

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHESCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENTGENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION DE POMPAGE
DES EAUX USEES DE LA VILLE DE HASSI MESSAOUD**

Présenté par :

M^r : NOUHA RADOUANE

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} H.MEDDI	M C.B	Présidente
M^{me} S.HOULI	M A.A	Examinatrice
M^r A. RASSOUL	M C.B	Examinateur
M^{me} M.KAHLERRAS	M A.B	Examinatrice
M^{me} W.MOKRANE	M A.A	Promotrice

Juillet-2012

Dédicace

Ce travail est dédié à mes parents. Ma mère et mon père, qui m'ont toujours motivé et m'ont aidé pour faire mes études. Sans eux, je n'aurais certainement pas, fait d'études. Ce travail représente, donc l'aboutissement du soutien et des encouragements qu'ils m'ont prodigué, tout au long de ma scolarité. Qu'ils en soient remerciés, les premiers, par cette modeste dédicace.

Je dédie, également, ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour faire mes études.

A mes chers frères et mes chères sœurs.

A toute ma famille, sans exception.

A tous mes amis, sans exception, surtout : Fouad, Yassine, Chouaib, Rami, Bilal, Mourad, Abdallah, Djamel, Yazid, Mustafa et Abderrazzak.

Remerciement

Dans le cadre du présent travail, nombreux sont ceux qui m'ont apporté contribution scientifique, logistique et morale. A plus d'un titre, je suis redevable à toutes ces personnes qui m'ont poussé jusqu'à ce que mon travail aboutisse.

C'est pourquoi, je tiens en premier lieu à remercier distinctement ma promotrice Madame MOKRANE WAHIBA, de m'avoir accordé sa confiance pour mener à terme le projet, pour l'encadrement et son implication dans la rédaction de mon mémoire.

Je remercie Messieurs le Président et les Membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Je remercie Monsieur SALAH BOUALEM et Madame DERNOUNI FOUZIA, qui m'ont fait profiter de ces savoirs et de ces expériences inégalables.

Je remercie Madame DERNOUNI FOUZIA, Maître de conférences à l'ENSH, qui m'a fait profiter de son savoir et de son expérience inégalables.

Mes remerciements, vont particulièrement à Monsieur Abdelmadjid BOUFEKANE pour son aide et ses orientations.

Je remercie également, l'ensemble des personnels des contrôles techniques des constructions hydrauliques (C.T.H) d'OUARGLA, le personnel de la Direction d'Hydraulique de la Wilaya d'OURGLA, particulièrement Monsieur Nouha Abdelaziz pour leur aide et leurs orientations.

Je voudrais, aussi, remercier tous les étudiants gradués qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire

ملخص

يعتبر ميل سطح الأرض العامل الأساسي الذي يحدد طبيعة، نظام و مخطط صرف المياه المستعملة في المدن و التجمعات السكنية، بحيث تصرف هذه المياه بطريقة الجريان الحر تبعا للجاذبية الأرضية نحو الوسط المستقبل (الوديان و المنخفضات) ، و في بعض الأحيان يتعذر تطهير المدن من هذه المياه بهذه الطريقة فنلجأ عندئذ إلى استعمال الضخ (رفعا أو دفعا) كحل أخير و هذا ما سنتطرق إليه و نتعرض له من خلال هذه المذكرة المعنونة ب : دراسة الرفع نحو مجرى تطهير لمنطقة بحاسي مسعود.

- Résumé -

La pente du terrain représente le paramètre essentiel qui détermine la nature, le système et le schéma d'évacuation des eaux usées dans les villes et les agglomérations de façon à ce que ces eaux s'écoulent gravitairement vers l'exutoire (les oueds et les dépressions). Mais dans certains cas ce n'est pas le cas et cette façon devient difficile, donc on est obligé d'utiliser le pompage (relevage ou refoulement) comme une dernière solution.

Et qui consiste à proposer une extension du système d'assainissement de la ville HASSI MESSAOUD par une station de relevage.

- Abstract -

The slope of the ground represents the essential parameter which determines the nature, the system and the diagram of drainage used in the cities and the agglomerations in the way to let this water runs out gravitationally towards the outlets (the wades and depressions). But in some cases that system will be Impossible, therefore we must to use pumping (raising or repression) as a last solution

This study consists to propose a pumping station an extension of HASSI MESSAOUD cities purification system.

Sommaire:

Introduction générale	1
-----------------------------	---

Chapitre I: Présentation de la zone étude

Introduction	2
I-1 Situation géographique.....	2
I-2 Situation géologique.....	3
I-3 Situation topographique.....	3
I-4 Situation climatique	3
I-4-1 Les précipitations.....	3
I-4- 2 Humidité relative	4
I 4- 3 Température	4
I-4- 4 Les vents	4
I-5 Situation démographique	4
I-5-1 Estimation de la population future	5
I-6 Situation hydraulique	5
I-6-1 Réseau AEP	5
I-6-2 Réseau d'assainissement	6
Conclusion	6

Chapitre II: Evaluation du débit des eaux usées

Introduction	7
II-1 Equipements publics	7
II-2 Evaluation des débits des eaux usées	7
II-2-1 Consommation moyenne journalière	7
A/ Besoins en secteur domestique.....	8
B/ Besoins en eau du secteur scolaire	8

C/ Besoins en eau du secteur culturel.....	10
D/ Besoins industrielle.....	10
E / Besoins sanitaire	10
F / Besoins administratifs	11
II-2-2 Estimation des Débits des eaux usées	12
II-2-3 Estimation débits de pointe des eaux usées.....	13
Conclusion	13

Chapitre III:Réseau d'assainissement

Introduction :.....	14
III-1 Réseau d'assainissement existant	14
III-2 Le système d'évacuation.....	14
III-3 Les bassins de lagunage	15
III-3-1 premier bassin.....	15
III-3-1-1 Situation actuelle du premier bassin	16
III-3-2 Deuxième bassin.....	16
III-3-2-1 La situation actuelle du deuxième bassin	16
III-4 Les caractéristiques des eaux usées	16
III-5 Problème d'assainissement.....	17
III-5- 1 L'état des bassins.....	17
III-5- 1-1 Premier bassin	17
III-5-1- Deuxième bassin	17
III -5-2 Les solutions	17
III-5- 2-1 Premier bassin	18
III-5-2-2 Deuxième bassin	18
Conclusion	18

