où la distorsion est trop importante.

L'homogénéisation des séries données pluviométriques sur une période d'observation unique, n'aura pas lieu, dans la plupart des cas. C'est le cas des séries pluviométriques de notre projet. Pour cela, deux méthodes peuvent porter sur des données prélevées sur des intervalles de temps divers, tels que : l'année, le mois et le jour, proposés ci- après:

A. Test de Wilcoxon :

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

La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique d'enregistrement complet, par le test de Mr Wilcoxon, repose sur le procédé ci-dessous :

*On divise la série complète des pluies moyennes annuelles de référence en deux sous-séries : x et y tel que : N_1 et N_2 représentant respectivement les tailles de ces deux sous-séries, considérant généralement N_2 supérieure à N_1 .

*On constitue par la suite, la série "X" union "Y" après avoir classé.

La série de pluie d'origine par ordre croissant. A ce stade, on attribue à chaque valeur de la série pluviométrique classée, son rang, tout en précisant à quelles sous-séries appartient-elle

*M^r Wilcoxon a montré que la série est homogène avec une probabilité de 95%, si la relation ci-dessous est vérifiée ;

Avec :

$$W_{MIN} < W_X < W_{MAX} \text{----- (I.3)}$$

$$W_X = \sum |Rang|_X \text{----- (I.4)}$$

W_X : Somme des rangs de sous-série x.

Et :

$$W_{MIN} = \left[\left(\frac{N_1 + N_2 + 1}{2} * N_1 - 1 \right) - 1.96 * \left(\frac{N_1 * N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \text{..... (I.5)}$$

$$W_{MAX} = [(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{MIN}] \text{----- (I.6)}$$

B. Test de Wilcoxon pour la station d'Oued Messaouda code (100708):

Le tableau N°I.11, détaille le procédé de test d'homogénéité de la série pluviométrique pour de la station de Oued Messaouda code (100708) proposé par de M^r Wilcoxon.

$$W_X = \sum |Rang|_X = 115$$

$$W_{min} = 84.87$$

$$W_{max} = 145,13$$

$$W_{min} < W_X < W_{max}$$

$$\Leftrightarrow 84.87 < 115 < 145.13$$

⇒ La condition de M^r Wilcoxon est vérifiée, donc la série des précipitations moyennes annuelles de la station d'Oued Messaouda code (100708) est homogène.

Tableau N° I.11: Test de Wilcoxon pour la station d'Oued Messaouda code (100708).

Rang	série origine	série X	série Y	TRY	X U Y
1	428	428	360	264	X
2	376	376	323	276.5	X
3	482.5	482.5	328	297.3	Y
4	383.5	383.5	348	310.5	Y
5	276.5	276.5	487.5	323	Y
6	353.6	353.6	418	328	Y
7	264	264	424	348	Y
8	383	383	310.5	353.6	X
9	386.5	386.5	297.3	360	Y
10	561	561	399	376	X
11	360		448	383	X
12	323		561	383.5	X
13	328			386.5	X
14	348			399	Y
15	487.5			418	Y
16	418			424	Y
17	424			428	X
18	310.5			448	Y
19	297.3			482.5	X
20	399			487.5	Y
21	448			561	Y
22	561			561	X

IV.2. Etude statistique des précipitations:

La pluviométrie est souvent ajustable à des lois statistiques très nombreuses ; on utilise pour notre projet, celles qui garantissent le meilleur ajustement possible. Les lois d'ajustement les plus communément employées sont les suivantes :

- Loi Gauss ou loi Normale.
- Loi log-normale

A. Etudes de la précipitation annuelle :

➤ **Ajustement à la loi de Gauss:**

La méthode de Gauss consiste à :

*Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant.

*Classer les fréquences des valeurs observées par la formule :

$$F(x) = \frac{n - 0,5}{N} \dots\dots\dots (I.7)$$

Avec : n : Numéro d'ordre.
 N : Nombre d'années observées.

On doit calculer :

La moyenne arithmétique : $\bar{X} = \sum \frac{X_i}{n} \dots\dots\dots (I.8)$

L'écart type : $\delta = \sqrt{\frac{\sum (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}$ Pour $n \geq 30 \dots\dots\dots (I.9)$

La variable réduite de Gauss : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta} \dots\dots\dots (I.10)$

Le coefficient de variation : $C_v = \frac{\delta}{\bar{X}} \dots\dots\dots (I.11)$

Pour les calculs on a utilisé le logiciel HYDROLAB

Tableau N° I. 12: les résultats de calcul de l'ajustement à la loi normale

Taille	Moyenne							
n=	22	=	390.859091					
	Ecart-				I.C. à		U	
	type=		81.547682		(en%)=		80 Gauss=	
							1.2817	
Valeurs de départ	Valeurs Classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variab le réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
428	264	1	0.0227	-2.001	264	227.69	181.26	261.47
376	276.5	2	0.0682	-1.490	276.5	269.37	231.04	298.28
482.5	297.3	3	0.1136	-1.208	297.3	292.39	258.13	319.01
383.5	310.5	4	0.1591	-0.998	310.5	309.46	277.97	334.64
276.5	323	5	0.2045	-0.825	323	323.56	294.14	347.75
353.6	328	6	0.2500	-0.674	328	335.88	308.10	359.39
264	348	7	0.2955	-0.537	348	347.06	320.60	370.12
383	353.6	8	0.3409	-0.410	353.6	357.46	332.07	380.27
386.5	360	9	0.3864	-0.288	360	367.34	342.81	390.06
561	376	10	0.4318	-0.171	376	376.88	353.02	399.66
360	383	11	0.4773	-0.057	383	386.22	362.88	409.21
323	383.5	12	0.5227	0.057	383.5	395.50	372.51	418.84
328	386.5	13	0.5682	0.171	386.5	404.84	382.06	428.70
348	399	14	0.6136	0.288	399	414.38	391.66	438.91
487.5	418	15	0.6591	0.410	418	424.26	401.45	449.65
418	424	16	0.7045	0.537	424	434.66	411.60	461.12
424	428	17	0.7500	0.674	428	445.84	422.33	473.61
310.5	448	18	0.7955	0.825	448	458.16	433.97	487.57
297.3	482.5	19	0.8409	0.998	482.5	472.26	447.08	503.75
399	487.5	20	0.8864	1.208	487.5	489.33	462.71	523.59
448	561	21	0.9318	1.490	561	512.35	483.44	550.68
561	561	22	0.9773	2.001	561	554.02	520.25	600.46

Fréquence	U.Gauss	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.20	-0.84	322.24	292.64	346.51	0.20	0.00	1.00
0.50	0.00	390.86	367.71	414.01	0.50	0.00	1.00
0.80	0.84	459.48	435.20	489.08	0.80	0.00	1.00

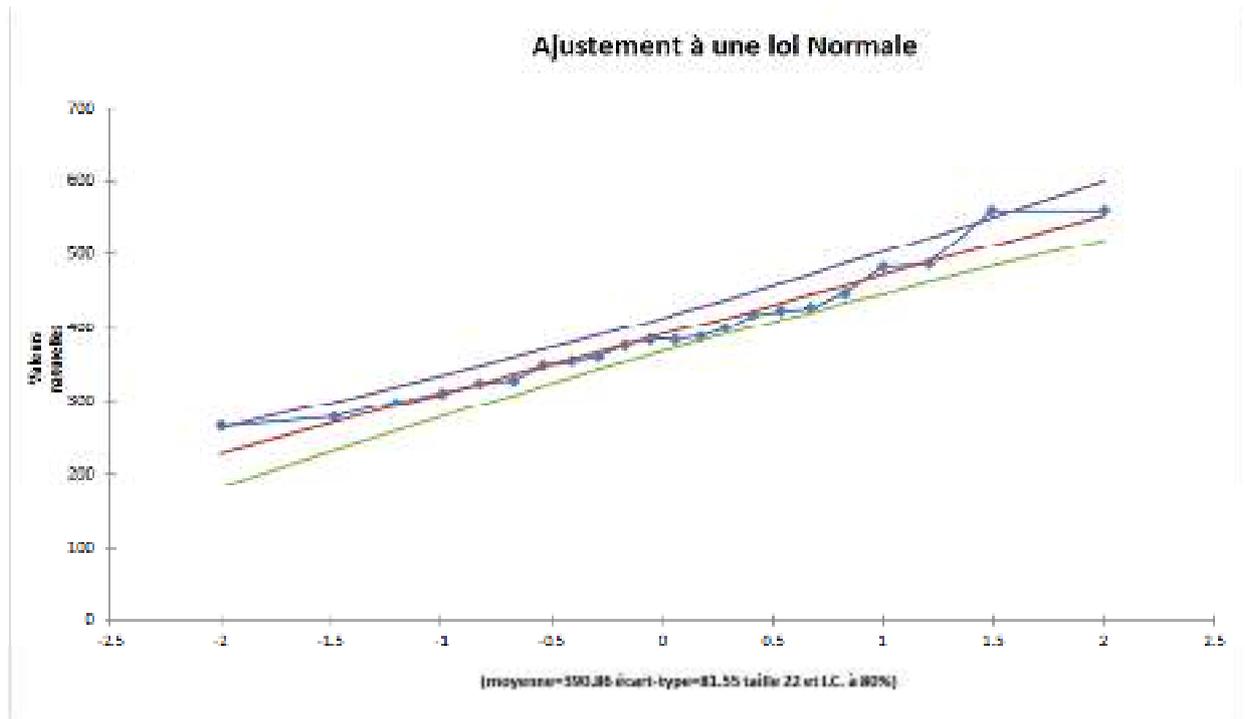


Figure N°I.7 : Graphe de l'ajustement à la loi normale

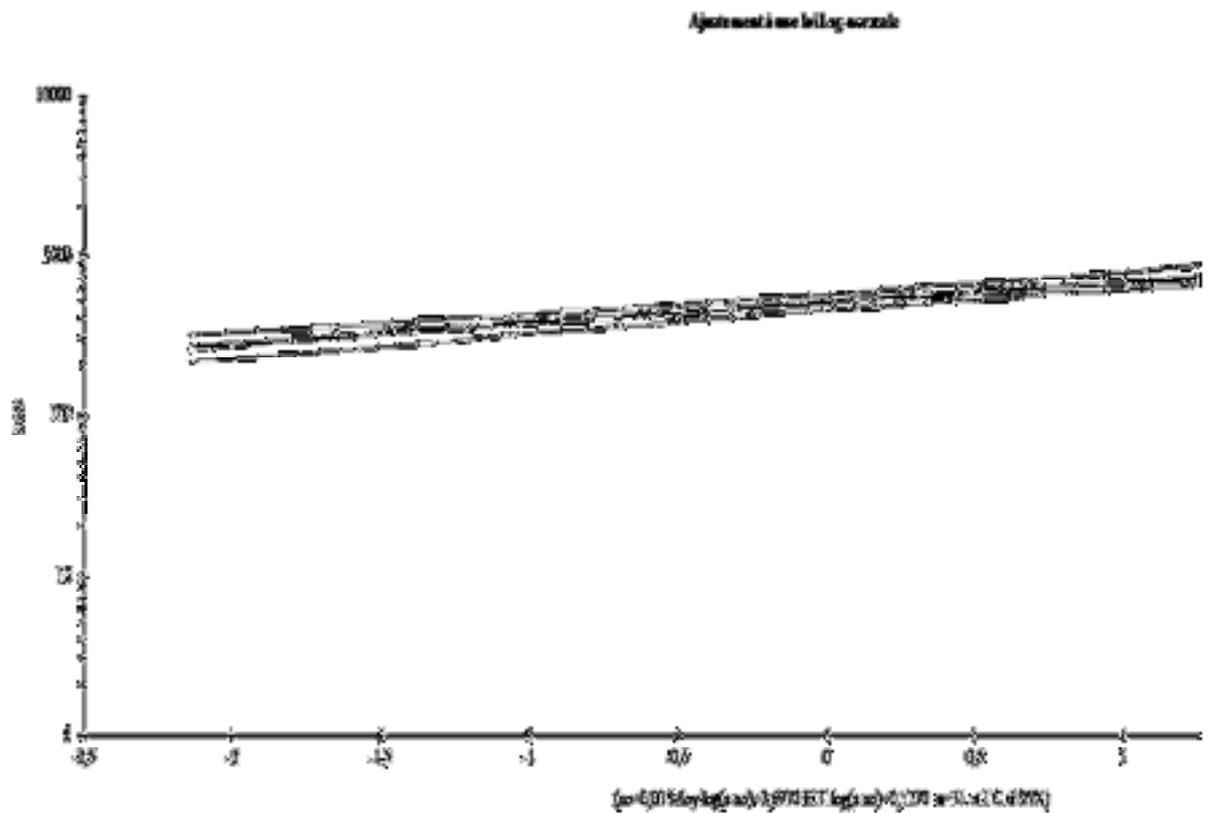


Figure N°I.8 : Graphe de l'ajustement à la loi log-normale

V. DETERMINATION L'ANNEE DE CALCUL :

Détermination de l'année de calcul a pour but de connaitre 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 :

$$P_{moy\ 80\% \text{ de chaque mois}} = P_{moy \text{ de chaque mois}} \cdot \frac{P_{théorique (80\%) \text{ annuelle}}}{P_{théorique (50\%) \text{ annuelle}}} \dots\dots\dots(I.12)$$

$$P_{théorique \ 80\% \text{ annuelle}} = 322,24 \text{ mm}$$

$$P_{théorique \ 50\% \text{ annuelle}} = 390,86 \text{ mm}$$

P_{moy} de chaque mois sont données par le tableau suivant:

Tableau N°I.13: Pluviométrie moyenne pour chaque mois en mm.

Mois	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	Année
P(mm)	49.05	32.90	33.38	47.52	32.12	9.79	2.77	8.00	26.33	40.60	50.28	76.74	409.47

Nous avons :

$$P_{moy \text{ mensuelle de } 80\%} = \frac{P_{théorique}}{P_{moy \text{ annuelle}}} \cdot P_{moy \text{ mensuelle}}$$

$$P_{moy \ 80\%} = \frac{322,24}{390,86} \cdot P_{moy \text{ mensuelle}} = 0.8124 \cdot P_{moy \text{ mensuelle}}$$

Les résultats de calcul sont donnés par le tableau suivant :

Tableau N°I.14 : L'Année de calcul.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sep	Oct.	Nov.	Dec.	Année
$P_{80\%}$ (mm)	39,51	32,06	35,39	33,54	24,99	7,27	2,23	6,24	22,75	33,51	40,84	58,65	336,98

Conclusion

Le périmètre d'irrigation BEL GHIMOUZ sis à la wilaya de Jijel, ces terres sont répartie sur trois communes à savoir SIDI ABDELAZIZ, DJEMAA BENI H'BIBI et El ANCER : s'étant sur une superficie de 746 ha. C'est un périmètre ancien mis en service en 1986.

L'état actuelle du périmètre est variable entre la bonne et le très mauvaise. Nous avons constaté que le réseau de distribution est très dégradé suite à la réalisation du projet "élargissement de la route nationale RN43".

Le périmètre d'irrigation BELGHIMOUZ est situé dans une zone dont les caractéristiques climatiques :

- Le climat de la zone est humide avec une pluviométrie moyenne annuelle de 1083.63mm.
- des températures moyennes varient entre 11 et 26°C.
- une humidité moyenne de 60%.

Ces spécifications donnent à la zone d'étude un climat très favorable à l'agriculture.

CHAPITRE

II

Etude Agro-pédologique

APERCU GEOLOGIQUE :

Au niveau de site d'étude, il existe trois complexes principaux de roches et terrains être considérées :

- ✓ Un complexe du quaternaire qui comprend des dépôts récents et actuels constitués par des alluvions, des dépôts colluviaux, des cônes de déjection, des dépôts de glissement ;
- ✓ Un complexe de l'Eocène supérieur (Numidien), formé par essentiellement de sédiments tels que les argiles et grès ;
- ✓ Une séquence primaire (l'âge pouvant être du carbonifère-permien), formé de roches métamorphique et comprenant des schistes graphiques, micaschistes graphiques, micaschistes et quartzites.

La prospection pédologique sur le terrain a été effectuée selon les critères habituels à savoir : humidité, texture, structure, porosité, consistance, enracinement, inclusion, réaction avec l'HCl, et examine pour tous les profils généralement à une profondeur supérieure à 120cm.

En référence à la carte d'homogénéité des sols, nous avons procédé à la description de 45 profils pédologiques dont 13 échantillonnés et analysés. Les principales analyses effectuées sont la granulométrie, la matière organique, les réserves minérales, le complexe absorbant, le PH et la conductivité électrique.

I. Description des sols :

1. Les analyses du sol :

- **Granulométrie : méthode internationale : pipette Robinson**

Destruction de la matière organique, dispersion avec l'Héxamétaphosphate de sodium, après prélèvement et tamisage, les fractions suivantes sont obtenues :

- Argile <2 μ
- Limon fin 2 à 20 μ
- Limon grossier 20 à 50 μ
- Sable fin 50 à 200 μ
- Sable grossier 200 à 2000 μ

Les textures sont obtenues par le triangle Américain des textures (2^{ème} approximation).

- **Texture** : argilo-limoneux
- **Conductivité électrique** : sur pâte saturée Méthode Riverside ; si CE > 2
-

⇒ Détermination du bilan ionique.

- **PH** : (sur extrait de pâte saturée).

- **Le carbone :** attaque à froid par le mélange sulfo-chromique et dosage par colorimètre.
- **Phosphore totale :** attaque d'un échantillon de 5 g par 'acide perchlorique a 60%, chauffer à ébullition jusqu'à décoloration totale de la solution et doser par colorimètre.
- **Potassium totale :** attaque de l'échantillon pendant 05 heures à l'acide nitrique bouillant. Dosage du potassium par photométrie a flamme.
- **CEC et Bases échangeables :**
 - CEC : percolation avec une solution de chlore de sodium a 10% et dosage des ions ammonium déplacés par réaction de *Berthelot*.
 - Bases échangeables : percolation de l'échantillon avec une solution normale d'acétate d'ammonium a PH 8 ,2.
- Na^+ et K^+ : par photométrie a flamme
- Ca^{++} et Mg^{++} : utilisation du complexant.

NB : le bilan ionique de la solution du sol (extrait de pâte saturée) est établi pour les échantillons salés : $\text{CE} > 2\text{mmhos/cm}$.

- **Interprétation :**

L'étude des sols a permis d'identifier les sols suivants :

A- Classe des sols minéraux bruts non climatiques :

- **D'érosion :** Ces sols situés sur la colline, sont de faible profondeur ou nus.

Vu leur situation topographique et leur profondeur ils sont inaptes à l'irrigation.

B- Classe des sols peu évolués d'origine non climatiques :

1- D'apport alluvial modal :

- Ces sols sont localisés au Sud Est et au Nord-Ouest de la zone.
- Ce sont des jeunes développés sur les alluvions récentes de l'Oued El Kebir.

- **Caractères analytiques de cette catégorie de sols :**

Ce sont des sols profonds (plus de 120cm de profondeur), leur structure est généralement favorable sauf dans quelques cas où elle est massive a grossière. La structure est variable selon les profils, grossière, moyenne a fine.

Au point de vue chimique, ces sols sont pauvres en matière organique dont le taux est inférieur a 20% en général.

Profil N°1

- **Situation** : plane ;
- **Pente** : moins 1% vers l'oued ;
- **Géomorphologie** : terrasse de l'oued El kebir ;
- **Occupation du sol** : arboriculture.
- **Description** :
 - * **0 – 40cm** : sec ; brun clair, texture équilibrée, structure polyédrique moyenne, quelques radicelles, peu poreux, consistance dure, effervescence HCl généralisée ;
 - * **40– 85cm** : analogue à l'horizon précédent sauf texture argilo-limoneuse, et couleur plus foncée.
 - * **85– 130cm** : analogue au précédent horizon mais de couleur encore plus foncée, texture équilibrée.
- **Classification** :
 - **Classe** : des sols peu évolués
 - **S/classe** : d'origine non climatique
 - **Groupe** : d'apport alluvial
 - **S/groupe** : modal
 - **Famille** : alluvion calcaire de texture équilibrée
 - **Travaux et aménagement obligatoires** : labours profonds et lutte contre les inondations obligatoires.

Fiche analytique : Profil N°1

Profondeur (cm)	0 - 40	40 – 85	85 - 130
Granulométrie			
Argile %	23	29	26
Limon fin %	11	18	16
limon grossier %	21	18	17
Sable fin %	35	34	36
Sable grossier %	9	1	1
Matière organique			
Matière organique %	1,35	1,06	1,06
Carbone ‰	7,9	6,2	6,2
Azote ‰	0,68	0,54	0,51
C/N	12	11	12
Réserves minérales			
CaCO ₃ totale %	28,52	20,84	23,20
CaCO ₃ actif %	5,4	6,6	6,3

P ₂ O ₅ totale ‰	1,15	1,3	1,65
P ₂ O ₅ assimilable (ppm)	290	210	190
K ₂ O totale ‰	1,05	1,8	1,18
Bases échangeables			
Ca ⁺⁺ (mécq/100g)	7	10	20
Mg ⁺⁺ (mécq/100g)	11	14	16
K ⁺ (mécq/100g)	0,12	0,05	0,18
Na ⁺ (mécq/100g)	0,55	0,55	0,60
CEC (mécq/100g)	9,2	8,3	10,20
Solution du sol			
% saturation			
PH	7,8	8	8
CE (mmhos/cm)	0,6	0,4	0,4

Source : DSA (JIJEL)

2- D'apport alluvial Hydromorphes :

Ces sols ont été décrits au Nord-Ouest du village de BelGhimouz. Ces sols sont caractérisés par la présence en grande quantité de pseudogleys dans le profil. Cette caractéristique est un frein à nombreuses cultures sensibles à l'hydromorphie. Si on considère cette hydromorphie comme un niveau limitant, la profondeur de ces sols est faible, souvent inférieure à 30 cm.

La structure dans la majorité des cas est favorable. Et la texture varie selon les profils, grossière, moyenne à fine.

Au point de vue chimique, ces sols sont caractérisés par une pauvreté en matière organique : moins de 2 % pour la majorité des profils.

Profil N°2

- **Situation** : 1Km au Nord-ouest de Bel Ghimouz;
- **Topographie** : plane
- **Pente** : 1% vers l'oued ;
- **Géomorphologie** : terrasse de l'oued El kebir ;
- **Occupation du sol** : végétation naturelle.

• Description :

* **0 – 40cm** : sec ; brun clair, texture limono-argileux, structure polyédrique grossière, quelques racines et radicelles, peu poreux, consistance dure, présence de quelques pseudogleys. Effervescence HCl généralisée ;

* **40– 85cm** : sec a frais, brun foncée, texture limono-argileux, structure polyédrique a cubique grossière mal développée, peu poreux, consistance dure, nombreux pseudogleys, Effervescence HCl généralisée ;

* **85– 130cm** : analogue au précédent horizon mais de couleur noirâtre et texture argilo-limoneuse.

• **Classification :**

- **Classe** : des sols peu évolués
- **S/classe** : d'origine non climatique
- **Groupe** : d'apport alluvial
- **S/groupe** : hydromorphes
- **Famille** : alluvion fines calcaire
- **Série** : niveau hydromorphe à partir de 40 cm.
- **Travaux et aménagement obligatoires** : drainage.

Fiche analytique : Profil N°2

Profondeur (cm)	0 - 40	40 – 85	85 - 130
Granulométrie			
Argile %	31	30	33
Limon fin %	24	17	34
limon grossier %	13	15	14
Sable fin %	22	30	12
Sable grossier %	1	1	1
Matière organique			
Matière organique %	1,72	1,78	1,71
Carbone ‰	10	10,2	0,99
Azote ‰	1,3	1	0,94
C/N	8	10	11
Réserves minérales			
CaCO ₃ totale ‰	28,54	25,42	24,3
CaCO ₃ actif ‰	8,1	6,9	8,95
P ₂ O ₅ totale ‰	1,25	1,39	1,5
P ₂ O ₅ assimilable (ppm)	80	100	90
K ₂ O totale ‰	1,04	0,68	0,46
Bases échangeables			
Ca ⁺⁺ (mécq/100g)	10	11	10
Mg ⁺⁺ (mécq/100g)	15	15	12

K ⁺ (méq/100g)	0,15	0,14	0,15
Na ⁺ (méq/100g)	0,30	0,40	0,40
CEC (méq/100g)	24,10	24,30	24,20
Solution du sol			
% saturation			
PH	7,8	8	8
CE (mmhos/cm)	0,6	0,4	0,8

Source : DSA (JIJEL)

C- Classe des sols hydromorphes minéraux ou peu humifères a pseudogleys :

- De surface :
- Cette classe occupe une grande partie de la zone étudiée ;
- Ces sols sont caractérisés par la présence de nombreux pseudogleys dans tout le profil et dans certaines cas de gleys en profondeur ;
- Leur aptitude aux cultures est donc excessivement limitée, soit a cause de cette forme d'hydromorphie soit par la présence d'une a différents profondeurs selon les régions ;
- La structure est variable selon les profils : polyédrique fine a moyenne a grossière ainsi que la texture, moyenne a fine ;
- Le texture organique est faible dans la majorité des profils : moins 2%.

Profil N° 3

- **Situation** : au Nord de BelGhimouz;
- **Topographie** : plane
- **Pente** : presque nulle vers l'oued ;
- **Géomorphologie** : terrasse de l'oued El kebir ;
- **Occupation du sol** : jachère.

• **Description** :

* **0 – 42cm** : frais, brun très foncée, texture équilibrée, structure polyédrique grossière mal développée, quelques radicelles, très peu poreux, consistance dure, Vive effervescence HCl généralisée ;

* **42 – 77cm** : frais, brun foncée, texture sablo-argileuse, structure mal définie, peu poreux, consistance dure, nombreuse tâches de pseudogleys, Effervescence HCl généralisée ;

* **77 – 110cm** : frais, brun foncée, texture argilo-limoneuse, structure mal définie, peu poreux, consistance dure, rares amas salins nombreuse tâches de pseudogleys, Effervescence HCl généralisée ;

- **Classification :**
 - **Classe :** des sols hydromorphes.
 - **S/classe :** minéraux et peu humifères
 - **Groupe :** à pseudogleys
 - **S/groupe :** de surface
 - **Famille :** alluvion non calcaire de structure équilibrée.

