

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Irrigation et de Drainage

THEME :

**DIMENSIONNET DE CONDUIT D'ADDUCTION A
PARTIR DE LA STATION D'EPURATION DE BNI
MESSOUS VERS LA RETENUE DE BAINEM.
(W.ALGER)**

Présenté par :
M^r MESSADIA TAREK

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r M.MESSAHEL	Prof	Président
M^{me} L.S BAHBOUH	MA.A	Examinatrice
M^{me} H.BOUCHEMA	MA.A	Examinatrice
M^{me} S.HARKAT	MA.B	Examinatrice
M^r A.AYAD	MA.A	Examineur
M^{me} D.DJOUDAR	MA.A	Promotrice

Remerciements

Au terme de cette étude, je tiens tout d'abord

À remercier Dieu pour m'avoir donné la force, la santé, la patience, les moyens et l'aide afin que je puisse accomplir ce modeste travail.

Mes vifs remerciements s'adressent au président du jury et aux membres du jury, qui m'ont honoré par leur présence et pour avoir accepté d'examiner ce travail.

J'exprime ma gratitude à Mme. Djoudar qui de m'avoir éclairé le chemin, et de mettre à ma disposition ses compétences et ses conseils constructifs afin de mener ce projet à bon terme.

Que tous ceux qui m'ont aidé trouvent ici mes plus profonds remerciements.

Enfin, je tiens à exprimer ma reconnaissance et mon respect à tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribué à ma formation.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chères parents qui m'ont donné le meilleur d'eux mêmes pour mon éducation mais aussi pour leur précieux soutien durant tous mon cursus .

A mes chères soeurs Chanez et Hibat allah

A la mémoire du Pr. Ali BOUZID

Au Dr, HOUASSE , Dr. AKOUCHE , Dr . GUENANE

Aux infirmières ; Nadia, Samia, Nadir, Mohammed, foudil, chendjaq, khaled gouloir, et tous le personnel de la clinique chirurgie et pédiatrique de BEL AIR (Pr.Ai BOUZID) El-Biar -(Alger).

Au Dr. KEROUAZ, Dr. KOURI, Dr .Yahia CHERIF, Dr. MAOUCHE.

Aux infirmières : ALOUACHE Lamine, MOHAMMED Merzoughi et tout le personnel du service Uro-néphrologie de la clinique DAKCI-CONSTANTINE

A tous mes amis surtout Cherif Eddine Mounir, Tawfiq, Picasso, Rabah, Adela ,réviz, Haiffa, badais, Bilal

Messadia terek

ملخص

هدف هذه الدراسة إلى تحويل مياه الصرف الصحي بعد معالجتها في محطة التطهير المتواجدة في بني مسوس إلى حوض التجميع المتواجد في غابة باينام و إعادة استعمالها في السقي الزراعي.

قمنا أيضا بعملية تحليل المياه من أجل التحقق من ملاءمتها لإعادة الاستعمال حسب مقاييس المنظمة العالمية للتغذية (FAO) و المنظمة العالمية للصحة (OMS).

Résumé

L'objectif de cette étude est de transférer les eaux d'assainissement après traitement dans la station d'épuration de Beni Messous vers le bassin de stockage se situant dans la forêt de Bainem pour les réutiliser à des fins agricoles.

Une analyse des eaux a été faite afin de vérifier leur adaptation à leur réutilisation selon les normes FAO et OMS.

Abstract

The purpose of this study is to transfer purification water after treatment in the sewage plant of Beni Messous toward the storage pond situated in Bainem in order to use them in agriculture.

Analysis of water quality has been done to check the adaptation of water to usage according to FAO and OMS (international health organization)

introduction Générale	
Chapitre I.	Réutilisation des eaux usées
I-1. Evaluation de la qualité de l'eau usée traitée pour l'irrigation	2
I-1.2 Traitement des eaux résiduaires	2
i.1.3 Traitement et considérations de la qualité des eaux usées	3
I-1.4 Critères de qualité des eaux usées pour l'irrigation	3
1.4.1 Salinité :	3
1.4.2 Alcalinité	6
1.4.3 La teneur en azote	6
1.4.4 Le phosphore	6
1.4.4 Le potassium	6
1.4.5 Autres nutriments.	6
I-2 Quantité d'eau.	7
I-2.1 Fréquence des irrigations.	7
I-2.3 Système d'irrigation.	7
I-3 Critères de qualité biologique :	8
I-4. Conclusion	8
Chapitre II.	Présentation de zone d'étude
II-1 Localisation géographique :	9
II-2 caractéristiques climatiques :	9
II-2.1. Les précipitations :	9
II- 2.2. La température :	10
II-2.3. Le vent :	10
II-2.4. L'évaporation :	10
II-3. Caractéristiques géologiques de la région:	11
II-4. Caractéristiques Hydrologiques et hydrogéologiques :	11
II- 4.1. Hydrologie :	11
II-4.2. Hydrogéologie :	12
II- 5. Activité agricole :	12
III-1 localisation géographique de la STEP :	14
III-1.2 Caractéristiques de la STEP :	14
III-1.3 Ouvrages de traitement des eaux et des boues dans la STEP :	14
III- 1 . 3.1 Prétraitement mécanique constitué de:	14
III-1.3.2 .Décantation primaire constituée de :	15
III-1.3 .3.Traitement biologique constitué de :	15
III-1.3.4. Décantation secondaire et pompage des boues en excès	15
III- 1.3.5.Épaississement et stabilisation des boues constitués de :	15
III-1.3.6. Stabilisation des boues constituée de :	15
III-1.3.7. Déshydratation de boues constituée de	15
III-2 localisations géographiques de retenue collinaire	17
III-3 Description générale :	18
Conclusions	19
Chapitre IV.	Analyse et interprétation de qualité d'eau
IV-1. débits des eaux usées brutes et épurées :	20
IV -2 .Paramètres physico-chimiques et bactériologiques :	20
IV- 2.1 Paramètres physico-chimiques :	20
IV -2.1.1 La conductivité électrique	21
IV- 2.1.2 Le PH :	21
IV -2.1.3 La température :	21
IV -2.1.4 L'oxygène dissous :	21
IV- 2.1.5Le chlorure :	22

IV- 2.1.6 Coefficient d'adsorption du sodium		22
IV- 2.1.7. Les matières organiques :		23
IV -2.1.8. Matières azotées :		24
IV -2.1.9. Composés phosphorés :		25
IV -2.1.10. Le potassium :		26
IV- 2.1.11. Métaux lourds :		26
Conclusion :		27
Chapitre V	Adduction	
V-1 Types d'adduction		28
V-2 Choix Du Tracé		28
V-3 Schéma hydraulique du réseau		28
V- 4 Etudes technico-économique		30
V-4.1 Adduction gravitaire		30
V-4.2 Adduction par refoulement		30
V-5 Estimation des besoins en eau d'irrigation		30
V- 5.1 Détermination de l'année de calcul :		30
V-5.2 Ajustement à la loi normale (Gauss) :		31
V-5.3 Calcul de l'évapotranspiration		33
V-5.3.2 La pluie efficace :		34
V-5.3.3 Estimation du débit de pointe :		37
V-6 Dimensionnement de l'adduction		38
6.1. Détermination du diamètre avantageux		38
V- 6.1.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons		39
V-6.1.2. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction		39
V-6 .1.3 Normalisation des diamètres		40
V-6 .2. Etude technico-économique de l'adduction		41
V-6.2.1 Etude de l'adduction par refoulement		41
V-6.2.2. Calcul des pertes de charge		42
V- 6.2.2.1. pertes de charge linéaires		42
V- 6.2.2.2. Pertes de charge singulières		42
V- 6.2.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)		42
V-6.2.3. Calcul de la hauteur manométrique totale		42
V-6.2.4. Puissance absorbée par la pompe		43
V-6.2.5. Energie consommée par la pompe		43
V-6.2.6. Frais d'exploitation		43
V-6.2.7. Frais d'amortissement		43
V-6.2.3. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement		44
V-6.2.3.1. Tronçon SP 1 – Les lagunes		44
V-6.2.3.2 : Tronçon SP 2 – Retenue Bainam		45
V-6.2.3.3. Tronçon SP 2 – Réservoir CHERAGA		46
Conclusion		48
Chapitre VI	Pompage	
VI-1. Définition		49
VI-2. Couplage des pompes		49
VI-3. Choix du type de pompe		49
VI-4. Choix du nombre de pompes		49
VI-4.1: Refoulement Tronçon SP 2 – Retenue Bainam		50
VI-4.2 Refoulement Tronçon SP 2 – Réservoir de CHERAGA		50
VI-4.3 . Courbes caractéristiques des pompes		51
VI-4 .4 . Point de fonctionnement d'une pompe		53
VI-4 .5: Courbe caractéristique de la conduite		54
VI-5. Choix du moteur électrique		59

VI-5.1 Critères de choix du moteur électrique	59
V-5.2 Refoulement : Tronçon SP 2 – Retenue Bainam	59
VI-5.3 Refoulement : Tronçon SP 2 – Réservoir de CHERAGA	60
Caractéristiques du moteur	60
VI-6 Etude de la cavitation	60
VI-6.1 Calage de la pomp	61
VI-6.2 Refoulement : Tronçon SP 2 – Retenue Bainam	61
VI-6.3 Refoulement : Tronçon SP 2 – Réservoir de CHERAGA	62
Conclusion	63
Chapitre VII	Pose de coalisation et accessoires
Introduction	64
VII-2 Pose de canalisation :	64
VII-2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :	64
VII-2 .2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :	64
VII- 2. 3. Pose de canalisation en galerie :	65
VII-2.4.1 Traversée d'une rivière :	65
VII-3 Exécution des travaux :	66
VII-3.1 Vérifications et manutentions des canalisations :	
VII- 3.2. Largeur du fond de la tranchée	66
VII-3.4 Choix des engins du chantier:	67
VII-4 Accessoires :	69
VII-4.1 Robinets vannes :	69
VII-4.2 Robinet vanne à coin (à opercule) :	69
VII-4.3 Vannes papillons :	69
VII-4.4 Clapets anti retour :	70
VII-4.5 Ventouses :	71
VII-4.7 Vannes de décharge	71
VII-4.8 Poteaux d'incendie :	71
VII-4.9 Crépine	72
VII-4.10 Joints de raccordement :	72
VII-11. Organes de raccordement :	73
VII-11.1. Coudes	73
VII-11. 2 Cônes :	73
VII-11.3. Tés :	73
VII-11.4. Joints de démontage :	73
Conclusion :	73
Conclusion générale et recommandation	

LISTE DES TABLEAUX

- Tableau I-1. Directives pour l'interprétation de la qualité de l'eau pour l'irrigation (FAO 1985)
- Tableau I-2. Tolérance à la salinité de quelques plantes cultivées (adapté de FAO, 1985)
- Tableau I- 3. Potentiel de fertilisation par l'eau usée (FAO/RNEA, 1992)
- Tableau II-.1 : Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations Période : 1995.2010
- Tableau II-2 : Répartition générale des terres agricoles
- Tableau III.1 : détail de la retenue projetée au niveau de la forêt de Bainem
- Tableau IV-1 : Valeurs des paramètres température, pH, conductivité et oxygène dissous.
- Tableau IV-2 : Résultats des paramètres de l'eau brute et épurée déterminés dans le laboratoire de la STEP
- Tableau IV- 3 : Résultats d'analyses des métaux lourds dans les eaux usées épurées de la STEP
- Tableau : V.1: ajustement à la loi de gauss
- Tableau : V .2 : valeurs des pluie de probabilité 80%
- Tableau V-3 : Valeur de l'évapotranspiration de référence calculée par la méthode de Penmann-Montheih, exprimée en mm/jour.
- Tableau V.4 : Résultats de calcul de la précipitation effectif (CROPWAT 8.0)
- Tableau : V.5 Calcul de l'Évapotranspiration réelle(mm/Mois)
- Tableau : V.6 Besoins en eau des cultures en mm
- Tableau V.7 : Estimation du débit de pointe
- Tableau : V.8 Coefficients K' , m , β pour différents types du tuyau
- Tableau : V.9 Les longueurs des différents tronçons de l'adduction
- Tableau : VI-10 Les altitudes des différents points de l'adduction
- Tableau : V .11 Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction
- Tableau : V.12: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction
- Tableau : V .13 Pressions pour différents points de l'adduction
- Tableau : V.14 Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –les lagunes
- Tableau : V .15 Calcul des frais d'amortissement du SP 1 – les lagunes
- Tableau V .16 : Calcul des frais d'exploitation du SP 1 – les lagunes
- Tableau : V .17 : Bilan du tronçon SP 1 – les lagunes
- Tableau V.18 : Calcul de la HMT du tronçon du SP 2 – Retenue Bainam
- Tableau V.19 : Calcul des frais d'amortissement du SP 2 – Retenue Bainam
- Tableau V.20 : Calcul des frais d'exploitation du SP 2 – Retenue Bainam
- Tableau V.21 : Bilan du tronçon SP 2 – Retenue Bainam
- Tableau V .23 : Calcul de la HMT du tronçon du SP 2– CHERAGA
- Tableau V.24 : Calcul des frais d'amortissement du SP –Réservoir de CHERAGA
- Tableau V.25 :Calcul des frais d'exploitation du SP 2 – Réservoir de CHERAGA
- Tableau V.26 : Bilan du tronçon SP 1 – Réservoir de CHERAGA
- Tableau VII.1: les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles :

LISTE DES FIGURES

- Figure II-1 : représentation graphique des moyennes mensuelles des précipitations Période : 1995.2010
- Figure II-2 Carte du réseau hydrographique
- Figure : III-1 localisations géographiques de la STEP
- Figure III-2:Photo aérien prisent Ouvrages de traitement
- Figure 3.3 Schéma synoptique des différents ouvrages de la station de Béni. Messous.
- Figure : III-4. Carte représente le site dont emplacement de retenue de foret de Bainem
- Figure : III-5 Photo aérien prisent localisation exacte de la retenue de foret de Bainam
- Figure : III-6 Relation entre la STEP et la retenue de foret de Bainam
- .Figure : IV- 1 Représentation graphique de la variation des débits entrant et sortant de la station du mois d'avril 2011.
- Figure : V.1 : Le réseau d'adduction
- Figure : V.2 ajustements à la loi de GAUSS
- Figure : VI.1 Courbes caractéristiques des pompes station (1)
- Figure : VI.2 Courbes caractéristiques des pompes station (2)
- Figure VI.3 : Courbe Caractéristique de la conduite de refoulement
- Figure VI.4: Courbe caractéristiques de la SP N°2 après réglage
- Figure VI.6 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement
- Figure VI.7: Courbe caractéristiques de la SP 2 après réglage
- Figure VII.1: Pose de canalisation en galerie
- Figure: VII.2 traversée d'une rivière
- Figure : VII. 3 Schéma d'une tranchée
- Figure VII-4: Photo d'un Dozer
- Figure VII-5 : Pelle mécanique
- Figure : VII.6 Robinets vannes
- Figure : VII. 7 Vannes papillons
- Figure : VII.8 Clapets anti retour

LISTE DES PLANCHES

- Planche N ° 1** : Transfert des eaux usées épurées de la STEP de Beni Messous
Planche N ° 2 : Profil en long de l'adduction par refoulement STEP vers les lagunes
Planche N ° 3 : Profil en long de l'adduction par refoulement (les lagunes vers retenue)
Planche N ° 4 : Profil en long de l'adduction gravitaire (retenue vers bassin de bainam)

L'eau d'irrigation traitée « non conventionnelle » doit être considérée comme source d'eau admissible selon les critères scientifiques et réglementaires (selon sa nature, sa quantité et sa qualité). Elle peut être exploitée à partir des stations d'épuration par des canalisations adéquates ou dans d'autres cas par des lâchées au niveau des Oueds ou d'autres écoulements.

Les ressources hydriques en Algérie sont estimées à environ 19Milliards de m³ et l'irrigation agricole représente le principal consommateur avec 70% du volume exploité.

En Algérie, les rejets annuels d'eaux usées urbaines sont estimés à 750 millions de m³. Un programme important de réalisation des systèmes d'épuration (boues activées, lagunage) a été réalisé ou en cours de réalisation dont l'objectif principal est la valorisation des eaux épurées et des boues produites et ce, par la création d'importants périmètres d'irrigation.

La réutilisation des eaux usées et un moyen pour diminuer la demande sur les eaux conventionnelles ; Pour cela l'Algérie a investi un budget destiné a la réalisation des stations d'épuration des eaux usées plus un réseau de transfert, de distribution et d'ouvrage de stockage pour améliorer la qualité d'eau épurée qui sera utilisée à l'irrigation des terres agricoles.

Le travail présenté ci- dessous est relatif à l'étude de réutilisation des eaux usées épurées de la station d'épuration de BENI MESSOUS (Commune d'AIN BENIAN).

Cette étude permet de satisfaire les boisons en eau d'irrigation de 1500 hectare, cette dernière comporte deux parties :

- **1^{er} partie** : est basé sur les calculs des besoins des cultures adoptées au climat de la région du Sahel, et le débit fourni par la step est satisfaisant pour toutes les cultures qu'on a choisies.
 - **La deuxième partie** : porte sur l'interprétation des résultats d'analyse selon les normes FAO et OMS et vérifier si ces eaux sont convenables à l'irrigation.
 - **La troisième partie** : consiste à étudier le relief pour savoir si une adduction gravitaire serait suffisante ou bien la renforcer par des pompes.
 - **Quant à la quatrièmes partie:** elle concerne le transfert l'eau traitées de la STEP BENI MESSOUS vers la retenue collinaire de BAINEM ;
- ✚ Plus la conduite de refoulement qui alimente le bassin de Cheraga à partir des quatre lagunes ; et bassin de BAINEM à partir de la retenue collinaire par conduite gravitaire .

L'eau usée et d'autres eaux de mauvaises qualités sont importantes dans le contexte de la gestion globale des ressources en eau. En libérant des ressources d'eau douce pour l'approvisionnement domestique et d'autres usages prioritaires, la réutilisation apporte une contribution à la conservation de l'eau et de l'énergie et améliore la qualité de la vie. L'eau usée peut avoir des résultats agronomiques positifs. D'ailleurs, les systèmes d'utilisation d'eau usée, lorsqu'ils sont correctement planifiés et contrôlés, peuvent avoir un impact environnemental et sanitaire positif, à côté de rendements agricoles accrus. Cependant, la réutilisation de l'eau usée peut également avoir des effets néfastes sur l'environnement et la santé publique.

I-1. Evaluation de la qualité de l'eau usée traitée pour l'irrigation

L'eau usée est unique du point de vue composition. Les constituants physiques, chimiques et biologiques qui s'y trouvent doivent être pris en considération. Dans ce chapitre, les problèmes sont brièvement présentés ; par contre, les solutions sont mises en évidence. Quelques approches intégrées de gestion seront présentées afin d'atténuer et/ou surmonter ces problèmes. [1]

I- 1.1 Caractéristiques chimiques et physiques des eaux usées

Les constituants importants dans l'eau usée sont :

✚ **les matières solides** en suspension, puisque la filtration peut être nécessaire, en particulier avec des systèmes de micro-irrigation;

✚ **les nutriments** afin d'ajuster la fertilisation;

✚ **la salinité** afin d'estimer la fraction de lessivage et sélectionner les cultures les mieux appropriées;

✚ **les micro-organismes pathogènes** pour les mesures de précaution, en choisissant le modèle d'emblavement et le système d'irrigation appropriés

I-1.2 Traitement des eaux résiduaires

L'objectif principal du traitement est de produire des effluents traités à un niveau approprié et acceptable du point de vue du risque pour la santé humaine et l'environnement. À cet égard, le traitement des eaux résiduaires le plus approprié est celui qui fournit, avec certitude, des effluents de qualité chimique et microbiologique exigée pour un certain usage spécifique, à bas prix et des besoins d'opération et d'entretien minimaux. Les stations d'épuration des eaux résiduaires, indépendamment du type de traitement, réduisent la charge organique et les solides en suspension et enlèvent les constituants chimiques des eaux usées qui peuvent être toxiques aux récoltes ainsi que les constituants biologiques (microbes pathogènes) qui concernent la santé publique en général.

Les différents degrés de traitements conventionnels sont :

✚ **le traitement préliminaire.** Enlèvement des solides grossiers et d'autres grands fragments de l'eau usée brute.

✚ **le traitement primaire.** Enlèvement des solides organiques et inorganiques sédimentables ainsi que les matériaux flottants.

✚ **le traitement secondaire.** Enlèvement des matières organiques solubles et des matières en suspension des eaux usées traitées primaires.

✚ **le traitement tertiaire et/ou avancé.** Enlèvement de constituants spécifiques de l'eau usée tels que les nutriments et les métaux lourds, qui ne sont pas enlevés par le traitement secondaire. La désinfection, habituellement avec du chlore, est employée pour réduire les constituants microbiologiques.

1.3 Traitement et considérations de la qualité des eaux usées

Dans une approche intégrée du traitement et de l'utilisation des eaux usées en irrigation, la fiabilité du traitement et le contrôle continu sont fortement recommandés puisque ceux-ci sont hors contrôle de l'agriculteur. Dans la planification et l'exécution de nouveaux projets d'épuration et de réutilisation des eaux usées, l'application prévue de réutilisation devrait régir le degré de traitement exigé et la fiabilité du processus de traitement des eaux résiduelles et de l'exploitation de la station d'épuration. Cependant, dans les stations d'épuration existantes, la qualité de l'effluent traité est déjà connue et les agriculteurs sont obligés de modifier leur pratique en fonction de la qualité de l'eau qui leur est fournie. Il n'y a pas du tout d'intervention au sujet de la composition chimique de l'eau usée traitée. À cet égard, les approches de gestion proposées aux agriculteurs pour alléger les problèmes potentiels sont la plupart du temps présentés et discutés.

I-1.4 Critères de qualité des eaux usées pour l'irrigation [1]

Les caractéristiques de qualité chimique et physique sont identiques pour n'importe quelle eau d'irrigation. À cet égard, les directives générales présentées dans le tableau 1.1 peuvent être employées pour évaluer l'eau usée traitée, utilisée à des fins d'irrigation, en termes de constituants chimiques tels que les sels dissous, le contenu en sodium et les ions toxiques. La procédure demeure la même qu'avec les autres types d'eaux.