Chapitre IV:Dimensionnement de la station de pompage

Introduction :	19
IV-1 Recommandations principales soumises à la station de pompage	19
IV-2 Choix de l'emplacement de la station de pompage	19
IV-2-1 Variante 01	20
IV-2-2 Variante 02	20
IV- 3 Données initiales	20
IV-4 Bâtiment la de la station	21
IV -5 Dimensionnement des bâches de stockage pour les deux stations	21
IV -5-1 Dimensions de la bâche	21
A/ Volume de la bâche	21
B/ Surface de la chambre	22
C / Longueur et largeur de la chambre	22
IV-6 Calcul de la hauteur manométrique totale	22
IV-6-1 Calcul de la hauteur manométrique totale pour la 1ère station	22
IV-6- 2 Calcul de la hauteur manométrique totale pour la 2ème station	22
IV-7 Choix de nombre et du type des pompes	24
IV-8 Critères du choix du type de pompes	25
A/ la première station	25
B/ la deuxième station	25
IV-9 Courbes caractéristiques de la pompe choisie	27
IV-10 Calcul du rendement de la station	28
A/ Pour la première station	28
B/ P our la deuxième station	28
IV-11 Puissance absorbée et coût d'énergie	28
IV-12 Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes	29
A/Equipements en amont	29

B/ Equipements en aval.....	29
IV-13 Dimensionnement de la conduite de refoulement.....	30
IV-13-1 Choix du tracé.....	30
IV-13-2 Choix du matériau de la conduite.....	31
A/ Les risques à éviter dans les refoulements d'assainissement	31
B/ Avantages des tubes PEHD dans les refoulements d'assainissement.....	31
C/ Avantages des tubes PRV	32
D/ Chaque projet est unique	33
E/ Synthèse de la comparaison entre le PRV et le PEHD	34
D/ Recommandation	34
IV-13-3 Calcul du diamètre	35
A/ Frais d'exploitation	36
B/ Frais d'amortissement	37
C/ Le coût total.....	38
IV-14 Le point de fonctionnement des pompes	39
IV-14-1 Calcul la résistance hydraulique	39
IV-14- 2 Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement.....	40
IV-14- 2-1 Rognage	42
IV-14- 2-2 Réglage qualitatif.....	43
IV-14- 2.3 Réglage quantitatif (vannage)	43
IV-15 Dimensionnement de la conduite (partie gravitaire)	44
IV-15-1 Conditions d'écoulement.....	44
IV-15-2 Méthode de calcul.....	44
IV-15-3 Les hypothèses de calcul.....	44
IV-15-4 Résultats de calcul	44
IV-15 Le dimensionnement du bâtiment stations des pompes	47
IV-15-1 Consignes a respecté lors du dimensionnement	47

A/ Disposition des groupes.....	47
B/ Disposition des conduites.....	47
C/ Disposition du système de levage	47
D/ Disposition des portes et fenêtres	47
E/ Locaux de service des stations.....	47
F/ La salle de la station.....	47
F-1Du bâtiment	48
F-2 Longueur et largeur du bâtiment.....	48
Conclusion	49

Chapitre V:les équipements auxiliaires de station de pompage

Introduction :	50
V-1 Le système de levage	50
V-2 Conception du système de commande	51
V - 2-1 Modes MANU.....	51
V-2-2 Modes AUTO	51
V- 2-3 Commandes par flotteur.....	52
V -3 Dégrilleur.....	52
V -3-1 Dimensions.....	52
V-4 Système anti-incendie :	53
V -5 Système d'éclairage :	54
V -6 Equipement sanitaire	54
V-7 Système de ventilation :	55
V -7-1 par la méthode de l'alimentation minimum.....	55
V-7-2 par la méthode des accroissements de la chaleur	56
V -7 Système de drainage	57
Conclusion	57

Chapitre VI:Dimensionnement des lagunes

Introduction :	56
VI-1 Définition	56
VI-3 Domaine d'application recommandé	59
VI-4 Les différents types de lagunage	59
VI-4-1 Le lagunage naturel	60
VI-4-1-1 Lagune à MICROPHYTES	60
A/ Description	60
B/ Fonctionnement	60
C/ Avantage	60
VI-4-1-2 Lagune à MACROPHYTES	60
A/ Description	60
B/ Fonctionnement	60
C/ Avantage	60
D/ Entretien	60
E/Variantes	60
VI-4-2 Le lagunage aéré	61
VI-4-3 Le lagunage anaérobie	61
VI-4-4 Le lagunage à haut rendement	61
VI-4-5 Lagune composite (mixte):	61
VI-5 Les avantages et les inconvénients du lagunage écologique	62
A/ Les avantages	62
B Les inconvénients	62
VI-6 Dimensionnement et construction du lagunage	62
VI-6-1 Calcul des lagunes naturelles	62
VI-6-1-1 La première méthode	63

VI-6-1-2 La deuxième méthode	63
VI-6-1-3 Troisième méthode	63
VI-6-1-4 Quatrième méthode	64
VI-6-1-5 Cinquième méthode	66
VI-6-1-6 Sixième méthodes	66
VI-6-1-7 Septième méthode.....	66
VI-6-1-8 Huitième méthode	66
VI-6-2 Conception des lagunes.....	67
VI-6-3 Le dimensionnement des lagunes.....	67
VI -6-3-1 Le dégrillage	67
A/ Dimensions	67
VI -6-3-2 Calcul de la surface des bassins du lagunage naturel	68
VI -6-3-3 Dimensionnement des bassins.....	69
A/ Bassin en tête	69
B/ Bassin secondaires	69
C/ Bassin troisième	69
VI -8 Calcul du temps séjour	71
A Bassin en tête	71
B/ Deuxième bassin.....	71
C/ Troisième bassin	72
VI -9 Calcul de rendement.....	72
Conclusion	73

Chapitre VII: Organisation de chantier

Introduction	74
VII-1 Choix des engins	74
A/ Pour le décapage de la couche de la terre végétale.....	74
A-1 Utilisation des niveleuses.....	74

B/ Pour l'excavation des tranchées	75
B-1 Pour le remblaiement des tranchées	75
C/ Pour le compactage.....	75
VII -2 Exécution des travaux des deux stations de pompage.....	75
VII -2-1 Calcul des volumes	75
VII -2-1-1 Décapage de la couche de terre végétale	75
VII -2-1 -2 Déblais	75
A/ La bâche.....	75
B/La chambre des vannes.....	75
C/ Déblais total de la station	75
VII-3 Exécution des travaux de la conduite de refoulement.....	77
VII-3-1Calcul des volumes de terrassement.....	77
A/ Décapage de la couche de terre végétale	77
B/ Dimensions des tranchées.....	77
B-1 Largeur de la tranchée.....	77
B-2 Profondeur de la tranchée	78
C/ Aménagement du lit de sable.....	78
D/ Volume de sable	78
E/ Volume des déblais	78
F/ Volume des Remblais.....	79
G/ Volume excédentaire	79
VII-3-2 Emplacement des jalons des piquets	79
VII-3-3 Pose de canalisations en tranchées	79
VII-3-4 Confection des joints	79
VII-3-5 Remblaiement des tranchées.....	79
VII-3-6 Traversée des routes	80
VII-4 Exécution des travaux de la conduite de gravitaire	80