Fiche analytique : Profil N°03

Profondeur (cm)	0 - 42	42 – 75	75 - 110
Granulométrie			
Argile %	19	15	38
Limon fin %	17	11	26
limon grossier %	14	5	15
Sable fin %	29	19	21
Sable grossier %	22	46	6
Matière organique			
Matière organique %	1,13	1,13	1,02
Carbone ‰	6,50	6,50	6,10
Azote ‰	0,70	0,68	0,72
C/N	9	9	9
Réserves minérales			
CaCO ₃ totale %	12,98	14,90	14,60
CaCO ₃ actif %	3,10	2,50	3,00
P ₂ O ₅ totale ‰	1,045	1, 52	1,35
P ₂ O ₅ assimilable (ppm)	310	230	210
K ₂ O totale ‰	0,74	0,62	0,82
Bases échangeables			
Ca ⁺⁺ (méq/100g)	11	9	9
Mg ⁺⁺ (méq/100g)	09	14	17
K ⁺ (méq/100g)	0,1	0,11	0,11
Na ⁺ (méq/100g)	0,7	1,50	1,80
CEC (méq/100g)	19,40	13,20	16,3
Solution du sol			
% saturation	---	---	---
PH	7,9	7,9	7,7
CE (mmhos/cm)	0,9	1,8	3,0
CO ₃ H ⁻ (méq/l)	---	---	0,5
SO ₄ ⁻ (méq/l)	---	---	10,9

Cl ⁻	(mécq/l)	---	---	20,1
Ca ⁺⁺	(mécq/l)	---	---	7,6
Mg ⁺⁺	(mécq/l)	---	---	4,3
Na ⁺⁺	(mécq/l)	---	---	26,2

Source : DSA (JIJEL)

II. POSSIBILITE DE MISE EN EN VALEUR :

1- Détermination des aptitudes culturales :

Les critères de détermination des aptitudes culturales reposent essentiellement sur les caractéristiques des sols morphologiques et leur position topographique sans tenir compte de la ressource en eau. Ainsi la détermination est établit en considérant que l'on dispose d'une eau d'irrigation de bonne qualité.

a) Occupation des sols :

Les sols hydromorphes et quelques sols sont peu évolués hydromorphes qui sont de qualité médiocre, dégradés par l'excès d'eau et le surpâturage sont utilisés comme pacage de mauvaise qualité.

Quelques cultures de céréales et fourrage sont pratiquées dans la zone. En bordure des oueds et sur les bordures colluviales, sur les sols peu évolués en général, on rencontre des petits jardins avec des cultures maraîchères familiales comprenant surtout des melons, des pastèques, des tomates, des piments, des haricotes, ainsi que quelque arbre fruitiers.

Des oliviers très disséminés se rencontrent sur différent zones des rives de l'Oued El Kebir.

Parmi les travaux d'aménagement qui ont été déjà effectués, on trouve quelque drain et fossés d'assainissement un peu partout. Ces fossés sont pour la plupart complètement délaissés et non entretenus. Ces dernières années la plasticulture a été introduite dans la région pour contourner les mauvaises conditions édaphiques des sols par l'apport de terre saine. En effet, l'implantation des serres se multiple et les rendements sont encourageants dans ce créneau.

b) Les facteurs limitant :

• Les conditions édaphiques :

Si les sols de la zone étudiée sont généralement profonds, le volume exploitable par les racines se trouve parfois limité par un des facteurs suivants :

- Niveau d'hydromorphie
- Plan d'eau persistant

Ces niveaux sont représentés sur la carte pédologique par des cartouches avec leur profondeur d'apparition dans le profil.

Ce facteur est de plus importants du moment où la profondeur exerce une influence sur les besoins en eau de cultures, surtout arbustives : en offrant aux racines la possibilité d'explorer un volume importante de sol.

Ainsi la présence à faible profondeur d'horizons peu pénétrables aux racines des plantes (une structure défavorable associée souvent à une texture trop fine) limite considérablement les réserves disponibles : souvent on devra réaliser préalablement des façons culturales pour pouvoir pratiquer certaines spéculations.

Enfin, la présence d'un plan d'eau, ainsi que les éventuelles fluctuations selon les besoins, peut limiter considérablement cette profondeur de sol utilisable par les plantes. Le plus souvent, dans ces cas, l'on a préconise un réseau d'assainissement.

- **La structure et la texture :**

La structure influe directement sur le développement racinaire des plantes et sur le bilan de l'eau du sol. Le plus souvent, l'action de la structure est reliée à celle de la texture.

Les propriétés physiques de ces sols s'avèrent donc être des facteurs militants pour plusieurs cultures, notamment les cultures arbustives.

- **L'hydromorphie :**

Dans le périmètre étudié, c'est le processus pédogénitique le plus important :

Ce phénomène est dû essentiellement a l'engorgement partiel en eau, de quelque horizon ou de tout le profil durant la saison pluvial conjugué aux conditions topographiques (insuffisante de pente) se traduisant par :

- Une profondeur de sol insuffisante (utilisable par la plante) parfois même nulle (zone inondée pendant les périodes pluvieuses) ;
- L'exécution des travaux du sol sont difficiles voire impossible dans ces conditions
- Pauvreté chimique : solubilisation rapide par l'eau des éléments nitrites ;
- Formation de plans d'eau imperméable (diffusion très lente) ;
- Par des phénomènes de réduction qui dureront pendant tout la période humide et qui se traduisent par une mauvaise aération du sol ;
- Par la présence d'une nappe phréatique souvent très faible profondeur.

Au cours de la période pluvieuse les eaux de pluie qui s'accumulent dans le sol et provoquent des engorgements superficiels ou profonds, de plus ou moins grande durée. Hydromorphie qui affecte les sols est plus ou moins due aux conditions topographiques défavorables de nombreuses parties des plaines à très faible pente formant des dépressions. Mais elle est provoquée par le défaut de certains sols à faible perméabilité et leur pouvoir de rétention.

- **L'hydromorphie** : Elle est peu importante, moins de 4 mmhos dans certains profils au Nord-Ouest de Belghimouz.

- **Teneur en calcaire** :

Le taux du calcaire actif ne dépasse guère 10% et ne sera donc considéré comme un facteur limitant à l'exception de quelques arbres fruitiers.

2- Zones homogènes de mise en valeur :

- **Définition** :

La définition de zones homogènes s'est faite sur la base de critères suivants :

Critères topographiques :

- Profondeur
- Texture et structure
- Degré et niveau d'hydromorphie
- Aptitudes culturales des sols en irrigué
- Nature des travaux nécessaires ou recommandés pour la mise en valeur des sols

Les zones sont classées selon leur intérêt pour la mise en valeur en irrigué. D'après un choix des spéculations envisagées et d'après l'importance et degré d'exigence des travaux d'aménagement à effectuer. Ainsi, les sols de la zone étudiée ont été répartis en cinq (05) catégories de mise en valeur :

❖ Catégorie I :

Zone mise en valeur prioritaire ne présentant pas en général de problèmes de mise en culture. Les sols sont généralement sains ; de texture moyenne ou fine, structure assez favorable présentant rarement des phénomènes secondaires ; des travaux tels que : labours et amendements organiques seront parfois recommandés pour l'amélioration des conditions physiques du sol (structure et aération).

Les sols ont une large gamme de cultures les aptitudes sont bonnes à moyenne pour les cultures possibles sous le climat de la région avec restrictions pour certaines cultures arbustives. Superficie totale : **24,57ha** soit **2,52%** de la superficie totale.

❖ Catégorie II :

Zones irrigables mais dont la mise en valeur nécessitera quelques aménagements préalables obligatoires. Les sols sont affectés par un facteur défavorable qui peut se manifester dès la surface :

- Texture fine reliée une structure défavorable.
- L'hydromorphie si elle existe, apparaît en profondeur à plus de 80cm.

Les travaux nécessaires sur les sols de cette catégorie se résumeront donc en :

- Un labour profond 30 – 50 cm
- Travaux contre les inondations

Après aménagements appropriés, les aptitudes de ces sols peuvent être moyennes à bonnes pour les cultures industrielles, céréalières et maraîchères ; certains sols ont des aptitudes moyennes pour les cultures arbustives. Superficie totale : **163,62 ha** soit **16,81%** de la superficie totale des sols.

❖ **Catégorie III :**

Zones irrigables à problèmes d'aménagements essentiels nécessitant des travaux indispensables. Ces zones diffèrent des précédentes par une hydromorphie accentuée à partir de 50 cm. Sont remembered dans cette catégorie les sols qui sont inopportuns à l'exploitation à cause des inondations et l'hydromorphie dans le profil. Cette catégorie de sol présente des traces de salinisation.

Les aménagements obligatoires pour réussir la mise en culture en irrigué pour cette catégorie de sols sont :

- Le drainage et l'assainissement superficiel ;
- Le labour profond pour l'amélioration de la structure du sol ;
- Travaux de lutte contre les inondations pour les zones à risques ;
- Dessalage des sols à risques ;

Après aménagement approprié ces sols peuvent avoir des aptitudes moyennes à médiocres pour les cultures céréalières et maraîchères et quelques arbres fruitiers.

L'irrigation doit être pratiquée avec beaucoup de précaution afin d'éviter toute aggravation des problèmes déjà existants.

Superficie totale : **310 ha** soit **31,85 %** de la superficie totale des sols cartographie.

❖ **Catégorie IV :**

Zones difficilement irrigables, affectés par l'hydromorphie apparaissant entre 30 et 50 cm, la mise en place d'un système de drainage et d'assainissement est obligatoire avant toute mise en valeur. A cette condition, les sols auront aptitude moyenne pour certaines cultures fourragères. Pour cette catégorie de sols il est conseillé la mise en culture sec.

Superficie totale : **470,65 ha** soit **48,35 %** de la superficie totale des sols cartographie. Cette catégorie occupe la plus grande superficie.

❖ Catégorie V :

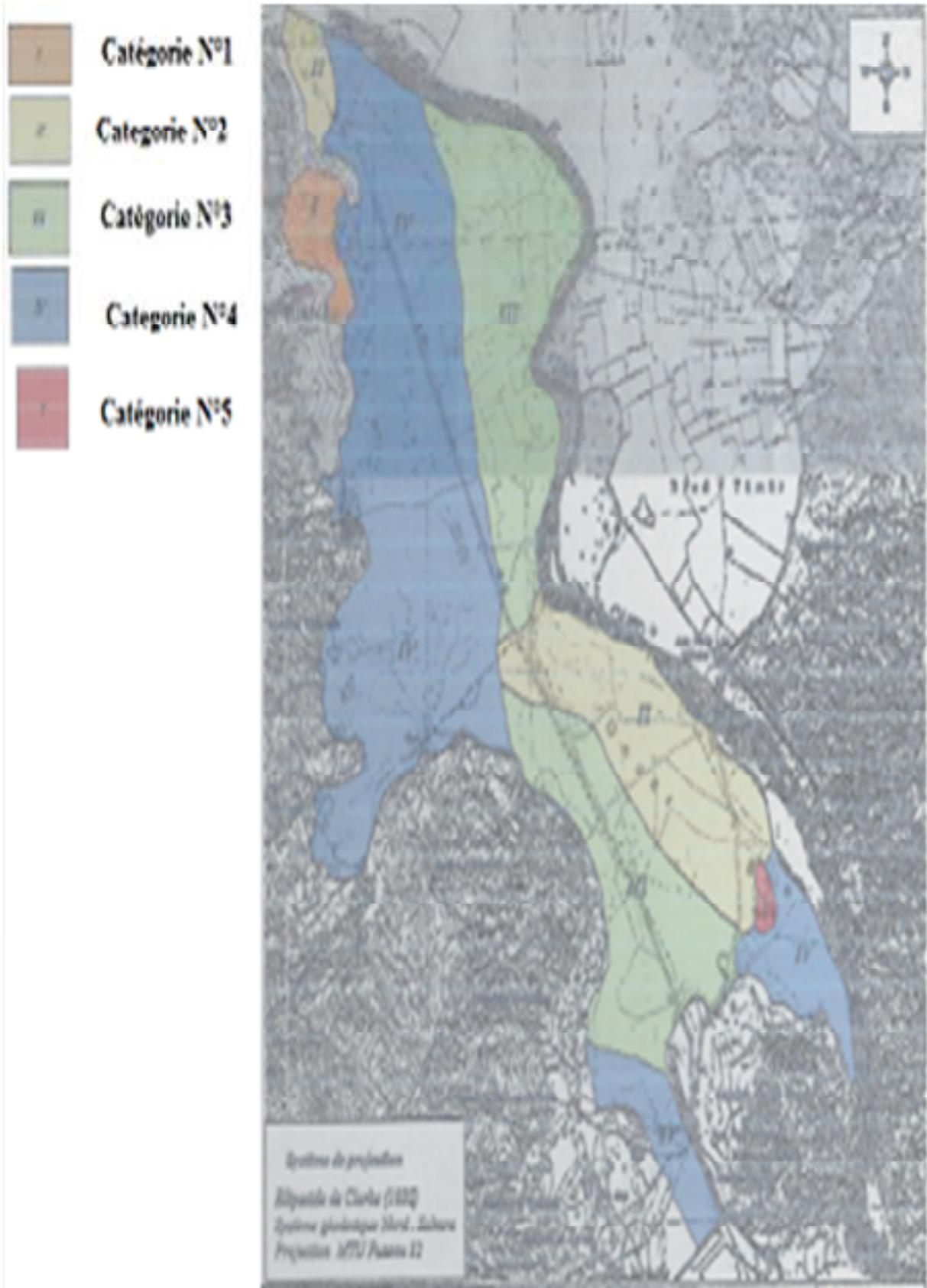
Zones non irrigables constituées : de sols peu profonds ou situés sur un terrain en pente. Ces sols seront réservés aux pâturages. Elle occupe une surface de **4,5 ha**. Cette catégorie représente **0,46 %**.

Remarque :

Vu les spécificités tant topographiques que climatiques de la région d'étude, l'implantation de brises vent et les travaux d'assainissement sont très recommandés.

Conclusion

Selon l'étude faite sur la région, on a déterminé le type du sol, la texture, structure et les catégories des sols de notre périmètre d'irrigation et les cultures répondant à l'aptitude culturale du sol.



CHAPITRE

III

Les ressources en eau

I. Les potentialités hydriques actuelles :

I.1- Les ressources superficielles :

A. Barrage :

Le secteur du périmètre de Belghimouz est drainé par un réseau hydrographique exoréique dense, il s'agit des oueds : El kebir et ces affluents et oued IREDJANNA.

B. Les Oueds :

Le périmètre de Belghimouz est drainé par l'oued principal d'El kebir. C'est un oued exoréique écoulement permanent. La variabilité des débits est exprimée par le tableau ci-après, montrant la variété des débits écoulés à l'oued El Kebir.

Tableau N° III.1 : Variation des débits écoulés sur l'Oued El Kebir

Mois	Sep.	Oct.	No.	Dé.	Ja.	Fé.	Mr.	Av.	Mai.	Ju.	Juil.	Ao.	Moy.
Débit (l/s)	13	25	60	113	134	173	136	92	36	17	7	7	67,8

Source : A.N.R.H station El Milia

I .2- Les eaux souterraines :

A- Généralités :

Dans la région de Belghimouz, les caractéristiques hydrogéologiques des nappes souterraines différentes selon la nature lithologique des formations, leurs structures, épaisseur et extension latérale. Il s'agit de ces deux types d'aquifères suivants :

❖ **Les massifs cristallophylliens :**

Se sont schistes argileux parfois des grés et des marnes tectonisées par des failles de socle soulignées par des filons. La présence d'une tectonique cassante et à la proximité de la mer fon qu'ils se développent dans ce massif cristallophyllien une altération importante de 1 à plusieurs de mètres de profondeur, dans laquelle l'aquifère sera constitué par des quartz mobilisés par l'altération.

❖ **Les terrasses paléo-quaternaire :**

On distingue plusieurs horizons aquifères, les cônes de déjections, les terrasses delto-lagunaires et les plaines d'inondation. Les réservoirs sont formés de sable argileux fin, des limons sableux, en dessous coiffant des cailloutis sableux argileux et gros galets. L'épaisseur dans les plaines d'inondations fait entre 6 à 8 m en moyenne, alors que dans les cônes de déjection pouvant atteindre 30m et plus.

En générale se sont des nappes phréatiques dont le niveau hydrostatique varie entre 0,4 et 4 m au moyen. Dans les zones basses sous une couverture argilo-sableuse, cet horizon peut

être captif. Les caractéristiques hydrodynamiques sont bonnes (sables grossiers et gravillons, avec une perméabilité moyenne de 10^{-3} à 10^{-4} m/s). Sous l'angle de la qualité chimique ces eaux sont généralement douces.

B- Les nappes d'eau souterraines dans la zone d'étude :

❖ **La nappe d'Oued El Kebir :**

Oued El Kebir est le plus important oued de la wilaya de Jijel tant par potentiel hydrique superficiel que souterrain. La nappe d'Oued El Kebir est évaluée à 20 Millions m^3 /An. Elle est située au niveau des communes d'El-Milia, d'El Ancer, Sidi Maarouf et Oued Adjoul.

II. Les potentialités hydriques futures :

II.1. Les eaux superficielles :

❖ **Les barrages :**

Les informations recueillies auprès des services de l'hydraulique indiquent qu'un nouveau barrage sur l'Oued IREDJANA est en cour d'étude. C'est un important édifice hydraulique située à environ de 5 Km en amont de la confluence d'oued Iredjana avec Oued EL Kebir.

❖ **Les caractéristiques principales du barrage IREDJANA :**

Les caractéristiques pour le projet des ouvrages hydrauliques proviennent des études relatives au rapport de l'étude une géométrie du barrage a été définie pour garantir une régularisation de 70% des débits moyen annuels.

La liste des paramètres adoptés est énumérée ci-après :

Tableau N° III.2 : Paramètre du réservoir, barrage IREDJANA

Débits moyen mensuel	3,09 m^3/s
Débit régularisé de la retenu (70% de régularisation)	2,16 m^3/s
Volume utile de la retenue (70% de régularisation)	60,00 hm^3
Taux de production des sédiments	1,5t/k m^2/an
Volume mort a la cote 48m	11,00 hm^3
Niveau minimum d'opération	50,50 m
Niveau maximum d'opération (pour 70% de régularisation)	80,00 m
Niveau maximum	84,2 m

Source : Etude de faisabilité des barrages de la région de Jijel.



Figure. N°III.01: barrages et grands transferts d'Algérie

II.2. Les eaux souterraines :

Cette partie concerne la proportion de nouveaux forages captant la nappe souterraine, en se basant sur la carte piézométrique, les logs des forages réalisés et la coupe hydrogéologique.

Les zones sont choisies en fonction des caractéristiques hydrodynamiques des sols l'épaisseur de la couche aquifère ainsi le sens d'écoulement.

En ce qui concerne les caractéristiques des forages, la profondeur peut être évaluée à 60 m et débit d'exploitation est en moyenne de 30l/s.

III. Qualité des eaux :

La qualité des eaux influe directement sur le rendement des terres agricoles.

III.1. Les eaux superficielles :

La qualité des eaux superficielles est déterminée d'après la carte d'état majeur des eaux superficielles.

	unité	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	k ⁺	Na ⁺	Cl ⁻	So ₄ ⁻	HCO ₃ ⁻	Conductivité (µmhos/cm)	PH
1	Mg/l	65	43	5	66	92	201	196	364.14	7,4
	Méq/l	3,1	2,76	0,23	1,54	2,21	1,49	2,94		

Source : Résultats d'analyse de l'A.N.R.H. de Jijel.

III.2. Les eaux souterraines :

➤ Résultats des analyses :

Les eaux des forages du champ de captage du périmètre de Belghimouz ont fait l'objet d'une analyse chimique complète. Dont les résultats obtenus consignés dans le tableau ci-après :

Tableau N° III.3: Résultats des analyses chimiques

	unité	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺	k ⁺	Na ⁺	Cl ⁻	So ₄ ⁻	HCO ₃ ⁻	Conductivité (µmhos/cm)	PH
1	Mg/l	48	31	5	28	70	165	165	274,56	8,4
	Méq/l	2,4	2,58	0,13	1,22	1,97	1,13	2,70		

Source : Résultats d'analyse de l'A.N.R.H. de Jijel.

➤ Aptitude des eaux d'irrigation :

A qualité des eaux pour l'irrigation est déterminée par la méthode de sodium absorption (S.A.R). Cette méthode fait l'intervenir le risque d'alcalinisation des eaux.

Le S.A.R est défini comme étant une mesure du pouvoir de remplacement des Ca^{++} et Mg^{++} par Na^+ dans argiles et les colloïdes. Il peut être estimé par la relation de Richard (1954).

$$S.A.R = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} \quad \text{Avec : } Na^+, Ca^{++}, \text{ et } Mg^{++} \text{ en mg/l.}$$

•S1 :S.A.R<10

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

•S2 :10<S.A.R<18

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

•S3 :18<S.A.R<26

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

•S4 :S.A.R>26

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

▪ **Calcul du SAR :**

▪

➤ **Les eaux superficiels :** $S.A.R = \frac{28}{\sqrt{\frac{48+31}{2}}} = 4,45$

➤ **Les eaux souterrains :** $S.A.R = \frac{66}{\sqrt{\frac{65+43}{2}}} = 8,98$

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

Un usage continu de RAS élevé provoque une déstructuration du sol.

L'eau avec un RAS se situant entre 0 et 6 peut généralement être utilisée sur tout type de sol avec peu de problème d'accumulation de sodium. Quand le RAS se situe entre 6 et 9, les risques de problème liés avec la perméabilité du sol augmentent. Dans ce cas, le sol devrait être échantillonné tous les 1 ou 2 ans pour déterminer si l'eau augmente la teneur en sodium du sol.

Lorsque l'eau d'irrigation est salée, une valeur de RAS encore plus basse devrait être utilisée. Les problèmes dus au sodium sont aussi à la concentration totale en sel de l'eau d'irrigation. Par conséquent, des eaux d'irrigations avec des salinités entre 1,5 et 3,00 ms/cm avec un RAS au-dessus de 4 doivent être utilisées avec prudence.

La figure suivante montre le diagramme de la classification des eaux d'irrigation

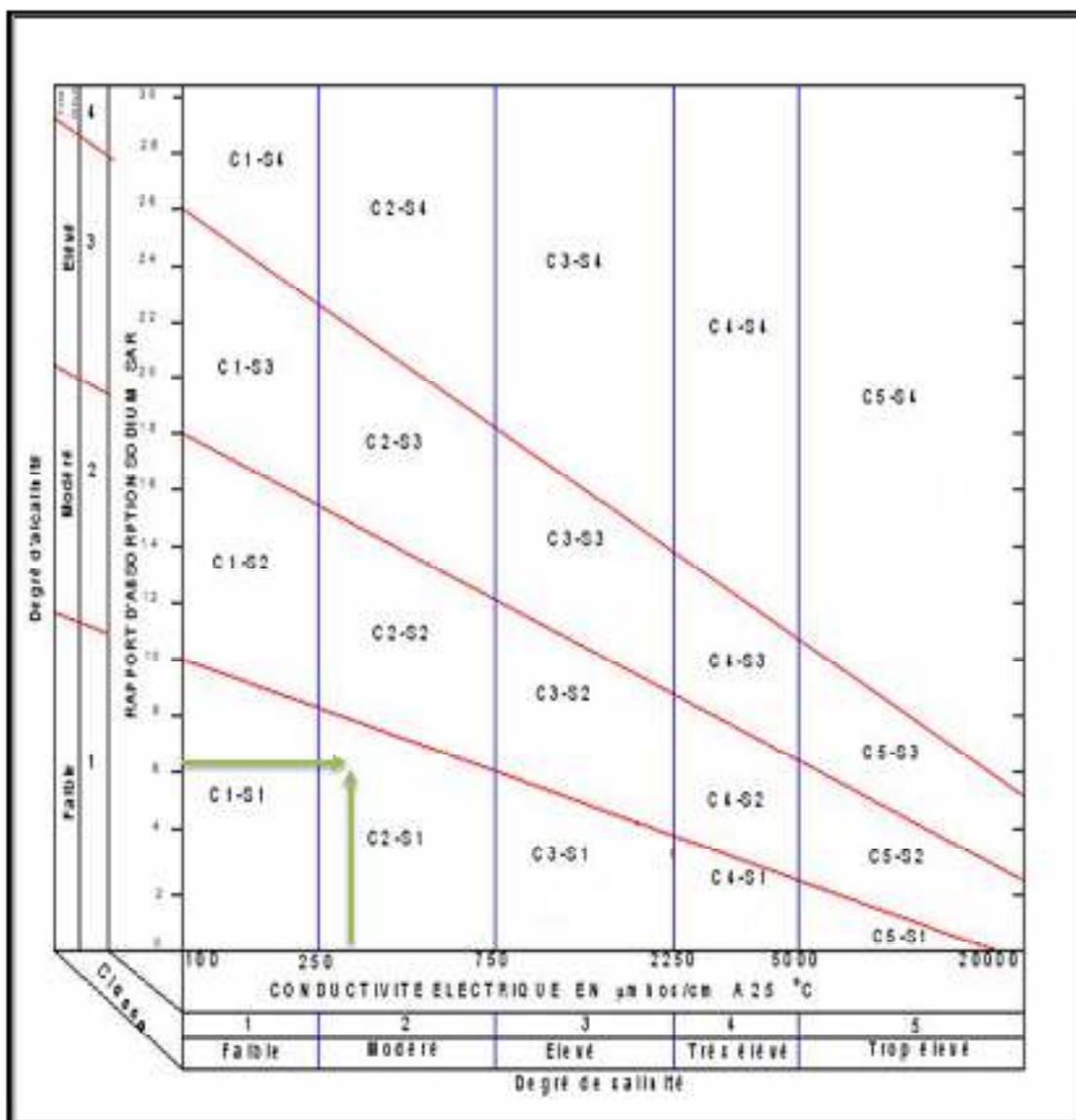


Figure III.2 : Diagramme de classification des eaux d'irrigation

III.3. Estimation des débits exploitables pour la zone d'étude :**A) Les eaux souterraines :**

Le périmètre d'irrigation est situé à cote du Oued El kebir qui est plus important oued de la wilaya tant par son potentiel hydrique superficiel que souterrain. La réserve de la nappe d'oued El kebir est évaluée à 40 Maillons m³/an.

Au niveau de périmètre Belghimouz, il existe actuellement cinq forages profonds destine pour l'irrigation, non exploité à cause de leurs états dégradés.

Pour l'évaluation des potentialités de la zone du périmètre en se basent sur les cinq forages été une donnée faible et exploitable.

Le débit moyen exploitable pour chaque forage est de 30 l/s ; pour les cinq forages il est de 150 l/s.

B) Les eaux de surface :

Les eaux de surface sont représentées par les eaux d'oued El Kebir et les eaux du futur barrage projeté.

- Pour les eaux d'oued El Kebir le volume d'eau écoulé est dans le tableau précédent qui représente les variations des débits
- Pour le barrage IREDJANA le volume de régularisation est estimé à 60 hm³ d'après le rapport de l'étude de faisabilité des barrages de la wilaya de Jijel.

Conclusion

La étudiée est caractérisée par une abondance en matière d'eau, en terme de quantité et qualité.

- En terme quantité :

Les eaux souterraines sont consignées par la nappe phréatique alluviale, caractérisée par des sables, gravies et galets de bonne perméabilité. L'épaisseur de la couche aquifère peut atteindre, en certaine places 40 m et plus. Ce qui permet de caractérisée l'aquifère de bonne productivité. Les potentielles hydriques de cette nappe sont évaluées à 4,73 Millions m³.

Les eaux superficielles sont représentées par les eaux d'oued El Kebir et ces affluents dont le volume d'eau annuelle sont évalués à 813 Mm³/an. Et par le futur barrage IREDJANNA situe à l'entourage du site du périmètre, dont le volume exploitable hors l'AEP est de 53 Mm³.

- En terme qualité :

Les eaux d'oued El Kebir sont contaminées, probablement par les eaux usées domestiques. Leur utilisation en irrigation demande un traitement.