1.4.1 Salinité :

Dans la plupart des pays, l'eau utilisée pour l'approvisionnement municipal est l'eau ayant la meilleure qualité disponible et elle est habituellement de faible salinité. Cependant, en conditions de pénurie en eau, la salinité peut être un problème. La quantité et le type de sels présents sont importants pour évaluer si l'eau usée traitée convient pour l'irrigation. Des problèmes potentiels sont liés à la teneur en sels totaux, au type de sel ou à la concentration excessive d'un ou plusieurs éléments.

Tableau I-1. Directives pour l'interprétation de la qualité de l'eau pour l'irrigation (FAO 1985)

Problèmes Potentiels en Irrigation	Unités	Degré de restriction à l'usage		
		Aucun	Léger à modéré	Sévère
Salinité				
EC _w ¹	dS/m	< 0.7	0.7 - 3.0	> 3.0
ou TDS	mg/l	< 450	450 - 2000	> 2000
Infiltration				
SAR ² =0 - 3 et EC _w =	dS/m	> 0.7	0.7 - 0.2	< 0.2
=3 - 6 =		> 1.2	1.2 - 0.3	< 0.3
=6 - 12 =		> 1.9	1.9 - 0.5	< 0.5
=12 - 20 =		> 2.9	2.9 - 1.3	< 1.3
=20 - 40 =		> 5.0	5.0 - 2.9	< 2.9
Toxicité Spécifique des ions				
Sodium (Na)				
Irrigation de surface	SAR	< 3	3 - 9	> 9
Irrigation par aspersion	méq/l	< 3	> 3	
Chlorure (Cl)				
Irrigation de surface	méq/l	< 4	4 - 10	> 10
Irrigation par aspersion	méq/l	< 3	> 3	
Bore (B)	mg/l	< 0.7	0.7 - 3.0	> 3.0
effets divers				
Azote (NO ₃ -N) ³	mg/l	< 5	5 - 30	> 30
Bicarbonate (HCO ₃)	méq/l	< 1.5	1.5 - 8.5	> 8.5
pH	Gamme normale 6.5 - 8.4			

¹ EC_w signifie la conductivité électrique en deciSiemens par mètre à 25°C.

² SAR signifie le taux d'adsorption de sodium (sodium adsorption ratio).

³ NO₃-N signifie l'azote sous forme de nitrate rapporté en terme d'azote élémentaire. NH₄-N et N-organique devraient être également examinés dans les eaux usées.

➤ **Pour surmonter le problème de la salinité au niveau de la ferme, plus d'importance doit être donnée aux approches suivantes :**

✓ **Choisir des cultures tolérantes à la salinité de l'eau usée.** Le tableau 1.2 peut aider les agriculteurs à choisir le système de culture le plus approprié en fonction de la salinité de l'eau usée et de la tolérance des cultures en sels. Avec une salinité inférieure à 3 dS/m et une bonne gestion, la plupart des fruits et des légumes peuvent être produits. Lorsque la salinité augmente, le choix des cultures devient difficile et, excepté certains légumes, le choix est la plupart du temps limité aux fourrages verts.

✓ **Choisir des cultures tolérantes au sel ayant la capacité d'absorber des quantités élevées de sels sans subir d'effets toxiques particuliers (cultures extractrices**

de sels). En cas d'irrigation avec une eau usée traitée de salinité élevée, dans les zones à pluviométrie limitée et lessivage naturel favorable, des cultures extractrices de sels peuvent aider à réduire l'accumulation de sels dans le sol et permettre ainsi une réutilisation durable à long terme. Les cultures recommandées sont le sudax, le sorgho, le chiendent pied de poule et l'orge

Tableau I-2. Tolérance à la salinité de quelques plantes cultivées (adapté de FAO, 1985)

Conductivité électrique de l'eau d'irrigation (dS/m, et mg/l)*					
<2 <1280	2-3 1280-1920	3-4 1920-2560	4-5 2560-3200	5-7 3200-4480	>7 >4480
Citrus	Figues	Sorgho	Soja	Carthame	Coton
Pommes	Olives**	Arachide	Palmier dattier***	Blé	Orge
Pêche	Brocoli	Riz	Phalaris aquatique	Betterave sucrière	Agropyre
Raisins	Tomates	Betteraves	Trèfle	Rye Grass	
Fraise	Concombre	Fétuque	Artichauts	Orge des rats	
Pommes de terre	Cantaloup			Chiendent pied de poule	
Poivrons	Pastèques			Sudax (sorgho hybride)	
Carottes	Epinards				
Oignons	Vesce commune				
Haricot	Sorgho du Soudan				
Maïs	Luzerne				

* 1dS/m = 640 mg/l

** des niveaux de EC beaucoup plus élevés ont été rapportés (jusqu'à 6 dS/m) pour des olives en Tunisie

*** des niveaux plus élevés de EC ont été également rapportés pour des palmiers dattiers en Algérie (jusqu'à 7-8 dS/m). G. Abdel-Gawad, Acsad

✓ **Choisir un système d'irrigation** permettant une application uniforme de l'eau, une efficacité élevée et offrant la possibilité d'irriguer fréquemment. Avec les systèmes d'irrigation pressurisés, en particulier avec les systèmes goutte-à-goutte et mini sprinklers, le niveau admissible de salinité des cultures irriguées peut être plus élevé. Avec de tels systèmes, les directives concernant la tolérance à la salinité des cultures.

✓ **Programmer les irrigations.** Le volume d'eau d'irrigation et la fréquence d'application sont deux facteurs déterminants pour contrôler la salinité. Avec des systèmes goutte à goutte, l'irrigation peut être plus fréquente et la salinité du sol à proximité de la plante irriguée peut ainsi être maintenue à un niveau plus bas.

✓ **Le lessivage** est une pratique régulièrement utilisée par les agriculteurs mais n'est probablement pas la meilleure solution en cas de pénurie d'eau, de drainage insuffisant ou de nappe peu profonde. A long terme, la quantité totale de sels appliquée dans le sol avec les eaux usées et la quantité de sels éliminée par lessivage et prélevée par les cultures, devraient être approximativement identiques. La sélection de l'assolement cultural et la gestion efficace de l'eau usée en irrigation interviennent de façon importante dans l'élimination des sels. Les cultures extractrices de sels qui ont une valeur économique comme le sudax et le sorgho donnent de bons résultats. Il est recommandé de cultiver des cultures consommatrices de sels chaque année ou périodiquement.

✓ **Drainage.** Une des mesures nécessaires pour prévenir la remontée de la nappe et la salinisation induite par l'irrigation en régions arides et semi-arides est l'installation d'un réseau de drainage. Le drainage, en combinaison avec une irrigation appropriée permet le lessivage des sels en excès hors de la zone racinaire.

1.4.2 Alcalinité

La dispersion de la phase colloïdale du sol, la stabilité des agrégats, la structure du sol et la perméabilité à l'eau sont toutes très sensibles aux types d'ions échangeables présents dans l'eau d'irrigation. L'augmentation de l'alcalinité du sol, qui peut se produire avec l'eau usée traitée à cause de la concentration élevée en Na, réduit la perméabilité du sol, particulièrement en surface, même si le lessivage a lieu. Ce phénomène est lié à la dispersion et au gonflement des argiles lorsque la concentration en Na échangeable augmente. Toutefois, pour une certaine valeur du Rapport d'Adsorption du Sodium (SAR – Sodium Adsorption Ratio), la vitesse d'infiltration augmente ou diminue avec le niveau de salinité. Par conséquent, le SAR et ECw (salinité) devraient être employés en association pour évaluer les problèmes potentiels éventuels.

1.4.3 La teneur en azote

de l'eau usée urbaine après traitement secondaire varie de 20 à 60 mg/l. L'azote dans l'eau usée traitée peut dépasser les besoins des cultures. La connaissance de la concentration en N dans l'eau usée et la gestion appropriée de la charge en NPK sont essentielles pour surmonter les problèmes associés à une éventuelle concentration élevée en N.

1.4.4 Le phosphore

dans l'eau usée après traitement secondaire varie de 6 à 15 mg/l (15-35 mg/l P_2O_5) à moins qu'un traitement tertiaire l'élimine. L'évaluation de P dans l'eau usée traitée devrait être réalisée en concomitance avec les analyses de sol pour les conseils de fumure.

1.4.4 Le potassium

Contenu dans l'eau usée n'occasionne pas d'effet nuisible sur les plantes ou l'environnement. C'est un macronutriment essentiel qui affecte favorablement la fertilité du sol, le rendement des cultures et leur qualité. La concentration en K dans l'eau usée traitée secondaire varie de 10 à 30 mg/l (12-36 mg/l K_2O). Cette quantité doit être prise en compte pour préparer le programme de fertilisation en fonction des besoins des cultures.

1.4.5 Autres nutriments.

La plupart des eaux usées contiennent habituellement des concentrations adéquates en soufre, zinc, cuivre et autres micronutriments. Une attention particulière doit être portée au bore. L'eau usée traitée contient assez de bore pour corriger toutes les déficiences en cet élément. Cependant, lorsque cet élément se trouve en excès, il peut provoquer des problèmes de phytotoxicité. Le tableau 3 peut aider les agriculteurs à choisir des cultures en fonction de leur tolérance au bore. Pour surmonter le problème de B, les mesures correctives similaires aux sels fortement solubles sont recommandées (choix de la culture,

lessivage, programme des irrigations, et système d'irrigation). En général, au sujet du bore, les agriculteurs devraient se rappeler ceci:

- ✓ les arbres fruitiers sont plus sensibles au B que les légumes,
- ✓ en cas de concentration relativement élevée de B dans les eaux usées, les cultures annuelles doivent être privilégiées.

Tableau I- 3 : Potentiel de fertilisation par l'eau usée (FAO/RNEA, 1992)

Concentration en nutriments (mg/l) Nutriments apportés annuellement par l'application de	N	P	K
	40	10	30
10 000 m ³ d'eau/ha (1000 mm)	400	100	300

De telles quantités d'engrais fournissent la totalité ou plus de N normalement requise pour certaines cultures ainsi qu'une grande partie du P et du K. A cet égard, chaque culture doit être considérée séparément pour estimer les besoins en éléments fertilisants supplémentaires. Dans certains cas, les nutriments dans l'eau usée peuvent être en quantité supérieure à celle nécessaire à la croissance équilibrée des cultures et peuvent potentiellement stimuler une croissance excessive des parties végétatives des cultures plutôt que les fleurs et les graines. Cela peut être un problème pour des cultures comme le tournesol, le coton et quelques fruits. En cas d'excès de nutriments, un système de culture et/ou un mélange approprié d'eau usée traitée à de l'eau douce, pour réduire l'application de fertilisants, sont des méthodes conseillées

I-2 Quantité d'eau.

Les cultures doivent être irriguées selon leurs besoins en eau. On pourrait noter, que puisque la quantité d'eau d'irrigation diffère d'un endroit à l'autre, à cause des conditions climatiques, les nutriments dans l'eau usée peuvent s'y trouver en excès ou en concentration inadéquate pour une même culture dans des conditions de fertilité du sol identiques. De même, des eaux usées de même qualité peuvent avoir des impacts environnementaux défavorables en un endroit et être adéquats autre part. Pour cette raison, il est difficile de donner des valeurs absolues pour la fertilisation avec l'eau usée, contrairement à ce qui se passe avec l'eau claire.

I-2.1 Fréquence des irrigations.

Les agriculteurs doivent également savoir qu'en pleine période de croissance, la quantité d'eau d'irrigation doit toujours être identique et atteindre la profondeur où les racines actives sont concentrées. Cependant, comme la quantité absolue d'eau d'irrigation change avec les conditions climatiques, la fréquence des irrigations doit varier, alors que la dose d'irrigation doit rester constante.

I-2.3 Système d'irrigation.

Pour éviter la pollution par les nitrates, le système d'irrigation doit appliquer l'eau uniformément. Évidemment, plus l'efficacité du système d'irrigation est élevée, plus grande sera l'efficacité d'absorption de l'N par les cultures et plus faible sera le potentiel de pertes et de pollution par les nitrates. La micro-irrigation conçue, installée et contrôlée de façon appropriée, fournit l'efficacité d'irrigation la plus élevée. En irrigation à la raie, les agriculteurs sont conviés à créer des raies courtes, spécialement si le nivellement au laser n'est pas possible.

I-3 Critères de qualité biologique :

Les critères de qualité de l'eau usée traitée et les directives de son utilisation sont les bases essentielles d'une installation réussie de tout projet de recyclage d'eau usée traitée. La qualité microbiologique est le critère le plus important pour les ouvriers qui travaillent au champ ainsi que pour le public qui peut être exposé directement ou indirectement à l'eau usée épurée. Une réutilisation restrictive ou non restrictive peut être adoptée en fonction de la qualité microbiologique. Dans ce manuel, les critères microbiologiques de qualité ne sont pas développés. On suppose que chaque pays possède des directives et/ou règlements auxquels les agriculteurs doivent obligatoirement se conformer. Les agriculteurs doivent cependant être informés de ces directives comme de la qualité de l'eau usée qui leur est fournie, de façon à appliquer une gestion appropriée dans des limites de risques acceptables pour la santé et l'environnement. Les pays qui n'ont pas encore développé leurs directives nationales sont encouragés adopter celles de l'OMS. [1]

I-4. Conclusion

Une attention particulière doit être portée aux constituants de l'eau usée traitée qui peuvent obstruer les systèmes d'irrigation. Le colmatage des asperseurs, des micro-asperseurs et des goutteurs peut engendrer un problème sérieux. L'accumulation (dépôts biologiques, bactéries, etc.) dans les arroseurs, les canalisations d'alimentation, les orifices de distribution, peut causer un colmatage tout comme une concentration importante en algues et en matières en suspension. Les problèmes de colmatage les plus sérieux se produisent avec les systèmes goutte à goutte. Une filtration peut être requise juste avant irrigation. Ceci entraîne que la gestion du système d'irrigation goutte à goutte utilisant l'eau usée traitée a besoin de plus d'assistance

✚ Pour éviter les problèmes dus aux algues en suspension qui s'accumulent à la surface de l'eau et aux problèmes dus à l'accumulation de boues au fond du réservoir, l'eau doit être pompée à une profondeur d'environ un mètre de la surface.

✚ Filtration. En fonction de la concentration des solides en suspension, des algues et d'autres impuretés, des filtres à gravier, à sable ou autres sont requis avec les systèmes de micro-irrigation.

✚ Choix de la méthode d'irrigation. En cas d'impuretés et en l'absence de système de filtration, les systèmes goutte à goutte devraient être évités. Selon la culture, les arroseurs peuvent être un meilleur choix. Même l'irrigation de surface pourrait être préférée.

II-1 Localisation géographique : vers Algérie

La zone d'étude s'étend sur le long de la méditerranée, sur une bande côtière d'environ 50 Km. Le secteur urbanisé se situe surtout sur le versant Nord.Est de la montagne du Sahel, en direction de la mer, au dessous de la partie occidentale de la baie d'Alger et jusqu'à la plaine de la Mitidja.

Cette dernière est localisée dans la wilaya d'Alger, située au centre du pays, à une distance de 15 Km à l'Ouest la wilaya. Elle occupe une superficie totale de 38,3 Km² et regroupe les communes d'Ain Benian, Cheragua, Beni Messous.

II-2 caractéristiques climatiques :

On prend la station de OULED ALI comme raferons puisque le donne disponible et reprisent la région d'étude.

Caractéristiques de la station de référence (OULED ALI)

<i>Cade de station</i>	<i>cordonne</i>
<i>X</i>	<i>553</i>
<i>Y</i>	<i>37165</i>
<i>Z</i>	<i>67 m</i>

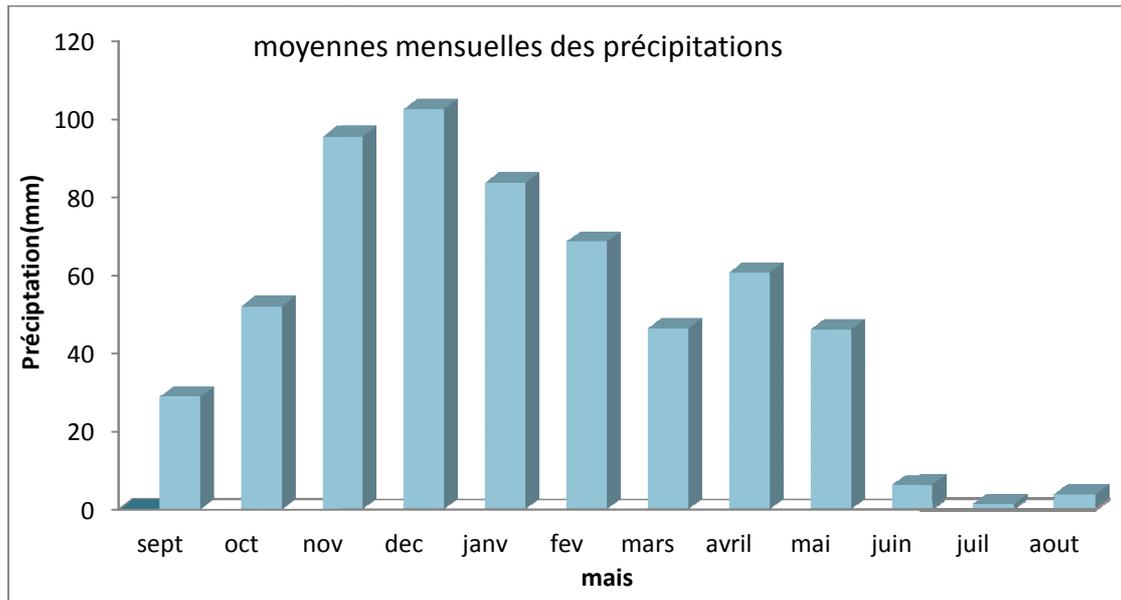
II-2.1. Les précipitations :

Tableau II-1 : Moyennes mensuelles et annuelle des précipitations
Période : 1995|-2010

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
P _{moy} (mm)	28,92	52,11	95,62	102,54	83,71	68,59	46,40	60,69	46,17	6,27	1,27	3,77	49.67

Source : ANRH .BILEDA

D'après ce tableau, on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de décembre (102.54 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (1.27 mm). La pluviométrie moyenne annuelle pour cette station est de 49.67 mm.

Figure II-1 : représentation graphique des moyennes mensuelles des précipitations Période : 1995-2010

II- 2.2. La température :

La température est un paramètre d'importance capitale pour le bon fonctionnement de la station.

Le métabolisme des micro.organismes est ralenti aux basses températures, par ailleurs, des dysfonctionnements apparaissent lorsque la température de l'air excède les 35°C.

La température diminue pendant les trois mois d'hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint un minimum de 10,82°C en Janvier, elle augmente pendant les mois d'été (Juin, Juillet, Août, Septembre) et atteint un maximum de 26,34°C en Août. La moyenne annuelle est de 17,75°C.

La proximité de la mer a une influence directe sur le climat, ainsi la forte chaleur est rafraîchie et humidifiée par la brise d'été et la mer réchauffe la terre pendant les hivers rigoureux.

II-2.3. Le vent :

Le vent est un facteur important, son action érosive n'en est pas moindre. Il est indispensable de connaître la direction et l'intensité des vents pour prévoir les dispositifs de protection de la STEP.

Les directions dominantes du vent par rapport à la région sont le nord, le nord est, l'ouest et le Sud-Ouest

II-2.4. L'évaporation :

L'évaporation est une donnée très importante qui est en relation directe avec la profondeur des bassins de décantation. Si l'évaporation est supérieure à 5mm par jour, la concentration des matières dissoutes augmente considérablement.

L'évaporation moyenne de la région est de 3mm par jour.

II-3. Caractéristiques géologiques de la région: [2]

La zone d'étude est constituée par des roches sédimentaires, reposant sur la mole de Bouzereah forme de roches métamorphiques.

Dans la partie Nord.est de la zone d'étude se rencontre quelques affleurements de terrains métamorphiques, gneiss à la pointe de Sidi Ferruch, micaschistes à sérécites à Ain Benian et sur les pentes du massif de Bainem.

Le plateau d'Ain Benian est en partie recouvert de dépôt torrentiel provenant des micaschistes et schistes du massif de Bouzéreah.

II-4. Caractéristiques Hydrologiques et hydrogéologiques :[2]

II- 4.1. Hydrologie :

La région étudiée est caractérisée par des oueds pérennes qui ont un débit d'étiage excessivement faible :

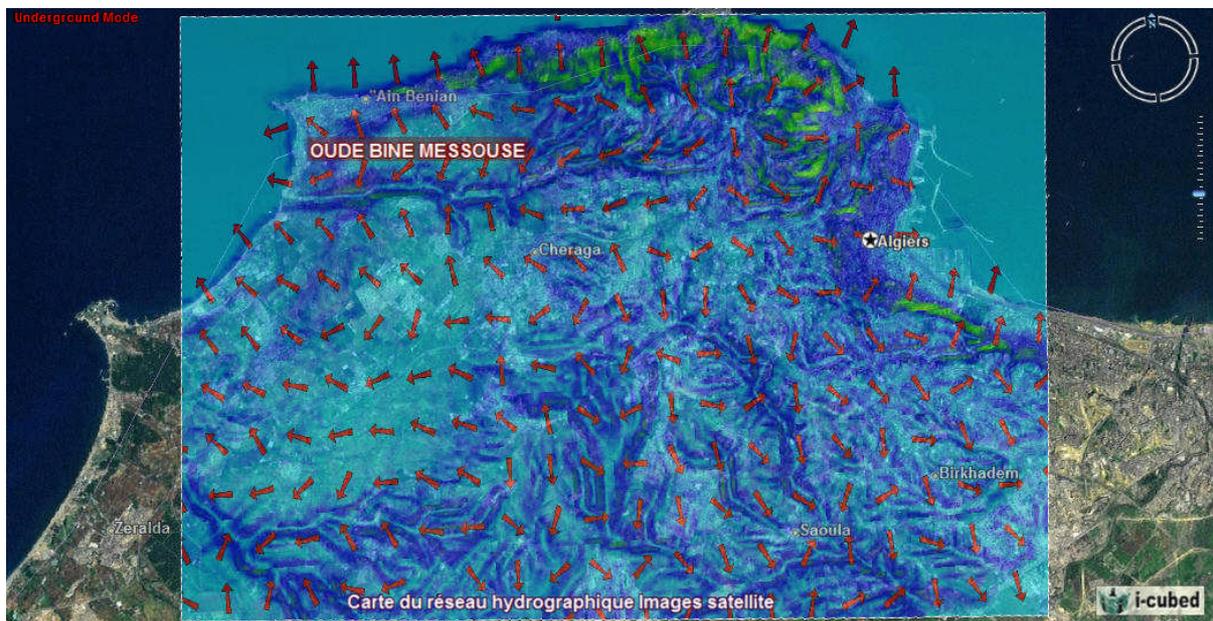
- L'Oued Beni Messous qui draine le plateau de Chéragua.Ain Benian
- L'Oued Bridja qui prolonge l'oued Faouara (oued à réseau égorgé) dans la région de Bouchaoui.