VII-4-1 Emplacement des jalons des piquets (piquetage).....	80
VII-4-2 Exécution des tranchées et les regards	80
A/Profondeur de la tranchée.....	80
B/Largeur de la tranchée.....	81
VII-4-3 Aménagement du lit de sable	81
VII-4-4 Pose des canalisations en tranchées	81
VII-4-5 Assemblage des conduites	82
VII-4-6 Essais sur les joints et les canalisations	82
VII-4-7 Confection des joints	82
VII-4-8 Réalisation des regards.....	82
VII-4-9 Remblaiement et compactage des tranchées	82
VII-4-10 Détermination des différents volumes	82
A/ Décapage de la couche de terre végétale	82
B/ Volume des déblais des tranchées	84
C/Volume du lit du sable	84
D/ Volume occupé par les conduites	84
E/ Volume du remblai	84
F/ Volume excédentaire	84
VII-5 Exécution des travaux de station d'épuration (lagunage)	84
VII-5-1Détermination des différents volumes.....	84
A/ Bassin en tête	84
A-1 Volume de l'argile	84
B/ Bassin n°2 en série	84
B-1 Volume d'argile.....	84
C/Bassin n°3 en série.....	84
C-1 Volume d'argile.....	84
D/ Volume de béton	84

D-1 Volume de béton pour le mur	84
D-2 Volume de béton pour le radier	84
VII-5-2 Exploitation et suivi	85
VII-6 Planification des travaux	85
VII -7 Evaluation du projet	90
VII-7-1 Devis estimatif d'établissement de la station et la conduite de refoulement.....	92
VII -5-2 Devis estimatif des équipements	92
VII-5-3 Devis global	93
VII-6-Impact de projet sur l'environnement.....	93
VII-6-1Rôle de station d'épuration dans l'environnement.....	93
VII-6-2 Inconvénients d'une station d'épuration pour l'environnement	94
VII-6-3 L'insertion paysagère.....	94
VII-6-4 Analyse des conséquences prévisibles directes et indirectes de la station d'épuration sur l'environnement.....	94
A/Emissions sonores	94
B/ Emissions d'odeurs.....	94
C/Elimination des germes pathogènes	95
D/ Production de boues	95
Conclusion	95
Conclusion générale.....	96

La liste des tableaux:

Tableau N°I-1 Les moyennes mensuelles des températures minimales et maximales de l'année 2010-2011.....	5
Tableau N° I-2: Evaluation de population future entre 2012 et 2040	7
Tableau N°II -1 Equipements publics.....	8
Tableau N°II -2 Besoins en eau du secteur domestique	9
Tableau N°II -3 Besoins des Écoles primaire	10
Tableau N°II -4 Besoins des écoles moyennes	10
Tableau N°II -5 Besoins des Lycées.....	11
Tableau N°II -6 Besoins des C.F.P.A	11
Tableau N°II -7 Besoins des écoles coraniques	11
Tableau N°II -8 Besoins de Mosquée	12
Tableau N° II -9 Besoins des d'équipements	12
Tableau N°II-10 Besoins industrielles.....	12
Tableau N°II-11 Besoins sanitaire.....	13
Tableau N°II -12 Besoins des administratifs	13
Tableau N°II-13 Besoins des socioculturels.....	14
Tableau N°II-14 Récapitulatif	14
Tableau N°II-15 Estimation des Débits des eaux usées	15
Tableau N°II-16 Estimation des Débits de pointe des eaux usées	15
Tableau N°III-1 Les analyses des eaux usées	18
Tableau N°IV-1 Dimensions de la bache d'aspiration	25
Tableau N°IV -2 Variantes pour le choix de nombre des pompes (1^{er} station):	27
Tableau N°IV-3 Variantes pour le choix de nombre des pompes (2^{ème} station) :	28
Tableau N°IV-4 Synthèse de la comparaison entre le PRV et le PEHD	28
Tableau N° IV-5 Frais d'exploitation (première station de pompage).....	40

Tableau N°IV-6 Frais d'exploitation (deuxième station de pompage).....	40
Tableau N° IV-7Frais d'amortissement (Première station de pompage)	41
Tableau N° IV-8Frais d'amortissement (deuxième station de pompage).....	41
Tableau N°IV-9 Coût total (Première station de pompage).....	41
Tableau N°IV-10 Coût total (deuxième station de pompage):.....	41
Tableau N°IV-11 Dimensionnement de la conduite gravitaire.....	49
Tableau N° IV-12 Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire	49
Tableau N° IV-13 Les dimensions de la station	51
Tableau N° IV-14 Les caractéristiques des conduites dimensionnées	52
Tableau N°V-1 Dimensionnement du dégrilleur.....	56
Tableau N°V-2 Caractéristiques de la pompe d'incendie	57
Tableau N°VI -1 Valeurs en (%) de L_f / L_0 :.....	68
Tableau N°VI-3 Dimensionnement du dé grilleur	73
Tableau N°VI-4 Valeurs de K_t en fonction de la nature de l'effluent	75
Tableau N°VI-5 Les dimensionnées de station d'épuration=	76
Tableau N°VII -1 Coefficient de foisonnement	79
Tableau N°VII-2 Détermination du délai de la réalisation (station de pompage)	89
Tableau N°VII-3 Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement)90	
Tableau N°VII-4 Détermination du délai de la réalisation (conduite de gravitaire)....	90
Tableau N°VII -5 Devis estimatif de la construction de la station de pompage et la conduite de refoulement	90
Tableau N°VII-6 Détermination du devis quantitatif et estimatif de la conduite gravitaire.....	91
Tableau N°VII-7 Devis estimatif des équipements des stations.....	92
Tableau N°VII-8 Détermination du devis quantitatif et estimatif de la station d'épuration	92
Tableau N°VII -9 Devis estimatif global	93

La liste des figures

Figure I-1 Situation géographique de HASSI MESSAOUD.....	2
Figure I-4 Histogramme de l'évaluation de population	6
Figure III-2 Réseau d'assainissement existant a l'aval de la ville	17
Figure IV-1 Variante 01	23
Figure IV-2 Variante 02	23
Figure IV-3 Les dimensions de la pompe de la première station	29
Figure IV-4 Les dimensions de la pompe de la deuxième station.....	29
Figure IV- 5 Les différentes courbes caractéristiques de première station.....	30
Figure IV- 6 Les différentes courbes caractéristiques de deuxième station	30
Figure IV-7 Schéma indicatif de l'équipement de la première station de pompage.....	32
Figure IV-8? Schéma indicatif de l'équipement de la deuxième station de pompage	33
Figure IV-09 Graphique du choix du diamètre économique (Première station de pompage).....	42
Figure IV-10 Graphique du choix du diamètre économique (deuxième station de pompage).....	43
Figure IV-11 Détermination de point de fonctionnement de première station.....	44
Figure IV-12 Détermination de point de fonctionnement de deuxième station	44
FigureV-1 Un Système de levage.(pont roulant)	53
Figure VI-1 Les différentes types des lagunes.....	61
Figure VI-2 Principes de lagunage naturel.....	62
Figure VII-1Bulldozer	77
Figure VII-2Niveleuse automotrice	77
Figure VII-3 Pelle équipée en rétro	78
Figure VII-4 Chargeur	78
Figure VII-5 Rouleau lisse.....	78

Figure VII-6 Planning des travaux (diagramme de GANTT) (Station de pompage)..91

**Figure VII-7 Planning des travaux (diagramme de GANTT) (Conduite de
refoulement).....92**

Liste des planches

Planche N°1:Plan de masse Nord-est de la ville HASSI MESSAOUD.