Les eaux souterraines, présentent une quantité acceptable pour l'irrigation, mais il est nécessaire de faire un suivi de l'évolution de la qualité des eaux au cours de l'exploitation du périmètre. Au moins une analyse par année.

Pour les eaux de barrage IREDJANNA, d'après l'extrait de la carte des qualités des eaux superficielles, ANRH, la qualité d'eau des effluents est bonne.

Ce nouveau barrage ajoute une autre ressource importante de périmètre de Bleghimouz, vue son proximité du périmètre. Il se situe prêt d'El Ancer a 5 km en amont de la confluence d'oued El Kebir avec l'oued IREDJANNA.

En termes de prise d'eau, nous avons trois variantes possibles : la prise d'eau à partir d'oued Elkebir, irrigation à partir des eaux souterraines ou irrigation à partir du barrage Iredjanna.

Nous recommandons l'exploitation des eaux du barrage IREDJANNA pour les raisons suivants :

- Exploitation de l'eau de surface.
- Est une source qui répond aux besoins même dans la période sec (stockage).
- Qualité d'eau meilleure par rapport aux autres sources.
- Diminution de la nappe d'Oued El Kebir dans les dernières années.
- Diminution de la quantité de l'eau des forages qui alimentent le périmètre.

CHAPITRE

IV

*Etat actuel du périmètre
et étude socio-économique*

I. L'état actuel du périmètre :

Le périmètre d'irrigation de BELGHIMOUZ est un ancien périmètre réalisé durant la période de révolution agricole en année 1986. Il est conçu de:

- ✓ 05 forages équipés (ressources en eau)
- ✓ Une conduite de refoulement en acier de diamètre variable de 250 à 600mm et d'une longueur principale de 2500 m.
- ✓ Un réservoir d'eau en béton armé, dont les dimensions : 20×10×5 m et d'une capacité de 1000m³ ;
- ✓ Un réseau de distribution ramifié divisé en plusieurs secteurs.

Tableau N° V. 1: Répartition du périmètre par secteur d'irrigation

Lieu-dit	Commune
Amissi de BENI MAZZOUZ	SIDI ABDELAZIZ
Secteur de BENI MAZZOUZ	
BELGHIMOUZ	EL ANCER
Secteur Douar BENI H'BIBI	DJEMAA BENI H'BIBI
Secteur Douar BENI H'BIBI	
Secteur DJEMAA BENI H'BIBI	

Durant ces dernières années, la wilaya de Jijel, comme tout le terroir algérien, a suivi la politique de développement socioéconomique. Donc elle a procédé à la réalisation des projets, la construction des bâtisses et la constitution des routes, ce qui influe sur la situation du périmètre. Nous avons constaté que le projet d'élargissement de la route a influe sur le périmètre. Le tracé de la route nationale N°43 suite le tracé du réseau du périmètre, ce qui conduit de cassure des conduites.



FigureN°V.1 : Etat de la conduite d'irrigation après élargissement de la route nationale R.N 43. Conduite en amiante ciment ϕ 400mm.



Figure N°V.2 :

Etat de la vanne de sectionnement en acier (colmatée et non exploitée)



Figure N°V.3:

dégradation de la dalle de la chambre des vannes.



Figure N°V.4:

réservoir en béton armé de section rectangulaire. Dimension : 20m×10m× 5m



Figure N°V.5:
 abris de forage
 typique
 alimenté en
 énergie
 électrique.



Figure N°V.6 :
 type d'une
 borne
 d'irrigation à
 l'intérieur de la
 parcelle.

La surface enquête est évaluée à 1313ha, dont la répartition préliminaire des surfaces, en fonction de l'occupation du sol est représentée dans le tableau ci-après :

Tableau N° V. 2 : Répartition du périmètre par secteur d'irrigation

Désignation	Surface (ha)
surface totale enquête	133,49
surface des bâtis	160,5
surface des cours d'eau	5,5
surface de la route	26,3
surface du chemin de fer	3,67
surface du foret	120,5
Surface brute	997,02

- **Concurrence d'irrigation avec l'alimentation en eau potable :**

En fonction des renseignements recueillis aux près de service d'alimentation en eau potable de la wilaya de la direction de l'hydraulique de Jijel, l'alimentation en eau potable des communes du périmètre d'irrigation est approvisionnée à partir des eaux de la nappe d'Oued El Kebir. Les communes possèdent les infrastructures suivantes :

Tableau N° V. 3 : Taux de raccordement et de stockage des eaux d'A.E.P

Communes	Nombre de Localité raccordés	Taux de raccordement	Capacité de stockage (m ³)	
			Nombre des réservoirs	Capacité totale
S. Abdelaziz	04	80	06	2300
Djemaa béni H'bib	03	50	03	1100
El ancer	06	75	12	5300

Source : D.H.W. de Jijel, 2008

Par ailleurs, la situation des forages réalisés se résume comme suit :

Tableau N° V. 4 : Nombre des forages réalisés et exploités par commune.

Commune	Forages réalisés	Forage exploité
S. Abdelaziz	03	03
Djemaa béni H'bib	01	01
El Ancer	04	04

Source : D.H.W. de Jijel, 2008

II. La population

II.1. Commune de DJEMAA BENI H'BIBI

L'estimation du nombre d'habitant se fait sur la base du plan d'aménagement du P.D.AU. La population totale est estimée à 14558, dont 9961 vivent en milieu rural soit 68,42% de la population totale. Le nombre de la population active dans le domaine agricole représente 20,48% de la population.

Tableau N° V. 5 : Répartition de la population par secteur d'activité

Désignation	Population Totale	Population Urbaine	Population rurale	Population active	Population agricole
Nombre	14558	4597	9961	3227	2982
Pourcentage	-	-	68,42	-	20,48

Source : P.D.A.U. de la commune Djemaa Béni H'bib

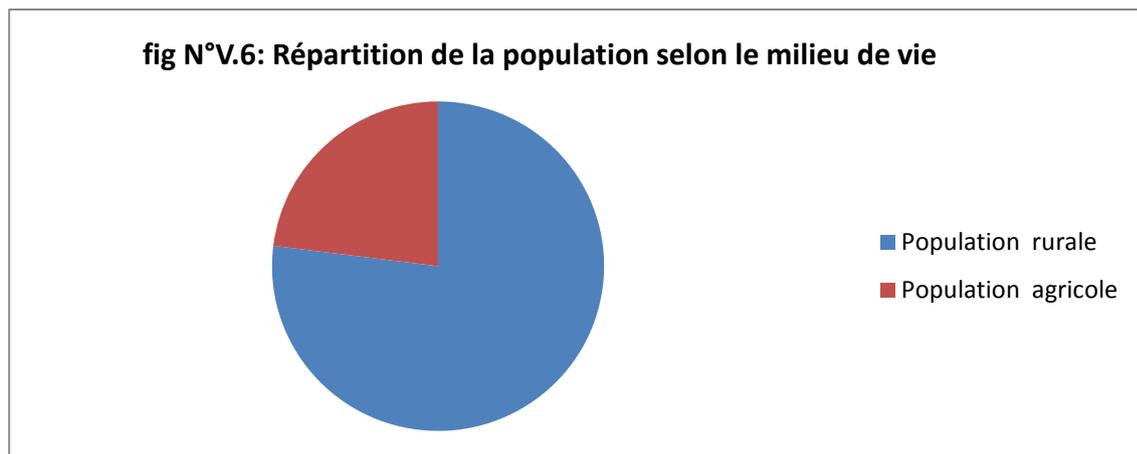


Figure N°V.6: Répartition de la population selon le milieu de vie

II .2. Commune de SIDI ABDELAZIZ

EN 1966, la population était de 13800 habitants, en 1977 elle est passée à 19033 habitant une augmentation de 5233 personnes ce qui correspond à un taux d'accroissement global de 2,96%. Après le nouveau découpage administratif de 1984, des nouvelles communes ont été créés, El Kennar et Djemaa beni h'bib. Ainsi d'autres mechtas dépendant auparavant de sidi Abdelaziz ont été rattachés à ces nouvelles communes, ce qui a engendré une diminution de la population de la commune mère qui n'était plus en 1987 que 7003 habitants, soit une perte énorme de 12030 personnes.

Tableau N° V. 6: Répartition de la population

Dispersion géographique	Population 2007	Population 2013	Population additive	Taux d'accroissement
A.C.L	7211	8656	1445	16,69%
El ma	696	755	59	7,81%
Timlikane	707	868	161	18,55%
Eparse	1064	1109	45	4,06%
Totale	9678	11388	1710	15,02%

Source : P.D.A.U. de la commune Sidi Abdelaziz

II .3. Commune EL ANCER

En se référant aux données de la démographie de la wilaya de Jijel, la population de la commune d'El Ancer est estimée à 12 252 habitants à la fin de l'année 1998, 21 529 au 2006 et 21 794 à la fin de l'année 2007.

Le taux d'évaluation est de l'ordre 1,36%.

Tableau N° V. 7 : Répartition de la population

Année	31/12/1998	31/12/2006	31/12/2007	31/12/2013
Nombre de la population	19252	21519	21794	23494

Source : Monographie de la wilaya de Jijel

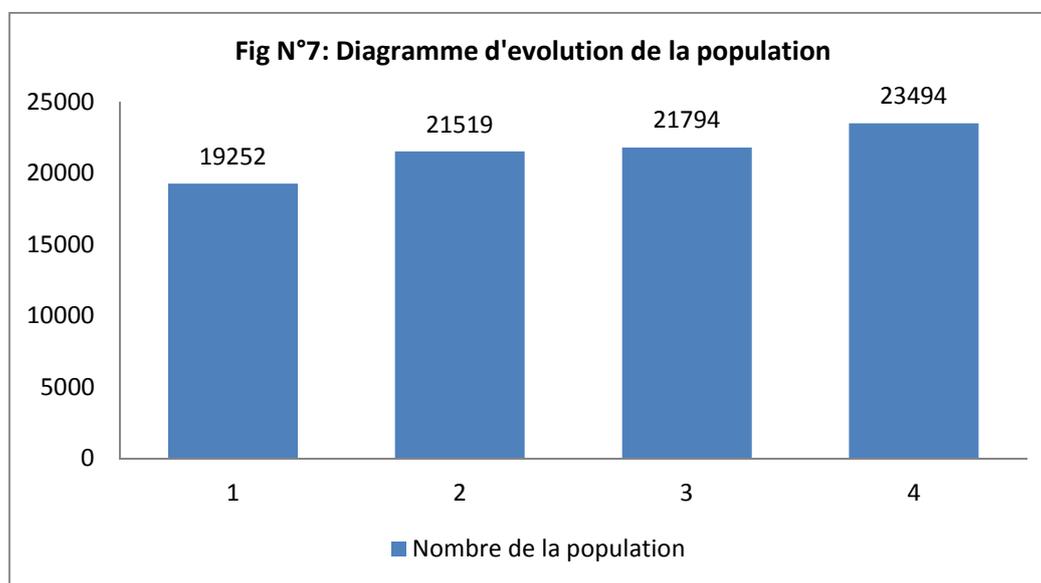


Figure N°V.7: Diagramme d'évolution de la population

III. L'emploi

III.1. Commune de DJEMAA BENI H'BIBI

Les activités occupées par la population de la commune Djemaa Béni H'bibbi sont réparties comme suit :

Tableau N° V. 8 : Répartition de la population

Secteur	Agriculture	Administration	BTP	Industrie	Service	Artisanat
Nombra	2984	149	289	144	82	83
Pourcentage	79,98	3,99	7,75	3,86	2,20	2,22

Source : P.D.A.U. de la commune Djemaa Béni H'bibbi

Fig N°8: Répartition de la population par secteur d'activité



III.2. Commune de SIDI ABDELAZIZ

Le taux d'occupation est le rapport entre la population occupée et la population active.

Il détermine le degré de satisfaction d'offre d'emploi au niveau de tous les secteurs d'activités.

Tableau N° V. 9 : Répartition de la population

Années	Population active	Population occupée	Taux d'occupation (%)
1987	1416	1134	80.08
1998	1962	1461	74.46
2007	3197	2999	93.81
2013	4235	3978	93.93

Source : P.D.A.U. de la commune Sidi Abdelaziz

Le taux d'occupation diminué entre 1987 et 1998 pour reprendre son ascension en 2007 et 2013. Entre les deux premières périodes, l'offre d'emploi a diminué à cause de sécuritaire qu'a connu le pays, elle a reprise d'une manière considérable dès que cette situation s'est améliorée.

- **Répartition de la population occupée selon les secteurs d'activités :**

Dans cette analyse de la structure de la population occupée, les secteurs d'activités sont répartis en trois secteurs :

- ✓ Le secteur primaire : il regroupe les activités agricole : foret, pêche et élevage ;
- ✓ Le secteur secondaire : il rassemble toutes les activités aux bâtiments et travaux publics et l'industrie ;
- ✓ Le secteur tertiaire : il est représenté par toutes les activités administratives, commerciales et de services ;

Tableau N° V. 10 : évolution de la population occupée

Année	Agriculture	Autres services (admini. Commerce....)	Totale des occupés
1987	276	858	1134
1998	206	1255	1461
2007	225	2774	2999

Source : P.D.A.U. de la commune Sidi Abdelaziz

La lecture du tableau précédent, clairement que la population occupée dans le secteur tertiaire et autre est importante que les autres secteurs d'activités et cela depuis le recensement de 1987 où les taux sont dépassés de 76% à 86% en 1998 et à 92% en 2007. il est aussi apparent que le secteur agricole est en diminution continue. Ce déclin démontre un abandon progressif des activités agricoles, rurales en particuliers, conséquence de l'exode rural intensif de ces dernières années.

III.3. Commune El Ancer

Les activités occupées par la population de la commune d'El Ancer sont réparties comme suit :

Tableau N° V. 11: Répartition de la population occupée selon les secteurs d'activités

Secteur	Agriculture	B.T.P.H	Industrie	Services	Autres	Total
Nombre	2035	1286	88	2242	1241	6892
Pourcentage	29.53	18.66	1.28	32.53	18.01	100.00

Source : Monographie de la wilaya de Jijel. 2008

Le secteur de l'agriculture représente le second pourcentage après les services. Il représente 29% activités exercées dans la commune El Ancer.

IV. Etat de nuisance de pollutions

IV.1. Emission dans l'atmosphère :

De manière générale l'élément principale émis par les soulèvements de poussière suite au :

- Trafic routier au niveau de la RN 43

La pollution atmosphérique est définie comme la présence d'impuretés dans l'air pouvant provoquer un gêne notable le confort ou la santé et un dommage au bien. Elle provient des gaz d'échappement des particules solides de poussières ou encore des rayonnements c'est aussi une modification chimique ou physique du milieu naturel.

A. Pollution d'origine agricole :

L'agriculture constitue la première cause des pollutions diffuses des ressources en eau. Les activités agricoles sont largement impliquées dans les apports d'azote et, surtout, de ses

dérivés (nitrates et nitrites), que l'on trouve en forte concentration dans les engrais, mais aussi dans les lisiers et purins d'élevage. L'agriculture apporterait entre un tiers et deux tiers de l'azote présent dans l'eau.

Dans les régions à dominance agricole, les pesticides utilisés pour le traitement des cultures sont également une source connue de la dégradation des ressources en eau. Sous l'appellation « produits phytosanitaires »

- ❖ Les engrais apportent aux végétaux cultivés les nutriments à leur croissance. Les trois principaux sont : l'azote, le phosphore et le potassium.
- ❖ Les pesticides sont des produits chimiques destinés à détruire les champignons (fongicides), les mauvaises herbes (herbicides), les vers de terre (nématocides) et insectes qui parasitent les cultures.
- ❖ Le ruissellement des eaux de pluie ou d'arrosage draine le sol et transporte vers des cours d'eau les produits de traitement des cultures (engrais et pesticides).
- ❖ L'infiltration d'eau, de pluie ou d'arrosage, entraînent vers les nappes phréatiques les mêmes produits de traitement des cultures (engrais et pesticides).

B. La pollution des sols :

La pollution des sols peut être diffuse ou locale, d'origine industrielle, agricole (suite à l'utilisation massive d'engrais ou de pesticides qui s'infiltrent dans les sols). Ces pollutions agricoles peuvent avoir plusieurs impacts sur la santé humaine, en touchant des nappes phréatiques d'une part et en contaminant par bioaccumulation les poussants sur ces sols d'autre part.

C. Pollution de l'eau :

La pollution de l'eau peut avoir diverses origines parmi lesquelles :

Les exploitations agricoles industrielles : qui rejettent divers engrais (comme des nitrates) ou les phytosanitaires peuvent polluer les nappes phréatiques et entraîner la fermeture de points de captages d'eau potable si leur présence est trop importante.

IV.2. Impact liés à l'activité de projet de réhabilitation du périmètre :

A. Impact des eaux d'irrigation :

Les ressources des eaux d'irrigation sont les eaux du barrage d'IRDJANNA. L'impact de ces eaux est négligeable, mais lorsque il s'agit de l'emploi de pesticides (insecticide, herbicide...) dans l'agriculture et l'azote comme engrais. Il y a pollution lorsque ces techniques détruisent la faune et la flore.

- Les nitrates :

L'azote ou engrais azoté se transforme en nitrates. Quand l'azote se dissout dans le sol il se transforme en nitrates il est indispensable au développement des plantes.

Mais lorsque les agriculteurs mettent trop d'engrais par rapport aux besoins des plantes, l'engrais s'infiltré dans la terre avec l'eau de pluie, se transforme en nitrates et peut polluer les nappes phréatiques.

Ils sont très dangereux pour l'homme, pour la faune et pour la flore.

B. Impact des déchets solides :

Ces cinquante dernières années l'agriculture a changé avec le nombre de vaches. Comme il y a plus de bêtes, il y a de fumier. Si on met le tas il ne peut pas se décomposer et reste emporté par les eaux. Il va ainsi polluer les rivières et les nappes souterraines. Dès que le fumier arrive dans les océans, il va nourrir les algues qui se multiplient et prennent tout l'oxygène. En conséquence les poissons meurent.

C. Impact de l'amiante :

On retrouve des quantités négligeables de fibres d'amiante dans le sol et l'eau, qui sont présentes à l'état naturel ou par suite de l'action humaine.

Les résultats de la plupart des études publiées indiquent que l'eau des sources contient déjà des fibres d'amiantes avant de passer par système de conduits en amiante-ciment.

En règle générale, les conduites en amiante-ciment n'accroissent pas sensiblement le contenu de l'eau en fibres d'amiante et que les quantités trouvées sont celles que l'on trouve dans l'environnement.

D. Impact des eaux d'irrigation :

- **Population** : l'aménagement du périmètre aide la population à stabiliser dans leurs domiciles et de diminuer l'émigration vers d'autres zones pour la recherche d'emploi ;
- **L'emploi** : étant donné que la population des communes du périmètre exerce dans le domaine de l'agriculture, l'aménagement du périmètre offre de nouveaux postes surtout pour les diplômés pour exploiter cette richesse.
- **L'économie** : l'impact économique de l'aménagement du périmètre est positif, la satisfaction du marché local en légumes et fruits, l'augmentation du rendement.

IV.3. Mesures prévues pour réduire l'impact des pollutions

Le projet de réhabilitation du périmètre de Belghimouz devra prendre en considération les mesures envisagées pour réduire les pollutions, avec une technologie disponible et abordable à un coût économique acceptable.

L'utilisation raisonnable des engrais chimiques en respectant les doses limitées pour chaque culture ainsi que la période indiquée. Il faut bien tenir compte de la date d'exploitation des produits et comment éliminer les déchets périmés.

Il faut aussi respecter des distances par rapport aux cours d'eau. Au cours d'eau de l'utilisation des engrais.

- En mettant des pièges à insecte on peut définir la quantité de pesticides qu'on peut répandre : l'agriculteur ne traitera que si les insectes atteignent un nombre important et dangereux pour l'agriculture.

CHAPITRE

V

Calcul des besoins en eau

IV. Calcul de l'évapotranspiration potentielle ou de référence :

Les recherches actuelles sur les besoins en eau des cultures agricoles ne sont plus menées dans le seul but d'obtenir des données précises sur chaque plante, mais surtout elles sont s'orientes vers l'établissement de formules universelles. Elles permettent de calculer rationnellement ces besoins, dans n'importe q'elle région.

Pour cela, il existe plusieurs méthodes d'évaluation de l'évapotranspiration de référence, les plus employées, sont :

- Méthodes des lysimetres.
- Méthodes des stations expérimentales.
- Méthodes directes de l'évaporation.
- Méthodes empiriques.

En ce qui concerne notre projet, le calcul des besoins en eau des cultures est effectué à l'aide de logiciel **CROPWAT**, qui permet au passage, l'évaluation de l'évapotranspiration de référence, selon la méthode empirique la plus appropriée de M^r Penman et Monteith modifiée.

V. Méthode de M^r Penman et Motheit modifiée :

En Angleterre, précisément en 1948, M^r Penman et Motheit ont proposés une étude de l'évapotranspiration en reliant inséparablement l'énergie solaire incidente. Cette formule est limitée ou bien incomplète, du fait que cette dernière ne prenne pas en considérations l'effet de quelques paramètres météorologiques.

Les expériences ont montres que la formule telle q'elle est, s'applique mieux dans les régions humides, non loin de l'océan et essentiellement recouverte de végétation, que dans les zones arides ou semi arides de faibles humidité.

Pour cela, nous adaptons la nouvelle formule de M^r Penman et Motheit, modifiée, qui prenne en compte l'effet du paramètre vent, ainsi que les corrections supplémentaires qui tiennent comptent des conditions météorologique diurne et nocturne.

L'expérience a montré que l'expression obtenue, prédirait de près, l'évapotranspiration de référence, non seulement dans des régions humides et fraîches comme en Angleterre, mais aussi dans des zones très chaudes et semi arides.

La formule de M^r Penman et Motheit modifiée se présentant comme suite :

$$ET_0 = C \times [W \times Rn + (1 - W) \times F(u) \times (ea - ed)] \dots \dots \dots (V-2).$$

Tel que :

ET₀ : représente l'évapotranspiration de référence, exprimées en mm /jour.

W : facteur de pondération tenant compte de l'effet de rayonnement a différente température et altitude.

Rn : rayonnement net en évaporation équivalente, exprime en mm/jour.

F(u) : fonction liée au vent.

ea : tension de vapeur saturante a la température moyenne de l'air, en millibars.

ed : tension de vapeur réelle moyenne de l'air, exprimée en millibars.

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

Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalisé à l'aide d'un logiciel appelé **CROPWAT**, fonde sur la méthode de M^r Penman et Motheit, modifiée et recommandée par la consultation des experts de la **FAO** tenue a Rome en mai 1990.

Pour l'exploitation du logiciel, nous devons fournir les informations mensuelles de la station météorologique, la méthode adoptée emploie les informations homogènes et fiables suivantes :

- Température : Les températures moyennes mensuelles sont données en degré Celsius.
- Humidité de l'air : l'humidité relative de l'air exprime en pourcentage %.
- Insolation journalière : L'insolation journalière donnée en heures d'insolation.
- Vitesse de vent : La vitesse du vent peut être introduite en m/s.

Tableau N°V.2 : représente l'évapotranspiration de référence ET_0 , calculée à l'aide du logiciel **CROPWAT**

Evapotranspiration de référence ET_0 de Penman et Monteith							
Pays : ALGERIE		Station climatique				: El Milia	
(22ans)		Altitude : 105 mètres		Latitude : 36°			
MOIS	Temp-min C°	Temp-max C°	Humidité %	Vent m/s	Insolation heures	Radiation MJ/m ² .jour	ET_0 Penman mm/jour
Janvier	3.40	20.00	71	2	5.3	9.1	2.00
Février	4.66	21.41	69	4	7.5	13.5	3.46
Mars	3.98	25.58	67	2	7.6	16.7	3.76
Avril	8.06	28.07	62	2	8.6	20.8	4.78
Mai	11.04	30.86	63	1	8.4	22.0	4.65
Juin	14.16	35.60	62	1	11.2	26.6	5.85
Juillet	17.42	39.24	58	1	11.9	27.3	6.34
Août	16.09	35.55	69	2	10.3	23.7	6.21
Septembre	15.49	35.82	64	2	9.5	20.1	5.38
Octobre	12.34	33.45	68	3	8.1	15.1	4.93
Novembre	8.48	26.91	69	3	7.1	11.3	3.61
Décembre	4.69	22.12	71	3	5.1	8.3	2.58
Moyenne	9.7	29.5	65	2.2	8.4	17.9	4.64

Figure N°V.1 : Représentation graphique des évapotranspirations de référence

VI. 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.

Il est difficile d'évaluer les pluies efficaces sans avoir recours à des mesures effectuées pendant de longues périodes, en différents endroits.

Par conséquent, en l'absence de telles données, nous utiliserons couramment des méthodes expérimentales, cas de la méthode de pourcentage fixe basée sur les formules (V.3) et (V.4), adaptée pour notre projet.

$$P_{\text{eff}} = 0,8 \times P_{p\%} \quad \dots\dots\dots (V.4).$$

Avec :

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

$P_{p\%}$: pluie annuelle de probabilité de dépassement de 80%, en (mm/mois).

Les valeurs mensuelles de ET_0 , $P_{80\%}$ et P_{eff} sont regroupées dans le tableau (V-2).

Tableau N°V.3 : Les précipitations efficaces.

Pays : ALGERIE Station climatique : EL Milia (22ans)			
Mois	ET_0 mm/jour	$P_{80\%}$ mm/mois	Pluie eff mm/mois
Janvier	2.00	39.51	31.61
Février	3.46	32.06	25.65
Mars	3.76	35.39	28.31
Avril	4.78	33.54	26.83
Mai	4.65	24.99	19.99
Juin	5.85	7.27	5.82
Juillet	6.34	2.23	1.78
Août	6.21	6.24	4.99
Septembre	5.38	22.75	18.20
Octobre	4.93	33.51	26.81
Novembre	3.61	40.84	32.67
Décembre	2.58	58.65	46.92
Totaux (mois)	1606.5	336.98	269.58
Précipitation efficaces : 80 %.			

VII. Les besoins en eau des cultures suivant le calendrier cultural :

L'appréciation des besoins en eau des cultures, par le logiciel **CROPWAT**, nécessite l'introduction des renseignements ci-après :

*Durée des phases de croissance (en jour) : initiale, mi-saison, développement et récolte.

*Coefficients culturaux (K_c) : pour chaque phase de croissance.

*Profondeur d'enracinement (P) en (mètre) : deux valeurs sont entrées celle de la phase initiale et celle de la phase plein développement.

*Tarissement admissible (p) du sol, exprime en fraction d'humidités totales disponibles :

C'est le niveau critique de l'humidité du sol à partir du quel le stress dû au manque d'eau se fait sentir, affectant l'évapotranspiration et la production de la plante.

*Coefficients de réponse du rendement K_Y : pour estimer les productions dues au stress hydrique, nous devons connaître les différents coefficients de réponse pour chaque phase de croissance.