L'oued Beni Messous est le plus grand oued côtier, son bassin est clairement délimité sur le versant Ouest du sahel. C'est le réceptacle de toutes les eaux usées domestiques et industrielles.

L'oued descend vers l'Ouest en direction de CHERAGA puis tourne à droite pour terminer sa course entre Ain Benian et Staoueli. Par sa longueur 11,5 Km et son débit, c'est le moins important du massif de Bouzareah. Il coule au milieu de petites collines et sur un plateau qui le borde. Dans la partie haute de son cours, il traverse des vergers, des vignobles et des jardins maraichers. Son embouchure traverse des marécages et se termine au milieu des sables, dans une forêt de roseaux et de lauriers roses.

Le littoral près de l'embouchure de cet oued présente l'une des plus importantes régions touristiques de la zone de projet.

Figure II-2 Carte du réseau hydrographique



Source : TerraExplorer

II-4.2. Hydrogéologie :

➤ Au niveau régional :

Les eaux souterraines se manifestent sous forme de sources ou de nappes aquifères. L'eau est localisée dans les fissures, diaclases et fractures. On peut définir deux ensembles de réserves aquifères :

- La nappe du sahel est constituée par des dunes, poudingues et grés et par des sables plus ou moins argileux et rubéfiés. Ces formations géologiques forment un bar aquifère alimenté essentiellement par la pluviométrie et par une circulation diffuse souterraine.
- La nappe astienne, les interstices se trouvant dans les grés constituent une roche favorable à l'emmagasinement de l'eau, mais l'essentiel se trouve entre l'astien et le plaisantin dont ce dernier constitue la couche planchée permettant de garder une nappe de 5 m de hauteur, des sources de résurgence peuvent apparaître en surface à certains endroits.

La carte hydrogéologique de la wilaya d'Alger dressée en 1952, décrit des faciès géologiques et identifie des zones dont la perméabilité des sols et donc le niveau d'infiltration de l'eau dans le sol, est différent.

La très grande majorité des sols de la wilaya d'Alger est composée de marnes.

II- 5. Activité agricole : [2]

Le tableau suivant nous donne la répartition des terres agricoles de la zone d'étude pour la 1ere tranche (2015) :

Tableau II-2 : Répartition générale des terres agricoles

<i>Communes</i>	<i>Superficie agricole</i>	<i>S.AU (Ha)</i>	<i>Terres nues (maraîchère)</i>	<i>Plantation (Ha)</i>	<i>Terres Incultes</i>
<i>Ain Benian</i>	<i>799</i>	<i>645</i>	<i>586</i>	<i>97</i>	<i>154</i>
<i>Beni Messous</i>	<i>149,27</i>	<i>147,27</i>	<i>112,68</i>	<i>35,47</i>	<i>2</i>
<i>Cheraga</i>	<i>1379</i>	<i>1171</i>	<i>840,75</i>	<i>373,75</i>	<i>208</i>
<i>Sup totale (Ha)</i>	<i>2327,27</i>	<i>1963 ,27</i>	<i>1539,43</i>	<i>506,22</i>	<i>364</i>

Source : S/D de l'agriculture de CHERAGA et BENI MESSOUS

Compagne agricole 2008/2009

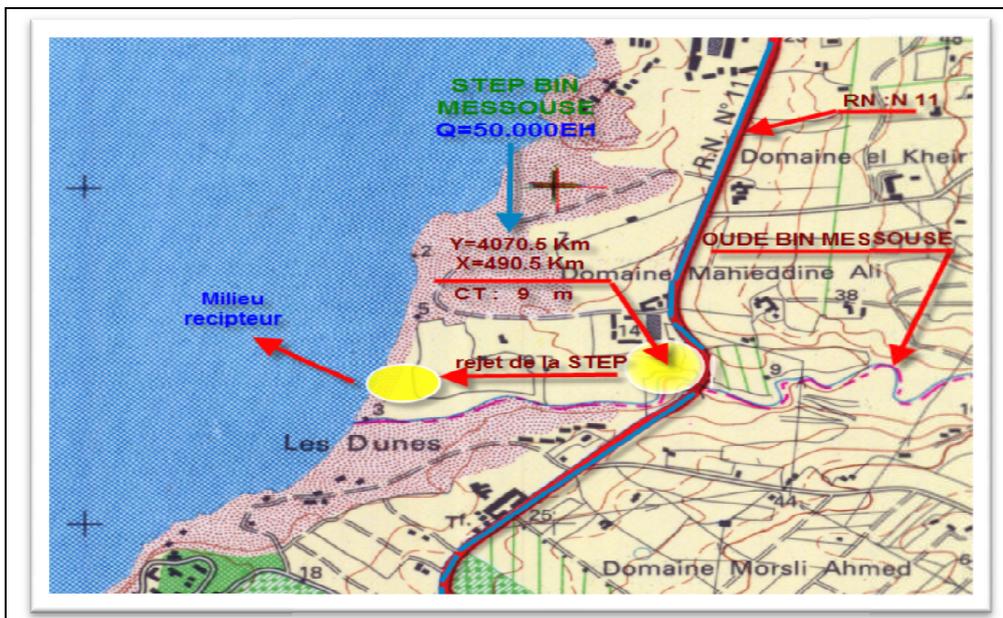
D'après le tableau ci-dessus, on remarque que la surface agricole utile (S.A.U) est de 1963 ,27 hectares soit 84. 35% de la surface agricole totale. Quand à la surface des terres incultes, elle occupe 364 hectares, soit 15,64% de la surface agricole totale.

Il consiste de présente les déferont ouvrage entrent dont le jeu d'amélioration de qualité d'eau épurer de station de BIN MESSOUSE ;et la retenue collinaire qui définir comme un réservoir de stockage ,qui soute à la foret de Bainam commune d' Ain Benian .

III-1 localisation géographique de la STEP :

La STEP est située sur le territoire de la commune d'Ain Benian à environ 15 km à l'ouest de la ville d'Alger, en bordure de la mer Méditerranée et à l'embouchure de l'oued Béni.Messous légendée par STEP sur la carte.

Figur : III-1 localisations géographiques de la STEP



III-1.2 Caractéristiques de la STEP :

Le procédé d'épuration retenu est celui du traitement biologique par boues activées.

La capacité théorique de la STEP est de $50.400 \text{ m}^3/\text{j}$, correspondant à $250.000 \text{ éq. /hab.}$, pour la première tranche de traitement. L'emprise de la STEP offre une possibilité d'extension à $100.800 \text{ m}^3/\text{j}$, correspondant à $500.000 \text{ éq. /hab.}$

III-1.3 Ouvrages de traitement des eaux et des boues dans la STEP :

La filière de traitement comprend :

III- 1 . 3.1 Prétraitement mécanique constitué de:

- ✓ Une station de dépotage ;
- ✓ Dégrillage mécanique grossier ;
- ✓ Dégrillage mécanique fin ;
- ✓ Ouvrage de dessablages et déshuilage;
- ✓ Chenal de comptage et de mesure.

III-1.3.2 .Décantation primaire constituée de :

- ✓ Ouvrage de répartition;
- ✓ Deux décanteurs primaires circulaires ;
- ✓ Station de pompage de boues primaires.

III-1.3 .3.Traitement biologique constitué de :

- ✓ Deux bassins d'aération avec 3 aérateurs de surface chacun ;

III-1.3.4. Décantation secondaire et pompage des boues en excès constitués de:

- ✓ Ouvrage de répartition
- ✓ Deux décanteurs secondaires circulaires ;
- ✓ Ouvrage de pompage des boues activées et de recirculation des boues
- ✓ Un canal de comptage et de mesure .

III- 1.3.5.Épaississement et stabilisation des boues constitués de :

- ✓ Deux épaisseurs de boues ;
- ✓ Station de pompage des eaux troubles ;
- ✓ Station de pompage des boues épaissies.

III-1.3.6. Stabilisation des boues constituée de :

- ✓ Deux bassins de stabilisation des boues avec 02 aérateurs de surface chacun;
- ✓ Station de pompage de boues stabilisées.

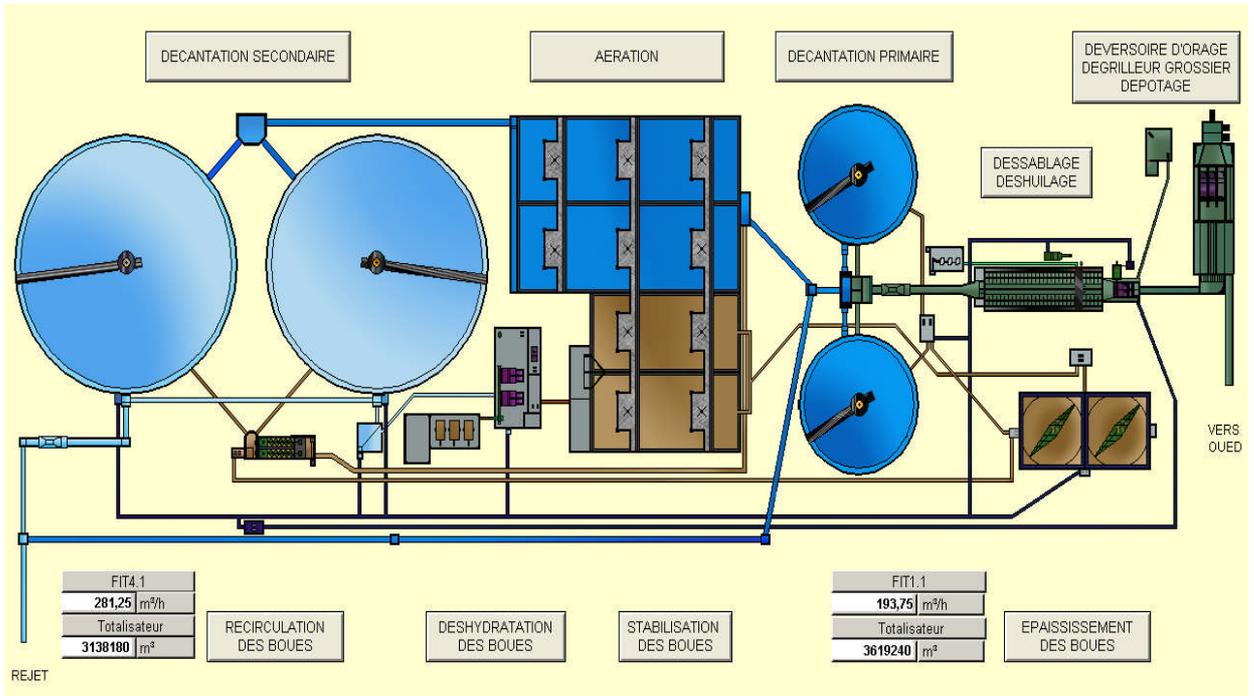
III-1.3.7. Déshydratation de boues constituée de

- ✓ Deux chaines de déshydratation avec deux filtres à bandes ;
- ✓ Station de lavage des filtres à bandes ;
- ✓ Station de préparation de polymères

Figure III-2:Photo aérien present Ouvrages de traitement



Figure 3.3 Schéma synoptique des différents ouvrages de la station de Béni. Messous.



Source station de Béni. Messous
SEAL

- Ouvrages de prétraitement.
- Filière de traitement d'eau.
- Filière de traitement des boues.
- Conduite d'eaux troubles.

III-2 localisations géographiques de retenue collinaire

il sou trouvé dont la forêt de Bainem est située sur le milieu de deux compagnie militaire ; les cordonnées géographiques par rapport à l'axe de la digue sont :

$$X= 497.90\text{Km}$$

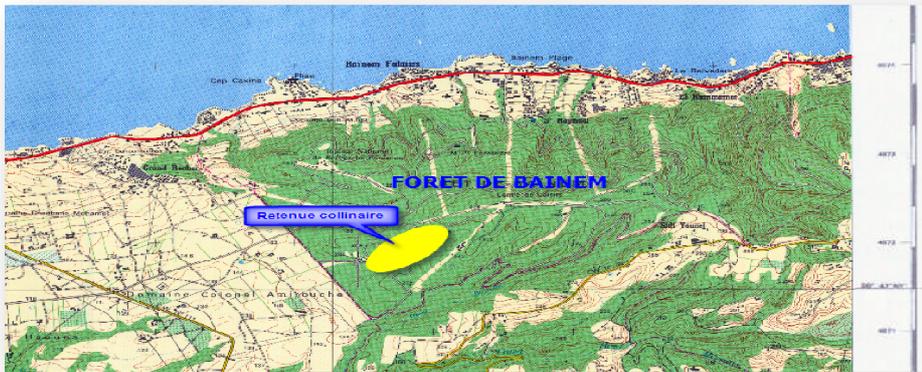
$$Y=4071.89\text{Km}$$

$$Z=227.5 \text{ m}$$

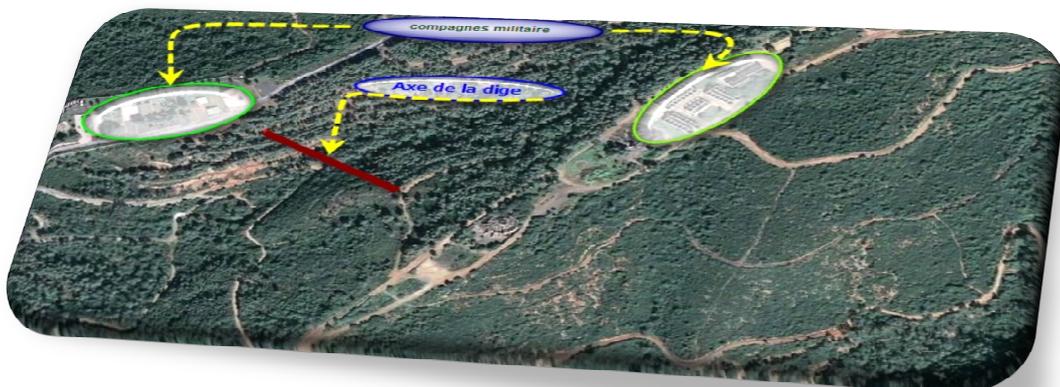
$$\text{Volume totale : } V=70 .000\text{m}^3$$

$$\text{Hauteur de retenue}=14.5\text{m}$$

Figure : III-4. Carte représente le site dont emplacement de retenue de forêt de Bainem



Figier : III-5 Photo aérien present localisation exacte de la retenue de forêt de Bainam



III-3 Description générale :

- ✓ Le site de la retenue collinaire se situe au forêt de bainem
- ✓ Le but de cette retenue est de garantir une réserve d'eaux pour assurer par l'irrigation l'exploitation des terres limitrophes.
- ✓ La retenue sera réalisée avec une digue en en terre à masque

Le tableau suivant donne le détail de la retenue projetée au niveau de la forêt de Bainem :

Tableau 3.1 : détail de la retenue projetée au niveau de la forêt de Bainem

Niveau cote file d'eau NCFE	228,96m
Niveau volume mort NVM	234,76m
Niveau volume utile NVU	242,36m
Niveau de la crête NCR	243,16m

3.1 Largeur En Crête Du Barrage : bcr=7m

3.2 La longueur en crête : L=117m

3.3 Fruits Des Talus

Les talus ont en général des pentes variables

Amont m1=2,6

Aval m2=2,2

Les pentes du talus peuvent être corrigées dans le cas où la stabilité ne serait pas vérifiée.

III-3.4 Protection des talus

Les talus sont susceptibles à plusieurs dangers tel que :

- ✓ Erosion causée par les vagues de la retenue, ruissellement de la pluie ou des vents.
- ✓ Action de l'homme.
- ✓ Animaux creuseurs.

a, Talus aval

On prévoit une protection en enrochement d'épaisseur de 30cm.

b, Talus amont

On prévoit une protection en enrochement 50cm.

Une couche de gravier d'épaisseur de 30cm.

2 couches de sable d'épaisseur de 30cm.

Une couche de géo membrane entre les 2 couches de sable

III-3.5 Les drains

On construit les drainages dans les barrages en terre dans le cas où la hauteur de ces barrages est égale ou supérieure à 6m. Ils sont destinés pour l'abaissement de la courbe de dépression, pour la prévention de la sortie de l'écoulement souterrain au bief aval.

Le drainage a deux parties fondamentales : De réception (de prise d'eau) et d'évacuation.

Conclusions

La STEP Bin Messouse est un moyen pour garantir une bonne qualité d'eau épurée adoptée par le milieu récepteur par un traitement de boue active qui protège l'environnement ;

La retenue de capacité 70.000m³ est destinée à stocker l'excès d'eau épurée et réutilise pour les terres agricoles.

Figur : III-6 Relation entre la STEP et la retenue de forêt de Bainam

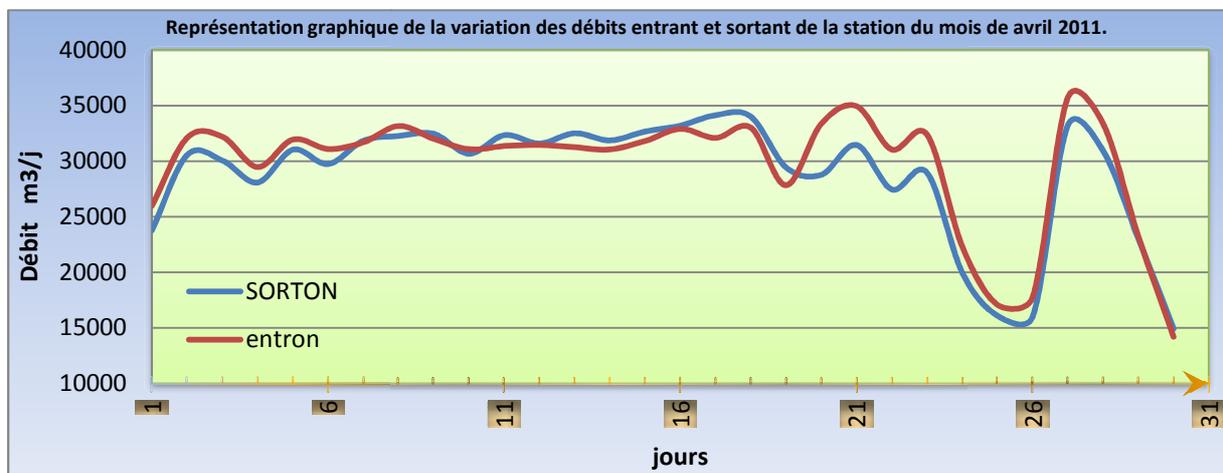


Dont ce chapitre en partie les paramètres des pollutions des eaux usées épurées ; et son efficacité de réutilisation pour l'irrigation et le système adopté a les exigences de rendement de développement de culture ; et la sécurité de santé publique ; préservation de l'environnement.

IV-1. débits des eaux usées brutes et épurées :

Le graphe ci-dessus représente la variation du débit entrant et sortant de la station de Béni Messous. Durant le mois de avril transférés des débitmètres vers le superviseur nous ont permis d'établir la figure représentant des fluctuations notables.

Figur : IV- 1 Représentation graphique de la variation des débits entrant et sortant de la station du mois d'avril 2011.



L'analyse de graphe montre que le débit entrant de la stp est varié ; sa variation dépend de régime de roui jet de réseau d'assainissement ce dernier et relié avec la variation de régime de consommation journalière de l'agglomération.

La variation du débit entrant et sortant pratiquement nulle et sa variation il dépend de l'échange de température et dimensions de poids de masse volumique.

IV -2 .Paramètres physico-chimiques et bactériologiques :

IV- 2.1 Paramètres physico-chimiques :

Le tableau suivant représente les paramètres physico-chimiques traités avant et après le traitement.

Tableau IV-1 : Valeurs des paramètres température, pH, conductivité et oxygène dissous.

paramètres	Conductivité ($\mu\text{C}/\text{cm}$)		Température ($^{\circ}\text{C}$)		P_H		Oxygène dissous (mg O ₂ /l)	
	EB	EE	EB	EE	EB	EE	EB	EE
01/04/2011	943	1214	9,8	9,2	7,7	7,8	1,5	1,9
03/04/2011	1532	1144	6,7	8	7,6	7,7	1,01	1,9
07/04/2011	1702	1539	12,1	12,7	7,8	7,9	1,01	1,5
09/04/2011	1744	1602	13	13,3	7,8	7,9	1,2	1,55
11/04/2011	1764	1671	7,2	9,6	7,8	7,7	1,3	2
13/04/2011	1566	1501	14,8	14,7	7,9	7,7	1,02	1,9
15/04/2011	1640	1577	12	14	7,9	7,9	0,9	2,21
17/04/2011	1754	1591	8	10	7,9	7,9	1,25	1,85
19/04/2011	1730	1659	12	12	7,9	7,9	1,3	1,87
21/04/2011	1777	1688	14	16	7,9	7,8	1,25	1,35
25/04/2011	1591	1617	9	16	7,8	7,9	1,75	1,9
27/04/2011	1751	1601	15,5	16,4	7,9	7,9	1,1	1,64
29/04/2011	1725	1659	16	16	7,9	8,1	1	1,2
Moyenne	1632	1543	11,6	13	7,8	7,8	1,19	1,75

IV -2.1.1 La conductivité électrique

la variation de salinité de qualité d'eau après traitement presque la même EB = 0.16 ; EE = 0.15 ds/m, donc la salinité de l'eau est très faible par rapport ou norme de FOA < 0.7 ds/m.

IV- 2.1.2 Le PH :

la variation de PH_{moy} EB=7.8 et EE= 7.8 il donne un idée qui ce eaux ; sont des eaux stable ; Il n'y a pas d'activité chimie, en plus du fait que cette eau d'origine domestique pure ; et le valeur 7.8 appartiennent au domaine de FAO {6.5 ; 8.4} .

IV -2.1.3 La température :

Il ya une certaine activité biologique et chimique limité ; Liée au degré de changement de température T° EB=11.6 ; T° EE= 13C° sa variation relatif à ce dernier.