Planche N°2:Réseau d'assainissement projeté Nord-est de la ville HASSI MESSAOUD.

Planche N°3:plan de la station de pompage (première station).

Planche N°4:plan de la station de pompage (deuxième station).

Planche N°5:profil en long des conduites de refoulement

INTRODUCTION GENERALE

Depuis que l'habitation s'est concentré sous forme de village et de ville, l'homme est confronté au problème de l'eau. Il a développé des techniques lui permettant l'alimentation de l'agglomération et l'évacuation des eaux usées. Les Conditions de vie devenant déplorables, les pouvoirs publics ont pris conscience de cet état de fait.

L'assainissement des agglomérations est une technique qui consiste à évacuer l'ensemble des eaux pluviales et usées le plus rapidement possible et sans stagnation dans des conditions satisfaisantes pour la sante publique et l'environnement.

A cet égard, dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci, bien évidemment, se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publique et de l'environnement.

La ville de HASSI MESSAOUD, importante ville de la région du sud algérien du point du vue socioéconomique présente un état déplorable au sens de l'environnement d'où la nécessité d'une reconsidération de son réseau d'assainissement ceci faite l'objet de la présente étude incluant une partie de collecte de données et du choix d'un trace favorable Pour l'évacuation des eaux usées de notre zone d'étude vers un système d'épuration naturel.

Le dimensionnement des différents ouvrages doit se faire en tenant compte de l'aspect technico-économique que ce soit pour le pompage, le transport ou l'épuration de ses eaux. En fin nous devons faire une estimation de la durée et coût de ce projet.

Chapitre *I*

Présentation de la zone d'étude

Présentation de la zone étude

Introduction :

Avant toute élaboration d'un projet la collecte des données concernant le site est nécessaire, Ces dernières sont présentées comme suit :

I-1 Situation géographique :

HASSI MESSAOUD est situé à 82Km au sud-est du chef lieu de la wilaya d'Ouargla, Il se situe à 650km Sud-est d'Alger, à 350km de la frontière tunisienne,

-elle est limitée :

- ✓ Au nord par EL TAIBAT et EL-HEDJIRA.
- ✓ Au sud par BORDJ AMER IDRISI et TAMNRASET.
- ✓ A l'est par la commune d'EL-BARMA.
- ✓ A l'ouest par HASSI BEN ABD ELLAH et AIN BIADHA et ROUISSET.

La commune de HASSI MESSAOUD couvre une superficie de 72535 km² selon les services de l'APC.

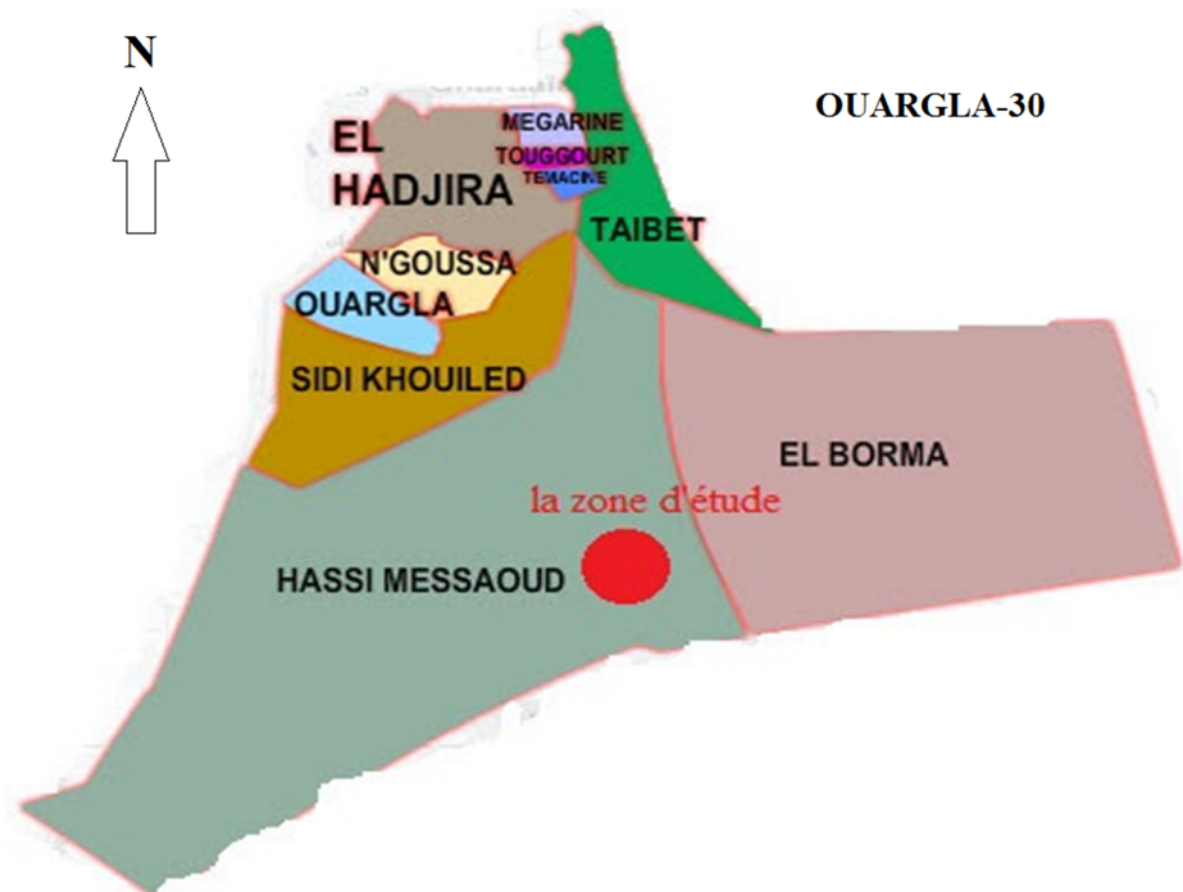


Figure I-1: Situation géographique de HASSI MESSAOUD

I-2 Situation géologique : [10]

La région est située dans l'immense bassin saharien, caractérisé par la prédominance de dépôts plie-quaternaires, des affleurements éocènes et crétacés se rencontrent néanmoins à L'est se trouve dans une région très peu accidentée, tectoniquement stable (zone sismique).