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETM - (P_{eff} + RFU) \dots\dots\dots (V-5)$$

Avec : B : besoin en eau d'irrigation (mm)

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

RFU : réserve facilement utilisable

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}).D_a.Z \dots\dots\dots (V-6)$$

Avec 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

$P_{eff} = A \cdot \text{pluie}$; ou $A = 0,8$ à $0,9$ (pour notre cas on a prendre $A = 0,8$)

L'irrigation est fait lorsque $B > 0$, (d'après la formule (V-6).

$H_{cc} = 27\%$

$H_{pf} = 13\%$

$Z = (1 \div 2) \text{ m}$; donc $Z = 1,2 \text{ m}$

VIII. BESOINS NETS ET BRUTS EN EAU SUIVANT LE CALENDRIER CULTURAL :

L'appréciation des besoins nets en eau des cultures, par le logiciel Cropwat 8.0, nécessite l'introduction des renseignements ci-après :

- Durée des phases de croissance en (jour) : initiale, mi-saison, développement et récolte.
- Coefficients culturaux : pour les phases : initiale, mi-saison, et de récolte doivent être donnés et ceux de la phase de développement, sont déduits par interpolation linéaire.
- Profondeur d'enracinement (P) en (mètre) : la réserve facilement utilisable (RFU) par la plante, dépend directement de la profondeur d'enracinement, d'où deux valeurs sont requises ; celle de la phase initiale et celle de la phase plein développement, quant aux autres elles sont interpolées par le programme.
- Tarissement admissible (p) du sol, exprimé en fractions d'humidité totales disponibles: C'est le niveau critique de l'humidité du sol à partir duquel le stress dû au manque d'eau se fait sentir, affectant l'évapotranspiration et la production de la plante.
- Coefficients de réponse du rendement : pour estimer les réductions dues au stress hydrique, nous devons connaître les différents coefficients de réponse pour chaque phase de croissance.

Les besoins totaux de notre périmètre sont représentés da le tableau suivant :

Tableau N°V.4 : besoin en eau d'irrigation de périmètre d'BELGHIMOUZ

Cultures	Superficie En ha	B net mm/ha	B net m ³ /ha	B net totaux mm	Efficien ce %	B bruts m ³ /ha	B bruts m ³
Cultures maraîchères							
Tomate	115	618.05	6180.5	71075.75	0.8	7725.63	888446.88
Poivron	95	655.41	6554.1	62263.95	0.75	8738.80	830186.00
pastèque	80	415.42	4154.2	33233.6	0.75	5538.93	443114.67
p/de terre	120	52.58	525.8	6309.6		701.07	84128.00
Cultures arborescentes							
Agrumes	80	566.54	5665.4	45323.2	0.85	6665.18	533214.12
Oliviers	130	585.61	5856.1	76129.3	0.85	6889.53	895638.82
Pommiers	126	711.44	7114.4	89641.44	0.85	8369.88	1054605.18
Totaux m³	746	3605.05	36050.5	383976.84	/	44629.01	4729333.66

Les besoins en eau pour le périmètre de Belghimouz 746 ha sont de **4,73 Mm³**.

IX. CALCUL DES DEBITS A TRANSITE PAR LE RESEAU COLLECTIF :

Les conditions de la desserte envisagée plan de bornage, pression à délivrer, modalité d'utilisation des prises et le tracé du réseau, les débits à transiter par chaque tronçon doivent être définis après avoir déterminé le débit spécifique.

IX.1 -Débits spécifiques :

Le but est de définir les débits nécessaires que le système d'irrigation doit véhiculer pour répondre à la demande en eau des cultures. Les débits spécifiques sont définis d'après les besoins en eau de chaque culture, évalués précédemment à partir de la répartition culturale. Ces débits spécifiques sont définis par la formule ci d'après et permettront de déterminer les débits à la parcelle et à l'entête de l'entité d'étude.

$$q = \frac{B_m \times 10000}{T \times t \times 3600} \dots \dots \dots (l/s/ha)$$

Tels que : B_m : Besoins mensuels maximum net en m³/ha.

T : Temps d'irrigation par jour ≈ 22 j/h

t : Durée d'irrigation en jours = 26 jours.

K : Coefficient d'efficience globale du système d'irrigation $\approx 0,75$

$$q = \frac{175,11 \times 10000}{22 \times 26 \times 3600} = \mathbf{0,85} \quad (l/s/ha)$$

IX.2 -Débits caractéristiques :

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

$$Q = S \times qs \dots\dots\dots(V.7)$$

Avec :

Q : Débit caractéristique en (l/s).

qs : Débit spécifique de pointe du modèle le plus exigeant en (l/s/ha).

S : Surface agricole utile du secteur en (ha)

$$\begin{aligned} Q &= 0,85 \times 764 \text{ha} = 634.1 \text{ l/s} \\ &= 0,634 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Tableau 7.3 : besoins en eau d'irrigation des pommiers.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
ET ₀ mm/jour	5.38	4.93	3.61	2.58	2	3.46	3.76	4.78	4.65	5.85	6.34	6.21
ET ₀ mm/mois	161.4	152.83	108.3	79.98	62.00	96.88	116.56	143.40	144.15	175.5	196.54	192.51
Kc	0.87	0.82	0.8	0.78	0.7	0.7	0.5	0.62	0.75	0.82	0.9	0.95
ETM mm/mois	140.42	125.32	86.64	62.38	43.40	67.82	58.28	88.91	108.11	143.91	176.89	182.88
P eff	18.20	26.81	32.67	46.92	31.61	25.65	28.31	26.83	19.99	5.82	1.78	4.99
RFU	0	100	100	100	136	124.21	82.04	52.07	0	0	0	0
B	-122.22	1.49	46.03	84.54	124.21	82.04	52.07	-10.00	-88.12	-138.09	-175.11	-177.89

Tableau 7.4 : besoins en eau d'irrigation des agrumes.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
ET ₀ mm/jour	5.38	4.93	3.61	2.58	2	3.46	3.76	4.78	4.65	5.85	6.34	6.21
ET ₀ mm/mois	161.4	152.83	108.3	79.98	62.00	96.88	116.56	143.40	144.15	175.5	196.54	192.51
Kc	0.7	0.68	0.66	0.65	0.64	0.65	0.65	0.68	0.7	0.71	0.69	0.7
ETM mm/mois	112.98	103.92	71.48	51.99	39.68	62.97	75.76	97.51	100.91	124.61	135.61	134.76
P eff	18.20	26.81	32.67	46.92	31.61	25.65	28.31	26.83	19.99	5.82	1.78	4.99
RFU	0	100	136	136	136	136	95.77	42.49	0.00	0.00	0.00	0.00
B	-94.78	22.89	61.19	94.93	127.93	90.61	43.15	-27.53	-80.92	-118.79	-133.83	-129.77

Tableau 7.5 : besoins en eau d'irrigation des oliviers.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
ET ₀ mm/jour	5.38	4.93	3.61	2.58	2	3.46	3.76	4.78	4.65	5.85	6.34	6.21
ET ₀ mm/mois	161.4	152.83	108.3	79.98	62.00	96.88	116.56	143.40	144.15	175.5	196.54	192.51
Kc	0.69	0.7	0.67	0.77	0.65	0.68	0.7	0.68	0.65	0.67	0.68	0.69
ETM mm/mois	111.37	106.98	72.56	61.58	40.30	65.88	81.59	97.51	93.70	117.59	133.65	132.83
P eff	18.20	26.81	32.67	46.92	31.61	25.65	28.31	26.83	19.99	5.82	1.78	4.99
RFU	0	100	100	100	136	127.93	90.61	43.15	0	0	0	0
B	-93.17	19.83	96.11	121.34	127.31	95.77	42.49	-28.19	-73.71	-111.77	-131.87	-127.84

Tableau 7.6 : besoins en eau d'irrigation des pommes de terre.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
ET ₀ mm/jour	5.38	4.93	3.61	2.58	2	3.46	3.76	4.78	4.65	5.85	6.34	6.21
ET ₀ mm/mois	161.4	152.83	108.3	79.98	62.00	96.88	116.56	143.40	144.15	175.5	196.54	192.51
Kc		0.5	0.8	1.1	0.8							
ETM mm/mois		76.42	86.64	87.98	49.60							
P eff	18.20	26.81	32.67	46.92	31.61	25.65	28.31	26.83	19.99	5.82	1.78	4.99
RFU		17	34	45	55							
B		-32.61	-19.97	3.94	37.01							

Tableau 7.7 : besoins en eau d'irrigation des tomates.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
ET₀ mm/jour	5.38	4.93	3.61	2.58	2	3.46	3.76	4.78	4.65	5.85	6.34	6.21
ET₀ mm/mois	161.4	152.83	108.3	79.98	62.00	96.88	116.56	143.40	144.15	175.5	196.54	192.51
Kc							0.6	0.8	1.1	1.15	0.85	
ETM mm/mois							69.94	114.72	158.57	201.83	167.06	
P eff	18.20	26.81	32.67	46.92	31.61	25.65	28.31	26.83	19.99	5.82	1.78	4.99
RFU							11.33					
B							-30.30	-87.89	-138.58	-196.01	-165.28	

Tableau 7.8 : besoins en eau d'irrigation des pastèques.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
ET₀ mm/jour	5.38	4.93	3.61	2.58	2	3.46	3.76	4.78	4.65	5.85	6.34	6.21
ET₀ mm/mois	161.4	152.83	108.3	79.98	62.00	96.88	116.56	143.40	144.15	175.5	196.54	192.51
Kc								0.4	0.7	1	0.75	
ETM mm/mois								57.36	100.91	175.50	147.41	
P eff	18.20	26.81	32.67	46.92	31.61	25.65	28.31	26.83	19.99	5.82	1.78	4.99
RFU								11.33				
B								-19.20	-80.92	-169.68	-145.63	

Tableau 7.9 : besoins en eau d'irrigation des poivrons.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
ET ₀ mm/jour	5.38	4.93	3.61	2.58	2	3.46	3.76	4.78	4.65	5.85	6.34	6.21
ET ₀ mm/mois	161.4	152.83	108.3	79.98	62.00	96.88	116.56	143.40	144.15	175.5	196.54	192.51
Kc								0.6	0.8	1.05	1	0.9
ETM mm/mois								86.04	115.32	184.28	196.54	173.26
P eff	18.20	26.81	32.67	46.92	31.61	25.65	28.31	26.83	19.99	5.82	1.78	4.99
RFU								11,33				
B								-47.88	-95.33	-178.46	-175.10	-158.64

Après le calcul des besoins des cultures on reporte sur un tableau les résultats mois par mois. Nous pouvons ainsi dégager le mois de pointe qui correspond au mois où la demande en eau est maximale.

Tableau 7.10 : besoins en eau d'irrigation des cultures pour chaque mois.

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Mai.	Jui.	Juil.	Aou.
Pommiers	122.22	00	00	00	00	00	00	10.00	88.12	138.09	175.11	177.89
Oliviers	94.78		00	00	00	00	00	27.53	80.92	118.79	133.83	129.77
Agrumes	93.17	00	00	00	00	00	00	28.19	73.71	111.77	131.87	127.84
Pomme de terre	00	32.61	19.97	00	00	00	00	00	00	00	00	00
Tomates	00	00	00	00	00	00	30.30	87.89	138.58	196.01	165.28	00
Pastèques	00	00	00	00	00	00	00	19.20	80.92	169.68	145.63	00
Poivrons	00	00	00	00	00	00	00	47.88	95.33	178.46	175.10	168.27
totales	310.16	32.61	19.97	0.00	0.00	0.00	30.30	220.69	557.57	912.78	926.47	594.14

Conclusion:

L'évaluation quantitative des besoins en eau d'irrigation, nécessite de prendre en compte l'information météorologique. Ceci est réalisé par l'intermédiaire des variables pluies (mesurée) et ETP (calculée)

Pour l'estimation des quantités d'eau nécessaire, on a référé à la variabilité spatiale au niveau régional. Cette méthode a l'avantage de ne nécessiter aucune hypothèse sur la réserve utile du sol mais elle suppose implicitement que le sol ne contribue pas par sa propre réserve en eau à l'évapotranspiration.

On a déterminé l'évapotranspiration de référence ET_0 , et les précipitations efficaces ainsi que les besoins en eau à apporter pour les différentes cultures à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0, et on a calculé les besoins bruts et nets pour les différentes cultures. En définitif, il faudra prévoir une disponibilité annuelle brute d'environ de 4.73 Mm^3 d'eau d'irrigation, qui permettra aux agriculteurs de permuter et de diversifier leur plan de cultures, tout en garantissant leur besoins en eau d'irrigation, avec une marge de sécurité satisfaisante pour le secteur pris en compte.

CHAPITRE

VI

Calcul d'adduction

Introduction

Dans ce chapitre on va proposer des variantes pour ce projet de l'adduction, évidemment le choix final sera celui d'une seule variante et pour pouvoir choisir on doit mettre en évidence ces variantes et faire une comparaison sur le plan technico-économique.

A la suite on entamera un calcul rigoureux des éléments constituant la variante de l'adduction retenue et le choix les matériaux propices pour cette dernière.

VI.1. Type d'adduction

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire ;
- Adduction par refoulement ;
- Adduction mixte.

A- Adduction gravitaire :

C'est une adduction où l'écoulement se fait gravitairement. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte supérieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

B- Adduction par refoulement :

C'est une adduction où l'écoulement se fait sous pression à l'aide des machines hydro-électriques. On rencontre ce type d'adduction dans le cas où la source se situe à une côte inférieure à la côte piézométrique de l'ouvrage d'arrivée.

C- Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

VI.2. Critères de choix de tracé

L'emplacement des réservoirs étant fixé, il est nécessaire de prévoir un tracé pour l'adduction, et ce tracé doit :

- Avoir un itinéraire aussi direct que possible.
- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Eviter la multiplication des ouvrages coûteux ou fragiles (traversés de rivière, route, chemin de fer etc....).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Entraîner des dépenses aussi faibles que possible de construction en évitant les points hauts sur le refoulement (construction de cheminée d'équilibre)

- Le choix d'un tracé en bordure des routes et chemins présente un certain nombre d'avantages :
 - Travaux de terrassement et approvisionnement des tuyaux souvent moins onéreux.
 - Accès facile aux regards contenant des appareils de robinetterie.
- on essaye toujours d'éviter les contres pentes qui donnent des cantonnements d'air, de plus, en période d'arrêt de pompe, il y peut avoir une cavitation entraînant une rupture de la veine liquide pouvant occasionner des éclatements de canalisation.
- Le tracé en plan sera conçu compte tenu de la possibilité de réaliser le profil en long idéal avec des coudes largement ouverts afin d'éviter les butées importantes. A cet effet, on sera peut être amené à ne pas suivre l'accotement des routes, et par conséquent franchir certains terrains particuliers.
- Si notre tracé se trouve topographiquement accidenté où une suite de points hauts surgit, des cantonnements d'air pourront avoir lieu en ces points qui peuvent entraîner des cavitations, dans ces cas des dispositifs anti-béliers peuvent être installés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où l'adduction sera mixte (refoulement-gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours chercher à raccourcir le tronçon de refoulement s'il ya lieu.

VI.3. Choix du tracé

En essayant de suivre les recommandations sus citées, et en tenant compte de la topographie, le tracé adéquat est de sorte qu'il remonte le long de l'Oued Irdjana (affluent RG de l'oued Irdjana en aval du barrage), traverse la RN 43 a une distance de 4,5 km vers la station de pompage et rejoint l'Oued El Kebir.

VI.4.Choix du matériau de la conduite

Le choix du matériau des conduites enterrées pour le transport du fluide dépend aussi bien de leur faisabilité technique qu'économique.

✓ Sur le plan technique cette faisabilité dépend de plusieurs exigences telles que :

- Résistance aux attaques chimiques, aux pressions et à la résistance des charges mobiles ;
- Adaptation aux terrains de pose ;
- Bonne étanchéité ;
- Facilité d'entretien et de mise en service.

✓ Sur le plan économique cette faisabilité dépend essentiellement :

- Du prix de la fourniture et du transport ;
- De leur disponibilité sur le marché local (de préférence).

Parmi les types de conduites utilisés dans le domaine d'irrigation, on distingue: les conduites en PEHD:

Le PEHD est un matériau apte à prendre en charge de grandes pressions, il est incorrodable, sa pose par soudeur électrique se fait sans grande contrainte. Néanmoins les grands diamètres supérieurs à $\Phi 300$ sont commercialisés à l'heure Actuelle, ils nécessitent beaucoup de pièces spéciales ainsi son prix devient onéreux mais acceptable par rapport à la longévité de la conduite.

Conclusion :

Des variantes sont possibles concernant la nature des canalisations. Les spécifications ci-après sont relatives à la solution acier. Dans notre adduction on a choisi des conduites en PEHD vu leur résistance et leur capacité à s'adapter à la nature du terrain qui est relativement accidenté et donc le risque d'avoir des pressions importantes dans l'adduction.

VI.5. Calcul hydraulique**a) Cas gravitaire :**

La formule la plus utilisée pour le calcul de la perte de charge pour un écoulement dans une conduite est celle de Darcy-Weisbach :

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_e * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (\text{VI.1})$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge ;

L_e : 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 (m) ;

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,10 * L_g$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

Q : Débit véhiculé par la conduite (m^3/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 VII.1

Tableau N°VI.1 : 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

On déduit alors le diamètre calculé de la conduite gravitaire :

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_e * Q^\beta}{\Delta H_t}} \quad (\text{VI.2})$$

On opte pour des conduite en PEHD et on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,77$

b) Cas de refoulement

Le choix de la gamme des diamètres sur laquelle portera notre étude sera donné par les relations :

$$D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonin}) \quad (\text{VI.3})$$

$$D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bresse}) \quad (\text{VI.4})$$

D_{ec} : diamètre économique de la conduite (m) ;

Q : débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

Remarque : La formule de Bresse n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite $\leq 1 \text{ Km}$).

- **Caractéristiques de l'adduction**

Hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{VI.5})$$

H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

$\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{VI.6})$$

Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{VI.7})$$

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;

Q : Débit à refouler (m^3/s) ;

L : longueur géométrique de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86Ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{VI.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log}(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}}) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{VI.9})$$

Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (II.11)

$$R_e : \text{Nombre de Reynolds ;} \quad R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{VI.10})$$

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

D : diamètre de la conduite (m) ;

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s).

ε : Rugosité absolue de la conduite ;

VI.6. Proposition de variantes

1. Variante N°1 :

Dans cette variante on va opter pour une adduction mixte, c'est-à-dire que le projet se compose d'un tronçon en refoulement suivie d'un autre gravitaire.

En effet l'eau est pompée immédiatement en aval du barrage de Irdjana jusqu'à un réservoir de relais situé au Est de MECHTA EL KADA vers la côte 150 NGA puis gravitairement jusqu'au notre réservoir au Belghimouz.

2. Variante N°2 :

Dans cette variante l'eau de la retenue de Irdjanna se fait gravitairement dans l'oued jusqu'à un point plus bas en aval où devront être édifiés un seuil de prise d'eau et une station de pompage. Le refoulement se fait ensuite par une conduite enterrée et en charge qui remonte le long de la route nationale N°43 en évitant les traversées de zones urbanisées, la station de pompage sera implantée à une côte de 5m et qui contiendra un groupe de pompes pour le renforcement d'irrigation de Belghimouz.

VI.7. Discussion des résultats

Le choix de la variante à adopter doit d'abord passer par une étude préliminaire qui va départager les variantes entre elles et bien sûr le choix portera sur celle qui est la plus économique et qui respecte les caractéristiques hydrauliques.

✓ Variante N°1 :

C'est une adduction mixte refoulement-gravitaire, donc pour le dimensionnement ces deux parties doivent être étudiées appart, de plus il faut dimensionner le réservoir d'équilibre reliant les deux adductions.

Donc on va dimensionner un diamètre économique et un diamètre avantageux, cela dit le calcul exact du diamètre est la laborieux et ça nécessite l'étude préalable de la station de pompage donc pour pouvoir départager les variantes on va opter pour l'une des formules simplifiés du calcul du diamètre économique, et notre choix porte sur l'application de la formule de Bonin avec :

$$D_{éc} = \sqrt{Q}$$

Donc on trouve les résultats suivants :

- Pour le coté aspiration, la conduite est dimensionner de sorte à avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s afin d'éviter le problème de cavitation, D'où on prend $D_{asp} = 750$ mm et on vérifie la vitesse d'aspiration $V = Q/s = 1,43$ m/s acceptable.

- Pour le coté refoulement, comme suscité on applique la formule de Bonin et on trouve que $D_{ec} = 800$ mm

- Pour la partie gravitaire, on a les côtes aux extrémités qui sont dénivelées de 30 m, en appliquant la formule de pertes de charges $\Delta H_t = \frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{D_{av}^m}$

- On opte pour des conduite en PEHD et on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,77$

- Donc on calcule le diamètre $D_{av} = \sqrt[m]{\frac{K' \times L_e \times Q^\beta}{\Delta H_t}} = 0,546 \text{ m}$

Donc on adopte un diamètre avantageux de 600 mm.

- ✓ Variante N°2 :

C'est une adduction à injection directe jusqu'au barrage de Irdjanna, donc on va dimensionner un seule diamètre qui sera un diamètre économique.

- Pour le coté aspiration, la conduite est dimensionner de sorte à avoir une vitesse inférieure à 2 m/s afin d'éviter le problème de cavitation D'où on prend $D_{asp} = 650 \text{ mm}$ et on vérifie la vitesse d'aspiration $V = Q/s = 1,1 \text{ m/s}$ acceptable.

- Pour le coté refoulement, comme suscité on applique la formule de Bonin et on trouve que $D_{ec} = 800 \text{ mm}$.

Conclusion

La différence entre la Variante N°1 et la Variante N°2 se résume dans la longueur du refoulement telle que dans la variante N°1 on a une longueur de 1,3 Km et longueur gravitaire de 3,59 m et $H_{mt} = 30 \text{ m}$

La Variante N°2 une longueur de refoulement de 1,2 km et longueur d'gravitaire de 4,65 km

La Variante N°1 est plus économique que la Variante N°2 mais il y a

- des risques de faible risque pression
- la ligne piézométrique coupe le terrain naturel (écrêtement)

On a fait une étude préalable des différentes variantes qui est loin d'être méticuleuse mais qui va nous permettre de faire le choix de la variante à adopter dans la suite du projet.

On a illustré les différentes variantes possibles pour cet aménagement et on a établis leur étude qui est loin d'être exacte mais qui nous a permis de choisir la variante à adopter pour la suite du projet.

L'étude nous a permis d'éliminer la variante N°1 et de choisir la variante N°2 pour la suite du projet. La variante N°1 constituée nécessite un réservoir qui reliant les deux parties.

VI.8. Dimensionnement de l'adduction

VI.8.1. Dimensionnement du tronçon gravitaire :

Ce tronçon relie le barrage d'Irdjanna et la station de pompage situé juste à l'amont de la retenue d'Oued El Kebir qui sera projeté à une cote de 5 m NGA.

Le diamètre de l'adduction étant inconnu, donc on va se baser sur le calcul de ce dernier par l'intermédiaire de la charge disponible Hd.

Telle que $H_d = 50 - 5 = 45 \text{ m}$

Mais par hypothèse on suppose que la charge disponible est égale à la perte de charge engendrée dans la conduite.

D'où $\Delta H = H_d$

En appliquant la formule universelle de perte de charge de Darcy Weisbach (VII.3):

$$D_{av} = \sqrt[m]{\frac{k' \times L_e \times Q^\beta}{H_d}}$$

Donc on trouve :

$$D_{av} = \sqrt[4,772]{\frac{0,001052 \times 1,1 \times 4600 \times (0,634^2)}{45}} = 0,528 \text{ m}$$

Donc : $D_N = 600 \text{ mm}$

La perte de charge engendrée par la partie de diamètre 600 mm est :

$$\Delta H = \frac{0,001052 \times 1,1 \times 4600 \times 0,634^2}{0,6^{4,772}} = 22,26 \text{ m}$$

VI.8.2. Dimensionnement de l'adduction en refoulement

A. Conduite d'aspiration :

Notre station de pompage fonctionne en suppresseur c'est-à-dire que les pompes sont placées en charge.

La conduite d'aspiration est dimensionnée de sorte à éviter la cavitation et la formation de vortex, c'est pour cela qu'on doit impérativement avoir une vitesse d'aspiration en dessous de 1.5 m/s.

On calcule le diamètre limite qui correspond à la vitesse 1.5 m/s via l'équation de continuité $Q = V.S$.

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{Q}{V}$$

$$D'ou : D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,634}{\pi \cdot 1,5}} = 0,733 \text{ m}$$

Donc pour avoir une vitesse inférieure à 1.5 m/s il faut augmenter le diamètre d'aspiration, on opte pour le diamètre $D_{\text{aspiration}} = 750$ mm.

Vérification de la vitesse d'aspiration via l'équation de continuité:

$$V_{\text{asp}} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,634}{\pi \times (0,75)^2} = 1,43 \text{ m/s}$$

$V_{\text{asp}} < 1,5$ m/s donc le diamètre est parfaitement adéquat pour cette adduction. Donc la conduite d'aspiration est d'un diamètre $D=750$ mm et s'étale sur une longueur de 2100 m.

B. Tronçon de refoulement :

Ce tronçon relie la station de pompage et le réservoir de stockage il s'étale sur une longueur de 2100m, Son dimensionnement se base sur un calcul uniquement économique.

On va calculer un diamètre économique en utilisant la méthode qui se base sur la création de la courbe d'optimisation.

Notre station de pompage est installée en charge (en sur presseur) c'est-à-dire qu'il ya une pression positive à l'entrée de la station de pompage, mais dans la suite de nos calcul cette pression va être considérée comme étant nulle, évidemment ça va influencer sur le dimensionnement des pompes mais c'est une marge de sécurité pour notre adduction, en effet grâce à cette idée les dimensions du réservoir d'air (anti-bélier) vont être considérablement réduites et ainsi l'adduction va être bien plus protégée.

Donc : $H_g = \text{côte réservoir} - \text{Côte station de pompage}$

$$H_g = 64.5 - 5 = 59,5 \text{ m}$$

Le calcul des coefficients de frottements λ sera moyennant la formule de Colebrook, mais cette formule est implicite et donc on va employer le diagramme de Moody, avec une rugosité nominale $\varepsilon = 0,4$ mm

- **Calcul des frais d'exploitations**

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres

Tableau N°VI.2: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

D (mm)	Q (m ³ /s)	V (m/s)	ϵ/D	λ	L (m)	ΔH_t (m)	H _g (m)	H _{mt} (m)
400	0,634	5.05	0,001	0,020	2100	110.65	59.5	170.15
600	0,634	2.24	0.00067	0,018	2100	16.36	59.5	75.86
800	0,634	1.26	0.00050	0,017	2100	3.78	59.5	63.28
1000	0,634	0.81	0.00040	0,016	2100	1.2	59.5	60.70
1200	0,634	0.56	0.00033	0,016	2100	0.49	59.5	59.99

Les dépenses d'exploitation correspondant aux différents diamètres sont présentées dans le tableau II.8

Tableau N°VI.3 : Variation des dépenses annuelles d'exploitation en fonction du diamètre.