IV -2.1.4 L'oxygène dissous :

la présence de l'oxygéné donne un avantage pour a meilleure la qualité d'eau l'ure stockage ; on trouve qui la quantité d'oxygène dissous et importons par rapporte ou quantité surtout donc il donne une ide qui l'airture ne fonction pas donc il y a un gagner d'énergie ;

IV- 2.1.5 Le chlorure :

La quantité du chlorure ($Cl^- = 178\text{mg/l}$) ne présente aucun risque pour l'utilisation des eaux épurées pour l'irrigation agricole. (Cl^- ne doit pas dépasser 1065 mg/l selon les normes FAO).

IV- 2.1.6 Coefficient d'adsorption du sodium[3]

	Na+	Ca ⁺⁺	Mg ⁺⁺
mg/l	107	144,5	26,4

⇒ Le SAR :

C'est le critère d'efficacité des eaux pour l'irrigation, il exprime la teneur en sodium à la teneur du calcium et magnésium.

$$SAR = 2,14$$

D'après les recommandations de la FAO(1985), la valeur indiquée n'impose aucune restriction pour l'utilisation de cette eau en irrigation.

✓ Le sodium :

La valeur moyenne du sodium est de 107 mg/l . Elle est inférieure à la norme de l'OMS (920 mg/l), donc le sodium ne représente aucun obstacle pour l'utilisation eaux traitées de la STEP de Beni. Messous pour l'irrigation.

✓ Le calcium :

En comparant la valeur de la teneur en calcium des eaux épurées $144,5\text{ mg/l}$ avec la norme limitant attribuée par la FAO (1985) pour les eaux destinées à l'irrigation (400mg/l), on retient que la concentration du calcium épuré de la station de Béni.Messous est conforme à la norme.

✓ Le magnésium :

En comparant la valeur de la concentration du magnésium dans les eaux épurées de la STEP qui est de $26,4\text{ mg/l}$ avec la norme donnée par l'OMS est de $60,75\text{mg/l}$ pour les eaux destinées à l'irrigation, on conclut que le magnésium dans l'eau épurée de la station ne présente aucun danger pour la réutilisation des eaux épurées en irrigation.

IV- 2.1.7. Les matières organiques :[4]

Résultats des paramètres de l'eau brute et épurée déterminés dans le laboratoire de la STEP sont présentés dans le tableau 4.2 suivant :

Tableau IV-2 : Résultats des paramètres de l'eau brute et épurée déterminés dans le laboratoire de la STEP

paramètre	DBO ₅ (mg O ₂ /l)			DCO (mg O ₂ /l)			MES (mg/l)		
	EB	EE	Rt%	EB	EE	Rt%	EB	EE	Rt%
eau									
date									
1	145	4	97	252	15	94	258	2	99
2								4	
3				540	19	96	230		
7	189	3	98	253	21	92	147	4	97
9	93	4	96	235	14	94	209	4	98
11				192	33	93	156	12	92
13	162	3	98	226	24	99	296	4	99
15	147	4	97	179	20	99	117	7	94
17	130	4	97	227	27	88	80	3	96
19				167	25	85	160	3	98
21	180	3	98	284	15	95	128	5	96
25	194	3	98	301	19	94	138	5	96
27				351	15	96	141	6	96
29	132	3	98	213	29	86	104	3	97
Min	93	3		167	14		80	2	
max	194	4		540	33		293	12	
Moyenne %	150	3	98	251	22	91	163	5	97

✚ La DBO₅ :

On note dans le tableau 4.2 que le rendement en DBO₅ de l'épuration est de 98%, ce qui signifie que l'élimination de la pollution organique est efficace. L'OMS(1989) limite la DBO₅ à moins 10 mg O₂/l pour la réutilisation des EUE en irrigation; la valeur moyenne de 3 mgO₂/l pour les EUE de la station de Béni.Messous y répond.

✚ La DCO :

La DCO moyenne des eaux après traitement est de 22 mg O₂ /l, inférieur à la norme (<40 mg O₂ /l) fixée par la OMS(1989), ce paramètre ne présente donc pas de contre indication quand à l'utilisation de ces eaux en agriculture.

Le rendement d'élimination de la DCO est de l'ordre de 91% ce qui prouve l'efficacité du traitement biologique à boues activées

✚ Les MES :

En matière de réutilisation des eaux usées, une présence excessive de matières en suspension peut entraîner des difficultés de transport et de distribution des effluents ainsi que le bouchage des systèmes d'irrigation d'une part et d'autre part du colmatage possible des sols. La concentration en moyenne des MES reçue par la station est de 163mg/l ;

Le rendement d'élimination moyen des MES de l'ordre de 97 %. La concentration en MES de l'eau épurée est en moyenne de 5 mg/l, qui répond à la norme de réutilisation des eaux épurées en agriculture d'après la recommandation de l'OMS (1989).

IV -2.1.8. Matières azotées :[5]

L'usage des eaux usées en irrigation peut faire craindre un excès d'apports azotés. Cet excès se réfère d'une part aux tolérances de la végétation cultivée et, d'autre part aux risques de pollution des nappes phréatiques sous-jacentes.

En effet, dans certains cas défavorables, un apport d'azote excédentaire par rapport aux besoins des cultures, peut provoquer dans un sol très perméable la contamination des eaux souterraines. Il est donc souhaitable que les apports d'azote ne soient pas disproportionnés par rapport aux possibilités d'assimilation de la culture .

L'azote en quantité excessive peut, dans des mesures qu'il ne faut pas exagérer, perturber certaines productions, retarder la maturation de certaines cultures, abricots, agrumes, vigne... accentuer la sensibilité des cultures aux maladies, la tendance à la verse pour les céréales, limiter le développement des jeunes racines

L'azote rencontré dans les eaux usées peut avoir un caractère organique ou minéral, il se présente sous quatre formes :

- ✓ L'azote organique se transforme en azote ammoniacal.
- ✓ L'azote ammoniacal (NH₄) traduit un processus d'ammonification de la matière organique azotée.

Les ions ammoniums subissent une nitrification par action des bactéries nitrifiantes.

✓ L'azote nitreux (NO^{2-}) provient d'une oxydation incomplète de l'azote ammoniacal ou par une réduction des nitrates par dénitrification. Les nitrites sont instables et sont rapidement transformés en nitrates.

✓ L'azote nitrique (NO^{3-}) est produit par nitrification de l'azote ammoniacal. Il joue un rôle important dans le développement des algues et participe au phénomène d'eutrophisation.

Dans les eaux usées, l'azote se trouve principalement sous forme ammoniacale. Les concentrations des formes oxydées de l'azote sont faibles.

	NGL		NO ₃ .	
	EB	EE	EB	EE
Concentration (mg/l)	38	11,76	3	119

- la concentration en Azote total (NGL) a diminué significativement dans l'eau après épuration; cela est dû à l'élimination des différentes formes d'azote organique et ammoniacal par le procédé du traitement biologique.
- La concentration en Azote nitrique a augmenté, ce qui était prévisible, après la nitrification de l'azote ammoniacal grâce aux bactéries nitrifiantes.
- La quantité d'Azote nitrique dans l'eau à la sortie de la station (119 mg/l) est supérieure à la norme attribuée par l'OMS 1989 (50 mg/l).

IV -2.1.9. Composés phosphorés :[3]

La teneur en phosphore dans les eaux usées est habituellement trop faible pour modifier le rendement. Mais s'il y a excès, il est pour l'essentiel retenu dans le sol par des réactions d'adsorption et de précipitation, cette rétention est d'autant plus effective que le sol contient des oxydes de fer, d'aluminium ou du calcium en quantité importante.

Le phosphore est l'un des composants essentiels de la matière vivante. Les composés phosphorés ont deux origines, le métabolisme humain et les détergents.

	EB	EE	OMS(1989)
PO_4^{3-} mg/l	5,1	2	<0,94

- ✓ la concentration moyenne des orthophosphates dans l'eau traitée atteint la valeur de 2 mg/l qui est supérieure à la norme (<0,94mg/l) recommandées par l'OMS(1989).

IV -2.1.10. Le potassium :

La concentration en potassium dans les effluents secondaires varie de 10 à 30 mg/l et permet donc de répondre partiellement aux besoins des plantes. Un excès de fertilisation potassique conduit, à une fixation éventuelle du potassium, à un état très difficilement échangeable, à une augmentation des pertes par drainage en sols légers et à une consommation de luxe pour les récoltes.

	EE	FAO(1985)
K ⁺ (mg /l)	13,6	50

On constate que la concentration en potassium des eaux épurées est en dessous de la limite recommandée par la FAO(1985), donc la quantité du potassium ne pose pas de problème pour l'utilisation des eaux de Beni Messous en irrigation.

IV- 2.1.11. Métaux lourds : [5]

Ce sont les oligo-éléments non indispensables à la plante tels que le plomb, le mercure, le cadmium, le brome, le fluor, l'aluminium, le nickel, le chrome et le sélénium.

Ces éléments sont en général immobilisés dans les couches supérieures du sol par adsorption et échanges d'ions. Cette accumulation peut avoir pour conséquence, à terme, des risques pour le développement des plantes, la santé des hommes et des animaux. Les métaux lourds qui présentent les risques les plus notables sont le cadmium, le molybdène, le cuivre, le nickel, et le zinc. Les trois derniers sont d'abord phytotoxiques. Au contraire, le molybdène et, surtout, le cadmium, peuvent être toxiques pour les animaux et l'homme, à des concentrations bien inférieures aux seuils de phytotoxicité.

En général les concentrations en métaux lourds dans les eaux usées urbaines sont faibles et ne constituent pas un facteur limitant la réutilisation de celles-ci en irrigation. L'essentiel de ces métaux est retenu dans les boues des stations d'épuration

Tableau IV- 3 : Résultats d'analyses des métaux lourds dans les eaux usées épurées de la STEP.

Éléments	Concentration dans l'eau épurée (mg/l)	Limite recommandée en éléments traces dans les eaux usées épurées destinées à l'irrigation (FAO)	
		Court terme ^a (mg/l)	Long terme ^b (mg/l)
Cadmium	0,87 x10 ⁻³	0,05	0,01
Cuivre	0,63 x 10 ⁻³	5	0,2
Plomb	0,04	10	5
Zinc	0,006	10	2
Chrome	0,02	1	0,1
Fer	0,06	10	5
Manganèse	0,03	0, 3	0,2

*« a » Pour l'eau utilisée pendant une période de plus 20 ans sur des sols de texture fine, neutres ou alcalins.

*« b » Pour l'eau utilisée sans interruption sur tous les sols.

- ✓ Les résultats des analyses effectuées sur les boues de la station de Béni.Messous, montrent que les concentrations en métaux lourds sont inférieures aux limites recommandées par la FAO(1985), et comme les métaux lourds sont les premiers à se décanter, en conséquence les eaux épurées de la station de Beni.Messous ne contiennent pas des quantités supérieures aux normes et donc ne présentent aucun risque pour l'irrigation.

Conclusion :

Les analyses physico.chimiques des eaux épurées révèlent une conformité de la majorité des paramètres aux normes de réutilisation de ces eaux en irrigation.

Les eaux de la station de Beni.Messous contiennent des quantités importantes de phosphores et nitrates qui dépassent largement les normes OMS.

Néanmoins, ces eaux, pourront être utilisées en agriculture sous certaines réserves comme la dénitrification et la dé phosphorisation

Pour l'élimination totale des germes pathogènes, une désinfection des eaux à la sortie s'impose sous forme de traitement tertiaire pour fine le traitement

L'adduction des eaux consiste à étudier les voies et les moyens, tant sur le plan technique qu'économique, en vue d'acheminer les eaux prélevées de la station, soit vers leur lieu d'accumulation, soit directement vers les zones de leur consommation.

De part leur fonctionnement les adductions peuvent être classées selon leurs charges :

- Soit en adduction par refoulement
- Soit en adduction gravitaire

V-1 Types d'adduction

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet.

V-2 Choix Du Tracé

Le choix se fait en recherchant le tracé le plus direct entre la source et le réservoir d'accumulation. Il est basé sur les reconnaissances du terrain, levés topographiques et les résultats des investigations géotechniques. Dans notre cas, le tracé de l'ensemble du réseau présente un linéaire total d'environ 73 km.

D'après ce qui précède, il s'avère que le nombre d'obstacles et de singularités à franchir est très important. Une attention particulière devra être portée à ces singularités qui sont principalement les routes nationales (RN) les chemins de wilaya (CW), les oueds, mais aussi les cours d'eau et les talus

V-3 Schéma hydraulique du réseau

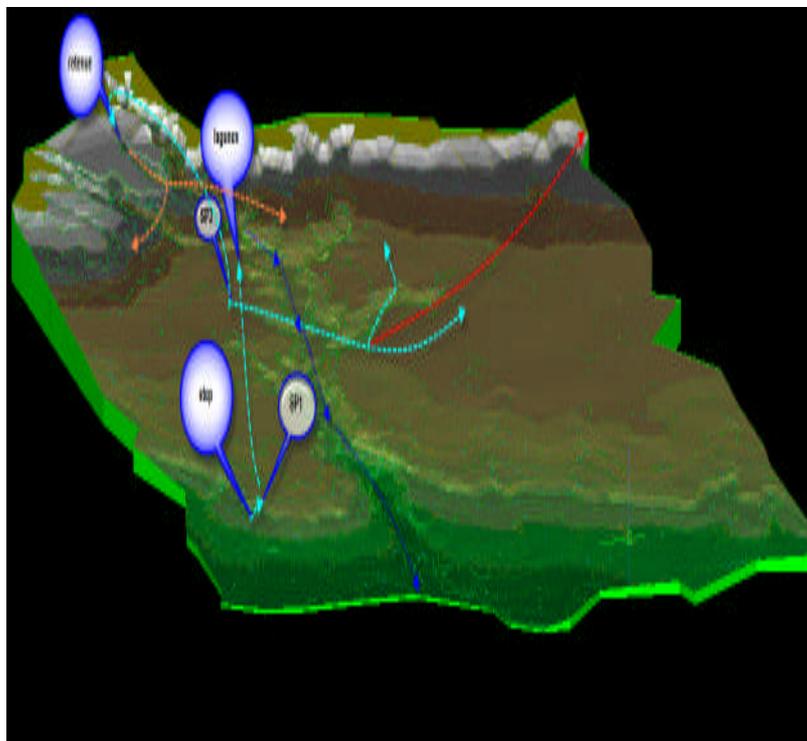
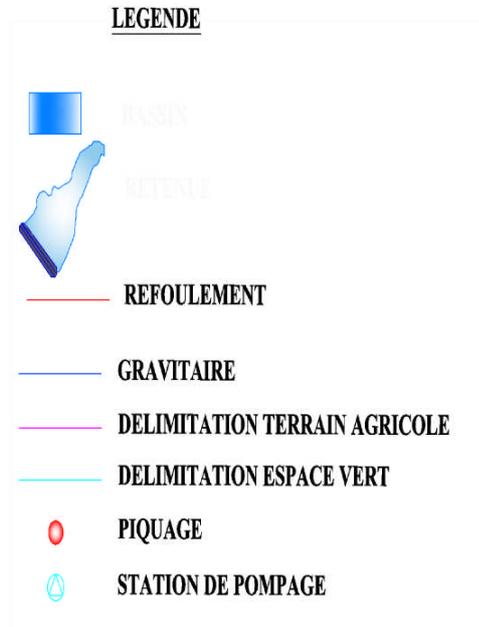
La STEP de BENI MESSOUS dont la capacité est de 250.000 EH, alimente gravitairement la station de pompage existante au niveau de la STEP, cette dernière refoule un débit moyen de 50400 m³/j sur la conduite existante Ø800 fonte et sur un linéaire de 5540 ML pour alimenter les quatre lagunes de BENI MESSOUS (lagunes existantes à réhabiliter, capacité : 113000 m³), à l'aval de ces lagunes une station de pompage à deux compartiments est projetée.

Dans le premier compartiment, des pompes à vitesse constante sont installées à fin d'alimenter la retenue collinaire projetée au niveau de la forêt de BAINEM (capacité : 70.000m³). A l'aval, une conduite est projetée à fin d'alimenter en gravitaire les 513 hectares de la commune d'AIN BENIAN, sur cette conduite un piquage est projeté pour alimenter le bassin projeté au niveau du domaine BEN HEDDADI dans la commune de BENI MESSOUS, ce bassin alimente gravitairement 178 hectare (domaine BEN HEDDADI et une partie de la commune de CHERAGA).

Dans le deuxième compartiment, des pompes à vitesses variables sont installées à fin d'irriguer les 817 hectares restantes de la commune de CHERAGA

Figure : V.1 : Le réseau d'adduction

Schéma de transfert des eaux usées épurées de la STEP de Beni messous



Couleurs et altitudes

<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 0 :	104		Alti. de	10.00	à	34.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 1 :	102		Alti. de	34.00	à	58.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 2 :	83		Alti. de	58.00	à	82.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 3 :	63		Alti. de	82.00	à	106.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 4 :	53		Alti. de	106.00	à	130.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 5 :	43		Alti. de	130.00	à	154.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 6 :	35		Alti. de	154.00	à	178.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 7 :	252		Alti. de	178.00	à	202.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 8 :	254		Alti. de	202.00	à	226.00
<input checked="" type="checkbox"/>	Couleur 9 :	7		Alti. de	226.00	à	250.00

V- 4 Etudes technico-économique

Dans notre étude. On est appelé à choisir une adduction mixte et cela au vu de la topographie de la zone du projet qui relie la station de pompage et les bassins de stockage au niveau des exploitations agricoles.

V-4.1 Adduction gravitaire

Pour les conduites gravitaires, le diamètre est dimensionné de telle sorte qu'à l'extrémité aval de la conduite, la charge résiduelle soit positive c'est-à-dire que la charge hydraulique à l'extrémité amont de la conduite diminuée des pertes de charge totales le long de la conduite, soit supérieure à la cote géographique à l'extrémité aval de la conduite.

V-4.2 Adduction par refoulement

Pour les conduites de refoulement, le diamètre et la station de pompage sont liés économiquement. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge et l'énergie dépensée seront importants.

Le diamètre économique optimal pour la conduite de refoulement correspond au minimum des:

- Charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la conduite,
- Charges annuelles d'amortissement et d'exploitation de la station de pompage.

V-5 Estimation des besoins en eau d'irrigation

Les besoins en eau des cultures, peuvent être définis comme dose apportée à la plante dans des moments propices, afin de mettre celle -ci dans les meilleures conditions d'humidité requises, pour obtenir son rendement maximal.

L'évaluation des besoins en eau du périmètre est basée sur la détermination des besoins de chaque culture retenue dans le calendrier agronomique.

V- 5.1 Détermination de l'année de calcul :

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

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

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

V-5.2 Ajustement à la loi normale (Gauss) :[6]

Dans cette méthode la procédure consiste à :

Classer les valeurs des précipitations annuelles par ordre décroissant.

Calculer les fréquences empiriques des valeurs observées par la formule :

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

Avec :

n : numéro d'ordre

N : nombre d'années observées

On doit calculer :

La moyenne arithmétique : $\bar{X} = \sum \frac{X_i}{n}$

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

La variable réduite de gauss : $U = \frac{X - \bar{X}}{\delta} \dots$

Le coefficient de variation : $Cv = \frac{\delta}{\bar{X}}$

Pour les calculs on a utilisé le logiciel DRIN-PRO. (Disponible à L'ENSH), les résultats obtenus sont représentés dans la figure et le tableau suivants :

Figure : V.2 ajustements à la loi de GAUSS

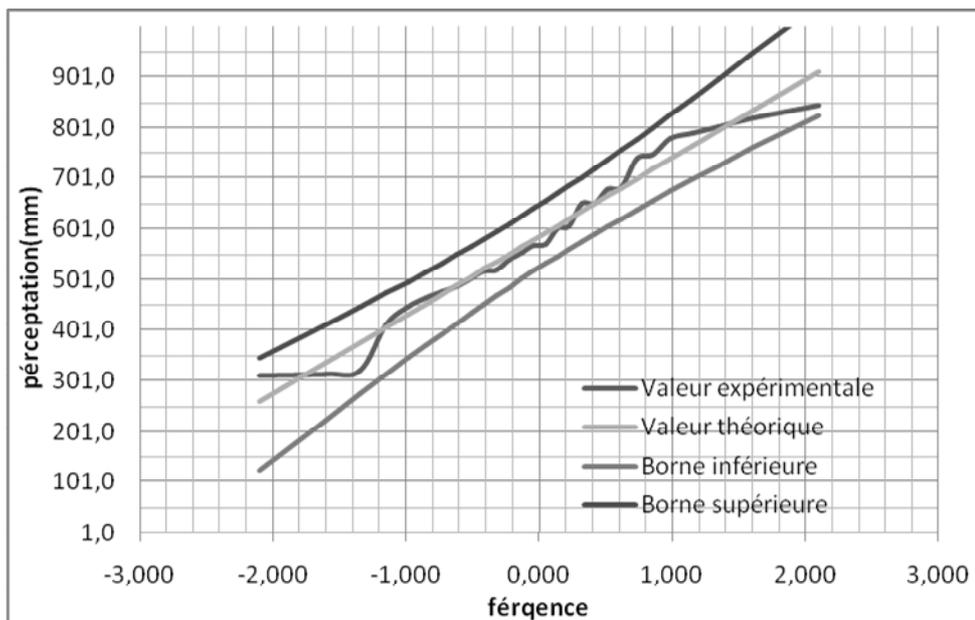


Tableau : V.1: ajustement à la loi de gauss

Taille
n=28anne
Moyenne= 585,975016
Ecarttype= 155,306934

Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
309,70	1	0,0179	-2,101	309,7	259,7	125,1	346,3
314,60	2	0,0536	-1,612	314,6	335,7	223,6	410,9
320,70	3	0,0893	-1,345	320,7	377,0	276,4	446,9
412,90	4	0,1250	-1,150	412,9	407,3	314,5	473,8
447,80	5	0,1607	-0,991	447,8	432,0	345,2	496,1
465,90	6	0,1964	-0,854	465,9	453,3	371,3	515,7
476,50	7	0,2321	-0,732	476,5	472,4	394,4	533,5
488,00	8	0,2679	-0,619	488,0	489,8	415,3	550,2
503,30	9	0,3036	-0,514	503,3	506,2	434,6	566,0
517,60	10	0,3393	-0,414	517,6	521,7	452,6	581,3
519,80	11	0,3750	-0,318	519,8	536,6	469,6	596,2
540,90	12	0,4107	-0,225	540,9	551,0	485,8	611,0
552,20	13	0,4464	-0,134	552,2	565,1	501,5	625,6
567,00	14	0,4821	-0,045	567,0	579,0	516,7	640,3
570,20	15	0,4821	0,045	570,2	592,9	531,6	655,2
601,60	16	0,4464	0,134	601,6	606,8	546,3	670,4
605,80	17	0,4107	0,225	605,8	621,0	561,0	686,1
651,20	18	0,3750	0,318	651,2	635,4	575,7	702,4
651,80	19	0,3393	0,414	651,8	650,3	590,6	719,4
679,00	20	0,3036	0,514	679,0	665,8	605,9	737,4
683,40	21	0,2679	0,619	683,4	682,1	621,8	756,6
739,80	22	0,2321	0,732	739,8	699,6	638,4	777,5
748,20	23	0,1964	0,854	748,2	718,7	656,3	800,6
780,00	24	0,1607	0,991	780,0	740,0	675,9	826,8
790,80	25	0,1250	1,150	790,8	764,6	698,2	857,4
803,20	26	0,0893	1,345	803,2	794,9	725,1	895,6
820,40	27	0,0536	1,612	820,4	836,3	761,0	948,4
845,00	28	0,0179	2,101	845,0	912,2	825,6	1046,9

périod de retour	Fréqence	U.Gauss	val.théo
2	0,5	1,0101E-07	585,975016
5	0,2	-0,84145672	455,290938

Tableau : V .2 :valeurs des pluie de probabilité 80%

MOIS	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout
P _{moy} (mm)	28,92	52,11	95,62	102,5	83,71	68,59	46,4	60,69	46,17	6,27	1,27	3,77
P(80%) mm	22,468	40,484	74,29	79,66	65,03	53,29	36,048	47,15	35,869	4,871	0,987	2,93

La détermination des besoins en eau d'une culture nécessite la connaissance des paramètres concernant aussi bien la plante elle-même que les données climatiques ou pédologiques de la région.