Du point de vue lithologique et pétrographique, nous rencontrons dans les affleurements, à travers le territoire d'étude, des alluvions actuelles, des sebkhas et croutes gypso salines, des sables éoliens mobiles, des regs.

Géologiquement, il est limité :

- A l'Ouest par la dépression d'Oued M' ya
- Au Sud ce prolonge d'AMGUIDE El Bioud.
- Au Nord par la structure Djamaa-Touggourt.
- A l'Est par les hauts fonds de Dahir, RHOUE El BAGUEL et la dépression de BERKINE.

:I-3 Situation topographique:

En se basant sur le plan topographique on constate que l'altitude moyenne du terrain est de 142m.

En général, les reliefs de la ville de HASSI MESSAOUD est accidenté.

Sa localisation :

-En coordonnées Lambert Sud Algérie est la suivante :

- 790.000 à 840.000 EST.
- 110.000 à 150.000 Nord.

En coordonnées géographique :

- Au nord par latitude 32, 15°.
- A l'ouest par la longitude 5, 40°.
- Au Sud par latitude 31, 30°.
- A l'Est par la longitude 6, 35°.

I-4 Situation climatique :[1]

La région appartient au domaine bioclimatique désertique chaud de type saharien. Hiver tempéré et à été chaud, avec des températures, excessives et par des vents violents.

I-4-1 Les précipitations:

La pluviosité moyenne annuelle est relativement très faible et irrégulière ou de longues période de sécheresse s'observent en toute saison à élevée.

Selon les relevés d'atlas météorologique national station de HASSI MESSAOUD sur les décennies 1978-1983:

Pluviométrie moyenne annuelle : 25 mm, et en 1981 égale a 1,5mm.

Nombre annuel moyen de jours de pluies : 28 jours

Et pour les décennies 2003-2011 :

Pluviométrie moyenne annuelle : 35 mm et en 2008 égale a 11mm.

I-4- 2 Humidité relative :

Les moyennes des humidités minimales ont été enregistrées le mois de juillet avec 25% et les maximales au mois de septembre avec 86, 9%.

I 4- 3 Température :

L'étude des températures mensuelles, met en relief l'existence d'une saison froide et d'une saison chaude. (voire le tableau suivant).

Tableau N°I-1 Les moyennes mensuelles des températures minimales et maximales de l'année 2010-2011 :

mois	janvier	février	mars	avril	mai	juin	juillet	août	septembre	octobre	novembre	décembre
T (c°) min	4,4	7,1	9,9	14,4	18,9	24	26,1	25,9	22,2	15,9	9,4	5 ,5
T (c°) max	17,5	20,7	23,8	28,6	33	39,5	42,1	41,6	36,3	29,3	22,1	18,7

I-4- 4 Les vents :

Les vents sont fréquents. Les plus violents se situent au printemps (vent de sable). La direction dominante est généralement Est-Nord Est (sirocco), à l'exception des mois d'hiver (Sud Ouest-Ouest).

I-5 Situation démographique :

La population de la ville de HASSI MESSAOUD est considérée comme agglomération dense, le centre comporte :

-une population recensée 2008 (source APC de HASSI MESSAOUD).

N=53506 hab.

Le taux d'accroissement moyen t=2.66 % (source APC de HASSI MESSAOUD) en 2008.

-une population aux bases de vie des sociétés recensée 2008.

N=78431 hab.

I-5-1 Estimation de la population future :

La croissance de la population agglomérée et son évolution dans le temps et dans l'espace est primordiale dans toute étude visant la définition des besoins en eau et des débits d'eau usée à évacuer à des horizons différents.

Pour l'estimation de la population à horizon futur nous utiliserons l'expression des intérêts composées :

$$P = p_0 (1+t)^n$$

Avec :

P : population futur.

P₀ : population de l'année de référence.

t : taux d'accroissement démographique.

n : nombre d'année séparant l'année de référence et l'horizon considéré.

Selon le taux d'accroissement moyen t=2.66 % (source APC HASSI MESSAOUD) l'évaluation de la population est estimée pour les horizons futurs comme indiqués dans le tableau suivant :

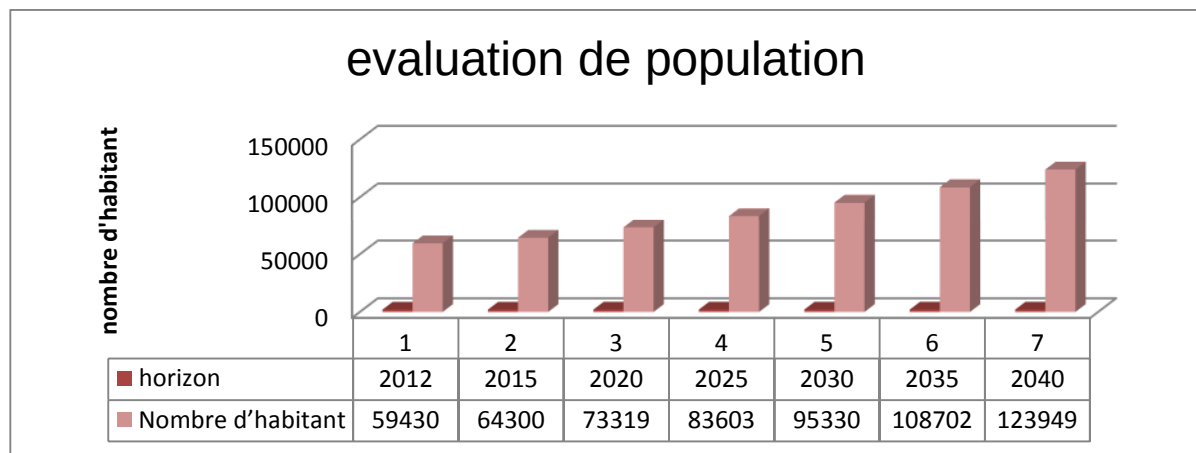


Figure I-4 Histogramme de l'évaluation de population

I-6 Situation hydraulique :[8]

I-6-1 Réseau AEP :

Actuellement la ville de HASSI MESSAOUD est alimentée en eau potable à partir de 10 forages avec un débit journaliers Q=200 l/j/hab.

Il existe un autre forage en court de réalisation.

L'eau est captée et refoulée vers les réservoirs dominants la ville :

Un réservoir circulaire semi- enterre d'une capacité de 3000 m³ pour la zone industrielle.

Un réservoir circulaire semi- enterré d'une capacité de 500m^3 pour HAI MEKADAM ABD KADER.

La longueur de réseau d'alimentation des eaux potable est 176,936 km.

I-6-2 Réseau d'assainissement :

L'agglomération de la ville de HASSI MESSAOUD est dotée d'un réseau de collecte des eaux usées domestiques et industriels, qui déverser à l'avale de la ville, à l'air libre, sans aucun traitement préalable.