D (mm)	Q (m ³ /s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	Consommation Annuelle (Kwh)	Prix unitaire (DZD)	Dépenses annuelles (DZD)
400	0,634	170.15	1511.81	9932592.45	1,1	10925851.7
600	0,634	75.86	674.01	4428260.82	1,1	4871086.899
800	0,634	63.28	562.28	3694209.68	1,1	4063630.646
1000	0,634	60.70	539.29	3543124.02	1,1	3897436.42
1200	0,634	59.99	533.02	3501930.4	1,1	3852123.444

- **Calcul des frais d'investissements :**

Tableau N°V.4 : Variation des frais d'investissement en fonction du diamètre.

D (mm)	Prix ml (DZD)	L (mm)	PRIX (DZD)	ANNUITE	Investissements (DZD)
400	25301	2100	53132100	0.0888	4675624.8
600	32400	2100	68040000	0.088	5987520
800	40000	2100	84000000	0.088	7392000
1000	54355	2100	114145500	0.088	10044804
1200	69334	2100	145601400	0.088	12812923.2

- **Bilan des coûts (Exploitation - Investissement) :**

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'investissements on va faire la somme des ces frais pour calculer le bilan total des couts et on aura ainsi une courbe d'optimisation que par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau N°V.5 : Bilan des frais d'investissement et d'exploitation

D (mm)	Investissements (Million DZD)	Exploitation (Millions DZD)	Totale (Million DZD)
400	4,675624.8	10,9258517	15.6014765
600	5,987520	4,871086899	10.8586069
800	7,392000	4,063630646	11.45563065
1000	10,044804	3,89743642	13.94224042
1200	12,8129232	3,852123444	16.66504664

À partir de ce tableau on va illustrer graphiquement les résultats obtenu lors du calcul des investissements et du coût de l'exploitation et on aura ainsi une courbe d'optimisation.

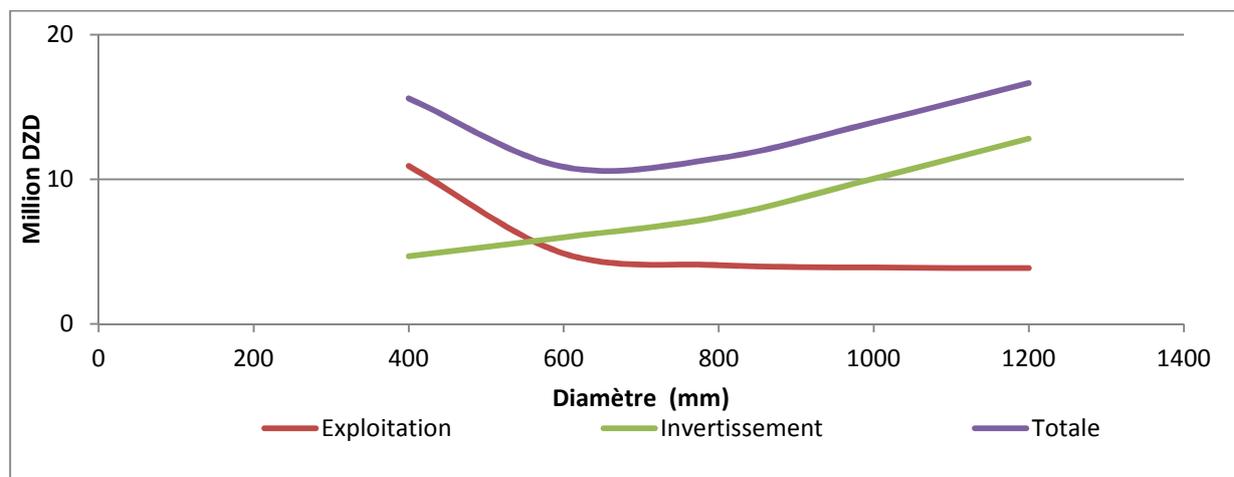


Figure VI.1 : Bilan des frais d'investissement et de l'exploitation

Interprétation de la figure VI.1:

Dans la figure on a illustré le coût total entre l'investissement et l'exploitation en fonction des différents diamètres possibles et d'après la courbe d'optimisation le diamètre économique est le diamètre 800 mm.

Vérification de la vitesse de refoulement :

$$V_{ref} = \frac{Q}{S} = \frac{4Q}{\pi D^2} = \frac{4 \times 0,634}{\pi \times 0,8^2} = 1,26 \text{ m/s}$$

$$V_{ref} < 2,5 \text{ m/s}$$

La vitesse est parfaitement admissible est donc le diamètre économique est le diamètre 800mm.
D'où :

$$D_{éc} = 800 \text{ mm}$$

Conclusion :

Le calcul de l'adduction a été de la façon la plus économique et techniques possibles afin d'avoir le coup minimale tout en respectant les consigne de sécurité de longévité de l'adduction.

En effet on a décomposé l'adduction en deux tronçons, le premier qui est gravitairement à partir de barrage d'Iredjana vers la station de pompage, et le deuxième tronçon qui refoule les eaux de la station vers le réservoir de stockage.

CHAPITRE

VII

Etude de la station de pompage

VII.1. Choix de la variante d'adduction par pompage et l'emplacement de la station :

L'ingénierie de l'homme et la difficulté de transporter de l'eau d'un niveau bas à un niveau haut l'ont incité à créer une machine qui transforme l'énergie électrique en énergie hydraulique qui est la pompe.

Or le transfert de volumes importants d'eau implique la réalisation de station de pompage qui abrite plus d'une pompe.

On trouve aussi dans une station de pompage les équipements auxiliaires tels que les vannes, les coudes, et les accessoires nécessaires au bon fonctionnement de la station comme le réservoir anti-bélier, les équipements de ventilation, le système de levage et de drainage en cas d'inondation.

Ces constructions se font suivant des schémas types, des dispositions plus adéquates pour un tel type de conditions d'exploitation, la construction dépend aussi du relief, de l'environnement. Et pour ces raisons on prend en considération certains paramètres essentiels.

- Il ne faut jamais construire la station de pompage, dans les zones sismiques et les zones non stables ;
- Les lignes d'électricité doivent être placées le long de champs d'isolement des routes et des quartiers d'habitations ;
- Il faut prendre en considération la distance entre la station de pompage et les différents ouvrages urbains, une distance qui assure l'élimination des dangers provoqués par l'un au l'autre ;
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement ;
- Choisir le cheminement le plus court pour la conduite de refoulement pour réduire les pertes de charges ainsi que les travaux de terrassement ;
- Construire la station de pompage en prenant en considération les normes internationales dans ce domaine.

La station de pompage doit être équipée de

- L'accès à tout l'ouvrage
- Plateforme avec une très bonne qualité de béton
- Prévoir des moyens de dérivation des eaux pluviales, drainage par des caniveaux
- Faire un profil en long de l'emplacement de la prise d'eau et la conduite de refoulement

A- Emplacement des réservoirs :

L'emplacement d'un réservoir pose souvent un problème, à cet effet ; On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- L'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération.
- La cote du radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau.

- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à assurer la pression nécessaire Vers un deuxième réservoir.

Le réservoir a un volume de 1000 m^3 et une forme rectangulaire de dimension de : $20 \times 10 \times 5$ m et un débit de 634 l/s

B- Calcul du débit maximum journalier :

Dans notre cas le débit maximum journalier c'est le débit caractéristique est de : $Q_{\text{car}} = 634 \text{ l/s}$
Alors notre débit de consommation est $Q_{\text{max,h}} = 2282,4 \text{ m}^3/\text{h}$

VII.2. Détermination de la hauteur d'élévation :

La hauteur d'élévation se calcule comme suivant :

$$H_{\text{cal}} = h_a + h_r + \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref}) + P_{\text{exh}} \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

- h_a : Hauteur d'aspiration (m) ;
- h_r : Hauteur de refoulement (m) ;
- $\sum h_p(\text{asp})$: Pertes de charges à l'aspiration (m) ;
- $\sum h_p(\text{ref})$: Pertes de charges au refoulement (m) ;
- P_{exh} : Pression nécessaire à l'exhaure (sortie du collecteur)
= $(1,0 \div 1,5) \text{ m}$; On prend $P_{\text{exh}} = 1 \text{ m}$

Pour notre cas : H_g : hauteur géométrique

$H_g = \text{cote de refoulement} - \text{cote d'aspiration plus haut}$

$H_a = 64,5 - 5 = 59,5$

$$\sum h_p = \sum h_p(\text{asp}) + \sum h_p(\text{ref})$$

$$= (1,15 \div 1,3) \sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} \quad (\text{pour } Q < 3 \text{ m}^3/\text{s})$$

et pour : $L_{\text{ref}} = 1000 \text{ m}$ on a $\sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = 4 \text{ m}$

Notre conduite de refoulement à une longueur de 2100 m .

D'où:

$$h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = \frac{2100}{1000} * 4 = 8,4 \text{ m} \quad (\text{VII.2})$$

$$\sum h_p(\text{ref})^{\text{lin}} = 8,4 \text{ m}$$

$$\sum h_p = 1,15 * 8,4 = 9,66 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } H_{\text{cal}} = 59,5 + 9,66 + 1 = 64,16 \text{ m}$$

$$H_{\text{cal}} = 64,16 \text{ m}$$

VII.3. Calcul du débit forcé :

Le débit forcé est donné par la formule suivante :

$$Q_f = Q_{\text{eq}} + \frac{W1 + W2}{T}$$

Avec : Q_{eq} : Débit d'équipement ;

$$Q_{eq} = \alpha \frac{W_j}{T}, \quad W_j/T = Q_{moyj} = 0,634 \text{ m}^3/\text{s}$$

α : Coefficient de correction, on prend $\alpha = 1,05$;

$$Q_{eq} = 1,05 * 0,634 = 0,666 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{eq} = 0,666 \text{ m}^3/\text{s}.$$

W_1 : Volume d'eau en excès = $0,666 \times 4 \times 3600 = 9590 \text{ m}^3$;

W_2 : Volume réservé pour autres besoins = 180 m^3 ;

$$Q_f = 0,666 + \frac{9590 + 180}{24 * 3600} = 0,779 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_f = 0,779 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{On a le coefficient } X = \frac{Q_f}{Q_{eq}} = \frac{0,779}{0,666} = 1,16$$

$$\text{Donc :} \quad Q_f = 0,779 \text{ m}^3/\text{s} = 2804 \text{ m}^3/\text{h}$$

VII.4. Détermination du nombre de pompe:

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum.

Le nombre des pompes principales repose sur le rendement, la puissance, l'encombrement...

Pour le choix des pompes on a deux types de pompe qu'on peut utiliser, des pompes centrifuges horizontales

Donc notre choix est basé sur le nombre, et le type des pompes à utiliser.

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes
- Rendement plus important.
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale

Le nombre de tours par min plus important

VII.4.1. Choix du nombre de pompe Centrifuge à double flux :

Pour procédure on fait le choix de nombre de pompes optimal pour le type en double flux en utilisant le catalogue des pompes à double flux.

Pour le calcul de nombre de pompe on utilise la loi suivant :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n}$$

Q_f : Débit forcée

n : nombre de pompes

Les résultats de calcul représentent dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Variantes pour le choix de la pompe à double flux

N	Q_{cal} (m^3/s)	H_{cal} (mce)	Pompe choisie	η (%)	n (tr/min)	P_{abs} (Kw)	P_a (KW)	(NPSH) r (m)
1	0,779	64,16	MP500 N°2	84.5	1480	580	490	7.2
2	0.39	64,16	MPE500 N°2	77	300	300	230	6,8
3	0,26	64,16	MPE500 N°2	77	300	300	230	6,8

D'où d'après le catalogue on trouve que la pompe choisit et la pompe MP500 N°2 à comme caractéristiques :

- Diamètre d'orifice d'aspiration $D_{Na} = 500$ mm
- Diamètre d'orifice refoulement $D_{Nr} = 700$ mm
- Diamètre de la roue $D_1 = 500$ mm
- Débit $Q = 0,779$ m^3/s
- Hauteur manométrique totale $H = 64,16$ m
- La vitesse de rotation $N = 1480$ tr/min
- Puissance absorbée $P_a = 600$ Kw.
- $NPSH_r = 7,2$ m
- Le rendement $\eta = 84,5\%$

Remarque :

- Pour le nombre de pompes de secoure on a qu'une seule pompe parce que on le nombre de pompes installées est inférieure a quatre
- $N < 4$ ($N = 3$ pompes) alors on prend qu'un seul pompe de secoure.

VII.4.2. Choix du nombre de pompe en porte à faux :

Avec la même procédure on fait le choix de nombre de pompes optimal pour le type en porte à faux en utilisant logiciel **Caprari**.

Pour ule calcul de nombre de pompe on utilise la loi suivant :

$$Q_{cal} = \frac{Q_f}{n}$$

Les résultats représentent dans le tableau suivant :

Tableau VII.2 : Variantes pour le choix de la pompe en port à faux

N	Q_{cal} (m^3/s)	H_{cal} (mce)	Pompe choisie	η (%)	n (tr/min)	P_{abs} (Kw)	P_a (KW)	(NPSH) r (m)
1	0,779	63,16	Pas de pompes	-	-	-	-	-
2	0.39	63,16	E18S64	79	1450	170	135	10
3	0,26	63,16	PM153/PC	76,6	1450	200	152	5

D’où d’après le catalogue on trouve que la pompe choisit et la pompe **E18S64** à comme caractéristiques :

- Diamètre d’orifice d’aspiration DN_a= 200 mm
- Diamètre d’orifice refoulement DN_r = 230mm
- Diamètre de la roue D₁ = 400mm
- Débit Q = 0,779 m³/s
- Hauteur manométrique totale H = 64,16 m
- La vitesse de rotation N = 1450 tr/min
- Puissance absorbée Pa =135 Kw.
- NPSH_r = 10 m
- Le rendement η = 79%

VII.4.3. Choix final de pompe (Choix selon le type) :

Après la comparaison entre les différentes variantes de nombre de pompes et choisir la meilleure variante pour les pompes centrifuge à double flux et les pompes en porte à faux, maintenant avec les mêmes critères de comparaison on fait le choix de la pompe choisi pour notre station de pompage. A partir du tableau N° 1 et 2 on tire le résultat voulue.

Tableau VII.3 : Variantes pour le choix final de la pompe

N	Q _{cal} (m ³ /s)	H _{cal} (mce)	Pompe choisie	η (%)	n (tr/mi n)	P _{abs} (Kw)	P _a (KW)	(NPS H) _r (m)
1	0,779	64,16	Double flux MP500 N°2	84.5	1480	580	490	7.2
2	0.39	64,16	Porte à faux E18S64	79	1450	170	135	10

Donc la variante choisie est une pompe centrifuge à porte à faux.

VII.5. Détermination de la hauteur admissible d’aspiration :

La pompe est installée en aspiration

Pour que la pompe soit bien calée vis-à-vis de la cavitation

Nous avons :

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + 0,5$$

$$(NPSH)_d = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - h_{adm}^{asp} = (NPSH)_r + 0,5$$

$$\Rightarrow h_{adm}^{asp} = \frac{P_{at}}{\varpi} - \frac{P_v}{\varpi} - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}}{2g} - (NPSH)_r - 0,5$$

-La longueur d’aspiration L_{asp} =50 m

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{50.4}{1000} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{et : } \sum h_p^{sing} = (0,10 \div 0,15) \cdot \sum h_p^{lin}$$

$$\sum h_p^{sing} = 0,15 \cdot 0,2 = 0,03 \text{ m}$$

$$V_{asp} = \frac{4.Q}{\pi.D_a^2} = \frac{4 * 0,779}{3,14 * (0,5)^2} = 6,09 \text{ m/s}$$

$$\frac{V_{asp}}{2.g} = \frac{6,09}{2.9,81} = 0,31 \text{ m} \quad \frac{P_v}{\omega} = 0,183$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,33 - 0,183 - 0,03 - 0,31 - 7,2 - 0,5 = \mathbf{2,39 \text{ m}}$$

Notre pompe est loin au risque de cavitation.

La cote de l'axe de la pompe donc est de :

$$\begin{aligned} \nabla_{axe} &= \nabla_{min} + h_{asp}^{adm} - 0,1 \\ &= 11 + 2,39 - 0,1 = 13,29 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\nabla_{axe} = \mathbf{13,29 \text{ m}}$$

VII.6. Choix du moteur électrique :

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

- Prendre en considération la puissance absorbée
- Position de l'arbre de moteur (vertical ou horizontal)
- Vérification de nombre de tours de moteur, il faut qu'elle soit égale ou plus de 200 tr/min ou moins de 200 tr/min par rapport à la vitesse de rotation de la pompe.
- La tension d'alimentation du moteur électrique.
- Prendre en considération la variation de la vitesse.

VII.6.1. Calcul de la puissance fournie par le moteur électrique :

La puissance du moteur électrique est calculée par la formule suivante

$$P_{abs} = \frac{\varpi.Q_{max}.Hc_{min}.K}{\eta_p.\eta_{acc}.\eta_m}$$

$\eta_{acc} = 1$ Accouplement direct

η_m : Rendement du moteur (0,92 – 0,95)

η_p : Rendement de la pompe

K : Coefficient de correction, il est déterminé en fonction de la puissance du moteur, les valeurs du coefficient K sont données dans le tableau suivant:

Tableau VII-4 : Variation du coefficient K en fonction de la puissance P

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

Pour $P > 200 \Rightarrow Kw ; K=1,05;$

$$P_{abs} = \frac{9810 * 0,634 * 64.16 * 1,05}{0,55 * 1 * 0,93} = 806388 = 806,388 Kw$$

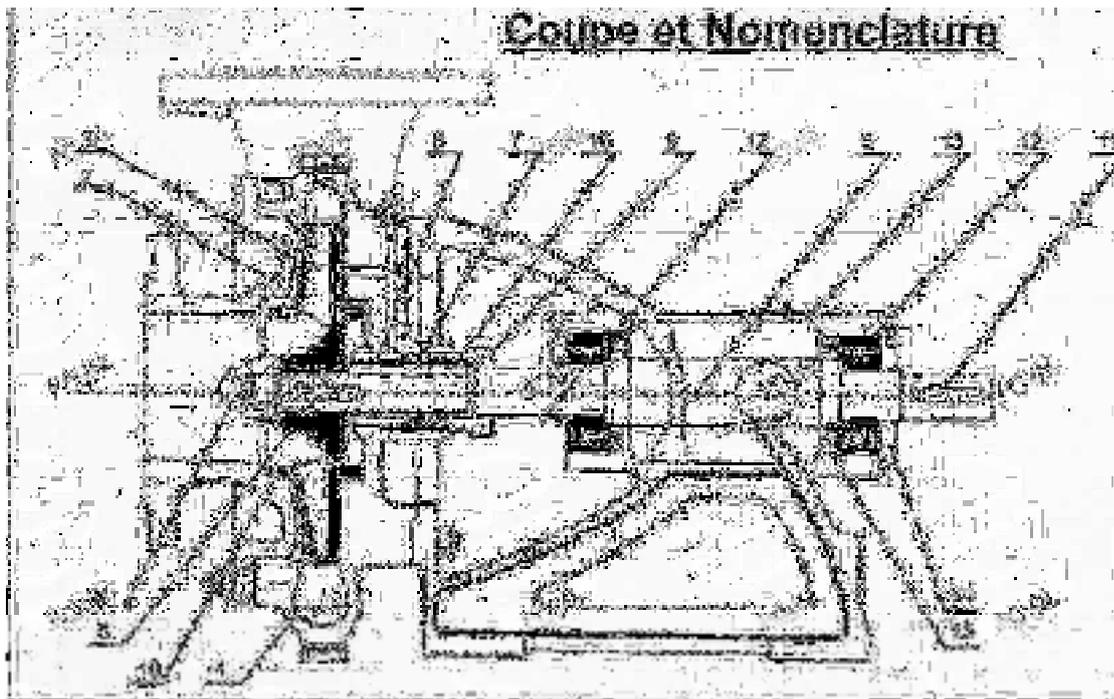


Fig VII-1: Schéma les dimensions du moteur électrique

VII.6.2. les dimensions de la pompe choisie :

- 1- Corps de pompe
- 2- Couvercle d'aspiration
- 3- Roue centrifuge
- 4- Ecrou de roue centrifuge
- 5- Clavette de roue centrifuge
- 6- Arbre
- 7- Garniture de presse-étoupe
- 8- Douille
- 9- Couvercle de presse-étoupe
- 10- Bague d'étanchéité
- 11- Clavette d'accouplement
- 12- Roulement à billes
- 13- Corps du chevalet
- 14- Couvercle de palier

- 15- Tôle de recouvrement
- 16- Douille de protection
- 17- Racleur

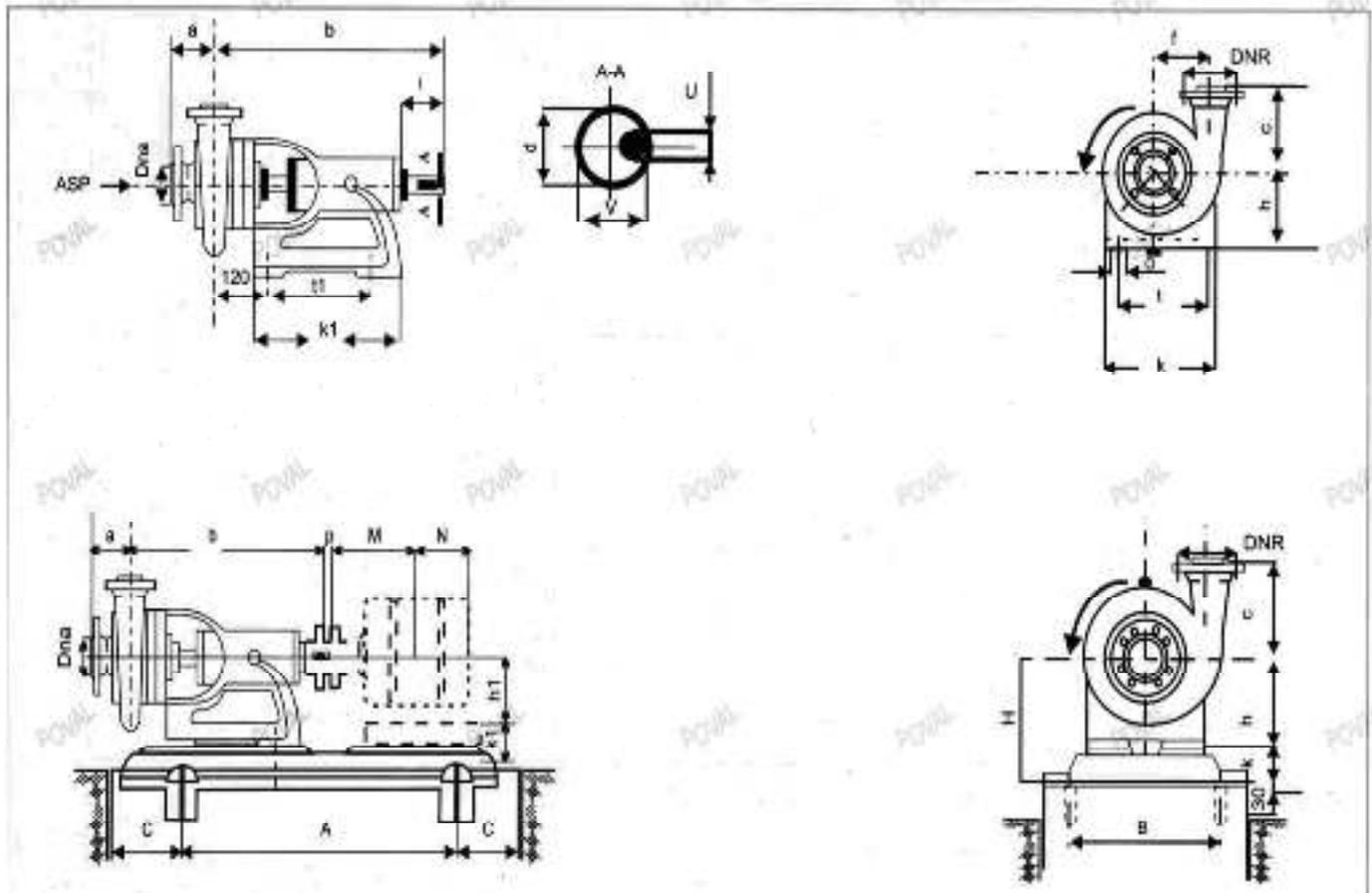


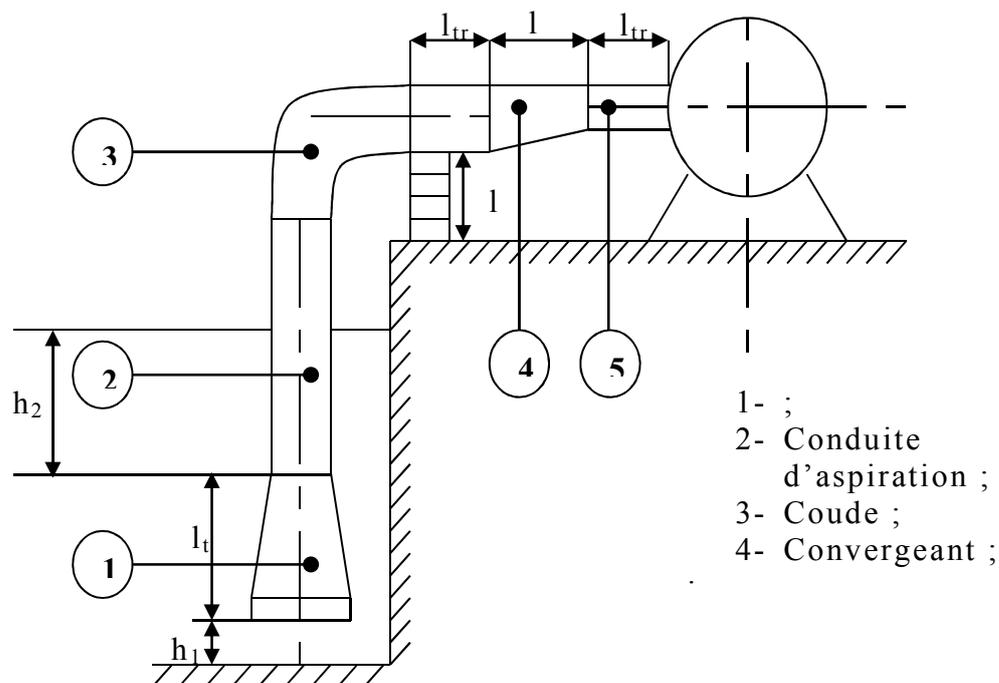
Fig VII-2 : Schéma des dimensions la pompe utiliser

VII.7. Choix de l'équipement en amont et en aval des pompes :

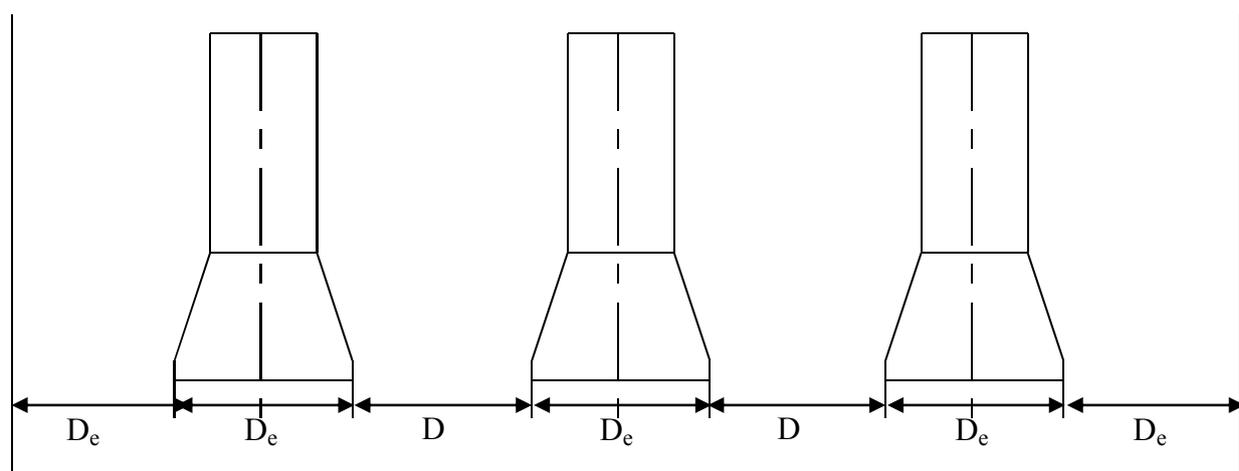
Selon l'importance de L'équipement des stations de pompage, on distingue l'équipement principal tel que : les pompes et moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc.