- les données climatiques donneront les indications nécessaires concernant les besoins en eau de la culture ;
- les paramètres pédologiques permettront d'estimer la réserve en eau utile du sol ; les données culturales préciseront la réserve en eau facilement utilisable par la plante.

A l'aide des différents résultats obtenus, il sera relativement aisé de déterminer par la suite les quantités d'eau destinées à l'irrigation nécessaires au bon développement de la plante.

V-5.3 Calcul de l'évapotranspiration [7]

Le déficit hydrique, qui peut également s'exprimer sous le terme de besoins en eau (B), se définit comme la différence entre l'évapotranspiration réelle (ETR) de la culture considérée et les précipitations efficaces (Peff).

- **ET₀** : représente l'évapotranspiration standard définie par Penman (1956) comme étant la quantité d'eau transpirée par unité de temps par une végétation courte et verdoyante, recouvrant complètement le sol, de hauteur uniforme et qui ne manque jamais d'eau. Elle se calcule à partir de la formule de Penman-Monteith et des données climatiques de la région.

L'expérience a montré que l'expression obtenue, prédirait de près, l'évapotranspiration de référence, non seulement dans des régions humide et fraîche comme en Angleterre, mais aussi dans des zones très chaude et semi - aride. La formule de **Penman&Montheit**, modifiée, se présentant comme suit :

$$ET_0 = C * [W * Rn + (1 - W) * F(u) * (ea - ed)]$$

Où:

ET₀ : Représente l'évapotranspiration de référence, exprimé es en mm/jour.

W : Facteur de pondération rendant compte de l'effet de rayonnement à différente température et altitude.

Rn : Rayonnement net en évaporation équivalente, exprimé en mm/jour.

F(u) : Fonction liée au vent.

ea : Tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air, en millibars.

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

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

Dans le tableau 5-2 nous représentons l'évapotranspiration de référence *ET₀*, calculée à l'aide du logiciel **CROPWAT. 8**, selon la formule de **Penman&Monteith**, modifiée.

Tableau V-3 : Valeur de l'évapotranspiration de référence calculée par la méthode de Penmann-Montheih, exprimée en mm/jour.

Month	Min Temp	Max Temp	Humidity	Wind	Sunshine	Radiation	ET ₀
janv	°C	°C	%	km/day	hours	MJ/m ² /day	mm/day
fev	7,6	16,9	75	147	6,0	9,7	1,46
mars	5,2	17,6	73	199	6,5	12,4	2,19
avril	6,6	19,9	74	242	7,0	15,9	3,03
mai	8,2	21,7	76	216	7,5	19,3	3,60
juin	11,6	25,1	70	233	8,5	22,2	4,70
juil	15,2	29,1	67	242	10,0	24,9	5,79
aout	17,7	31,8	66	225	7,0	20,3	5,54
sept	19,0	32,6	66	207	9,9	23,2	5,78
oct	16,4	29,5	67	199	7,7	17,8	4,38
nov	13,4	26,5	75	156	6,5	13,4	2,84
dec	8,7	20,9	79	190	6,0	10,2	1,92
janv	6,4	17,8	80	181	5,3	8,5	1,44
moy	11,3	24,1	72	203	7,3	16,5	3,56

V-5.3.1 Calcul de l'Évapotranspiration réelle:

- **L'évapotranspiration réelle** : s'obtient en multipliant l'évapotranspiration standard par le coefficient cultural.

Les données climatiques (moyennes mensuelles) à fournir pour déterminer l'Évapotranspiration sont reprises ci-dessous:

$$ETR = ET_0 * K_c \quad (A)$$

V-5.3.2 La pluie efficace :

Le programme CROPWAT 8.0 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 pourcentage fixé. Dans notre cas on fixe le pourcentage à 80% (on considère que 20% de précipitations sont des pertes par ruissellement de surface, et par percolation en profondeur).

$$P_{\text{eff}} = P_{\text{moy}} \times A \quad \text{tel que } A = 0.8$$

$$P_{\text{eff}} = P_{\text{moy}} \times 0.8$$

Tableau V.4 : Résultats de calcul de la précipitation effectif (CROPWAT 8.0)

mois	Pluie(mm)	Pluie eff.(mm)
Janvier	65.0	52.0
Février	53.3	42.6
Mars	36.0	28.8
Avril	47.1	37.7
Mai	35.9	28.7
juin	4.9	3.9
Julies	1.0	0.8
aout	2.9	2.3
September	22.5	18.0
October	40.5	32.4
November	74.3	59.4
December	79.7	63.8
Total	463.1	370.5

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

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

B : besoin en eau d'irrigation (mm)

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

RFU : réserve facilement utilisable

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

Y : degré de tarissement

Da : densité apparente

Z : profondeur d'enracinement mm

Hcc : humidité à la capacité au champ

Hpf : humidité au point de flétrissement

Peff : pluie efficace

Nous opterons pour la formule la plus utilisée qui

L'irrigation est fait lorsque $B > 0$ (bilan hydrique) d'après la formule (A)

- La texture du sol étant medium
- la valeur de la réserve ut ile étant variable selon la profondeur d'enracinement de la plante. Il est optene par l'abage (annexe)

Tableau : V.5 Calcul de l'Évapotranspiration réelle(mm/Mois)

Pommp de terre												
Mais	Jan	Fevr	Mar	Apr	Mai	Jun	Jul	Aug	Sepr	Oct	Nov	Dec
Peffe(mm)	52	42,6	28,8	37,7	28,7	3,9	0,8	2,3	18	32,4	59,4	63,8
ETP(mm)	43,8	65,7	90,9	108	141	173,7	166	173,4	131,4	85,2	57,6	43,2
Kc			0,72	1,15	1,1	0,6						
ETR			65,45	124,2	155,1	104,2						
RFU	32,5	20,09	0	0	0	0	0	0	0	0	16,69	32,5
Tomat												
ETP(mm)	43,8	65,7	90,9	108	141	173,7	166	173,4	131,4	85,2	57,6	43,2
Kc				0,6	0,62	0,94	0,73	0,5				
ETR				64,8	87,42	163,3	121	86,7				
RFU	60	47,7	0	0	0	0	0	0	0	0	16,69	53,15
(sorgho)												
ETP(mm)	43,8	65,7	90,9	108	141	173,7	166	173,4	131,4	85,2	57,6	43,2
Kc					0,35	0,72	0,95	0,72	0,57			
ETR					49,35	125,1	158	124,8	74,898			
RFU	74,38	61,97	7,12	0	0	0	0	0	0	0	16,69	53,15
maïs												
ETP(mm)	43,8	65,7	90,9	108	141	173,7	166	173,4	131,4	85,2	57,6	43,2
Kc(mais)				0,6	0,67	0,98	0,78	0,5				
ETR				64,8	94,47	170,2	130	86,7				
RFU	74,38	61,97	7,12	0	0		0	0	0	0	16,69	53,15
blé												
ETP(mm)	43,8	65,7	90,9	108	141	173,7	166	173,4	131,4	85,2	57,6	43,2
Kc	0,71	0,9	1,07	1,15	0,71						0,34	0,52
ETR	31,098	59,13	97,26	124,2	100,11						19,58	22,464
RFU	74,38	61,97	7,12	0	0		0	0	0	0	16,69	53,15
Agrume												
ETP(mm)	43,8	65,7	90,9	108	141	173,7	166	173,4	131,4	85,2	57,6	43,2
Kc	0,65	0,65	0,65	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,68	0,67	0,66
ETR	28,47	42,705	59,09	75,6	98,7	121,6	116	121,4	91,98	57,94	38,59	28,512
RFU	74,38	61,97	7,12	0	0		0	0	0	0	16,69	53,15

Tableau : V.6 Besoins en eau des cultures en mm

Cultures	Besoins Mensuels												Besoins total
	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUN	JUL	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC	
Tomate				17,65	51,55	158,4	120,34	83,77					431,7
Pomme de Terre			29,4	77,05	119,2	99,35							325
Sorgho					49,35	120,2	157,89	124,8	74,9				527,2
blé	0	0	54,095	77,05	64,24						0	0	195,4
mais				17,65	58,6	165,4	128,65	83,77					454
Agrume	0	0	15,917	28,45	62,83	116,7	115,35	118,5	69,51	23,3	0	0	550,5
Besoins	0	0	99,412	217,85	405,8	660	522,23	410,8	144,4	23,3	0	0	2484

V-5.3.3 Estimation du débit de pointe :

L'estimation du débit de pointe est donnée par la formule suivante

$$Q_{pte} = D_{pte} * S$$

- Q_{moy} : Débit point (m^3 / an)
- D_{moy} : Dotation point ($m^3 / an / ha$).
- S : surface à couvrir (ha)

Tableau V.7 : Estimation du débit de pointe

Surface (ha)	dotation ($m^3 / ha / an$)	Q_{pin} (m^3 / an)
1525	7340	11068720

Commune	Surface (ha)	Type de distribution	Source de distribution	Besoins (m^3 / an)	$Q (m^3 / s)$
Ain Benian	513	gravitaire	Retenue collinaire	3765420	0,22
Béni Messous	65	gravitaire	Retenue collinaire	477100	0,03
Cheraga	817	refoulements	Lagunes	5996780	0,35
Allioua et Chicha	130	refoulements	Lagunes	954200	0,056

V-6 Dimensionnement de l'adduction [8]

6.1. Détermination du diamètre avantageux

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

$$\Delta H_t = \frac{K' * L_{eq} * Q^\beta}{D_{av}^m} \quad (5.1)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m);

K' : Coefficient de perte de charge;

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

$$L_{eq} = L_g + L_{e_c} \quad (5.2)$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m) ;

L_{e_c} : Longueur équivalente (m) ;

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

$$\Delta H_t = 1,10 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_{eq} = 1,10 * L_g \quad (5.3)$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m) ;

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

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

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

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau.

Selon le type de matériau on choisit les coefficients **K'**, **m** et **β** .

Tableau : V.8 Coefficients **K'**, **m**, **β** pour différents types du tuyau

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

Dans notre cas, on prend : **K' = 0,001052 ; $\beta = 2$; m = 4,772** (matériaux : **Plastique**).

V- 6.1.1. Calcul des longueurs équivalentes des différents tronçons

Les longueurs des différents tronçons sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau : V.9 Les longueurs des différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Point de départ	Point d'arrivé	Longueur géométrique(m)	Longueur équivalente(m)
1	Retenue Bainam	B	951,651	1046,816
2	B	Réservoir BIN hadaje	1372,013	1509,214
3	B	Réservoir Bainame	1189,936	1308,93
4	A	ALLIOU	1768,948	1945,84

Les altitudes des différents points de notre adduction sont données dans le tableau suivant :

Tableau : VI-10 Les altitudes des différents points de l'adduction

N° du point	Point	Cote de terrain naturelle (m)
1	Retenue Bainam	227,7
2	B	153,9
3	Ré Réservoir BIN hadaje	173
4	Réservoir Bainame	153
5	ALLIOA	132,42

V-5.1.2. Calcul des diamètres avantageux des tronçons de l'adduction

Le diamètre avantageux est calculé à base de la formule suivante :

$$D_{av.i} = \sqrt[m]{\frac{K' * L_{eq.i} * Q_i^\beta}{\Delta H_i}} \quad (5.4)$$

Dans notre cas, on prend : $K' = 0,001052$; $\beta = 2$; $m = 4,772$

ΔH_i : Perte de charge totale du tronçon (i) en m ;

$L_{eq.i}$: Longueur équivalente du tronçon (i) en m ;

K' : Coefficient de perte de charge ;

β : Exposant tenant compte du régime d'écoulement ;

m : Exposant tenant compte du type du matériau

► La vitesse d'écoulement

Dans le cas des adductions, la vitesse optimale de l'écoulement varie de **0,5 à 2 m/s**.

On détermine la vitesse d'écoulement dans la conduite gravitaire en utilisant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \text{ Ainsi: } V = \frac{4 * Q}{\pi * D^2} \quad (5.5)$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m).

Les résultats trouvés pour le calcul des diamètres avantageux de ces tronçons sont regroupés dans le tableau suivant:

Tableau : V .11 Diamètres calculés pour différents tronçons de l'adduction

Tronçon	Débit du tronçon (m ³ /s)	I (m/m)	ΔHi (m)	Dcalculé (mm)
B	0,25	0,0202	21, 14	301,05
Réservoir BIN hadaje	0,03		30,49	123,82
Réservoir Bainame	0,22		26 ,42	285,46
ALLIOU	0,056		48,68	153,81772

V-6 .1.3 Normalisation des diamètres

Après la normalisation on a abouti aux résultats qui sont regroupés dans le t

Tableau : V.12: Diamètres normalisés pour différents tronçons de l'adduction

N° du tronçon	Débit du tronçon (l/s)	D _{ca} (mm)	D(mm)	ΔH _i (m)	V (m/s)
1	0,25	301,05	300	21,53	3,53
2	0,03	123,82	125	29,14	2,44
3	0,22	249	250	49,75	3,11
4	0,056	153,81772	150		3,17

Tableau : V .13 Pressions pour différents points de l'adduction

N° du point	Point	C _{TN} (m)	C _P (m)	P (bar)
1	Retenue Bainam	-	227,7	1,45
2	B	153,9	206,17	5,23
3	Ré Réservoir BIN hadaje	173	177,03	0,403
4	Réservoir Bainame	153	156,42	0,342
5	A	90	184,1	9,41
6	ALLIOA	132,42	135,42	0,3

V-6 .2. Etude technico-économique de l'adduction

V-6.2.1 Etude de l'adduction par refoulement

Le dimensionnement de la conduite d'adduction s'établit en cherchant le diamètre économique qui permet de donner un coût de revient minimum entre les dépenses de fonctionnement et celle d'investissement, donc une étude technico-économique s'avère indispensable. En effet, plus le diamètre de la conduite est petit pour un même débit à relever, plus les pertes de charge seront plus importantes. Il est donc impératif de déterminer un même diamètre économique pour la conduite de refoulement.

Le diamètre économique des conduites de refoulement sera déterminé comme suit :

❖ Choix de la gamme des diamètres

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi les quelles :

-La formule de BRESS

$$D = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (5.6)$$

-La formule de BONNIN

$$D = \sqrt{Q} \quad (5.7)$$

Q: débit à élever en m³/s.

Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite ≤ 1 Km)

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à relever (m³/s).

Les diamètres calculés nous imposent le choix d'une gamme en fonction des diamètres normalisés disponibles sur le marché.

A partir de cette gamme des diamètres, on procède à l'évaluation des frais d'exploitation et d'amortissement de chaque diamètre et on adoptera comme diamètre économique celui pour lequel la somme des frais cités sera minimale.

V-6.2.2. Calcul des pertes de charge [9]

V- 6.2.2.1. pertes de charge linéaires

Pour un tronçon donné, les pertes de charge linéaires dépendent:

- Du diamètre D de la conduite en (m);
- Du débit Q en (m³/s);
- De la rugosité absolue K_s exprimée en mm;
- De la longueur du tronçon L en (m).

$$\Delta H_l = \lambda \frac{L V^2}{D^2 g} = I * L \quad (5.8)$$

- V: vitesse moyenne d'écoulement en (m/s).
- ΔH_l : Pertes de charge linéaires en (m)
- I: gradient hydraulique en (m/m)
- Le coefficient λ est obtenu par la formule de Nikuradzé:

$$\lambda = (1,14 - 0,86 * \ln \frac{K_s}{D})^{-2} \quad (5.9)$$

K_s = 0,1mm.

V- 6.2.2.2. Pertes de charge singulières

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, vannes, clapets, branchements...etc. Les pertes sont estimées de 10 % à 15% des pertes de charge linéaires (on prend 10% dans notre cas)

Elles sont données par la formule suivante :

$$\Delta H_s = 0,10 * \Delta H_l$$

V- 6.2.2.3. Pertes de charge totales (ΔH_t)

C'est la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières

$$\begin{aligned} \Delta H_t &= \Delta H_l + \Delta H_s \Leftrightarrow \Delta H_t = \Delta H_l + 0,10 * \Delta H_l \\ \Rightarrow \Delta H_t &= 1,1 * \Delta H_l \end{aligned} \quad (5.11)$$

V-6.2.3. Calcul de la hauteur manométrique totale

La hauteur manométrique totale est la somme de pertes de charge et de la hauteur géométrique.

$$HMT = H_g + \Delta H_a + \Delta H_r = H_g + \Delta H_t \quad (5.12)$$

H_g: la hauteur géométrique

ΔH_a : pertes de charge à l'aspiration

ΔH_r : pertes de charge au refoulement

V-6.2.4. Puissance absorbée par la pompe

C'est la puissance fournie la pompe, définie comme suit:

$$P = \frac{\rho g * Q * HMT}{\eta} \quad (5.13)$$

η : rendement de la pompe en (%) ($\eta=75\%$)

Q: débit refoulé par la pompe en (m^3/s)

g: pesanteur ($9.81 m/s^2$)

ρ : masse volumique de l'eau = $1,1 (kg/ m^3)$

V-6.2.5. Energie consommée par la pompe

$$E = P * t * 365 [Kwh] \quad (5.14)$$

t: c'est le temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas $t=20h$

P: puissance de la pompe en (kW)

V-6.2.6. Frais d'exploitation

Les frais d'exploitation sont définis comme suit :

$$F_{ex} = E * e [DA] \quad (5.15)$$

E: énergie consommée par la pompe en (Kw H)

e: prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. ($e=4,67DA$)

V-6.2.7. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement sont donnés comme suit:

$$F_{am} = P_{rc} * A [DA] \quad (5.16)$$

P_{rc} : prix de la conduite en (DA)

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

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (5.17)$$

i: Taux d'annuité annuel, $i = 8 \%$

n: nombre d'années d'amortissement, $n = 19ans$

$$A = \frac{0,08}{(0,08+1)^{19} - 1} + 0,08 = 0,1041 = 10.41 \%$$

$$A=10.41 \%$$

V-6.2.3. Détermination des diamètres économiques de la conduite de refoulement

V-6.2.3.1. Tronçon SP 1 –Les lagunes

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 50400 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{50400}{20 * 3600} = 0,7 \text{ m}^3/\text{s}$$

-L = 4617,32 m

-Hg = 138,33m

-Dc _{Bonnin} = 837 mm

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de ce tronçon sont regroupés dans les tableaux suivants:

Tableau : V.14 Calcul de la HMT du tronçon du SP 1 –les lagunes

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
300	9,90799717	0,015526	0,2589464	4617,32	1315,202	1453,51223
400	3,18471338	0,014611	0,01888287	4617,32	95,90707	234,217073
500	2,03821656	0,013956	0,00591017	4617,32	30,01804	168,328039
800	0,79617834	0,012713	0,00051343	4617,32	2,607751	140,917751

Tableau : V .15 Calcul des frais d'amortissement du SP 1 – les lagunes

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	3700	4762,166	1834243,48
400	4800	4762,166	2379559,11
500	4758	4762,166	2358737,96
800	5200	4762,166	2577855,7

Tableau V .16 : Calcul des frais d'exploitation du SP 1 – les lagunes

Diamètre en (mm)	HMT(m)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
300	1453,51223	14631,0541	1,07E+08	4,99E+08
400	234,217073	2357,62906	17210692	80373932
500	168,328039	1694,39004	12369047	57763451
800	140,917751	1418,47808	10354890	48357336

Tableau : V .17 : Bilan du tronçon SP 1 – les lagunes

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
300	498787265,7	1834243,48	500621509,2
400	80373932,15	2379559,11	82753491,26
500	57763450,99	2358737,96	60122188,96
800	48357336,3	2577855,7	50935192

Le diamètre économique est de 800 mm, avec une vitesse de $V = 0,79$ m/s.

V-6.2.3.2 : Tronçon SP 2 – Retenue Bainam

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 14000 m³/j .