La longueur de réseau d'assainissement est 77,124 km.

Conclusion : Dans ce chapitre nous avons collecté les données climatiques, démographiques, hydraulique et l'assainissement actuel de la zone d'étude.

Chapitre **II**

Evaluation du débit des eaux usées

Evaluation du débit des eaux usées

Introduction :

Dans cette partie, nous évaluons le débit à évacuer en se basant sur les données de consommations domestiques et celles des équipements publics.

II- Equipements publics :

Ils sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau N°II -1 : Equipements publics :

équipement	Existants	A l'heure actuelle
Scolaire	03 écoles coraniques. 19 écoles primaires 07 écoles moyennes 03 lycées	4954 d'élèves 244 enseignants 4632 d'élèves 227 enseignants 1958 d'élèves et 124 enseignants
Sanitaires	01 polyclinique- la salle de soins	
Culturels	--	
Cultuels	05 mosquées	
Sportifs	stade communal. la salle polyvalente	
Administratifs	01 CFPA 05 PTT. 02 CPTT. 10 BANQUES. les postes d'assurance	1186 stagiaires
Autres	01 e protection civil 14 cabines médicales (généralistes et spécialistes). un laboratoire d'analyse médicale	

II-2 Evaluation des débits des eaux usées :

II-2-1 Consommation moyenne journalière :[9]

La consommation journalière moyenne pour chaque catégorie de consommateur est déterminée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moyenne J}} = \sum Q_i * \frac{N_i}{1000} \quad (\text{m}^3/\text{J})$$

Avec :

Qi : la norme unitaire de la consommation (200 l/j/hab. source APC) en fonction de nombre d'habitant.

Ni : nombre des usagers de chaque catégorie.

A/Besoins en secteur domestique :

Tableau N°II -2 Besoins en eau du secteur domestique :

Horizon	T : taux	nombre d'habitant	Dot (l/j/hab.).	consommation moyenne journalière m³/j
2012	2.66 %	59430	200	11886
2025	2.66 %	83603	200	16720,6
2040	2.66 %	123949	200	24789,8

B/ Besoins en eau du secteur scolaire :

Tableau N°II -3 Besoins des Écoles primaire :

Horizon	taux d'accroissement (T)	nombre d'élèves et enseignants	Dotation (l/j/élèves)	consommation moyenne journalière m³/j
2012	2.66 %	5336	10	53,36
2025	2.66 %	8122	10	81,22
2040	2.66 %	12041	10	120,41

Tableau N°II -4 Besoins des écoles moyennes

Horizon	taux d'accroissement (T)	nombre d'élèves et enseignants	Dotation (l/j/élèves)	consommation moyenne journalière m³/j
2012	2.66 %	5397	10	53,97
2025	2.66 %	7592	10	75,92
2040	2.66 %	11256	10	112,56

Tableau N°II -5 Besoins des Lycées :

Horizon	taux d'accroissement (T)	nombre d'élèves et enseignants	Dotation (l/j/élèves)	consommation moyenne journalière m ³ /j
2012	2.66 %	2313	10	23,13
2025	2.66 %	3253	10	32,53
2040	2.66 %	4823	10	48,23

Tableau N°II -6 Besoins des C.F.P.A :

Horizon	taux d'accroissement (T)	nombre d'élèves et enseignants	Dotation (l/j/élèves)	consommation moyenne journalière m ³ /j
2012	2.66 %	1317	10	13,17
2025	2.66 %	1853	10	18,53
2040	2.66 %	2747	10	27,47

Tableau N°II -7 Besoins des écoles coraniques :-

LOCALITE	nombre d'écoles	dotation l/j/élèves	consommation moyenne journalière m ³ /j
HASSI MESSAOUD	03	2000	06

C/ Besoins en eau du secteur culturel :-

Tableau N°II -8 Besoins de Mosquée :

Horizon	taux d'accroissement (T)	nombre de fidèle	dotation l/j/fidèle.	consommation moyenne journalière m ³ /j
2012	2.66 %	3443	10	34,43
2025	2.66 %	4844	10	48,44
2040	2.66 %	7181	10	71,81

Tableau N° II -9 Besoins des d'équipements :

Type d'équipement	Nombre		Dotation l/J/centre	Consommation moyenne journalière m ³ /j	
	Actuel	Future		Actuel	Future
CENTRE CULTUREL	1	2	1000	1	2
BIBLIOTHEQUE	1	2	1000	1	2
MAISON DE JEUNE	3	5	1000	3	5

D/ Besoins industrielle :-

Tableau N°II-10 Besoins industrielles :

Type d'équipement	nombre de d'habitant	Dotation l/J/hab.	Consommation moyenne journalière m ³ /j
base de vie	78431	200	15686,2

E / Besoins sanitaire :**Tableau N°II -11 Besoins sanitaire :**

Type d'équipement	Nombre d'équipement		Dotation l/J/centre	Consommation moyenne journalière m ³ /j	
	Actuel	Future		Actuel	Future
Centre de santé	5	9	2000	10.00	18.00
Le centre de polyclinique	1	2	2500	2.50	5.00
Cabine médicale	10	15	1000	10	15
Laboratoire	2	3	2500	5	7,5

F Besoins administratifs :**Tableau N°II -12 besoins des administratifs :**

Type d'équipement	Nombre d'équipement		Dotation l/J/centre	Consommation moyenne journalière m ³ /j	
	Actuel	Future		Actuel	Future
Centre APC	1	2	2000	2	4
PTT	7	10	500	3,5	5
Le centre de gendarmerie	1	1	2000	2	2
Banque	10	15	2000	20	30
Les centres d'assurance	7	10	1000	7	10
Garde communal	1	1	1000	1	1

G / besoins socioculturel :**Tableau N°II-13 Besoins des socioculturels**

Type d'équipement	Nombre d'équipement		Dotation l/J/d'équipement	Consommation moyenne journalière m ³ /j	
	Actuel	Future		Actuel	Future
Stade	1	1	5000	5	5
Salle polyvalente	1	2	2000	2	4
Salle de sport	3	5	2000	6	10

Tableau N°II-14 Récapitulatif :

TYPE DE CONSOMMATEUR	CONSOMMATION MOYENNE JOURNALIERE M ³ /J		
	2012	2025	2040
BESOINS DOMESTIQUE	11892	16726,6	24795,8
BESOINS EN EAU SCOLAIRE	143,63	210,8	308,67
BESOINS CULTURELS	39,43	57,44	80,81
BESOINS de SANTES	27,5	45,5	45,5
BESOINS ADMINISTRATIFS	35,5	52	52
BESOINS SOCIOCULTURELS	13	19	19
BASES DE VIE	15686,2	15686,2	15686,2
Total	27837,26	32797,5	40987,9

II-2-2 Estimation des Débits des eaux usées :

Le débit évacué des eaux usées est estimée à 80 % des besoins de la consommation moyenne journalière.