L'équipement secondaire (auxiliaire) comporte : les pompes de drainage, système de refroidissement, palan, pompes à vide...etc.

VII.7.1. Equipement en amont :



FigVII-4 : Schéma indicatif de l'équipement en amont de la pompe



FigVII-3 Disposition des conduites d'aspiration dans le puisard

- l_t : Longueur de la tulipe d'aspiration = $(3,5 \div 4) \cdot (D_a - d_a)$;
 - l_{tr} : Longueur du tronçon avant et après le convergent ; $l_{tr} \geq 2D_a$;
 - D_e : Diamètre du tulipe d'aspiration = $(1,2 \div 1,5)D_a$;
 - D_a : Diamètre d'aspiration $D_a = 500$
 - l_d : Hauteur de la buté portant la conduite, $l_d = 0,5\text{m}$ pour $D_a \geq 500\text{mm}$;
 - h_1 : Hauteur de la tulipe d'aspiration du fond du puisard, $h_1 \geq 0,8D_e$;
 - h_2 : Distance entre la tulipe d'aspiration et le plan d'eau, $h_2 = 2 \cdot D_e$;
 - D : Espacement entre les tulipes d'aspiration, $D = (1,5 \div 2) D_e$;
- La pente du collecteur d'aspiration doit être inférieure à 0,5% (0,005m/m)

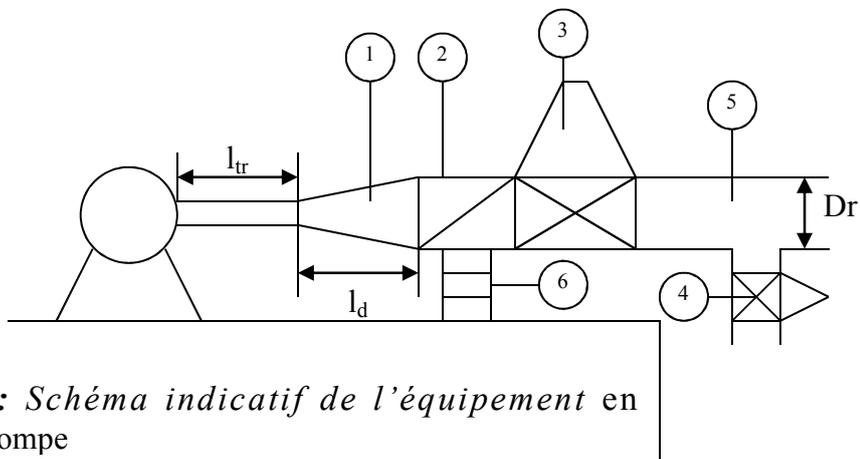
Tableau VII.7 : les dimensions des équipements amont installés

Da (mm)	da (mm)	l _t (m)	l _{tr} (m)	D _e (mm)	l _d (m)	h ₁ (m)	h ₂ (m)	D (m)
500	200	1,05	1,0	700	0,5	0,56	1,4	1,4

VII.7.2. Equipement en aval

Légende :

- 1- Divergeant ;
- 2- Clapet anti-retour ;
- 3- Robinet vanne ;
- 4- Vanne de vidange ;
- 5- Conduite de refoulement ;
- 6- Buté.



FigVII-4 : Schéma indicatif de l'équipement en aval de la pompe

On a donc :

. l_{tr} : Longueur du tronçon venant avant et après la singularité : l_{tr} ≥ 2.Dr

(Dr : diamètre de la conduite de refoulement –conduite–) ;

. l_d : Longueur du divergeant ; l_d = (3,5 ÷ 4)(Dr - dr) ;

. dr : Diamètre de refoulement (pompe) ;

Tableau VII-8 : les dimensions des équipements aval installé

dr (mm)	Dr (mm)	l _{tr} (m)	l _d (m)
200	700	1,4	1,75

On a : $Vr = \frac{4.Qp}{\pi.Dr^2} = \frac{4.(84,37/3600)}{3,14.0,7^2} = 2,02m/s$; Vr = 2,02m/s vitesse admissible ;

VII.7.3. Robinet vanne

Le robinet vanne installé avant et après la pompe est de type à cage méplate en fonte avec tige fileté

VII.7.4. Clapet anti-retour

Le clapet anti-retour avec axe de battant intérieur est installé après la vanne

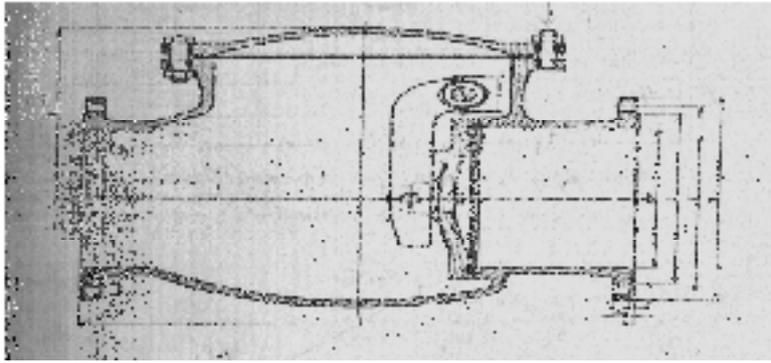


Fig VII.5.1 : Clapet anti-retour

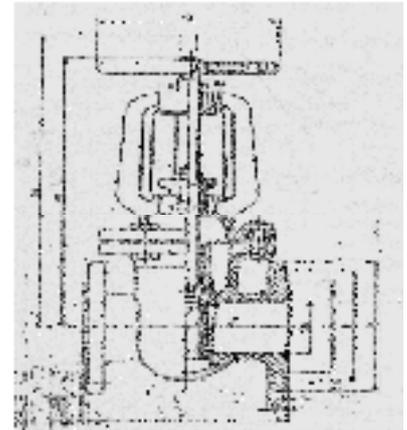


Fig VII.5.2 : Robinet vanne

VII.8. Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompes se différencient l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. et parmi ces types des bâtiments on peut citer les types suivants :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée
- Bâtiment type puit bloc.
- Bâtiment type bache sèche
- Bâtiment type puit bache sèche.

En Algérie on remarque que le type le plus fréquent et le plus utilisé est le bâtiment type surface. Et lorsque on prend en considération le type de sol qui est de nature (roc solide) on peut dire que le type de notre bâtiment c'est un bâtiment de surface c'est à dire que tout l'ouvrage de la station est surélevé.

VII.8.1. Modalité de construction du bâtiment :

La partie souterraine est exécutée en béton armé, on peut la faire en préfabriqué, on utilise aussi la brique pour les murs.

Pour le dimensionnement de la station de pompage il faut prendre en considération tous les éléments qui se trouvent à l'intérieur et au voisinage de la station de pompage comme la bache d'eau ainsi que les conduites d'aspiration et de refoulement.

L'élément essentiel pour le dimensionnement de la station de pompage réside en l'encombrement des groupes et des conduites, ainsi que les pièces spéciales, le nombre des pompes, et la pompe de secours qui doit être installée.

Les groupes sont souvent installés en lignes, si le nombre des pompes dépasse 5,

Les pompes seront installées en parallèle. Le contact entre le sol et la fondation ne doit pas présenter des déformations, ou bien des défauts dans la construction, les travaux de bétonnage devront être fait soigneusement et avec précaution.

VII.8.2. Partie supérieure du bâtiment :

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

Il est recommandé de prendre la hauteur de station de pompage normalisée (H_b : 3,5 m ; 4,2 m ; 4,8 m ; 5,4 m ; 6 m....)

La longueur du bâtiment $l_b = 3, 6, 18, 21, 24 \text{ m} \dots$

La distance entre les poteaux (3, 6, 9, 12..).

Si la longueur du bâtiment dépasse 18 m, on prévoit deux sorties, la plateforme de montage se trouve juste à l'entrée du bâtiment.

Pour les grandes stations de pompage dont la longueur dépasse 18 m on préfère de réaliser deux plates-formes de montage, on note aussi que pour faire la réalisation il faut respecter certaines distances pour faciliter le mouvement des personnels ainsi que pour des raisons

De sécurité.

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

- Distance entre les pompes entre 0,8 et 1,2 m ;
- Distance entre les groupes électriques et les vitres de commande est de l'ordre de $l > 2\text{m}$.
- Distance entre les armoires de commande
Dimensions des portes 3×3 ; $3,6 \times 3,6$; 4×3 ; $4,2 \times 4$; $4,8 \times 5,4$
- La surface des fenêtres est prise entre 10 et 15 % de la surface de la salle des machines.

VII.8.3. Dimensionnement du bâtiment :

a) La hauteur du bâtiment : $H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$

h_5 : Distance vertical $h_5 = h_p + h_{\text{socle}} + h_{\text{reserve}}$

$h_{\text{reserve}} = 0,5 \text{ m}$

$h_{\text{socle}} = (20 \div 60) \text{ cm}$ en prend $h_{\text{socle}} = 40 \text{ cm}$

h_p : Hauteur de la pompe est égale à $1004 \text{ mm} = 1,004 \text{ m}$

$h_5 = 1,004 + 0,5 + 0,4 = 1,9004 \text{ m}$

h_6 : Hauteur réservée à l'homme. $h_6 = 2,2 \text{ m}$

h_7 : Hauteur de chariot $h_7 = 0,3 \text{ m}$

h_8 : Hauteur profilée $h_8 = 0,8 \text{ m}$

h_9 : Hauteur de sécurité $h_9 = 0,5 \text{ m}$

Donc : $H_b = 1,9004 + 2,2 + 0,3 + 0,8 + 0,5 = 5,7 \text{ m}$ **$H_b = 6 \text{ m}$**

b) Largeur du bâtiment :

$l_b = l_1 + l_2 + l_3 + l_4 + 2S$

S: (20 – 40) cm : épaisseur de mur on le prend = 30cm

l_1 : distance entre le mur et le premier organe = (20-30) cm = 30cm

l_2 : distance entre les tubulures = (15-20) cm =20 cm

l_3 : longueur des accessoires à l'aspiration

l_4 : longueur des accessoires à la refoulement

$l_3 + l_4 = l_p + l_{asp} + l_{ref} + l_{tr}$

l_{tr} : (0,8 – 1,2) m : réserve on prend $l_{tr} = 1$ m

l_p : Longueur de la pompe = 1330mm = 1,33 m

Pour déterminer la longueur d'aspiration, il faut d'abord déterminer les longueurs des pièces utilisées (tronçon, convergent, clapet pied crépine).

Pour l'aspiration nous avons :

$L_c = 1,05$ m, $l_{tr} = 1$ m.

Pour le refoulement nous avons :

$L_{tr} = 1,4$ m ; $l_d = 1,75$ m.

$l_b = 2 \times 0,3 + 0,3 + 0,2 + 1 + 1,33 + 0,68 + 1 + 1,05 + 1,4 = 7,26$ m

$l_b = 7,26$ m

c) La longueur du bâtiment :

La longueur du bâtiment est calculée par la formule suivante :

$$L_b = n_p \cdot L + l_{int} + l_{p \cdot f} + l_r + l_p$$

n_p : nombre de pompes = 1 pompes;

L : Longueur de la pompe+ moteur ;

l_{int} : Distance entre deux pompes voisines;

$l_{p \cdot f}$: Longueur de la plateforme;

l_p : Longueur du bureau du personnel

l_r : Longueur d'armoire électrique

$L_b = 1,33 + 1 + 2 + 4 + 1,5 = 9,83$

$L_b = 9,83$ m

d) Dimension de la marche des escaliers :

Hauteur : 15cm-16,5cm-17,3cm on prend H= 16,5cm

Largeur : 30cm-29,26cm on prend l= 30cm

Longueur : 90cm-220cm on prend L= 180cm

Pente : 1/1,75 ou bien 1/1,15 on prend i= 1/17,5cm

e) Bureau :

Bureau du chef d'exploitation

H: hauteur du bureau H=3m

S: surface du bureau S=12m² (4*3)

Bureau du personnel (magazine) :

H: hauteur du bureau H=3m

S: surface du bureau S=15m² (5*3)

VII.9. La prise d'eau :

L'exploitation reste toujours en contact étroit avec les autorités chargés de la gestion globale de la ressource ou de la police des eaux (dans les pays européens). Ce sont en général celles qui lui ont donné l'autorisation de prélever dans la rivière, le barrage ou la retenue.

Le contrôle minimum doit porter évidemment sur les possibilités du prélèvement, compte tenu des prescriptions de l'autorisation.

Et puisque notre prise d'eau est sur le lit de l'Oued donc il faut un système de régularisation de l'exploitation.

Les dimensions de la prise d'eau seront comme suite

$$h_1 = (0,8 - 1) \cdot D_e \quad \text{Prenons } h_1 = D_e = 600 \text{ mm}$$

$$h_2 = (1 - 1,5) \cdot D_e \quad \text{prenons } h_2 = 1,5 \cdot D_e = 1,5 \cdot 600 = 900$$

mm

Et puisque la différence entre le niveau bas et le niveau haut est de l'ordre de 1,5 m, elle ne dépasse pas 2 m, donc ce n'est pas la peine de faire deux ouvertures.

L'ouverture étagée sera équipée par des grilles et des vannes à glissement, la surface de cet orifice :

$$W_{\text{ori}} = \frac{1,25 \cdot K \cdot Q_{\text{ori}}}{V_c}$$

La section de cette ouverture à la forme rectangulaire.

Q_{ori} : Le débit prélevé par un seul compartiment pour les conduites d'aspiration

K : Coefficient tenant compte de la contraction d'une ouverture par les barreaux de grilles pour protéger les pompes des corps flottants et les poissons.

$$K = \frac{a + c}{a}$$

Avec :

a : Espace d'une grille = 0,002 m

c : Epaisseur = 0,01 m

donc : $K=1,2$

V_c : Vitesse de passage de l'eau à travers la grille = (0,2 - 0,6) m/s

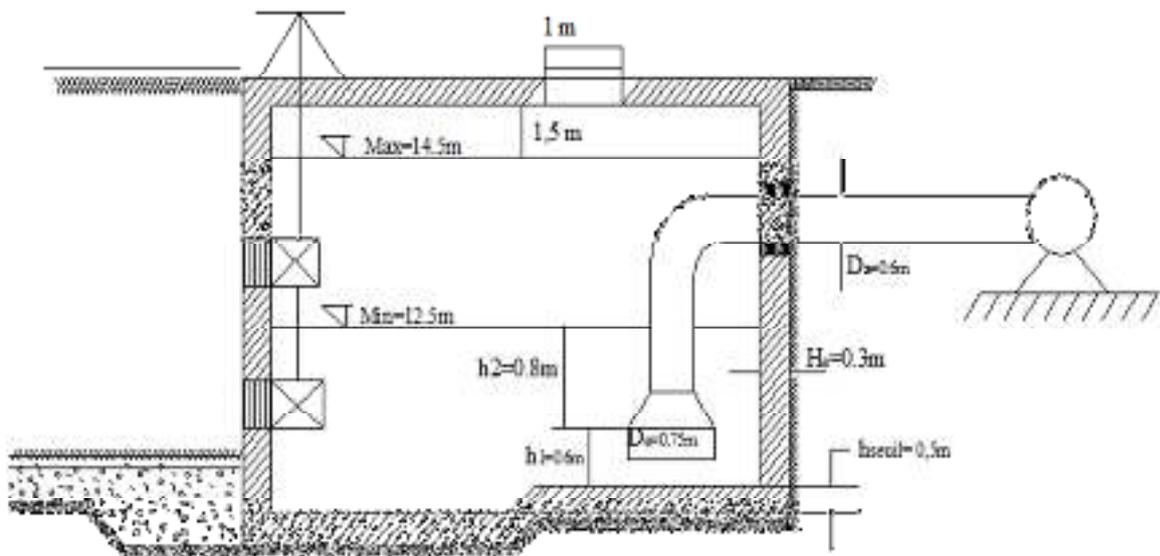
Avec une largeur du compartiment égale à $B = (1,5 - 3) \cdot D_e$

L_r : Longueur de la prise d'eau.

$$L = \frac{K \cdot Q}{B(h_1 + h_2 + h_3)}$$

$K : (1,2 - 1,5) ; h_1 = 0,6 \text{ m} ; h_2 = 0,9 \text{ m} ; h_3 = 0,5 \text{ m}$

Schéma de la prise d'eau



VII.9.1. Calcul des dimensions de la prise d'eau :

$$W_{\text{ori}} = \frac{1,25 \cdot K}{V_c} Q_{\text{ori}}$$

$$V_c = 0,6 \text{ m/s} ; Q_{\text{ori}} = 0,634 \text{ m}^3/\text{s} ; K = 1,2$$

$$W_{\text{ori}} = \frac{1,25 \cdot 1,2}{0,6} \cdot 0,303 = 1,58 \text{ m}^2$$

A- Largeur du compartiment :

$$B = (1,5 - 3) \cdot D_e = 2,5 \cdot 0,7 = 1,75 \text{ m}$$

$$B = 1,75 \text{ m}$$

B- Longueur du compartiment :

$$L = \frac{K \cdot Q}{B(h_1 + h_2 + h_3)} = \frac{20,0,634}{1,75 \cdot (0,7 + 0,9 + 0,5)} = 3,45 \text{ m}$$

$$L = 3,45 \text{ m}$$

C- Longueur de la prise d'eau :

$$L_{\text{pe}} = 3,45 \times 2 = 6,9 \text{ m}$$

$$L_{\text{pe}} = 6,9 \text{ m}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné l'intégrale de la station de pompage, en effet on a pu déterminer les pompes adéquate à cette adduction ainsi que leur nombre et on a établis les plans de la station de pompage qui a pour but de refouler un débit nominale de $0,634 \text{ m}^3/\text{s}$ sur une hauteur de 64.5 m.

Les pompes étant commandées spécialement pour cette adduction il faudra prévoir avec le constructeur des solutions en cas où il y'aura une ou des pannes des pompes.

CHAPITRE

VIII

Dimensionnement du réseau d'irrigation

Introduction

La micro-irrigation (ou irrigation localisée) est une expression qui caractérise un certain nombre de techniques nouvelles (en particulier et principalement l'irrigation dite "goutte à goutte") qui ont en commun les caractéristiques suivantes :

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

- Comment fonctionne ce matériel ?

Système «base pression» (0,5 à 2 bars), par le biais des goutteurs, irrigation goutte à goutte consiste à apporter régulièrement et de façon localisée au niveau des racines, la juste quantité d'eau dont la plante a besoin. Les plus utilisées sont les goutteurs intégrés les boutons et de moins en moins les goutteurs en ligne. Ces trois types des goutteurs sont des organes de distribution, dont la conception particulière permet de délivrer l'eau à faible débit, dans des conditions de régime turbulent. Ces différents goutteurs existent sous une forme auto régulant présentant l'avantage de délivrer un débit homogène, même quand la pression varie à l'intérieur d'une gamme.

VIII.1. Les avantages de goutte à goutte :

Le succès des arrosages localisés, et spécialement du "goutte à goutte", et dû à un certain nombre d'avantages qui apparaissent nettement, à condition que l'installation soit bien conduite.

Enfin, nous notons à côté de beaucoup d'avantages, un certain nombre d'inconvénients.

VIII.2. Les divers avantages :

A- Efficience de l'eau :

Peu de pertes par évaporation, puisqu'il n'y a pas de trajectoire aérienne des gouttes d'eau, que le feuillage n'est pas humidifié initialement, qu'une partie de la surface du sol reste sèche, que la croissance des mauvaises herbes est très limitée et n'entraîne donc pas une consommation parasite.

Il n'y a pas de ruissellement, pas de débordement sur les parcelles voisines, les doses peuvent être mesurées avec précision, ce qui évite les pertes par percolation dans le sol. La répartition de l'eau n'est pas affecté par le vent, les irrégularités du terrain ne gênent pas pour toutes ces raisons le rendement des quantités d'eau déversées est excellent.

B- Avantages agronomiques :

- L'humidité du sol au voisinage des racines reste consommée élevée sans empêcher une bonne aération du sol;
- L'atmosphère au voisinage des plantes n'est pas saturée d'humidité comme dans l'aspersion; cette sécheresse relative de l'air réduit la prolifération des insectes et la propagation de maladies cryptogamiques;

C- Avantages cultureux :

- Les activités culturales ne sont pas gênées par les arrosages, ces activités sont d'ailleurs très réduites car il n'y a pas de croutage en surface, peu mauvaises herbes, peu de tassement en profondeur et ruissellement en surface, donc pas d'érosion;

D- Avantages économiques :

Le prix de revient est très influencé par l'espacement des lignes:

- E- S'il s'agit de cultures à grands espacements, tels les vergers le prix de revient est nettement moins élevé que celui d'autres réseaux fixes, comme l'aspersion, à niveau d'automatisme égal;

VIII.3. Caractéristiques techniques :**VIII.3.1. Les paramètres de la micro irrigation :**

Ces arrosages obéissent à des lois, au point de vue, doses, fréquences durée, analogues à celles qui régissent les autres systèmes.

La différence essentielle réside dans le fait qu'il ne s'agit plus d'humidifier uniformément la totalité du sol sur une profondeur donnée h , mais seulement une fraction p de cette surface sur cette même profondeur h , étudions donc les divers paramètres qui vont permettre à l'agronomie de calculer son réseau, et en particulier de faire le choix du paramètre.

VIII.3.2. Fraction de sol à humidifier :

Les diverses expériences conduites pour définir le choix du paramètre p sont encore très incomplètes.

En réalité l'optimum de p dépend de nombreuses variables dont la nature de la culture, la nature du sol arrosé, la pluviométrie de la région. On arrive aussi à une très large "fourchette" des valeurs admissibles ($0,20 < p < 1$).

Pour des cultures faiblement espacées, on peut être amené à humidifier la plus grande partie du sol ($0,80 < p < 100$) pour assurer de façon certaine l'alimentation de chaque plante.

1. L'espacement entre goutteurs a été évalué approvisionnement à 80% de la plus grande dimension horizontale du bulbe humide.

Des espacements plus petits n'ont aucune influence sur la valeur de p car, alors, on se rapproche d'une localisation linéaire.

2. Lorsque l'irrigation est en conduite à fréquence élevée c'est-à-dire avec des doses faibles et souvent répétées, le développement horizontal de la zone humidifiée est moindre que pour des doses plus importantes.

VIII.4. Projection d'un système d'irrigation localisée sur une parcelle de pommier :

VIII.4.1. Composition d'une installation d'irrigation localisée :

A- point de fourniture d'eau :

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, constituée par un petit barrage (lac collinaire) ou un cours d'eau, contient de la matière organique ou des particules en suspension, mais non si elle est relativement propre.

B- la conduite principale :

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau la diverse porte rampes. Elle est en PVC rigide ou en acier galvanisé. Pour les petites installations, du polyéthylène haute densité peut également être utilisé.

C- porte rampes :

C'est la conduite qui alimente les rampes d'un seul côté ou des deux côtés. Ils peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité (PE).

D- les rampes :

Qui sont toujours en PE_{BD} (polyéthylène basse densité), à l'exception de quelques installations où l'on a utilisé du PVC rigide de petit diamètre. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé. Il existe d'autres types de rampes qui assurent à la fois le transport et la distribution de l'eau, par exemple les rampes (ou gaines) poreuses ou perforées (à simple ou double section).

E- les distributeurs :

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers. Ils peuvent être des goutteurs à très faible débit (quelques l/h), dont il existe de très nombreux types différents, des ajutages ou des minis diffuseurs dont le débit est un peu plus important (quelques dizaines de l/h).

VIII.5. Partie dimensionnement

Pour entrer les données dans le logiciel cropwat, il faut calculer :

1) Calcul des besoins en eau des pommiers :

Pour cela on a utilisé le logiciel Cropwat.

Pour le dimensionnement par goutte à goutte en choisi un îlot type situé en périmètre de Belghimouz longueur L =408 m.

Largeur l = 270 m.

S=11,02 ha

On peut dans un souci d'une meilleure gestion du système partager cet îlot en trois postes de dimensions 2,75ha (L=204, l=135)

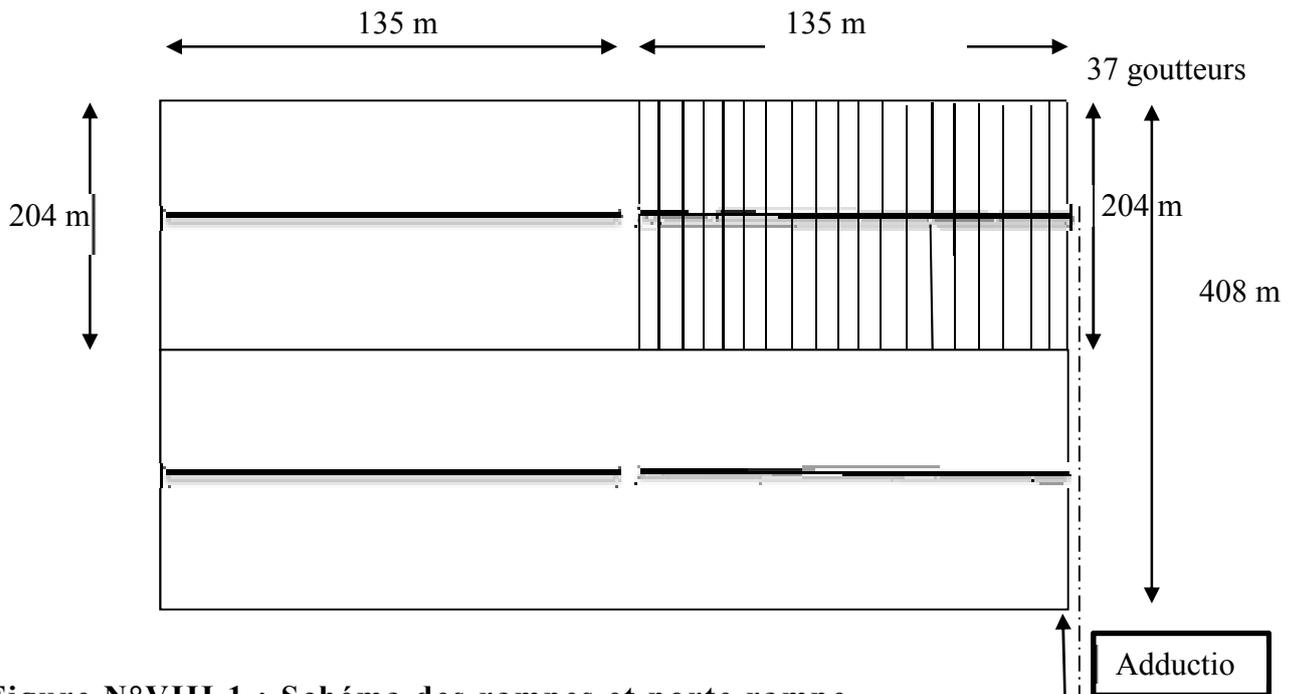


Figure N°VIII.1 : Schéma des rampes et porte rampe

D'après les calculs des besoins en eau à l'aide du logiciel Cropwat, on a défini le mois de pointe qui est le mois de juillet (voir les tableaux des besoins).