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 13 h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{14000}{13 * 3600} = 0,299 \text{ m}^3/\text{s}$$

- L = 3500,25 m

- H_g = 250m

- D_{c Bonnin} = 546 mm

Tableau V.18 : Calcul de la HMT du tronçon du SP 2 – Retenue Bainam

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	Δ H _t (m)	HMT(m)
300	4,23213022	0,015526	0,04724503	3500,25	181,9064	431,906377
400	2,38057325	0,0146112	0,01055092	3500,25	40,62395	290,623947
500	1,52356688	0,0139562	0,00330234	3500,25	12,71493	262,714925
800	0,59514331	0,0127131	0,00028688	3500,25	1,104581	251,104581

Tableau V.19 : Calcul des frais d'amortissement du SP 2 – Retenue Bainam

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	3700	4762,166	1834243,48
400	4800	4762,166	2379559,11
500	4758	4762,166	2358737,96
800	5200	4762,166	2577855,7

Tableau V.20 : Calcul des frais d'exploitation du SP 2 – Retenue Bainam

Diamètre en (mm)	HMT(m)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
300	431,906377	1857,0333	13556343	63308122
400	290,623947	1249,57254	9121880	42599177
500	262,714925	1129,57435	8245893	38508319
800	251,104581	1079,65428	7881476	36806494

Tableau V.21 : Bilan du tronçon SP 2 – Retenue Bainam

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
300	63308122,08	1834243,48	65142365,56
400	42599177,34	2379559,11	44978736,45
500	38508319,04	2358737,96	40867057,01
800	36806494,03	2577855,7	39384349,73

Le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de $V = 2,038\text{m/s}$.

V-6.2.3.3. Tronçon SP 2–Réservoir CHERAGA

$$-Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier (m³/j) ; $Q_{\text{max},j} = 16429,53 \text{ m}^3/\text{j}$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 13 \text{ h}$.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{16429,53}{13 * 3600} = 0,35 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$-L = 4758,56\text{m}$$

$$-H_g = 122,34\text{m}$$

$$-D_{c \text{ Bonnin}} = 593 \text{ mm}$$

Tableau V.23 : Calcul de la HMT du tronçon du SP 2- CHERAGA

Diamètre en (mm)	V (m/s)	λ	I (m/m)	L (m)	ΔH_t (m)	HMT(m)
300	4,95399858	0,015526	0,0647366	4758,56	338,8583	461,198295
400	2,7866242	0,0146112	0,0144572	3500,25	55,66418	178,004182
500	1,78343949	0,0139562	0,00452497	3500,25	17,42238	139,762381
800	0,69665605	0,0127131	0,0003931	3500,25	1,513531	123,853531

Tableau V.24 : Calcul des frais d'amortissement du SP –Réservoir de CHERAGA

Diamètre en (mm)	Prix de ml (DA)	L (m)	F _{amort} (DA)
300	3700	4762,166	1834243,48
400	4800	4762,166	2379559,11
500	4758	4762,166	2358737,96
800	5200	4762,166	2577855,7

Tableau V.25 : Calcul des frais d'exploitation du SP 2 – Réservoir de CHERAGA

Diamètre en (mm)	HMT(m)	P (K Watt)	E (KWh)	F _{explo} (DA)
300	461,198295	2321,21102	16944840	79132405
400	178,004182	895,895049	6540034	30541958
500	139,762381	703,424066	5134996	23980430
800	123,853531	532,523119	3887419	18154246

Tableau V.26 : Bilan du tronçon SP 1 – Réservoir de CHERAGA

Diamètre (mm)	F _{explo} (DA)	F _{amort} (DA)	Bilan (DA)
300	79132404,8	1834243,48	80966648,27
400	30541958,11	2379559,11	32921517,22
500	23980429,83	2358737,96	26339167,8
800	18154245,65	2577855,7	20732101,35

Le diamètre économique est de 500 mm, avec une vitesse de $V = 1,78\text{m/s}$.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a traité deux problèmes :

Le premier a porté sur le débit fourni par la station d'épuration, s'il serait suffisant à satisfaire les besoins de 1500 Ha des surfaces agricoles.

En choisissant les agrumes qui ont plus de besoins annuels en eau par rapport à d'autres cultures, on a constaté que notre station satisfait à la demande des débits les plus exigeants.

Le deuxième a porté sur le choix du diamètre le plus économique et le plus avantageux sur le marché, ce diamètre dépend de son prix (à savoir : prix d'exploitation et prix de pose) ainsi que le débit véhiculé dans la conduite à choisir.

Ce chapitre a pour but, l'étude et le choix de la pompe idéale adaptée à l'usage de notre projet et qui nous permet d'assurer le débit appelé et la hauteur manométrique totale au niveau des deux stations de pompage projetées le long de l'adduction.

VI-1. Définition

Une pompe est un système d'élévation d'eau, c'est la transformation d'énergie mécanique en énergie hydraulique composée par des organes différents.

La pompe est entraînée par un moteur électrique.

Elle peut être une pompe à axe :

- horizontal
- vertical
- oblique

VI-2. Couplage des pompes

On distingue deux types de couplage des pompes :

- Le couplage en série : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation de la hauteur d'élévation des pompes.
- Le couplage en parallèle : ce type de couplage est utilisé en vue de l'augmentation du débit refoulé par les pompes.

VI-3. Choix du type de pompe

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT.
- Meilleur rendement.
- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.
- Être fabriquée en série.

On opte pour les pompes ITALIE (pompes centrifuge multicellulaire à axe horizontal de marque CAPRARI.)

VI-4. Choix du nombre de pompes

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes n minimal.
- Meilleur rendement.
- Charge nette d'aspiration requise (NPSH)_r minimale.
- Nombre d'étage minimal.
- Puissance absorbée minimale.

VI-4.1: Refoulement Tronçon SP 2 – Retenue Bainam

$$Q_{\text{exp}} = \frac{Q_{\text{max } j}}{t * 3600}$$

- Q_{exp} : Débit d'exploitation (m³/s) ;
- Q_{max,j} : Débit maximum journalier (m³/j) ; Q_{max,j} = 16429,53 m³/j .
- t : Durée de fonctionnement de la station par jour, t = 13 h.

$$Q_{\text{exp}} = \frac{14000}{13 * 3600} = 0,299 \text{ m}^3/\text{s}$$

- L = 3500,25 m
- H_g = 118 m (hauteur géométrique)
- D_c = 500mm (diamètre normalise)

Tableau VI.1: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HM T (m)	η (%)	Vitesse (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH) _r (m)	Ø roue (mm)
1	0,299	250	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	149,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	99,66	118	PM120/2C	299	250	75	1450	5	200	14 .2	150
4	74 ,75	118	PM150/4A	298	117	79	1450	4	136	2.64	125

A partir du tableau (6-1), on déduit que la variante quatre (4) pompes est la meilleure du point de vue rendement, puissance absorbée et nombre de pompes en parallèle.

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de quatre (04) en plus d'une (02) pompe de secours.

Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM150/4A CAPRARI**; chaque pompe il refoulé un débit de 74.75 et assuré l'hauteur manométrique d'élévation de 118 m.

VI-4.2 Refoulement Tronçon SP 2 – Réservoir de CHERAGA

$$Q_{\text{exp}} = \frac{16429,53}{13 * 3600} = 0,35 \text{ m}^3/\text{s}$$

- L = 4758,56m
- H_g = 38 m
- D_c = 500 mm

Tableau VI.2: Caractéristiques des pompes en fonction de leur nombre

n	Q appelé (m ³ /s)	HMT appelée (m)	Type de pompe	Q(l/s)	HM T (m)	η (%)	Vitesse e (tr/min)	Nbre d'étage	Pabs (Kw)	(NPSH)r (m)	\varnothing roue (mm)
3	0,400	38	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4	0,400	38	PM150 /2C	398	37,5	71	1450	2	207	5,31	200
5	0,400	38	PM150 /2D	433	40,5	76	1450	2	218	3,13	150
6	0,400	38	PM150/2E	415	40,8	77,5	1450	2	215	2,5	150

Conclusion

On opte pour un nombre de pompe de Cinq (05) en plus d'une (02) pompe de secours.

Ces Cinq (05) pompes sont identiques de type **PM150/2D CAPRARI**.

VI-4.3 .Courbes caractéristiques des pompes

Les courbes caractéristiques de la pompe [H-Q], [Pabs - Q], [η -Q], [(NPSH)r - Q]. représentées par la figure (7.1) pour la première station de pompage, la figure (7.2) pour la deuxième station

Figure : VI.1 Courbes caractéristiques des pompes station (1)

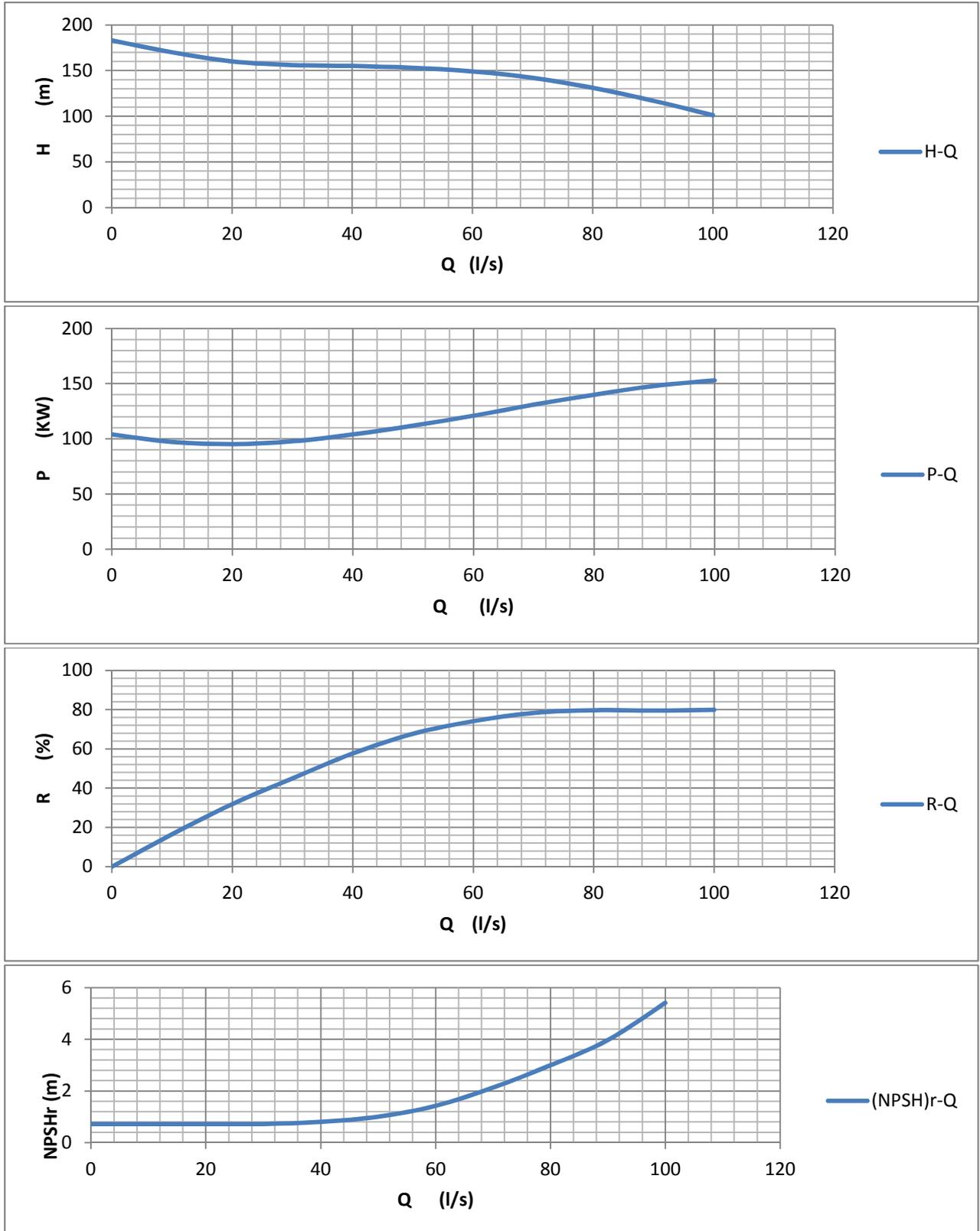
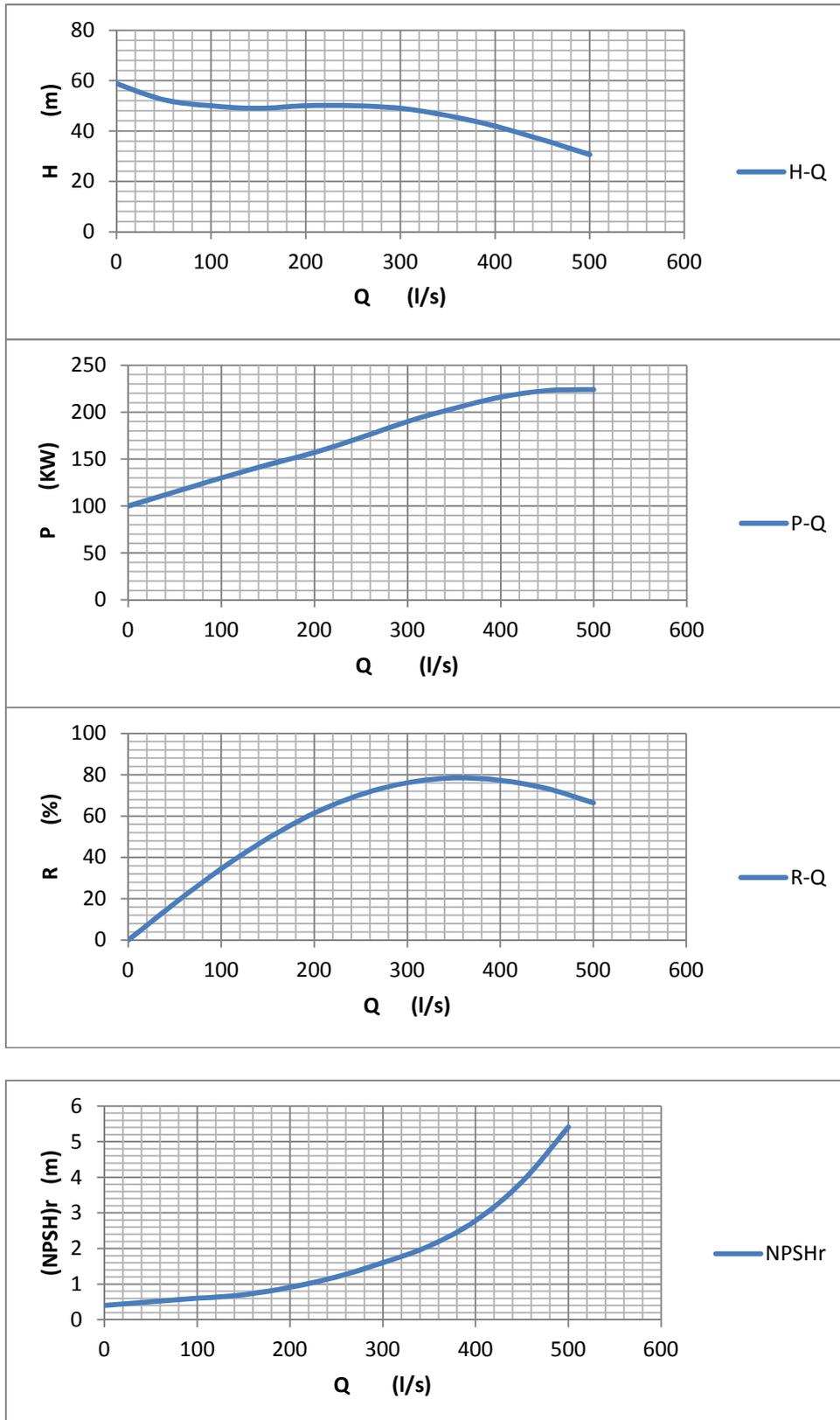


Figure : VI.2 Courbes caractéristiques des pompes station (2)



VI-4 .4 .Point de fonctionnement d'une pompe

Dans notre cas la détermination du point de fonctionnement nous donne toutes les informations nécessaires pour la bonne installation et calage, et meilleur rendement, ainsi une longue durée de vie.

VI-4 .5: Courbe caractéristique de la conduite

La courbe caractéristique de la conduite est une parabole dont l'équation est la suivante :

$$H_c = H_g + \Delta h_t \quad (6.1)$$

- H_g : hauteur géométrique (m) ;

- Δh_t : perte de charge totale occasionnée par la conduite (m) ;

$$\Delta h_t = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (6.2)$$

- Δh_p^{lin} : perte de charge linéaire (m) ;

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L_{ref} * Q^2}{\pi^2 * g * D_{ec}^{5,3}} \quad (6.3)$$

- λ : coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement;

- L_{ref} : longueur de la conduite de refoulement (m) ;

- Q : débit refoulé par la pompe (L/s) ;

- D_{ec} : diamètre économique de la conduite de refoulement (mm) ;

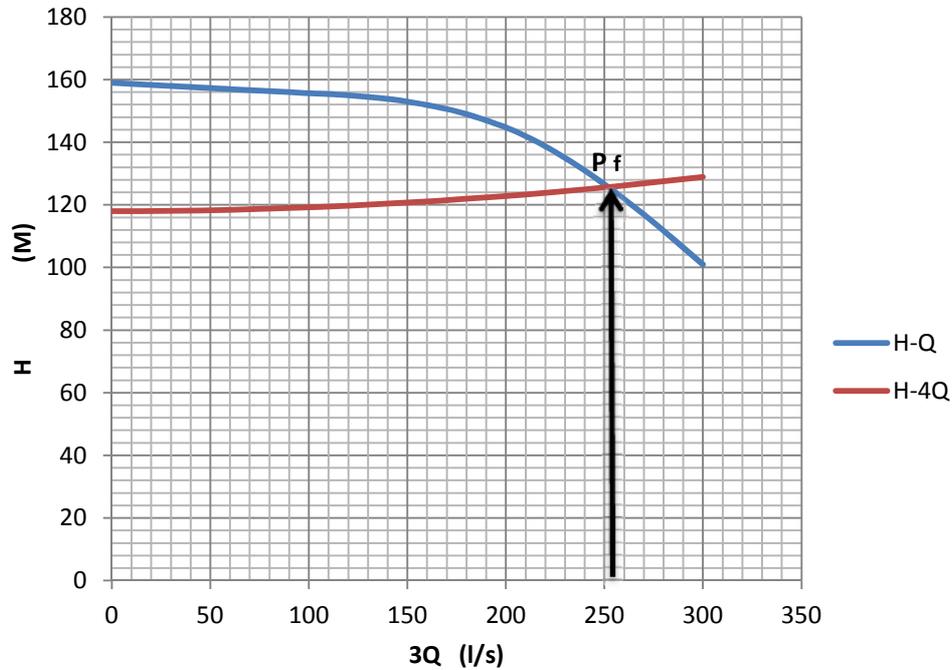
- g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

Tableau VI .3 : caractéristiques de la conduite de refoulement

N°	Q (L/S)	3Q (L/S)	H_g (m)	L_{ref} (m)	D_{ec} (mm)	λ	Δh_p^{lin} (m)	Δh_t (m)	H_c (m)
1	0	0	118	3500,25	500	0,0139	0	0	118
2	10	30	118	3500,25	500	0,0139	0,098954	0,108849	118,109
3	20	60	118	3500,25	500	0,0139	0,395816	0,435397	118,435
4	30	90	118	3500,25	500	0,0139	0,890586	0,979644	118,98
5	40	120	118	3500,25	500	0,0139	1,583263	1,74159	119,742
6	50	150	118	3500,25	500	0,0139	2,473849	2,721234	120,721
7	60	180	118	3500,25	500	0,0139	3,562343	3,918577	121,919
8	70	210	118	3500,25	500	0,0139	4,848744	5,333619	123,334
9	80	240	118	3500,25	500	0,0139	6,333054	6,966359	124,966
10	90	270	118	3500,25	500	0,0139	8,015271	8,816798	126,817
11	100	300	118	3500,25	500	0,0139	9,895396	10,88494	128,885

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (6.3).