Tableau N°II-15 Estimation des Débits des eaux usées :

horizon	2012	2025	2040
Q usée (m ³ /j)	22269,8	26238,03	32790,8
Q usée (l/s)	257,75	303,68	379,52

II-2-3 Estimation débits de pointe des eaux usées:[9]

Il est admis que le débit consommé par les usagers et restitué sous forme d'eau usée n'est pas constant est varié en présentant des maxima.

Il convient donc d'affecter le débit moyen d'un coefficient de pointe K_p.

Ce coefficient K_p est évalué par rapport au débit moyen.

Donc on a :

$$Q_{p \text{ usée}} = k_p * Q_{\text{usée}}$$

Avec :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} \geq 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} < 2,8 \text{ l/s.}$$

Tableau N°II-16 Estimation des Débits de pointe des eaux usées:

Horizon	2012	2025	2040
Q usée (l/s)	257,75	303,68	379,52
K _p	1,656	1,643	1,628
Q _p usée (l/s)	429,02	499,086	617,98

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé La quantité d'eau demandée par l'ensemble des secteurs de la région de HASSI MESSAOUD et la quantité des eaux usées devant être évacuée qui est de 617,98 l/s pour l'horizon 2040.

Chapitre III

Réseau d'assainissement

Réseau d'assainissement

Introduction :

La ville de HASSI MESSAOUD possède un réseau d'assainissement qui déversé à l'aval de ville.

III-1 Réseau d'assainissement existant :

Il est du type unitaire avec diamètre qui varié entre le DN300 mm et 800mmen PVC dans le centre ville de HASSI MESSAOUD.

III-2 Le système d'évacuation :[2]

Le relief de la ville est accidenté à cet effet le système d'évacuation des eaux usées est doté de trois postes de refoulement.

Le premier se situé dans la zone BOUAMAMA et le deuxième se situé dans la zone 200 logements.

Ces deux stations des refoulements vers la 03^{ème} station TOUMIATE dont celle –ci refoule vers les deux bassins à l'aval de la ville.

- linéaire totale du réseau : 77124 m tout diamètres confondus.

La longueur de refoulement de la station TOUMIATE vers le regard répartiteur :

L= 400 m 4*DN 250en mainte ciment.

-la longueur de refoulement de la station 200 Logement vers la station de refoulement TOUMIATE : L= 1500 m DN1500m en amiante ciment.

-la langueur de refoulement de la station BOUAMAMA vers la station de refoulement TOUMIATE :

L= 1750 m DN400 en amiante ciment.

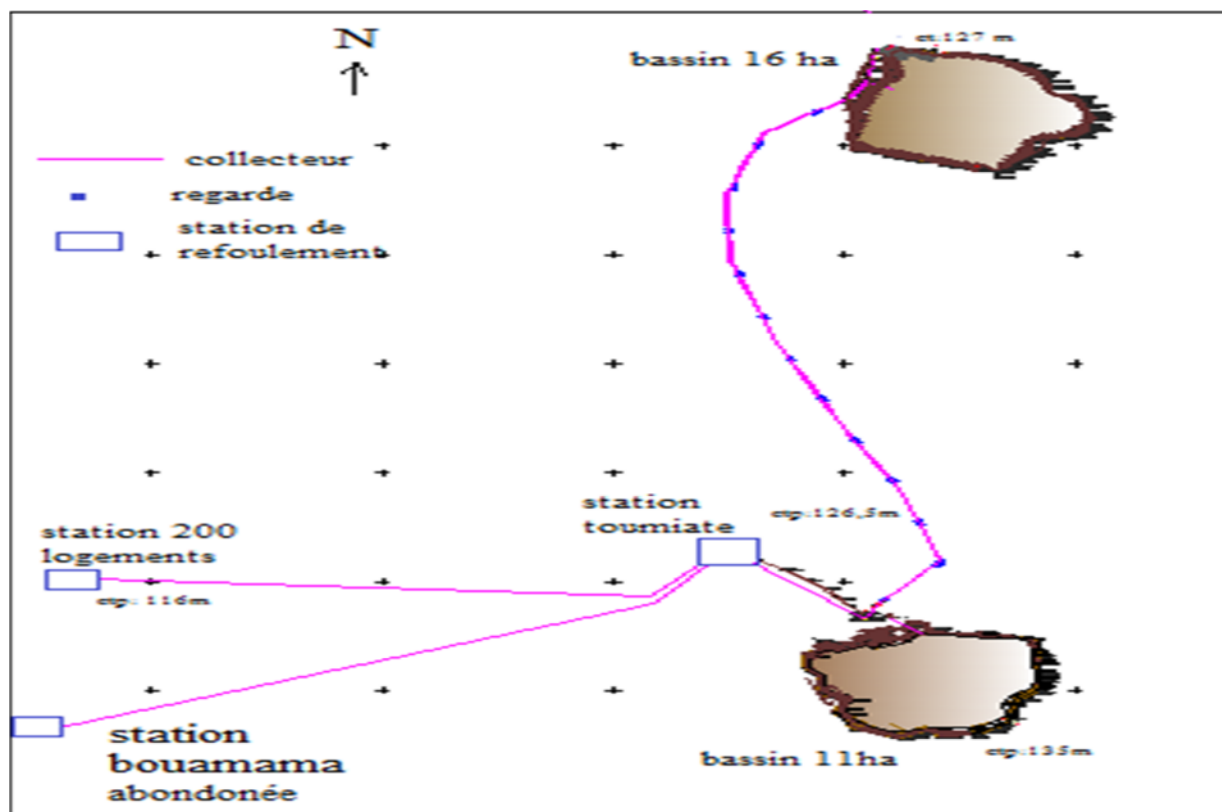


Figure III-2: Réseau d'assainissement existant a l'aval de la ville

III-3 Les bassins de décantation:[2]

III-3-1 Premier bassin :

Le première bassin est situé à deux km de la ville HASSI MESSAOUD, sa surface est égale à 11ha, et une profondeur variant entre 2 à 3 m.

- ✓ La capacité de bassin est d'environ 330000m³.
- ✓ La durée de pompage est 16 heures par jour durant un mois.
- ✓ Le bassin est doté d'un évacuateur du surplus des eaux usées lors du pompage.
- ✓ Le temps de remplissage du bassin est de 01 mois.

III-3-1-1 La situation actuelle du premier bassin :

Un ensemble des reliefs ou des petites collines sous forme d'un cercle forme un bassin naturel, ce dernier est disposé sur une cote topographique de 137 m et éloigné du centre ville de HASSI MESSAOUD de 1,5 km.

Au pied du bassin se trouve des ruisseaux qui se développent dans cette lagune.