Les besoins **b=175.11 mm/mois**

1- Débit caractéristique :

$$q_c = \frac{B \times 10000}{T \times t \times 3600} \quad \text{l/s/ha}$$

T: temps d'irrigation par jour =22

t : Durée d'irrigation par jour = 26

$$q_c = \frac{175.11 \times 10000}{20 \times 26 \times 3600} = 0,85 \text{ l/s/ha}$$

$$q_c = 0,85 \text{ l/s/ha}$$

2- Besoins journaliers :

$$b = \frac{175.11}{31} = 5.65 \text{ mm/jour}$$

En irrigation localisée les besoins en eau vont être réduit :

$$b_1 = b \cdot k_r$$

k_r : coefficient de correction

k_r : ce calcul par trois formules :

1) **Freman et Garzoli** : $k_r = C_s + 0,5(1 - C_s)$

2) **Keller et Karmel** : $k_r = \frac{C_s}{0.85}$

3) **Decroix** : $k_r = 0.1 + C_s$

C_s : taux de couverture est donnée expérimentalement ;

$C_s = 50\%$ tq: les pommiers couvrent 50% du sol.

Les valeurs de k_r et b_1 sont données dans le tableau suivant:

	k_r	b_1
Freman et Garzoli	0.75	4.23
Keller et Karmel	0.59	3.33
Decroix	0.6	3.39

$$b_1 = 4.23 \text{ m/jour}$$

3- La dose pratique :

$$D_p = (H_{CC} - H_{PF}) Y \cdot Z \cdot P\%$$

Tel que :

$$P = \frac{n \cdot S_{pd} \cdot S_h}{S_a \cdot S_r}$$

n : Nombre de pointe de distribution par arbre; n=2

S_{pd} : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre;
 $S_{pd} = 1\text{m}$

S_h : Largeur de la bande humidifiée; $S_h = 5\text{m}$

S_r : Ecartement entre rangs d'arbre; $S_r = 5\text{m}$

S_a : Espacement des arbres sur les rangs. $S_a = 5\text{m}$

P%: Pourcentage du sol humidifié.

$$P \% = \frac{2 \times 1 \times 5}{5 \times 5} = 0.40 \%$$

On a les caractéristiques hydriques pour une telle texture sont:

H_{CC} : humidité à la capacité au champ ; $H_{CC}=0,27$

H_{pf} : humidité au point de flétrissement ; $H_{PF}=0,13$

Y : degré de tarissement admis ; $Y = \frac{2}{3}$

Z : profondeur d'enracinement ; $Z=1200$ mm

AN: $D_p = (0,27 - 0,13) \times 0,66 \times 1200 \times 0,33 = 36,98$ mm **$D_p = 44,82$ mm**

4- La dose réelle nette :

$D_{nette} = 85\% D_p$

$= 0,85 \times 44,82 = 38,10$ mm

$D_{nette} = 38,10$ mm

5- Fréquence des arrosages :

$T = \frac{\text{dose nette}}{\text{besoin en eau}} = \frac{38,10}{4,23} = 9$ jours

$T = 9$ jours

6- La durée d'arrosage :

La durée d'arrosage = $\frac{\text{dose brute}}{q} = \frac{44,82}{4} = 11$ h

Durée d'arrosage journalière = $\frac{\text{durée d'arrosage}}{\text{fréquence}} = \frac{11}{9} = 1$ h/j

Durée d'arrosage journalière = **1 h/j**

7- Nombre de rampes :

Nombre de rampe = $\frac{\text{Longueur}}{\text{écartement}} = \frac{135}{5} = 27$

$N_{rampes} = 27$

8- Nombre des arbres par rampe :

$N_{arbre/rampe} = \frac{\text{Longueur}}{\text{écartement}} = \frac{204}{5} = 40$ arbres/rampe.

9- Nombre des arbres totaux :

$N_{pl} = N_{arbres/rampe} \times N_{rampe} = 40 \times 27 = 1080$ arbres

$N_{pl} = 1080$ arbres

10- Nombre des goutteurs par rampe :

$N_{g/r} = N_{goutteur} \times N_{arbre/rampe} = 2 \times 40 = 80$

$N_{g/r} = 80$

11- Nombre des goutteurs totaux:

$N_{goutt} = N_{arbres} \times N_{goutteurs} = 1080 \times 2 = 2160$

$N_{goutteurs} = 2160$ goutteurs

12- Débit d'une rampe :

$q_r = N_{goutteurs/rampe} \times \text{débit d'un goutteur}$

$q_r = 80 \times 4 = 320$ l/h

$q_r = 320$ l/h

13- Débit du porte rampe rampe :

$q_{pr} = \text{débit de porte rampe} \times N_{rampe}$

$$q_{pr}=320 \times 27=8640 \text{ l/h}$$

$$q_{pr}=8640 \text{ l/h}$$

14- Calcul des pertes de charge :

A- Calcul des pertes de charge au niveau de la rampe, on admet que les caractéristiques des goutteurs, les pertes des charges suivantes :

$$\frac{\Delta q}{q} = x \times \frac{\Delta h}{H}$$

Tel que :

x : Exposant en fonction du type du matériau de goutteur =0,5m.

q : débit minimale (1bar=10m.ce)

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

La variation maximale du débit entre goutteur : $\frac{\Delta q}{q} = 10\%$

La variation maximale de la pression : $q=k.H^x$

$$\frac{\Delta q}{q} = x \times \frac{\Delta h}{H}$$

$$\text{Donc: } 10\% = 0,5 \times \frac{\Delta h}{10} \quad ; \text{ d'où :}$$

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

$$\Delta h_T = \Delta h_{lin} + \Delta h_{sin}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta h_{sin} = 10\% \times \Delta h_T = 0,2 \text{ m} \\ \Delta h_{lin} = 90\% \times \Delta h_T = 1,8 \text{ m} \end{array} \right.$$

La répartition de la perte de charge linière est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{3} \text{ sur les portes rampes p.d.c (pr) } = 0,6 \text{ m.c.e} \\ \frac{2}{3} \text{ sur les rampes p.d.c (r) } = 1,2 \text{ m.c.e} \end{array} \right.$$

15- Calcul des diamètres :

❖ Diamètres de la rampe :

Le calcul des diamètres des rampes se basé sur la formule suivantes :

$$\emptyset(r)(\text{cal}) = \left(\frac{p.d.c(r) \times 2,75}{0,478 \times Q(r)^{1,75} \times L(r)} \right)^{\frac{-1}{4,75}}$$

Avec :

$p.d.c(r)$: La perte de charge dans la rampe

$Q(r)$: Le débit de la rampe en l/h ;

$L(r)$: La longueur de la rampe en m ;

AN :

$$\emptyset(r)(\text{cal}) = \left(\frac{1,2 \times 2,75}{0,478 \times (320)^{1,75} \times 204} \right)^{\frac{-1}{4,75}} = 17,09 \text{ mm}$$

Si on recalcule les pertes de charge avec un diamètre normalisé égale :

$\emptyset(\text{nor})=20 \text{ mm}$ on trouve :

p.d.c(r) = 0.95 m.c.e c'est vérifiée car dans les rampes les pertes de charges ne dépasse pas 1,2 m.c.e.

❖ **Diamètres de la porte rampe :**

Les diamètres des portes rampes sont calculés par la même formule :

$$\emptyset(\text{pr})(\text{cal}) = \left(\frac{p.d.c(\text{pr}) \times 2,75}{0,478 \times Q(\text{pr})^{1,75} \times L(\text{pr})} \right)^{\frac{-1}{4,75}}$$

AN :

$$\emptyset(\text{pr})(\text{cal}) = \left(\frac{0,6 \times 2,75}{0,478 \times (8640)^{1,75} \times 135} \right)^{\frac{-1}{4,75}} = \mathbf{61,03 \text{ mm}}$$

$\emptyset(\text{nor}) = \mathbf{63 \text{ mm}}$ et $p.c(\text{pr}) = \mathbf{0,52 \text{ m.c.e}} < 0,6 \text{ mce}$

❖ **Calcul du diamètre de la conduite secondaire :**

$$Q = \sum Q(\text{pr}) = 4 \times 8640 = 34560 \text{ l/h}$$

$$Q = \mathbf{34560 \text{ l/h}} = \mathbf{9,6 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}}$$

Pour Calculer le diamètre de la conduite secondaire ; on suppose que la vitesse $V = 1,5 \text{ m/s}$.

$$Q = V.S \text{ tel que } S = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}}$$

$$Q = V.S \Rightarrow S = \frac{Q}{V} = \frac{9,6 \times 10^{-3}}{1,5} = 6,4 \times 10^{-3}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} = \sqrt{\frac{4 \times 6,4 \times 10^{-3}}{\pi \times 1,5}} = 0,0737 \text{ m} \quad \mathbf{D = 73,7 \text{ mm}}$$

On prend: $\mathbf{D_{nor} = 75 \text{ mm}}$.

16- Calcul des pertes de charge dans la conduite secondaire :

$$J = 0,478 \times D^{-4,75} \times Q^{1,75} \\ = 0,478 \times (75)^{-4,75} \times (34560)^{1,75} = 0,052 \text{ m}$$

$$\mathbf{J = 0,052 \text{ m}}$$

Conclusion :

Dans notre périmètre où l'écoulement est gravitaire la pression d'un bar peut être facilement obtenue.

Il est à noter qu'actuellement certains agriculteurs, pratiquent l'irrigation localisée.

CHAPITRE

IX

Organisation de chantier

IX.1. Différents travaux à entreprendre :

IX.1.1. Travaux concernant les stations de pompage :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la construction de la station de pompage sont :

A- Décapage :

Les travaux de décapage consistent à débarrasser l'assiette de la station de pompage de la couche végétale (abatage des arbres ... etc.). L'épaisseur de la couche à éliminer est de 10cm.

B- Exécution des fouilles :

L'exécution des fouilles est une opération de terrassement qui consiste à creuser les fondations du bâtiment. Les fouilles à exécuter ont les dimensions suivantes : $L \times l \times h$

C- Coulage du béton de propreté :

On procède à cette opération pour que les semelles des fondations reposent sur un socle propre et stable. Cette opération consiste à couler 10cm de gros béton au fond des fouilles.

D- Remblayage :

Le remblayage des fouilles et des casiers consiste à combler les vides par un remblai constitué des terres de déblai compacté.

E- Coulage du béton :

Cette opération consiste à couler le béton des différentes pièces, ce béton est dosé à 350 kg/m³. Le béton est confectionné par une petite centrale à béton. Le coulage des poteaux, les demis -poteaux et les semelles nécessite une bétonnière à Tambour. Pour les longrines et les dalles (là où les volumes du béton sont importants) une pompe à béton est nécessaire.

F- Maçonnerie :

Elle consiste pour le bâtiment au cloisonnement des différentes pièces, et pour les fondations à la mise en place de cloison sous les longrines.

IX.1.2. Travaux concernant l'adduction :

Les tâches constituant les travaux à faire pour la mise en place de l'adduction sont :

A- Exécution des tranchées :

C'est une opération de terrassement (déblais) qui consiste à faire des excavations suivant un fruit de talus (dans notre cas de 1/1). Ces excavations seront faites par une pelle hydraulique et les déblais seront posés sur un côté de la tranchée, l'autre côté étant réservé au bardage des conduites.

B- Construction des regards :

Les regards constituent l'abri de certains accessoires de l'adduction à savoir les ventouses et les vannes de vidange, ils sont conçus en béton armé.

C- Pose du lit de sable :

Cette opération consiste à poser un lit de sable au fond de la tranchée, ce lit aura une épaisseur de 10cm dans notre cas.

D- Pose des conduites :

Après avoir mis en place le lit de sable, on procède à la pose des canalisations.

Remblayage des tranchées :

C'est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite, en utilisant le remblai résultant de l'excavation.

IX.2. Calcul des volumes des travaux :**IX.2.1. Calcul des volumes des travaux de la station de pompage :**

Les dimensions de la station de pompage sont :

- Le bâtiment est de forme qui diffère des stations de pompage classiques, en effet elle est constituée de deux niveaux et plusieurs compartiments, l'emprise totale de station de pompage est de 80 m².
- La profondeur des fouilles h=1,5m.
- Les semelles sont de forme carré de côté L=1,5m et de hauteur h=0.50m.
- Les avants poteaux sont de forme carré de coté 0,30m et de hauteur h=0,7m.
- Les poteaux sont de forme carré de côté b=0,25m et de hauteur totale h = 4m pour le premier niveau et de h =2,7m pour le second et de dimensions 0,5*0,4 et de h= 6,5m.
- La chape inférieure ainsi que la dalle supérieure ont une épaisseur de e=7cm.
- La chape inférieure est posée sur un remblai compacté de 0,15 m.
- Les longrines ont une hauteur de h = 0,45 m et une largeur de b=0,4 m.

Le nombre total des poteaux est de :

- 12 poteaux avec des dimensions de 0,25*0,25.
- 6 poteaux au niveau des salles des machines : dont 5 de dimensions 0,5* 0,4

A- Calcul du volume de décapage :

L'épaisseur de la couche superficielle à découper est de 10 cm et ce décapage s'étend jusqu'aux extrémités extérieures des fouilles.

$$D'où V = S \cdot h = 80 \cdot 0,1 = 8 \text{ m}^3$$

Donc le volume de décapage est estimé à **8m³**

B- Calcul du volume des déblais

Le bâtiment de la station de pompage étant semi enterré. Le volume des déblais est égal au volume des terres excavées pour atteindre la côte du radier du bâtiment plus celui excavé des fouilles.

La forme du bâtiment nous montre que seul la salle des pompes qui sera enterrée

La côte du radier du bâtiment étant à une profondeur de 6,5 m du niveau du terrain naturel, le volume total à excaver est de :

$9,83 \times 7,26 \times 6 = 428,19 \text{ m}^3$.

La fouille ayant le volume de $1,5 \times 1,5 \times 1,5 \text{ m}^3$.

Le volume à excaver pour une fouille est de $3,375 \text{ m}^3$.

Le nombre de fouilles étant de 12 le volume résultant de l'excavation de toutes les fouilles est $40,5 \text{ m}^3$.

Le volume total des déblais s'élèverait à : $428,19 + 40,5$ soit environ: 469 m^3

C- Calcul du volume de béton armé :

Les éléments des stations de reprise dont le béton armé est le matériau de construction Semelles sont ; - Demi-poteaux ;

- Poteaux ;
- Voiles ;
- Dalle supérieure et inférieure

Tableau IX.1 : Calcul du volume du béton armé pour la station de pompage

Eléments	longueur L (m)	largeur l (m)	hauteur h (m)	N	V =L*l*h (m ³)
semelles	1,5	1,5	0,4	12	10,8
avants poteaux	0,3	0,3	0,7	12	0,75
poteaux	0,3	0,3	6,5	12	7,02
Poutres	54	0,3	0,4	/	6,48
Eléments	Surface		Hauteur	N	V=S*H (m ³)
dalles (supérieure + inférieure)	180		0,07	/	11,2
					TOTAL : 36,25

Le volume total du béton armé sera donc de $36,25 \text{ m}^3$ arrondi à : 37 m^3

D- Calcul du volume de la maçonnerie

Pour la station de pompage seul les murs extérieurs seront construits avec des briques de dimensions $30 \times 20 \text{ cm} \times \text{cm}$.

- La surface de la maçonnerie totale est la différence entre la surface totale des murs et la surface des voiles : $S = ((10 \times 6) \times 2 + ((8 - 1,4) \times 6) \times 2 = 199,2 \text{ m}^2$

Donc la surface totale à couvrir est de : $S_t = 199,2 \text{ m}^2$

D'où le nombre de briques nécessaire est de : $N = \frac{S_t}{S_{brique}} = \frac{199,2}{0,06} = 3320$

Nombre des briques est : 3320 briques

Tableau IX.2 : Volumes de travaux d'une seule station de pompage

N°	Désignation	Quantité (m3)
1	Décapage	8
2	Excavation	462
3	Béton de propreté	2,7
5	Béton armé	61,3
11	Maçonnerie (briquetage)	3320

IX.2.2. Calcul des volumes des travaux de l'adduction :**A- Déblais d'excavation**

Le volume des déblais est calculé en fonction des surfaces des coupes en travers.

$$V_{exc} = 1,5 \times 1,5 \times 6850 = 15412,5 \text{ m}^3 \quad V_{exc} = \mathbf{15412,5 \text{ m}^3}$$

B- Le volume du lit du sable :

Comme on a dit le lit de sable à une épaisseur de 10 cm le long de la tranchée qui est d'une longueur de $L = 6850 \text{ m}$, dont il prend la même largeur du lit de tranchée $b = 1.5 \text{ m}$.

$$D'où : V_s = 0,1 \times 1,5 \times 6850 = 1027,5 \text{ m}^3 \quad V_s = \mathbf{1027,5 \text{ m}^3}$$

C- Volume de la conduite

Après l'exécution des déblais de la tranchée et la mise en place du lit de sable, il y a lieu de poser la conduite dont la connaissance de la section est importante pour la détermination du volume des remblais.

$$S_c = \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{et} \quad V_c = S_c \times L$$

La conduite passe par deux diamètres et donc on va faire un tableau qui exprime ces volumes des différents tronçons :

Tableau IX.3 : Les volumes des conduites.

Diamètre (mm)	Surface (m ²)	Longueur (m)	Volume (m ³)
600	0,28	4750	617,5
800	0,5	2100	1055,04
			1672,54

D- Remblais compacté

Le volume des remblais égale le volume des déblais réduit du volume occupé par la conduite et du volume du lit de sable :

$$V_r = V_{exc} - V_s - V_c$$

Cela dit on fixe la section à excaver donc le changement au niveau des changements des diamètres est seulement la hauteur des remblais :

Les dimensions de la tranchée sont 1,5m de largeur et 1,5m de hauteur de remblais du lit de sable jusqu'à la surface du terrain naturel.

$$S = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ m}^2$$

$$V_{exc} = S \times L = 2,25 \times 6850 = 15412,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc :} \quad V_r = 15412,5 - (1672,54 + 1027,5) = \mathbf{12712,46 \text{ m}^3}$$

IX.3. Planification des travaux :

Avant d'entamer la réalisation des travaux sur le chantier il faut faire une planification qui consiste en une étude théorique qui recherche constamment la meilleure façon d'utilisation de la main d'œuvre et des autres moyens.

L'objectif de la planification est de s'assurer que tout le travail se fait :

- dans un ordre correct (bonne succession des opérations du réseau) ;

- sans retard ;
- aussi économique que possible.

Les travaux suivants seront ordonnés selon la méthode du réseau (CPM).

La méthode du réseau à chemin critique ou méthode PERT (program evaluation review technic) est une méthode où les nœuds et les flèches représentent des tâches et ils sont parcourus par un flux qui est le temps ; le sommet (nœuds ou flèches) représente une étape ou un événement). Cette méthode a été élaborée en 1958 par les Américains.

A- Station de pompage

Les tâches de construction du bâtiment de la station de pompage et leurs durées sont mentionnées sur le Tableau. IX.4

Tableau. IX.4 : Temps de réalisation des opérations de la station de pompage

Notation	Opération	Durée (J)
A	Décapage	2
B	Excavation	5
BB	Ferraillage	15
C	Coulage du béton de propreté.	2
D	Coulage du béton pour les semelles.	3
E	Coulage du béton pour les demi-poteaux.	4
F	Remblayage et compactage des fouilles.	3
G	Construction des murés	7
H	Remblayage et compactage des casiers.	6
I	Coulage béton poteaux et des voiles de la salle de machines.	20
J	Coulage du béton pour la dalle.	40
K	Maçonnerie et finition générale.	40
L	Embellissement (trottoirs, bitumage et verdure), évacuation des débris et nettoyage	7

B- Adduction :

Les tâches de réalisation de l'adduction et leurs durées sont mentionnées dans le tableau. IX.5.

Tableau IX.5 : Temps de réalisation des opérations de l'adduction

Notation	Opération	Durée (jour)
M	Exécution des tranchées « tranche gravitaire »	80
N	Exécution des tranchées « tranche refoulement »	50
O	Pose du lit de sable « tranche gravitaire »	30
P	Pose du lit de sable « tranche refoulement »	20
Q	Pose de la canalisation « tranche gravitaire »	60

R	Pose de la canalisation « tranche refoulement »	40
AB	Remblayage des tranchées « tranche gravitaire »	15
AC	Remblayage des tranchées « tranche refoulement»	10

• **profondeur de la tranchée :**

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

La profondeur de la tranchée est :

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

- ✓ Profondeur de la tranchée H_{tr}
- ✓ Largeur de la tranchée b
- ✓ Distance de la mise de la cavalière.

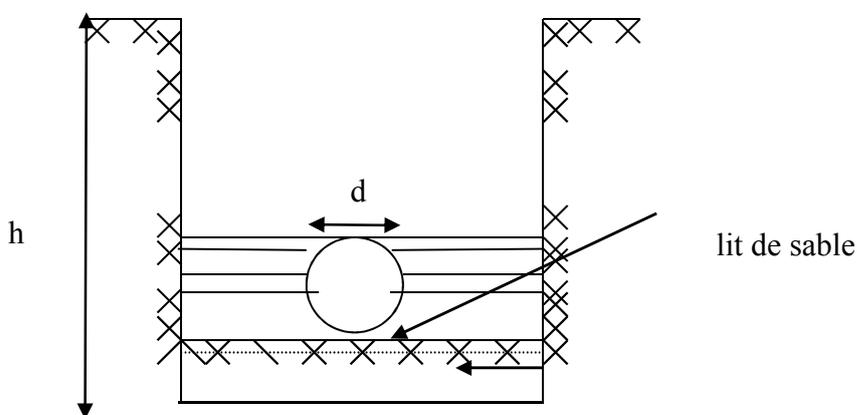


Figure XI-1 : Schéma d'une tranchée

$$H = e + d + h \quad (m)$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

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

C- Les paramètres de la méthode C.P.M :

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\begin{cases} \text{DFP} = \text{DCP} + \text{TR} \\ \text{DCPP} = \text{DFPP} - \text{TR} \end{cases}$$

D- Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \text{MT} = 0 \\ \sum \text{TR}_{\text{C.C}} = \text{D.T.P} \end{cases}$$

Le réseau à nœud de l'adduction est représenté comme suit :

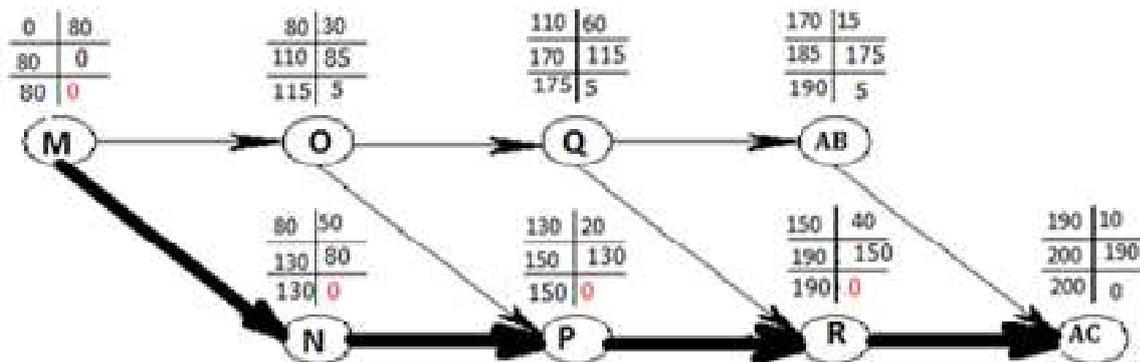
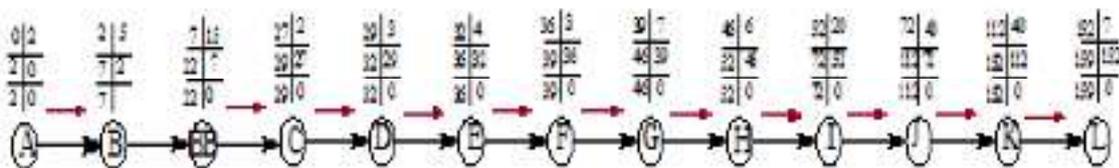


Figure IX.1 : Schéma du réseau a nœud de l'adduction

Le réseau à nœud de la station de pompage est représenté comme suit :



Réseau a noeud de la station de pompage

Figure IX.2 : Schéma du réseau a nœud de la station de pompage

IX.4. Devis estimatif pour notre projet

IX.4.1. Devis estimatif pour l'adduction

Tableau N°IX.6 : Devis estimatif pour l'adduction

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant
1	Déblai	m ³	8	300	2400
2	Lit de sable	m ³	1027,5	800	822000
3	Remblai	m ³	12712,46	200	2542492
4	Conduite (600mm)	m ³	617,5	1800	1111500
5	Conduite (800mm)	m ³	1055,04	1700	1793568
					6271960

IX.4.2. Devis estimatif pour la station de pompage

Tableau N°IX : Devis estimatif pour la station de pompage

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire(DA)	Montant
1	Décapage	m ³	8	350	2800
2	Excavation	m ³	40,5	450	18225
3	Béton de propreté	m ³	4,05	6000	24300
4	Béton armé	m ³	36,25	35000	1268750
5	remblai	m ³	469	500	234500
6	maçonnerie	m ³	3320	23	76360
					1624935

IX.4.4. Devis estimatif hors taxe du projet :

$$\begin{aligned}
 D_T &= D_{\text{adduction}} + D_{\text{accessoir}} + D_{\text{la station de pompage}} \\
 &= 6271960 + 1047516,15 + 1624935 \\
 &= \mathbf{8944411,15 \text{ DA}}
 \end{aligned}$$

$$D_{\text{hors tax}} = \mathbf{8944411,15 \text{ DA}}$$

IX.4.5. Devis estimatif Total avec TVA de notre projet :

$$\text{TVA} = 17\%$$

$$\text{TVA} = 17\% D_T = 0,17 * 8944411,15 = \mathbf{1520549,9 \text{ DA}}$$

$$\text{Prix TTC} = \text{prix hors taxe} + \text{TVA} = 8944411,15 + 1520549,9 = \mathbf{10464961,05 \text{ DA}}$$

$$\text{Prix TTC} = \mathbf{10464961,05 \text{ DA}}$$

Conclusion :

Le prix total de la réhabilitation du périmètre est de *10464961,05 DA* et un délai d'environ de 11 mois.