Figure VI.3 : Courbe Caractéristique de la conduite de refoulement



Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf) sont :

$$\begin{cases} Q_{Pf} = 255 \text{ l/s} < Q_{app} = 299 \text{ l/s} \\ H_{Pf} = 133 \text{ m} > H_{app} = 118 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement et débit appelé sont différents donc il faut un mode de réglage quantitatif

Pour cela on a $Q_{app} > Q_{Pf}$

Q_{app} : débit appelé

Q_{Pf} : débit de point de fonctionnement

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1450 * \frac{299}{255} = 1700 \text{ Tr/min}$$

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est égale: $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{118}{0,299^2} = 1230 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

Le rendement après la similitude est : **76,5 %** s^2/m^5

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0,299 * 118}{0,765} \Rightarrow P_{abs} = 45243 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation) car le $Q_{app} > Q_{pf}$

Figure VI4: Courbe caractéristiques de la SP N°2 après réglage

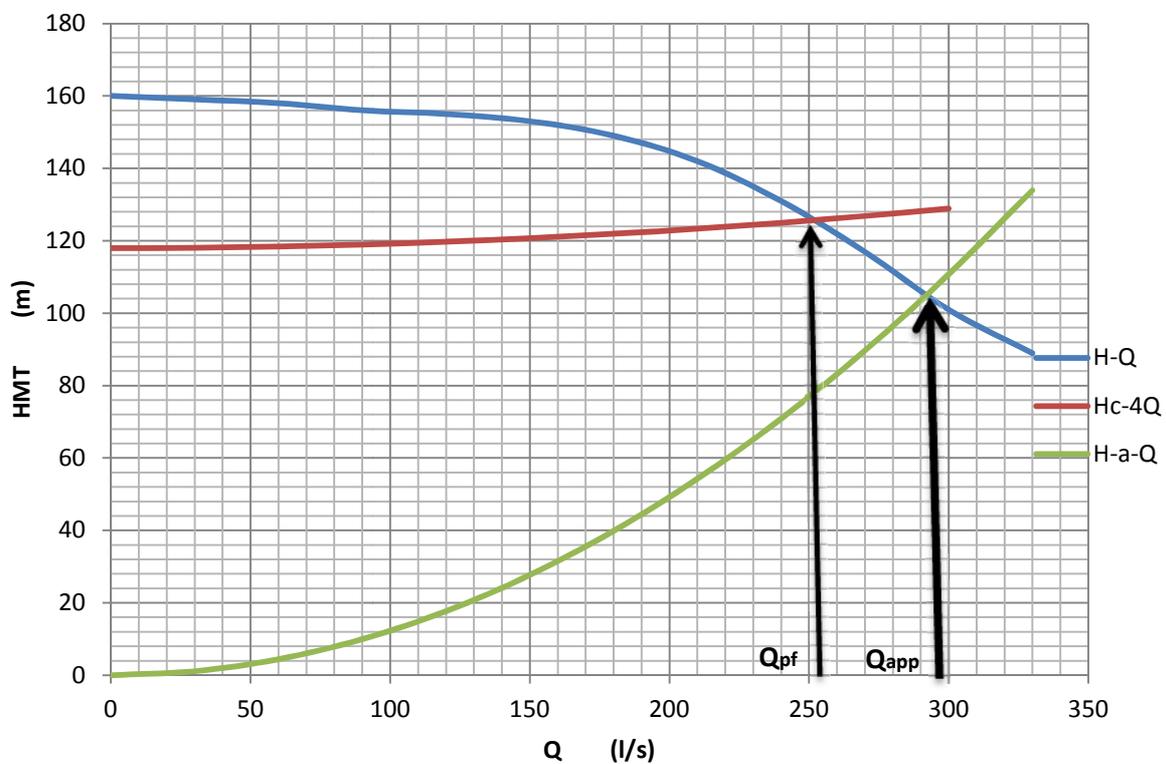
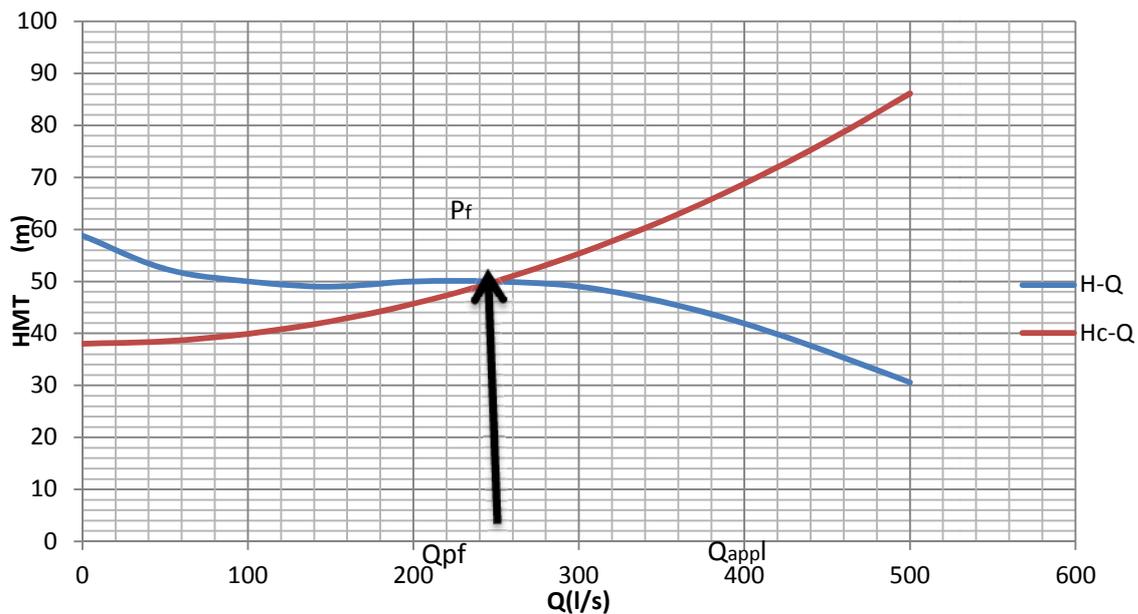


Tableau VI.4 : Courbe caractéristique de la conduite de refoulement

N°	Q (L/S)	5Q (L/S)	H _g (m)	L _{ref} (m)	D _{ec} (mm)	λ	Δh_p^{in} (m)	Δh_t (m)	H _c (m)
1	0	0	38	4758,56	500	0,0139	0,00	0,00	38,00
2	10	50	38	4758,56	500	0,0139	0,44	0,48	38,48
3	20	100	38	4758,56	500	0,0139	1,75	1,93	39,93
4	30	150	38	4758,56	500	0,0139	3,94	4,33	42,33
5	40	200	38	4758,56	500	0,0139	7,00	7,70	45,70
6	50	250	38	4758,56	500	0,0139	10,94	12,04	50,04
7	60	300	38	4758,56	500	0,0139	15,76	17,33	55,33
8	70	350	38	4758,56	500	0,0139	21,45	23,59	61,59
9	80	400	38	4758,56	500	0,0139	28,01	30,81	68,81
10	90	450	38	4758,56	500	0,0139	35,45	39,00	77,00
11	100	500	38	4758,56	500	0,0139	43,77	48,14	86,14

La courbe caractéristique de la conduite de refoulement et le point de fonctionnement de la pompe sont donnés sur la figure (6.6).

Figure VI.6 : courbe caractéristique de la conduite de refoulement



Le débit et la hauteur manométrique totale correspondant au point de fonctionnement (Pf)

$$\text{sont : } \begin{cases} Q_{pf} = 260 \text{ l/s} < Q_{app} = 400 \text{ l/s} \\ H_{pf} = 50 \text{ m} > H_{app} = 38 \text{ m} \end{cases}$$

Conclusion

Le débit correspondant au point de fonctionnement et débit appelé sont différents donc il faut un mode de réglage qualitatif

On a $Q_{app} > Q_{pf}$

Dans ce cas, on va faire un réglage qualitatif donc on augmente la vitesse de rotation de la pompe :

La nouvelle vitesse de la pompe sera

D'après la loi de similitude on a :

$$\frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = \frac{n}{N} \Rightarrow n = N \frac{Q_{app}}{Q_{pf}} = 1450 * \frac{400}{260} = 2231 \text{ Tr/min}$$

N: la vitesse initiale de la pompe.

n: la nouvelle vitesse de la pompe.

L'équation de la courbe de proportionnalité est ég: $H = a * Q^2$

Avec:

$$a = \frac{H_{app}}{Q_{app}^2} = \frac{38}{0,4^2} = 237,5 \text{ s}^2/\text{m}^5$$

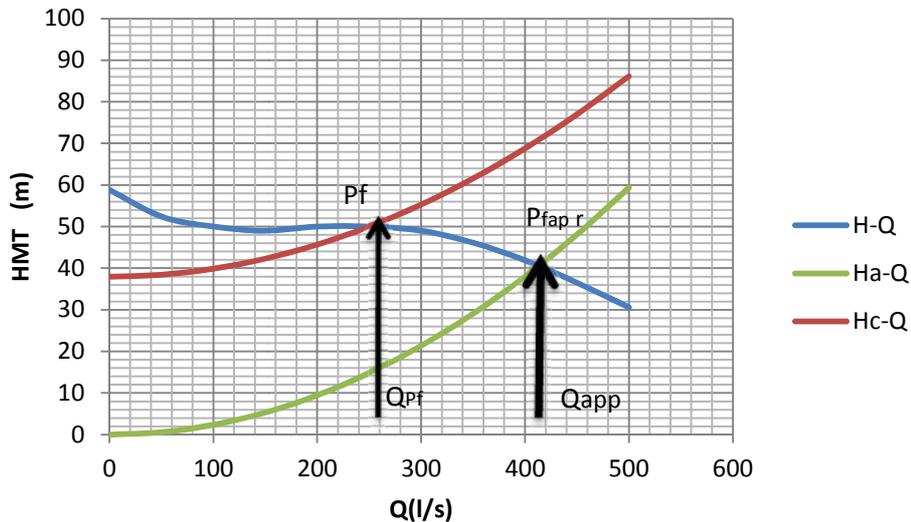
Le rendement après la similitude est : **75,45%**

$$\text{La puissance absorbée : } P_{abs} = \frac{9,81 * 0,4 * 38}{0,7545} \Rightarrow P_{abs} = 197,63 \text{ KW}$$

Conclusion

On opte pour un réglage qualitatif (augmentation de la vitesse de rotation) car le $Q_{app} > Q_{Pf}$

Figure VI.7: Courbe caractéristiques de la SP 2 après réglage



VI-5. Choix du moteur électrique

VI-5.1 Critères de choix du moteur électrique

Les critères de choix du moteur électrique sont :

- Puissance absorbée minimale ;
- Position de l'arbre de transmission horizontale ou verticale ;
- Tension d'alimentation.

On choisit les moteurs adéquats à partir de logiciel du constructeur (CAPRARI) et cela en fonction de la puissance fournie par ce dernier et le type de la pompe.

V-5.2 Refoulement : Tronçon SP 2 – Retenue Bainam

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 2950tr/mim
- Nombre de pôles : 2
- Puissance nominal : P2 200Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

VI-5.3 Refoulement : Tronçon SP 2 – Réservoir de CHERAGA

Caractéristiques du moteur

- Fréquence : 50Hz
- Tension nominale : 400V
- vitesse nominale : 1450tr/mim
- Nombre de pôles : 4
- Puissance nominal : 55Kw
- Courent nominal : -A
- Type de moteur : 3~

VI-6 Etude de la cavitation

La cavitation est la perturbation du courant liquide juste à l'entrée de la pompe en fonctionnement, cela se produit pour à une température constante, la pression absolue est inférieure ou égale à la tension de vapeur d'eau.

la condition suivante doit être vérifiée : $(NPSH)_r < (NPSH)_d$

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

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

$$(NPSH)_d = (NPSH)_r + r \quad (6.4)$$

-r : marge de sécurité, $r = (0,3 - 0,5)$ m.

On prend : $r = 0,4$ m.

Pour une pompe donnée fonctionnant à une vitesse déterminée, il existe une hauteur limite d'aspiration en deçà de laquelle il convient toujours de se tenir.

Dans notre cas, on a à faire à des installations en charge au niveau de chaque station de pompage, alors la hauteur d'aspiration admissible est régie par la relation suivante :

$$h_{adm}^{asp} = (NPSH)r + r - Pat + Tv + \sum h_p^{asp} + \frac{V_{asp}^2}{2g} \quad (6.5)$$

- V_a : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s) ;

- P_{at} : pression atmosphérique (m.c.e) ; $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * H$

Avec : H : altitude de la station.

- T_v : tension de vapeur d'eau (m.c.e)

Tableau VI.5: Variation de la tension de vapeur d'eau en fonction de la temperature

$T^\circ (\text{°C})$	5	10	20	30	40	50	80	100
$T_v (\text{m.c.e})$	0,09	0,12	0,24	0,43	0,75	1,25	4,82	10,33

La tension de vapeur d'eau sera choisie pour une température de 20°C

- Δh_{asp} : perte de charge totale du coté aspiration.

$$\Delta h_{asp} = (1,10 - 1,15) * \Delta h_{asp}^{lin} \quad (6.6)$$

- Δh_{asp}^{lin} elle sera estimée par : $\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000}$

- V_{asp} : vitesse d'écoulement dans la conduite d'aspiration (m/s), $V_{asp} = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D_a^2}$

- D_a : diamètre de la conduite d'aspiration,

$$D_a = (1,2 - 1,5) * DN1 \quad (V-15) \quad (6.7)$$

Avec : DN1 : diamètre de la tubulure d'aspiration (mm).

VI-6.1 Calage de la pompe

Le calage de la pompe est de déterminer la côte exacte de l'axe de la pompe par rapport à niveau du plan d'eau d'aspiration pour qu'elle fonctionne sans le moindre risque de cavitation.

$$\text{Pour les installations en charge : } \nabla_{axe} = \nabla_{min} - h_{asp}^{adm} + r \quad (6.8)$$

∇_{axe} : niveau de l'axe de la pompe (m) ;

r : marge de sécurité, $r = (0,1 - 0,3) \text{ m}$.

VI-6.2 Refoulement : Tronçon SP 2 – Retenue Bainam

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,64 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 132 = 10,51 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ °C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DM$

$$\text{Donc : } D_a = 1,2 * 150 \Rightarrow D_a = 180 \text{ mm}$$

$$\checkmark \text{ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 74,75}{3,14 * 0,18^2 * 1000} \Rightarrow V_a = 2,23 \text{ m/s}$$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0,3 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,336 \text{ m}$

- ✓ La hauteur d'aspiration admissible :

- ✓ Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = P_{at} - (NPSH)_r - r - T_v - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,51 - 2,64 - 0,3 - \frac{2,23^2}{2 * 9,81} - 0,3 - 0,336 = 7,9 \text{ m}$$

$$\text{La cote de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 132 + 7,9 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 139,8 \text{ m}$$

VI-6.3 Refoulement : Tronçon SP 2 – Réservoir de CHERAGA

- La charge nette d'aspiration requise : $(NPSH)_r = 2,97 \text{ m}$
- La pression atmosphérique : $P_{at} = 10,33 - 0,00139 * 132 = 10,51 \text{ m}$
- La tension de vapeur d'eau à une température $T^\circ = 20 \text{ °C}$: $T_v = 0,24 \text{ mce}$
- Le diamètre de la conduite d'aspiration : $D_a = (1,2 - 1,5) * DM$

$$\text{Donc : } D_a = 1,5 * 150 \Rightarrow D_a = 250 \text{ mm}$$

$$\checkmark \text{ La vitesse d'aspiration : } V_a = \frac{4 * 80}{3,14 * 0,25^2 * 1000} \Rightarrow V_a = 1,63 \text{ m/s}$$

- La perte de charge linéaire à l'aspiration sachant que :

$$\sum h_{asp}^{lin} = \frac{10 * L_{asp}}{1000} = \frac{10 * 30}{1000} = 0,3 \text{ m}$$

- La perte de charge totale à l'aspiration : $\Delta h_{asp} = 1,12 * 0,3 \Rightarrow \Delta h_{asp} = 0,336 \text{ m}$

- ✓ La hauteur d'aspiration admissible :

✓ Installation en aspiration :

$$h_{adm}^{asp} = Pat - (NPSH)r - r - Tv - \sum h_p^{asp} - \frac{V_{asp}^2}{2g}$$

$$h_{adm}^{asp} = 10,51 - 2,97 - 0,3 - \frac{1,63^2}{2 * 9,81} - 0,24 - 0,336 = 6,52m$$

$$\text{La côte de l'axe de la pompe : } \nabla_{axe} = 132 + 6,52 - 0,1 \Rightarrow \nabla_{axe} = 13842m$$

Conclusion

Dans ce chapitre on traite le choix du nombre de pompe et le type de pompe qu'il faut adopter pour un bon fonctionnement et aussi un grand rendement afin d'assurer le débit appelé ; on a choisi le mode de réglage qualitatif (variation de nombre de tour) donc on est obligé de choisir un moteur à vitesse variable ; ou bien on devra changer le type de pompe (un choix dépendant de l'expérience du technicien).

🚧 Refoulement Tronçon SP 2 – Retenue Bainam

Quatre (04) en plus d'une (02) pompe de secours.

Ces quatre (04) pompes sont identiques de type **PM150/4A ; CAPRARI**; chaque pompe il refoulé un débit de 74.75 L/S et assuré l'hauteur manométrique d'élévation de 118 m.

🚧 Refoulement : Tronçon SP 2 – Réservoir de CHERAGA

Cinque (05) en plus d'une (02) pompe de secours.

Ces Cinq (05) pompes sont identiques de type **PM150/2D ; CAPRARI**. chaque pompe il refoulé un débit de 80 L/S et assuré l'hauteur manométrique d'élévation de 38 m.

Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées.

Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger la pose des canalisations et les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VII-1 Les actions reçues par les conduites :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- ✓ La pression verticale due au remblai ;
- ✓ La pression résultant des charges roulantes ;
- ✓ La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- ✓ La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- ✓ Le tassement différentiel du terrain ;
- ✓ Action des racines des arbres.

VII-2 Pose de canalisation :[12]

VII-2.1. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire :

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

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

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

VII-2 .2. Pose de canalisation dans un mauvais terrain :

- ✓ Cas d'un terrain peu consistant :

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une

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

✓ Cas d'un terrain agressif :

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

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapé la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m.

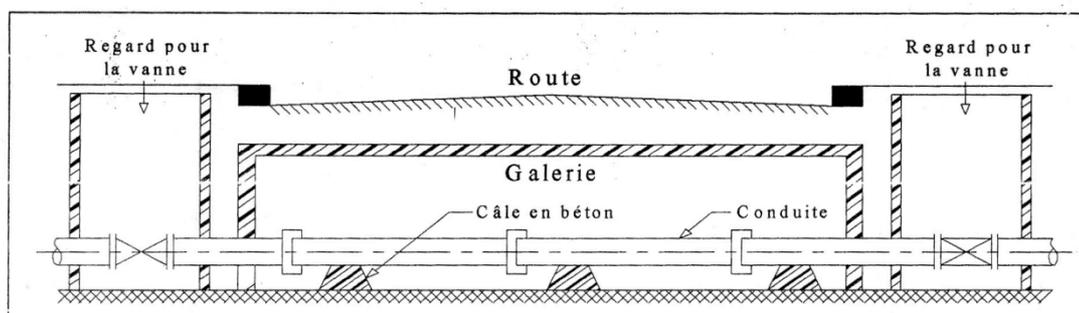
VII- 2. 3. Pose de canalisation en galerie :

Dans certains cas le tracé de la canalisation peut rencontrer des obstacles qui nous oblige à placer la conduite dans une en galerie.

Les conduites de diamètre important (sauf aqueducs) doivent être placées sur des madriers (bois de chêne) et calées de part et d'autre pour éviter leur mouvement.

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route.

Figure VII.1: Pose de canalisation en galerie

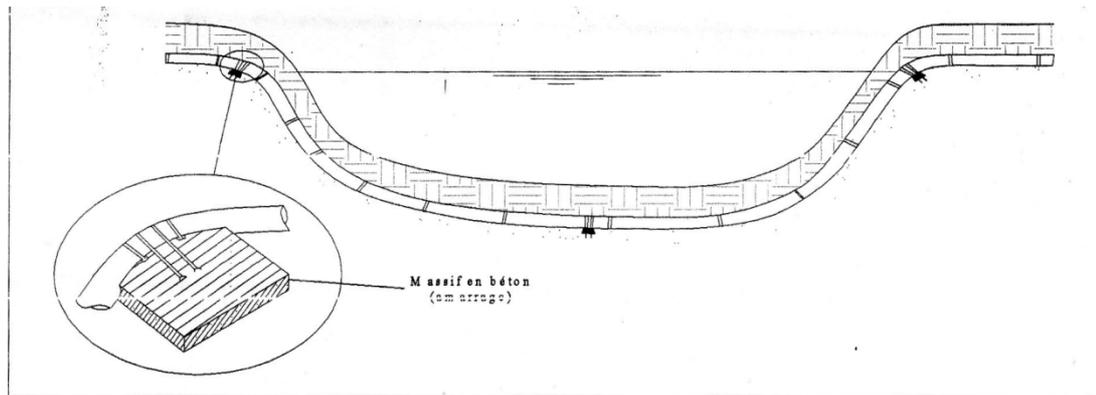


VII-2.4.1 Traversée d'une rivière :

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route

servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

Figure:VII.2 traversée d'une rivière



VII-3 Exécution des travaux :

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

- ✚ Vérification, manutention des conduites;
- ✚ Emplacement des jalons des piquets ;
- ✚ Aménagement du lit de pose ;
- ✚ La mise en place des canalisations en tranchée ;
- ✚ Assemblage des tuyaux ;
- ✚ Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- ✚ Remblaiement des tranchées.

VII-3.1 Vérifications et manutentions des canalisations :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- ✓ Les quantités ;
- ✓ L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- ✓ Le marquage en cas de défaut.

VII-3.2. Largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par l

$$\text{Formule suivante : } B = d + 2 \cdot e \quad (7.1)$$

avec : B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

e : élargissement de la tranchée (e=30 cm)

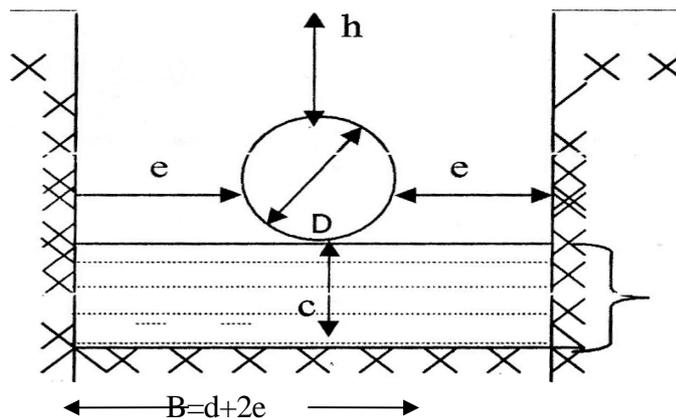
VII-3.3. Profondeur de la tranchée :

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

L'excavation nécessite donc la détermination de deux paramètres tels que :

- ✓ Profondeur de la tranchée « Htr »
- ✓ Largeur de la tranchée « b »

Figure : VII. 3 Schéma d'une tranchée



$$H_{tr} = c + d + h \quad (\text{m}) \dots \dots \dots (7.2)$$

Avec :

Htr : profondeur de la tranchée. (m)

c : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite (m).

VII-3.4 Choix des engins du chantier:

Il est important de choisir pour chaque type de travail, l'engin et le matériel le mieux adapté, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins classiques de chantier qui sont présentés.

Tableau 7.4 : les engins utilisés pour la mise en place des conduites et leurs rôles :

Nom de l'engin	Rôle de l'engin
Un Dozer équipé en rétro	Enlever les roches et les racines des arbres.
Un camion citerne	Arroser le remblai avant le compactage.
Un chargeur	Charger les déblais excédentaires dans les camions
Une pelle mécanique	Extraire les déblais, et les charger directement si c'est possible dans le camion, poser le lit de sable et le remblai
Un compacteur à rouleau lisse	Compacter la couche de sable de 20 cm
Un camion	Évacuer les déblais.
Appareil de soudure	Assurer l'assemblage des conduites
Sonde battu	Contrôle le compactage des tranchées
Une dame sauteuse	Le compactage du remblai au tour de la conduite et avoir un bon support



Fig. VII-2: Photo d'un Dozer



Fig. VII-3 : Pelle mécanique

VII-4 Accessoires :

Le long d'une canalisation, différents organes et accessoires sont installés pour :

- ✓ Assurer un bon écoulement
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;
- ✓ Soutirer les débits.

VII-4.1 Robinets vannes :[12]

Ce sont des appareils de sectionnement utilisés pour le cas de manœuvres lentes pour les gros diamètres. L'obturation est obtenue pour une rotation de 90° de la partie tronconique.

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

Figure : 74 Robinets vannes



VII-4.2 Robinet vanne à coin (à opercule) :

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

VII-4.3 Vannes papillons :

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit légers le couple de manœuvre est faible Elle occasionne une faible perte de Chargé.

Remarque: Dans notre cas, on prévoit l'installation:

➤ Des robinets vannes à opercule à la sortie de chaque pompe, sur chaque conduite d'arrivées et de vidange des retenues, sur la conduite d'aspiration de chaque pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.

- Des robinets vannes papillon sur chaque conduite de départ de la retenue.

Figure : 7.5 Vannes papillons



VII-4.4 Clapets anti retour :

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

Remarque

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de chaque pompe.

Figure : 7.6 Clapets anti retour



VII-4.5 Ventouses :

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits

diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique

- Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.
- Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable ;

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

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

- ventouse à trois fonctions
- ventouse à fonction unique

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte est de diamètre variant de 800 à 150 mm.

VII-4.7 Vannes de décharge :

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

VII-4.8 Poteaux d'incendie :

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 t/min ou si la pression de l'eau est faible. Les poteaux d'incendie doivent être reliés aux conduites de réseau par des conduites de raccordement d'au moins 150 mm de diamètres dotées d'une vanne d'isolement. La distance qui sépare deux poteaux d'incendie est de 100m à 200m

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un seul poteau d'incendie au niveau de la station de pompage.

VII-4.9 Crépine

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur chaque conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des retenues.

VII-4.10 Joints de raccordement : [12]

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

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

Les joints modernes sont verrouillés grâce à des bagues de joint en élastomère comportant des inserts métallique. De même ; le joint proprement dit ;que se place entre les brides ;est actuellement en élastomère garni d' inserts métalliques pour éviter le fluage à la compression lors du serrage.

VII-4.10. Organes de mesure :

 Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- ✓ Le diaphragme ;
- ✓ Le venturi ;
- ✓ La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression. La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

✚ Mesure de pression :

Les appareils les plus utilisés sont :

➤ Manomètres à aiguilles :

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un évier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide la denture surtout si le manomètre subit des vibrations

➤ Manomètres à soufflet :

Ce sont manomètres dont l'organe actif est un élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet* présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au surchauffâmes

VII-11. Organes de raccordement :

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

VII-11.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de la direction.

Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

VII-11. 2 Cônes :[12]

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

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

VII-11.3. Tés :

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage. Les tés se présentent soit à trois emboîtements, soit à deux emboîtements et brides.

VII-11.4. Joints de démontage :

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

Conclusion :

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique ; étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de l'adduction les accessoires à utilisés seront

- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir conduites éclatent;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des retenues pour interrompre l'écoulement dans le cas où le conduit éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Conclusion générale et recommandations

La zone d'étude s'étend sur le long de la méditerranée, sur une bande côtière d'environ 50 Km. La STEP de Béni Messous est située sur le territoire de la commune d'Ain Benian à environ 15 km à l'ouest de la ville d'Alger, en bordure de la mer Méditerranée et à l'embouchure de l'oued Béni-Messous.

- Le procédé d'épuration utilisé est celui de traitement biologique par boues activées.
- La capacité théorique de la STEP est de $50.400 \text{ m}^3/\text{j}$, correspondant à $250.000 \text{ éq. /hab.}$, pour la première tranche de traitement. L'emprise de la STEP offre une possibilité d'extension à $100.800 \text{ m}^3/\text{j}$, correspondant à $500.000 \text{ éq. /hab.}$

Elle fournit un débit annuel de $18\text{Mm}^3/\text{an}$, la surface du périmètre étudié à irriguer est de 1500 Ha nécessitant un débit de $12\text{Mm}^3/\text{ans}$, ce débit a été calculé en nous basons sur la culture la plus exigeante en besoin d'eau à savoir les agrumes.

On a choisi un transfert par adduction vers une retenue collinaire se trouvant dans la forêt de Bainan d'une capacité de stockage de $70\,000 \text{ m}^3$.

Ce volume d'eau épuré subit un traitement naturel qui permet d'améliorer sa qualité chimique, pour irriguer 513 Ha gravitairement dans la région de Ain Benian.

Pour atteindre nos objectifs, deux stations de pompage sont prévues le long de la ligne du tracé.

La première station : constitue le lien (station d'épuration vers les quatre lagunes) sa capacité est de 12000m^3 environ.

La conduite reliant la station aux lagunes a un diamètre de 800 mm et assurant un débit de $0,7\text{m}^3/\text{s}$.

La deuxième station : est composée par 8 pompes refoulant un débit de $0,3 \text{ m}^3/\text{s}$ vers la retenue collinaire et un débit de $0,4 \text{ m}^3/\text{s}$ vers le bassin de stockage de Chéraga .Quant à la conduite qui relie les lagunes vers la retenue et le bassin de stockage de Chéraga son diamètre est de 500 mm.

Du point de vue type de matériau nous avons opté pour le **PEHD** et **PRV** .Ce matériau assure un bon comportement sol-conduite car il résiste bien à l'agressivité des éléments nutritifs contenus dans l'eau et au problème d'entartrage.

En Algérie, on ne peut pas réutiliser les eaux usées à des fins agricoles à cause des raisons suivantes :

- ✓ Il n'existe pas encore de décret bien précis et détaillé dans ce domaine là ;
- ✓ L'absence de marchés spécialisés dans la vente des produits irrigués par des eaux épurées ;

Il n'y a pas de main d'œuvre ayant une bonne foi et un niveau de conscience envers le consommateur,

Pour ces raisons on propose un certain nombre de recommandations, à savoir :

- de mettre des ouvrages de génie civil comme des réservoirs de stockage des chambres de visite de vannes.
- que l'agriculteur soit qualifié et aie une bonne conscience du danger sanitaire que peuvent engendrer ces eaux.

Conclusion générale et recommandations

-L'épuration a pour but de protéger le milieu récepteur alors qu'en absence de réglementation sévère, nous courrons le risque de nuire à notre système écologique.

-On ne peut pas utiliser les eaux épurées dans le nord algérien car la densité de la population est trop élevée d'où le risque de propagation des maladies d'origines hydriques.

-A long terme, on perd la surface agricole donc il faut opter pour un système de drainage qui à raisons de ses coût onéreux et sa défaillance avec le temps, ce système devient inutile et perd son efficacité alors que le risque sanitaire persiste toujours à cause de la contamination de la nappe d'eau souterraine.

Nous proposons alors les solutions suivantes :

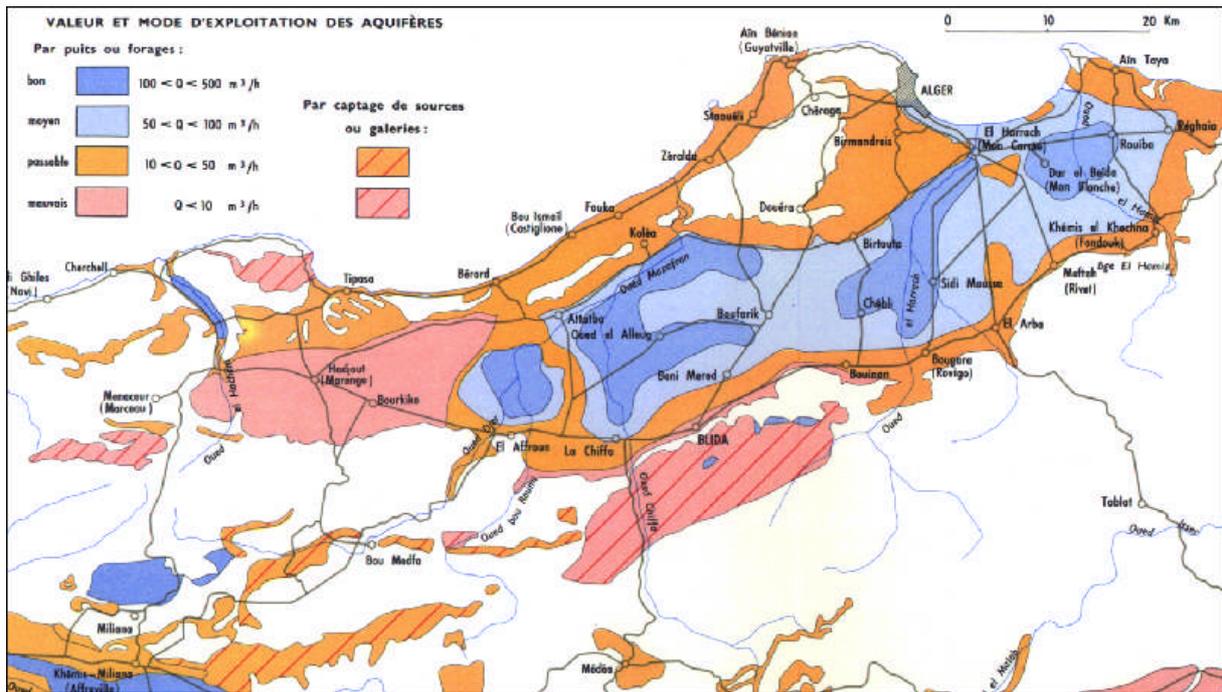
- opter pour un réseau national pour collecter les eaux épurées et les transférer vers le sud pour redonner la vie au barrage vert,

- on peut aussi utiliser ces eaux pour irriguer Al alfa.

Bibliographie

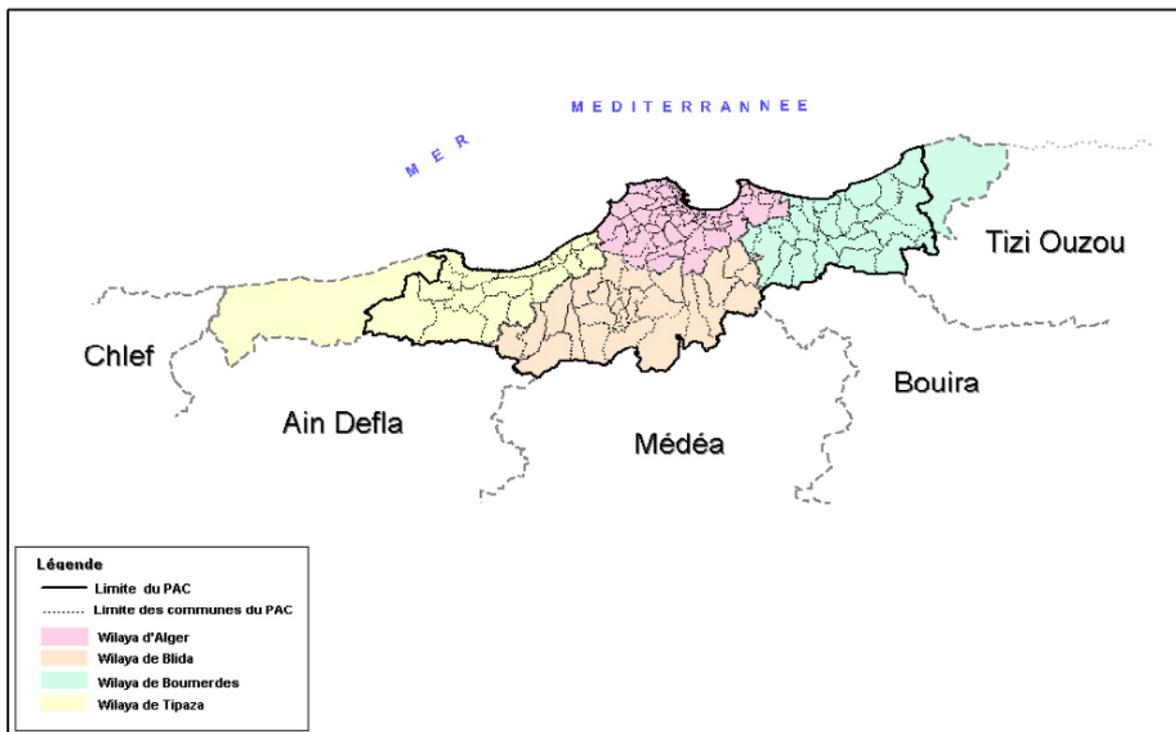
- [1] **FOA MANUEL D'UTILISATION** l'irrigation avec des eaux usées traitées
Septembre 2003 pp 3-18
- [2] **KADRI IMANE ; KIMOUCHE AHLEM.** Projet de traitement et de transfert des eaux usées épurées de la STEP de BENI MESSOUSS vers le forêt de BAINEM pour une utilisation agricole mémoire de Mastère2 en ingénierie USTHB Institut de génie civil juin 2011 pp10-12.
- [3] **JEAN-ANTONIE FABY** - L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation Office international de l' eau - Etude réalisée pour le compte du Ministère de L'agriculture, de la Pêche et de L'alimentation - FNDAE [en ligne] Office International de L' eau 1997 [visite le 27/04/2012] www.oieau.fr/eaudoc/integral/reuinter.htm
- [4] **DEGREMONT SUEZ** – Mémento technique de l'eau – Tome 1 et 2,
ISBN 2-7430-0717-6
- [5] **DIAA QANEIR.** Réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation (Confidentiel) ; mémoire de Mastère spécialisé eau potable et assainissement ;(ENGEE de Strasbourg) Septembre 2006
- [6] **Touaibia, Bénina.** Manuel d'hydrologie ISBN.BLIDA Algérie. , mars 2004
- [7] **Pierre-Emile Van Laere .**Mémento de l'irrigation Ingénieurs Assistance Internationale - Ingénieurs sans Frontières 2003 Avenue du Marly, 48, I 120 Bruxelles – Belgique www.isf-iai.be - mail@isf-iai.be pp 4-8
- [8] **B.SALAH :** «Cours d'Alimentation en eau potable», ENSH 1993.
- [9] **A. DUPONT.** Hydraulique urbaine. Tome 2 .édition EYROLLES
- [10] **F. VALIRON :** «Gestion des eaux .Alimentation en eau, Assainissement», Cours de L'école nationale des ponts et des chaussés (1988).
- [11] **BONNIN.** Hydraulique appliqué aux agglomérations de petite et moyenne importance.
- [12] **DEGREMON.1978-** Mémento technique de l'eau. Tec.et Doc. Ed .Lavoisier ; paris .

ANNEXE I Carte 2- Les ressources en eaux souterraines



Source : PAC, équipe « gestion intégrée des ressources hydriques »

ANNEXE I Carte 3 - Limites administratives du PAC « Zone côtière algéroise »



ANNEXE II Ouvrage de prétraitements et traitement biologique (secondaire)

 <p>Grilles grossières</p>	<h3>Décanteurs secondaires</h3> 
<p>Déversoir d'orage</p>	
<h3>Bassin d'aération</h3>	
	
<h3>Dessableurs - déshuileur :</h3>	
	
 <p>Grilles fines</p>	<h3>REFUS DE DEGRILLAGE</h3> <p>Les refus de dégrillage sont acheminés par convoyeur vers une benne à ordures.</p> 
<p>Poste de dégrillage fin mécanisé</p>	

ANNEXE II Données de base de la STEP

<i>Paramètres</i>	<i>Première tranche</i>	<i>Deuxième tranche</i>
<i>Capacité de la station (Eq.Hab)</i>	<i>250.000</i>	<i>500.000</i>
<i>Charges Hydrauliques</i>		
<i>Débit journalier Qj (m³/j)</i>	<i>50.400</i>	<i>100.800</i>
<i>Débit de pointe Qp (m³/h)</i>	<i>5500</i>	<i>11.000</i>
<i>Charges polluantes</i>		
<u>DBO5</u>		
<i>Charge journalière en DBO5 (kg/j)</i>	<i>12.500</i>	<i>25.000</i>
<i>Concentration correspondante (mg/l)</i>	<i>248</i>	<i>248</i>
<u>MES</u>		
<i>Charge journalière en MES (kg/j)</i>	<i>15.000</i>	<i>30.000</i>
<i>Concentration correspondante (mg/l)</i>	<i>298</i>	<i>298</i>
<u>N-NK</u>		
<i>Charge journalière en N-NK (kg/j)</i>	<i>2500</i>	<i>5000</i>
<i>Concentration correspondante (mg/l)</i>	<i>50</i>	<i>50</i>
<u>Pt</u>		
<i>Charge journalière en Pt (kg/j)</i>	<i>625</i>	<i>1250</i>
<i>Concentration correspondante (mg/l)</i>	<i>12,4</i>	<i>12,4</i>

ANNEXE II Concentration maximale d'éléments à l'état de trace recommandée pour les eaux d'irrigation

Élément	Concentration maximale recommandée (mg/l)	Observations
Al (aluminium)	5,0	Peut provoquer la stérilité des sols acides (pH <5,5), mais les sols sodiques précipiteront l'ion et élimineront la toxicité à pH > 7,0.
As (arsenic)	0,10	La toxicité à l'égard des plantes varie fortement, à moins de 0,05 mg/l pour le riz.
Be (béryllium)	0,10	La toxicité vis-à-vis des cultures varie fortement de 5mg/l pour le chou à 0,5 mg/l pour les haricots blancs.
Cd (cadmium)	0,01	Toxique pour les haricots, les betteraves et les navets à de faibles concentrations (0,1 mg/l dans la solution nutritive). Des limites prudentes sont recommandées en raison des possibilités de former des concentrations, dans les végétaux et les sols, dangereuses pour l'homme.
Co (cobalt)	0,05	Toxique pour la tomate à 0,1 mg/l dans la solution nutritive. A tendance à être neutralisé par les sols à pH > 7.
Cr (Chrome)	0,10	N'est en général pas considéré comme un élément essentiel de la croissance. En raison d'un manque d'information sur ses effets toxiques, on recommande des limites prudentes.
Cu (cuivre)	0,20	Toxique pour un certain nombre de plantes à partir de concentrations comprises entre 0,1 et 1,0 mg/l, dans la solution nutritive.
F (fluor)	1,0	Neutralisé par les sols à pH > 7.
Fe (Fer)	5,0	Pas toxique pour les plantes dans les sols aérés, mais peut contribuer à l'acidification des sols et à la baisse de la disponibilité du phosphore et du molybdène essentiels. Peut provoquer, en aspersion "haute", des dépôts peu esthétiques sur les plantes, l'équipement et les bâtiments.
Li (Lithium)	2,5	Toléré par la plupart des cultures jusqu'à 5mg/l, mobile dans le sol. Toxique pour les agrumes à des concentrations faibles (<0,075 mg/l). Agit comme le bore.
Mn (manganèse)	0,20	Toxique pour un certain nombre de plantes, à partir de quelques dixièmes de mg/l à quelques mg/l, mais en général seulement dans les sols acides.
Mo (molybdène)	0,01	Non toxique pour les cultures à des concentrations normales dans le sol et l'eau. Peut être toxique pour le bétail lorsque le fourrage pousse sur des sols à forte concentration en molybdène disponible.
Ni (nickel)	0,20	Toxique pour un certain nombre de plantes à partir de concentrations variant de 0,5 mg/l à 1,0 mg/l, toxicité réduite avec un pH neutre ou alcalin.

(plomb)	5,0	Peut inhiber la croissance des cellules végétales à des concentrations très élevées
(sélénium)	0,02	Toxique pour les cultures à des concentrations aussi faibles que 0,025 mg/l et toxique pour le bétail si le fourrage est cultivé sur des sols avec un niveau relativement élevé de sélénium apporté. Essentiel aux animaux mais à des concentrations très basses.
(étain)	---	Exclu efficacement par les plantes; tolérance spécifique inconnue.
(vanadium)	0,10	Toxique vis-à-vis de nombreux végétaux à des concentrations relativement faibles.
(zinc)	2,0	Toxique pour de nombreuses plantes à des concentrations très variables, toxicité réduite à pH > 6,0 et dans les sols à texture fine ou organiques.

ANNEXE III Estimation financière pour la canalisation

Diamètres (mm)	Linéaire (m)	type d'écoulement	P/ML (DA)	Prix conduite	Pose (DA)	Coût (DA HT)
Conduites de distribution par refoulement						
Ø 800 (PRV)	5 200,00	Refoulement	27 750,00	144 300 000,00	9 966 165,00	154 266 165,00
Ø 500 (PRV)	4 758,00	Refoulement	19 350,00	92 067 300,00	4 853 160,00	96 920 460,00
Ø 400 (PRV)	4 800,00	Refoulement	15 600,00	74 880 000,00	3 060 000,00	77 940 000,00
Ø 300 (PRV)	3 700,00	Refoulement	6 900,00	25 530 000,00	1 446 700,00	26 976 700,00
Conduites de distribution gravitaire						
Ø 600 (PRV)	500	Gravitaire	19 950,00	9 975 000,00	561 000,00	10 536 000,00
Ø 500 (PRV)	5 752,00	Gravitaire	17 850,00	102 673 200,00	5 427 012,00	108 100 212,00
Ø 400 (PE)	920	Gravitaire	8 925,00	8 211 000,00	844 560,00	9 055 560,00
Ø 300 (PE)	6 400,00	Gravitaire	5 955,00	38 112 000,00	5 766 400,00	43 878 400,00
Ø 250 (PE)	690	Gravitaire	4 200,00	2 898 000,00	615 825,00	3 513 825,00
Ø 200 (PE)	14 500,00	Gravitaire	2 550,00	36 975 000,00	12 818 000,00	49 793 000,00
Ø 160 (PE)	4 752,00	Gravitaire	1 725,00	8 197 200,00	4 160 376,00	12 357 576,00
Ø150 (PE)	10 683,00	Gravitaire	1 200,00	12 819 600,00	9 262 161,00	22 081 761,00
Ø 125 (PE)	1 390,00	Gravitaire	1 038,00	1 442 820,00	1 193 315,00	2 636 135,00
Ø 110 (PE)	3 007,00	Gravitaire	816,00	2 453 712,00	2 555 950,00	5 009 662,00
Ø 100 (PE)	8 555,00	Gravitaire	780,00	6 672 900,00	7 271 750,00	13 944 650,00
Ø 90 (PE)	7 650,00	Gravitaire	548,00	4 192 200,00	6 502 500,00	10 694 700,00
Ø 75 (PE)	2 056,00	Gravitaire	461,00	947 816,00	1 747 600,00	2 695 416,00
Ø 63 (PE)	10 200,00	Gravitaire	326,00	3 325 200,00	8 670 000,00	11 995 200,00
Ø 50 (PE)	6 945,00	Gravitaire	206,00	1 430 670,00	5 903 250,00	7 333 920,00
Ø40 (PE)	7 537,00	Gravitaire	150,00	1 130 550,00	6 406 450,00	7 537 000,00
Ø30 (PE)	4 319,00	Gravitaire	105,00	453 495,00	3 671 150,00	4 124 645,00
TOTAL EN HORS TAXES						681 390 987,00
TVA (17%)						115 836 467,79
TOTAL EN TOUTES TAXES COMPRISES						797 227 454,79