*Conclusion
générale*

Conclusion générale

Ce mémoire de fin d'étude a été consacré à l'étude de la réhabilitation du réseau d'irrigation de Belghimouz. Dont l'ancienne étude la source d'alimentation du périmètre est à partir d'Oued El Kebir. Et dans notre étude nous avons projetés une nouvelle source qui est le barrage d'Irdjanna. Soit l'étude d'adduction et de la station de pompage nous devons retenir de ce mémoire de fin d'étude q' un bon dimensionnement du système d'adduction.

Pour l'élaboration de cette étude, nous avons proposé deux variantes, et après le calcul nous obtenons pour la solution qui dépend avec les conditions locales ; densité d'habitat et la topographie.

Cependant les solutions apportées sont :

- choix de la variante la plus adéquate (la variante N° 2).
- projection des nouveaux collecteurs
- changement des collecteurs qui sont en mauvais états.
- projection des collecteurs pour la zone d'extension.

Nous recommandant aussi la mise en disposition d'un groupe d'électrogène de secoure approprié, pour assurer la continuité du service en cas d'interruption d'alimentation des groupes électropompes en énergie électrique.

Enfin ; nous avons faire un réseau de distribution pour tout la parcelle et dimensionnement d'une parcelle par le goutte à goutte.

Bibliographie

ABDI, I. (2011) Etude du transfert du barrage de Boussiaba (W.Jijel) vers le barrage de Beni Haroun (W.Mila). Mémoire de fin d'étude. ENSH, (Blida). P60.

AZIEZ, O. (2012) Cours d'irrigation 4^{ème} année, ENSH, (Blida)

BAHBOUH, L. (2012) Cours d'irrigation 4^{ème} année, ENSH, (Blida)

SARLELBAHDJA. (2009) Etude de réhabilitation du périmètre de BELGHIMOUZ :

Phase I : Etude préliminaire

- Dossier I-B : Etude des ressources en eau
- Dossier I-C : Etude pédologique
- Dossier I-D : Etude Agro socio-économique

Phase II : Etude topographique et géotechnique

- Dossier II-A : Allocation des eaux et délimitation des zones à irriguer
- Dossier II-B. 1 : Systèmes d'irrigation et schémas des îlots types

TOUAIBIA, B. (2004) Cours de l'hydrologie, ENSH, (Blida) P 01-70

ANNEXE

ANNEXE 1 :

Caractéristiques hydriques de quelques sols

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

ANNEXE 2 :

Valeurs minimales et maximales de Z pour diverses cultures

Cultures	Z m
Tomates	1 - 1,2
Cultures maraîchères	0,3 - 0,6
Agrumes	1 - 1,2
Arbres fruitiers à feuilles caduques	1 - 2
Vigne	1 - 3

ANNEXE N°03: Guide d'estimation de P

(p = pourcentage de sol humidifié pour divers débits de distributeurs et divers espacements entre rampes et entre distributeurs dans le cas d'une seule rampe, rectiligne, équipée de distributeurs uniformément espacés délivrant une dose de 40 mm par arrosage sur l'ensemble de la surface)

Ecartement entre rampes S_i en m	Débit des distributeurs														
	moins de 1,5 l/h			2 l/h			4 l/h			8 l/h			Plus de 12 l/h		
	Espacement recommandé des distributeurs sur la rampe, S_d en m en sol de texture grossière (G), moyenne (M), fine (F)														
	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F	G	M	F
	0,2	0,5	0,9	0,3	0,7	1,0	0,6	1,0	1,3	1,0	1,3	1,7	1,3	1,6	2,0
Pourcentage en sol humidifié p %															
0,8	38	88	100	50	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
1,0	33	70	100	40	80	100	80	100	100	100	100	100	100	100	100
1,2	25	58	92	33	67	100	67	100	100	100	100	100	100	100	100
1,5	20	47	73	26	53	80	53	80	100	80	100	100	100	100	100
2,0	15	35	55	20	40	60	40	60	80	60	80	100	80	100	100
2,5	12	28	44	16	32	48	32	48	64	48	64	80	64	80	100
3,0	10	23	37	13	26	40	26	40	53	40	53	67	53	67	80
3,5	9	20	31	11	23	34	23	34	46	34	46	57	46	57	68
4,0	8	18	28	10	20	30	20	30	40	30	40	50	40	50	60
4,5	7	16	24	9	18	26	18	26	36	26	36	44	36	44	53
5,0	6	14	22	8	16	24	16	24	32	24	32	40	32	40	48
6,0	5	12	18	7	14	20	14	20	27	20	27	34	27	34	40

ANNEXE N° 04 : Variation du coefficient culturale kc

Durée de phases de développement (jour)						Coefficient Cultural kc			Date de semis ou plantation
Cultures	init.	dev.	mi-sai	arri-sai	duree du cycle	kc int.	kc mid.	kc fin.	
Pomme de terre									
Saison	25	30	45	30	130	0,5	1,15	0,75	20-fév.
Primeur	20	30	30	25	105	0,5	1,15	0,75	15-nov.
Arri-saison	30	40	60	35	165	0,5	1,15	0,75	25-août
Tomate	30	40	45	30	145	0,6	1,15	0,8	02-mars
Tomate indus.	20	35	35	30	120	0,6	1,15	0,8	15 mars
Poivron	30	40	40	20	130	0,6	1,05	0,9	10-avr.
Oignon et ail	25	35	40	20	120	0,7	1,05	0,85	30-janv.
Courgette	25	35	25	15	100	0,5	1	0,8	25-mars
Choux	40	60	50	15	165	0,7	1,05	0,9	05-sep.
Pêve en vert	20	30	35	15	100	0,5	1,15	1,1	20 nov.
Haricot vert	20	30	30	10	90	0,5	1,05	0,9	15-mars
Petit pois	20	30	35	15	100	0,5	1,15	1,1	10-déc.
Carotte	30	40	60	20	150	0,7	1,05	0,95	20-sep.
Pastèque	20	30	30	30	110	0,4	1	0,75	01-avr.
Autres légumes	20	30	30	15	95	0,7	1,05	0,95	03-mars
Luzerne	150	30	150	35	365	0,4	0,95	1,15	05-oct.
									Reverd.
Agrumes	60	90	120	95	365	0,7	0,65	0,7	28-fév.
Vignes	180	50	75	60	365	0,3	0,85	0,45	20-fév.
Abricotier	245	10	65	45	365	0,55	0,9	0,65	11-fév.
Amandier	190	35	105	35	365	0,4	0,9	0,65	10-janv.
Pêcher	200	35	100	30	365	0,55	0,9	0,65	10-fév.
Prunier	130	50	130	55	365	0,55	0,9	0,65	10-mars
Pommier	140	30	125	70	365	0,5	0,95	0,7	28-fév.
Poirier	125	50	130	60	365	0,5	0,95	0,7	01-mars
Néflier	140	45	120	60	365	0,5	0,95	0,7	01-oct.
Autres arbres	155	50	130	30	365	0,55	0,9	0,65	28-fév.

Source : Divers sources

ANNEXE N° 06 :

VALEURS DU COEFFICIENT CULTURAL K_c EN FONCTION
DU STADE DE CROISSANCE DE DIFFERENTES
CULTURES ANNUELLES

Tableau n° 3

cultures annuelles	POURCENTAGE DE LA PERIODE DE CROISSANCE									
	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60	60-70	70-80	80-90	90-100
Betterave à sucre	0,45	0,50	0,70	0,90	1,05	1,15	1,25	1,25	1,15	1,10
Coton	0,20	0,30	0,40	0,60	0,90	1,00	1,00	0,90	0,70	0,60
Haricots	0,50	0,65	0,80	1,00	1,10	1,15	1,10	0,95	0,80	0,70
Mais Grains	0,45	0,55	0,65	0,80	1,00	1,08	1,08	1,02	0,95	0,85
Mais Fourrage	0,45	0,50	0,60	0,70	0,90	1,02	1,10	1,10	1,05	0,95
Marachage	0,35	0,50	0,65	0,75	0,80	0,82	0,80	0,75	0,65	0,50
Melons	0,45	0,50	0,60	0,70	0,80	0,82	0,80	0,75	0,72	0,70
Pomme de terre	0,35	0,45	0,60	0,85	1,10	1,25	1,35	1,38	1,35	1,25
Sorgho grain	0,30	0,50	0,70	0,50	1,10	1,05	0,95	0,80	0,70	0,60
Tomates	0,45	0,45	0,50	0,65	0,85	1,00	1,02	0,95	0,85	0,75

ANNEXE N°07

VALEURS DU COEFFICIENT CULTURAL K_c POUR
LES CULTURES PERENNES

Tableau n° 5

CULTURES PERENNES	MOIS (Hemisphere-Nord)											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Agaves	0,84	0,69	0,88	0,70	0,71	0,72	0,72	0,78	0,88	0,67	0,66	0,65
Arbres fruitiers à feuilles caduques	0,17	0,25	0,40	0,65	0,68	0,95	0,90	0,69	0,50	0,30	0,20	0,15
Arbres fruitiers avec feuilles persistantes	0,65	0,75	0,85	0,95	1,10	1,15	1,10	1,05	0,95	0,90	0,80	0,60
Avocats	0,25	0,40	0,60	0,70	0,77	0,82	0,77	0,70	0,62	0,52	0,42	0,32
Luzerne	0,60	0,75	0,85	1,00	1,10	1,15	1,10	1,05	1,00	0,30	0,80	0,85
Prairies	0,50	0,60	0,75	0,85	0,90	0,92	0,92	0,98	0,88	0,65	0,65	0,55
Noyers	0,10	0,15	0,20	0,45	0,70	0,85	1,00	0,85	0,65	0,65	0,30	0,15
Vigne	0,20	0,25	0,30	0,50	0,70	0,80	0,80	0,75	0,65	0,50	0,35	0,20

ANNEXE N°08 : les différents diamètres et les vitesses du réseau de distribution à
Calculées à l'aide de logiciel EPANET

prueba						
État des Arcs du Réseau						
	Diamètre	Vitesse		ID Arc	Diamètre	Vitesse
ID Arc	mm	m/s			mm	m/s
Tuyau p7	90	1.45		Tuyau p109	150	3.93
Tuyau p8	90	1.33		Tuyau p110	150	1.75
Tuyau p9	100	1.41		Tuyau p111	75	1.46
Tuyau p11	60	1.35		Tuyau p112	75	1.28
Tuyau p12	50	0.93		Tuyau p113	90	1.55
Tuyau p13	150	1.72		Tuyau p114	60	1.35
Tuyau p14	75	1.22		Tuyau p115	90	1.57
Tuyau p15	90	1.32		Tuyau p116	300	7.34
Tuyau p17	100	3.08		Tuyau p119	150	2.68
Tuyau p18	75	1.23		Tuyau p120	75	1.27
Tuyau p19	75	1.07		Tuyau p122	150	4.59
Tuyau p20	90	1.22		Tuyau p124	150	1.95
Tuyau p21	100	1.43		Tuyau p125	90	1.31
Tuyau p22	90	1.22		Tuyau p126	150	1.89
Tuyau p23	150	1.63		Tuyau p128	250	4.77
Tuyau p24	60	1.54		Tuyau p129	250	3.62
Tuyau p26	90	1.21		Tuyau p130	250	7.65
Tuyau p27	50	1.51		Tuyau p131	90	1.54
Tuyau p28	100	1.62		Tuyau p132	100	21.35
Tuyau p29	50	1.04		Tuyau p133	200	4.49
Tuyau p30	75	1.15		Tuyau p134	90	1.5

Tuyau p31	150	1.52		Tuyau p136	75	1.35
Tuyau p32	75	1.22		Tuyau p137	100	3.16
Tuyau p34	60	1.44		Tuyau p138	90	1.35
Tuyau p36	90	1.42		Tuyau p139	200	4.91
Tuyau p38	90	1.46		Tuyau p140	90	1.13
Tuyau p40	90	2.65		Tuyau p141	150	1.15
Tuyau p41	90	1.32		Tuyau p142	75	1.28
Tuyau p42	75	1.32		Tuyau p143	350	1.91
Tuyau p43	150	1.82		Tuyau p146	75	1.57
Tuyau p44	75	1.49		Tuyau p147	150	2.4
Tuyau p45	75	1.07		Tuyau p148	150	4.74
Tuyau p46	60	1.23		Tuyau p149	200	4.23
Tuyau p47	60	1.35		Tuyau p150	90	1.28
Tuyau p48	50	1		Tuyau p151	90	1.31
Tuyau p49	60	1.18		Tuyau p152	75	1.56
Tuyau p50	60	1.09		Tuyau p153	75	1.04
Tuyau p51	75	1.42		Tuyau p154	200	5.35
Tuyau p52	90	1.24		Tuyau p155	200	3.21
Tuyau p53	150	1.98		Tuyau p156	150	2.89
Tuyau p54	200	2.22		Tuyau p157	90	2.82
Tuyau p55	150	0.82		Tuyau p158	75	1.59
Tuyau p56	100	1.58		Tuyau p161	100	2.64
Tuyau p57	50	1.54		Tuyau 1	200	6.13
Tuyau p58	90	1.16		Tuyau 5	200	3.12
Tuyau p59	150	3.91		Tuyau 6	150	3.39
Tuyau p60	100	1.28		Tuyau 7	200	3.66
Tuyau p61	60	1.35		Tuyau 8	150	3.15

Tuyau p62	100	2.64		Tuyau 9	75	1.75
Tuyau p63	60	1.52		Tuyau 10	75	1.4
Tuyau p64	75	1.48		Tuyau 11	75	1.52
Tuyau p65	60	1.66		Tuyau 12	150	2.13
Tuyau p66	75	1.72				
Tuyau p68	50	0.99		Tuyau 14	90	1.33
Tuyau p69	92	1.13		Tuyau 15	90	1.26
Tuyau p70	75	1.7		Tuyau 16	200	3.12
Tuyau p71	90	1.18		Tuyau 17	100	1.74
Tuyau p72	75	1.62		Tuyau 18	200	3.83
Tuyau p73	100.00	1.56		Tuyau 19	300	5.55
Tuyau p74	65	1.51		Tuyau 20	250	3.76
Tuyau p75	90	1.26		Tuyau 21	150	2.75
Tuyau p76	100	1.34		Tuyau 22	100	3.75
Tuyau p77	75	1.53		Tuyau 23	75	2.55
Tuyau p87	700	15.52		Tuyau 24	75	1.48
Tuyau p88	700	14.04		Tuyau 25	150	2.67
Tuyau p89	600	13.12		Tuyau 26	200	5.44
Tuyau p91	550	14.02		Tuyau 27	100	1.28
Tuyau p92	550	12.36		Tuyau 28	750	15.64
Tuyau p93	500	12.01		Tuyau 30	150	3.19
Tuyau p94	450	10.65		Tuyau 31	90	1.45
Tuyau p95	450	8.77		Tuyau 32	200	4.76
Tuyau p96	200	33.07		Tuyau 33	150	5.73
Tuyau p97	350	7.31		Tuyau 34	150	2.55
Tuyau p98	300	6.07		Tuyau 35	90	2.55
Tuyau p99	250	6.83		Tuyau 36	75	2.26
Tuyau p100	150	4.99		Tuyau 37	20	1.35
Tuyau p102	50	1.62		Tuyau 38	75	1.04
Tuyau p103	75	1.01		Tuyau 2	250	6.58
Tuyau p104	90	1.26		Tuyau 29	90	1.33
Tuyau p105	50	1.44		Tuyau 3	200	0.17
Tuyau p106	60	1.42		Tuyau 4	200	149.83

ANNEXE N°09 : Valeurs des pressions au réseau de distribution

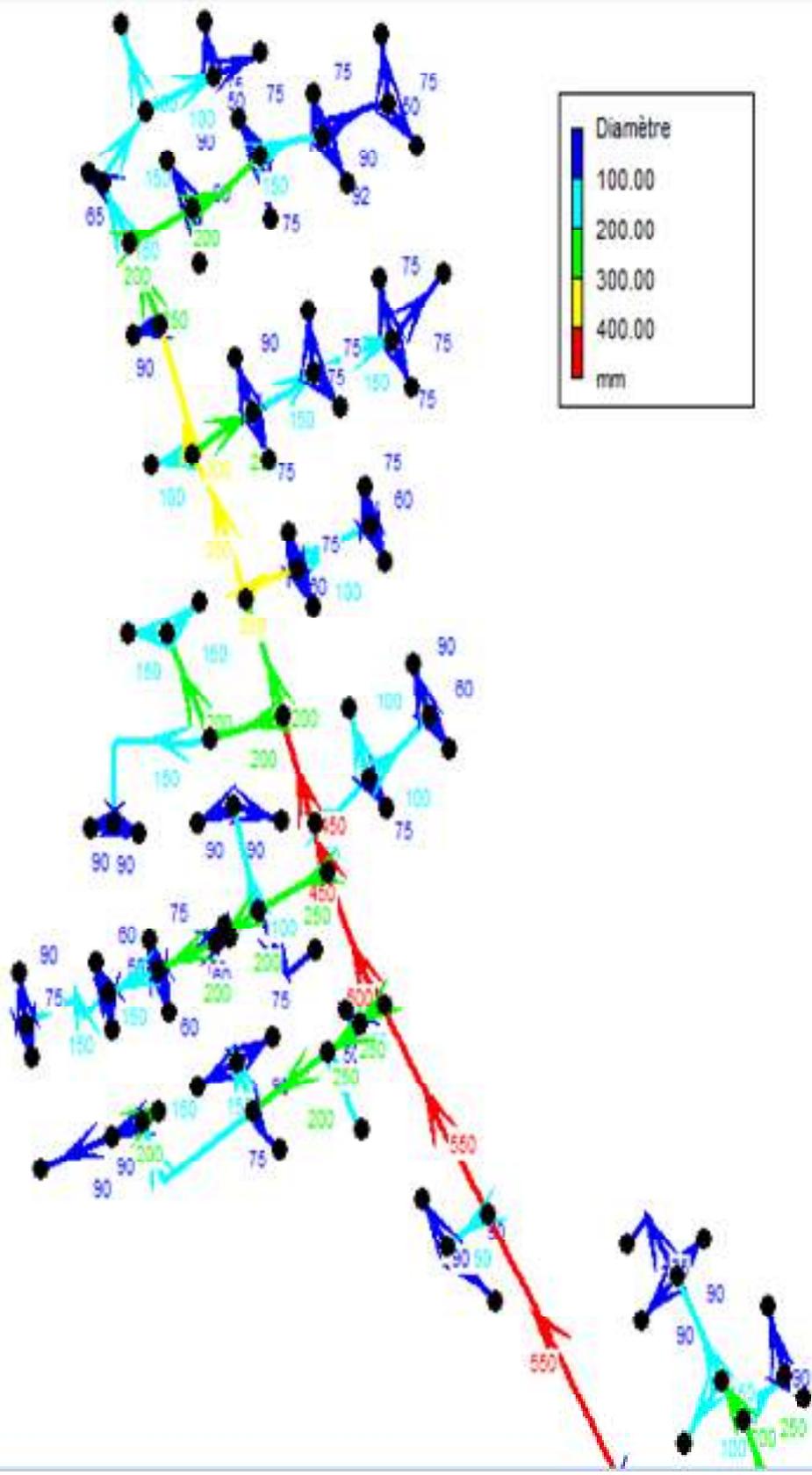
N° Borne	Pression	N° Borne	Pression	N° Borne	Pression	N° Borne	Pression
1	16.54	25	13.64	50	18.23	79	16.11
2	16.98	26	15.66	51	14.65	80	15.24
3	14.35	28	16.45	52	16.54	81	16.48
4	14.7	29	14.21	53	17.95	82	14.65
5	19.53	31	13.56	54	17.22	83	15.32
6	18.06	32	15.24	54	15.05	84	16.8
7	17.62	33	16.89	55	16.95	85	13.89
8	18.64	34	18.47	56	18.94	86	20.27
9	16.34	35	21.75	57	17.65	87	21.59
11	21.02	36	17.65	65	18.59	88	22.63
12	24.61	37	15.26	66	17.69	89	19.54
13	19.75	38	14.26	67	14.63	90	18.367
14	19.42	39	15.32	68	19.35	91	16.25
15	16.45	40	12.35	69	16.25	92	15.4
16	17.62	41	18.64	70	18.62	93	17.23
17	21.3	42	16.54	71	17.56	94	16.89
18	17.58	43	15.89	72	19.32	95	15.68
19	16.48	44	15.64	73	21.05	96	16.47
20	15.76	45	14.2	74	22.34	97	15.55
21	16.31	46	13.99	75	20.68	98	14.2
22	19.25	47	15.69	76	19.14	99	13.06
23	18.32	48	16.45	77	17.62	100	15.96
24	18.4	49	15.68	78	14.36	101	14.08

ANNEXE N°10 : les valeurs des altitudes et débits au nœud de réseau de distribution

prueba						
État des Nœuds du Réseau						
	Altitude	Q			Altitude	Q
ID Nœud	m	L/S		ID Nœud		
Nœud n2	12.27	10.03		Nœud n89	9.73	3.02
Nœud n7	10.80	7.68		Noeud n90	9.81	53.38
Nœud n8	10.70	31.60		Noeud n91	6.34	7.40
Nœud n9	10.26	107.14		Noeud n92	8.38	229.76
Nœud n10	10.25	8.46		Noeud n93	8.17	28.38
Nœud n11	11.03	11.05		Noeud n94	7.74	10.02
Nœud n12	10.73	23.92		Noeud n95	7.92	12.41
Nœud n13	16.00	8.47		Noeud n96	8.31	3.81
Nœud n14	12.73	15.44		Noeud n97	6.34	151.91
Nœud n15	11.46	3.81		Noeud n98	6.50	10.36
Nœud n16	11.20	0.00		Noeud n99	6.19	4.30
Nœud n17	11.21	1.82		Noeud n100	6.66	6.53
Nœud n18	10.53	56.03		Noeud n101	6.74	4.70
Nœud n19	10.93	0.00		Noeud n102	6.66	7.61
Nœud n20	11.09	5.39		Noeud n103	6.30	21.23
Nœud n21	10.11	23.36		Noeud n104	6.33	6.20
Noeud n22	9.85	8.37		Noeud n105	5.82	7.75
Noeud n24	10.30	13.68		Noeud n106	5.87	8.96
Noeud n25	9.71	17.54		Noeud n107	5.70	1.95
Noeud n26	11.87	12.10		Noeud n108	5.33	7.52
Noeud n27	9.46	5.44		Noeud n109	5.27	21.07
Noeud n28	11.40	49.51		Noeud n110	5.30	7.52
Noeud n29	11.53	4.74		Noeud n111	4.95	35.47
Noeud n30	9.28	15.50		Noeud n112	4.83	51.31
Noeud n31	9.71	7.76		Noeud n113	4.97	7.48
Noeud n32	9.67	27.23		Noeud n114	4.73	10.36
Noeud n33	9.80	11.26		Noeud n115	4.56	7.17
Noeud n34	9.98	7.74		Noeud n116	4.18	22.61
Noeud n35	13.80	540.93		Noeud n117	3.93	12.25
Noeud n36	12.96	14.39		Noeud n118	3.12	27.62
Noeud n37	12.87	4.36		Noeud n119	4.37	5.02
Noeud n38	13.84	70.85		Noeud n120	4.14	85.97
Noeud n39	15.52	9.25		Noeud n121	4.44	8.04
Noeud n40	15.08	26.72		Noeud n122	4.71	130.72
Noeud n41	13.45	7.68		Noeud n123	5.00	10.55
Noeud n42	12.36	2.97		Noeud n124	5.71	6.78
Noeud n43	14.50	12.75		Noeud n125	5.72	34.20
Noeud n44	14.77	40.95		Noeud n126	14.30	611.78
Nœud n45	13.01	2.05		Noeud n129	20.30	4.58
Noeud n46	13.93	38.90		Noeud n133	15.14	526.54
Noeud n47	13.90	5.07		Noeud n134	11.21	477.03
Noeud n48	16.60	0.00		Noeud n135	9.90	360.87
Noeud n49	16.71	29.37		Noeud n136	10.36	343.60

Noeud n50	16.77	5.41		Noeud n137	9.46	290.22
Noeud n51	18.31	15.94		Noeud n138	7.81	201.38
Noeud n52	17.80	8.10		Noeud n139	6.49	151.91
Noeud n53	19.86	4.08		Noeud n140	3.90	78.93
Noeud n54	19.24	5.00		Noeud n142	5.52	3.19
Noeud n55	19.18	0.43		Noeud n143	14.44	4.46
Noeud n56	16.56	369.89		Noeud n144	20.30	8.02
Noeud n57	9.11	9.03		Noeud n145	17.93	2.83
Noeud n59	0.00	8.00		Noeud n146	16.60	4.02
Noeud n60	8.56	17.27		Noeud n151	12.40	6.43
Noeud n61	8.76	9.27		Noeud n152	12.83	5.67
Noeud n62	12.14	37.97		Noeud n153	10.07	9.83
Noeud n63	15.07	8.43		Noeud n154	11.13	3.81
Noeud n64	14.60	15.38		Noeud n155	9.83	9.99
Noeud n65	11.63	16.71		Noeud n156	10.57	37.03
Noeud n66	9.99	8.41		Noeud n157	9.48	5.62
Noeud n67	11.70	5.83		Noeud n159	12.46	8.35
Noeud n68	10.42	21.87		Noeud n160	7.57	9.81
Noeud n69	10.17	16.10		Noeud n161	9.16	9.53
Noeud n70	11.56	6.57		Noeud n162	8.62	5.95
Noeud n71	8.23	4.72		Noeud n163	7.97	8.60
Noeud n72	9.73	30.08		Noeud n164	8.18	7.21
Noeud n73	10.55	3.49		Noeud n165	5.44	20.40
Noeud n74	8.80	3.81		Noeud n166	6.42	5.66
Noeud n75	11.23	1.96		Noeud n167	6.59	6.70
Noeud n76	8.16	3.35		Noeud n169	6.09	6.92
Noeud n77	8.28	36.50		Noeud n170	6.06	27.42
Noeud n78	8.40	3.07		Noeud n171	5.55	8.13
Noeud n79	9.10	6.26		Noeud n172	4.42	8.36
Noeud n80	8.32	60.46		Noeud n173	4.74	6.88
Noeud n81	7.23	150.00		Noeud n174	5.55	4.59
Noeud n82	6.86	7.89		Noeud n175	6.15	7.02
Noeud n83	6.74	49.47		Noeud n323	11.33	6.54
Noeud n84	7.07	20.40		Noeud 1	17.42	8.43
Noeud n85	5.72	34.86		Noeud 3	10.43	87.63
Noeud n86	5.73	14.46		Noeud 4	12.36	11.63
Noeud n87	10.33	50.36		Noeud 2	14.10	5.33
Noeud n88	9.11	12.40				

ANNEXE : les différents diamètres du réseau



ANNEXE : les différents diamètres du réseau