Ce bassin possède un système d'automatisme naturel qui se résulte dans un regard avec un collecteur d'évacuation vers l'émissaire naturelle en cas ou le borbier atteint le niveau de la conduite d'entrée au niveau du regard.

III-3-2 Deuxième bassin :

Le deuxième bassin est situé à quelques km de la ville HASSI MESSAOUD, sa surface est de l'ordre de 16 hectares et une profondeur d'eau variée de 2 à 3 m.

La capacité de bassin est d'environ 400000m³.

Le remplissage de se bassin à partir d'une conduite DA600mm.

Le temps de remplissage de bassin est de 01 mois.

III-3-2-1 La situation actuelle du deuxième bassin :

Un ensemble des reliefs ou des petites collines sous forme d'un cercle forme un bassin naturel, ce dernier est disposé sur une cote topographique de 126 m

Le bassin présente une dépression dont lequell, il ya un débordement des eaux usées.

III-4 Les caractéristiques des eaux usées :

Des échantillons dans le premier et le deuxième bassin ont été analysés dans le laboratoire de l'agence nationale des ressources hydrique (A.N.R.H) d'Ouargla en2011:

Tableau N°III-1 Les analyses des eaux usées :

Echantillons	unités	Valeurs limités	Tolérances aux valeurs limités anciennes installations
--------------	--------	-----------------	--

1^{er} Echantillons de bassin 11ha

température	C°	30	30
++PH	-	6.5-8.5	6.5-8.5
MES	Mg/l	35	40
DCO	Mg/l	75	60
DBO ₅	Mg/l	35	40
Azote	Mg/l	30	40

2^{ème} Echantillons de bassin 16 ha

température	C°	30	30
PH	-	6.5-8.5	6.5-8.5
MES	Mg/l	35	40
DCO	Mg/l	75	60
DBO ₅	Mg/l	35	40
Azote	Mg/l	30	40

III-5 les problèmes d'assainissement :

L'agglomération de la ville de HASSI MESSAOUD est dotée d'un réseau de collecte des eaux usées domestiques et industrielles, qui déverse dans deux bassins de 11 ha et 16 ha à l'aval de la ville, à l'air libre, sans aucun traitement préalable. Ces bassins sont proches de l'agglomération ce qui engendre des mauvaises odeurs qui contaminent cette dernière avec des maladies microbiennes.

- Cette pratique constitue une importante source de pollution du milieu naturel et même des puits de pétrole les plus proches des bassins de 11 ha et 16 ha.

D'après le diagnostic des stations qui se trouve à la sortie de l'agglomération, on constate que la station de refoulement BOUAMAM est toujours en panne depuis 2007. Il reste que la station 200 logements en marche qui refoule vers la station TOUMIAT.

III-5- 1 L'état des bassins : nous avons remarqué que pour:

III-5- 1-1 Premier bassin :

- ✓ Les dimensions des digues sont non conformes et non uniformes.
- ✓ Le déversement des eaux usées à partir de la conduite de rejet DN600 en PVC déstabilise le bassin.
- ✓ Présence des ruisseaux entourant le bassin.
- ✓ Absence de végétation à l'aval de la digue.

III-5-1-2 Deuxième bassin :

- ✓ Le déversement ne cause aucun problème.
- ✓ Il n'y a pas de présence des roseaux.
- ✓ Il n'y a pas de présence de digue.
- ✓ Présence d'une dépression qui a causé le passage des eaux usées vers la nature.
- ✓ Les camions auto cures déversant dans la partie haute des talus déstabilisent l'état du bassin.
- ✓ Manque un ouvrage de trop plein.

III -5-2 Les solutions :

La problématique située au dessus nous amène à proposer des solutions dépendant des stations et des bassins de 11 ha et 16 ha. En résumé les solutions sont :

Un ce qui concerne les mauvaises odeurs et les maladies causées par les bassins sur l'agglomération, nous avons trouvé un autre milieu de rejet à 17 Km de la ville de 123 ha qui remplace les deux bassins existants, ce dernier sera dimensionné comme une station d'épuration (lagunage).

Au niveau des équipements, un certain nombre d'aménagement sont conseillés :-

- ✓ remise en état des automatismes de gestion des pompes.
- ✓ suppression/réparation des corrosions.
- ✓ -installation d'une chaîne de prétraitement complète (dégrillage automatique, dessablage, dégraissage).
- ✓ mise en place d'un agitateur dans la bêche d'aspirations.
- ✓ reconstitution d'un stock de pièces de rechange, qui à ce jour n'existe pas.

-Pour les deux anciens bassins 11 ha et 16 ha :

III-5- 2-1 Premier bassin :

D'après le diagnostic du bassin nous avons constaté que le bassin nécessite une consolidation comme suit :

- ✓ assèchement général du bassin.
- ✓ Arrêter le pompage.
- ✓ Evacuation des eaux vers un endroit limitrophe provisoirement.
- ✓ Construction d'une digue avec une protection en amont par une géo membrane.
- ✓ Protection du talus aval par de l'enrochement.

III-5-2-2 Deuxième bassin : d'après le diagnostic du bassin ce dernier nécessite

- ✓ Une digue le long du bassin.
- ✓ La digue en matériaux locaux : argiles bien compactés et bien arrosés couche de 40 cm, et une protection en amont par une géo membrane.
- ✓ La hauteur de digue est dimensionnée suivant la hauteur d'eau plus une revanche.
- ✓ Avant la construction de la digue, il faut faire un assèchement général du bassin en arrêtant le pompage vers ce dernier.
- ✓ Faire évacuer les eaux du bassin à l'aide des motopompes vers un autre endroit provisoire.
- Mettre les deux bassins en secours.

- Conclusion :

L'objectif de cette étude est de poser les critères qui nous permettent d'implanter une nouvelle station de pompage qui refoule les eaux usées vers une nouvelle station d'épuration (lagunage).

Chapitre **IV**

Dimensionnement de la station de pompage

Dimensionnement de la station de pompage

Introduction :

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement de la station de pompage, que ce soit les pompes, les moteurs. Ainsi que le dimensionnement de la conduite d'aspiration et de refoulement.

IV-1 Recommandations principales soumises à la station de pompage :

Tout projet de station de pompage doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Utilisation des matériaux de conception récente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets-types.
- Il faut éviter les zones inondables et instables.

IV-2 Choix de l'emplacement de la station de pompage:[7]-

L'implantation de la station de pompage est établie suivant des considérations techniques et économiques.

L'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.

Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).

Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique ; des conditions géologiques.

D'après la disponibilité du terrain, les conditions topographiques et géologiques favorables, et tant que la station doit recevoir les eaux usées par gravité, à partir du réseau d'assainissement de la ville HASSI MESSAOUD et de son extension qui arrivent par gravité, notre station doit être projetée selon deux choix de variante :

IV-2-1 Variante 01 : elle est montrée sur la figure suivante

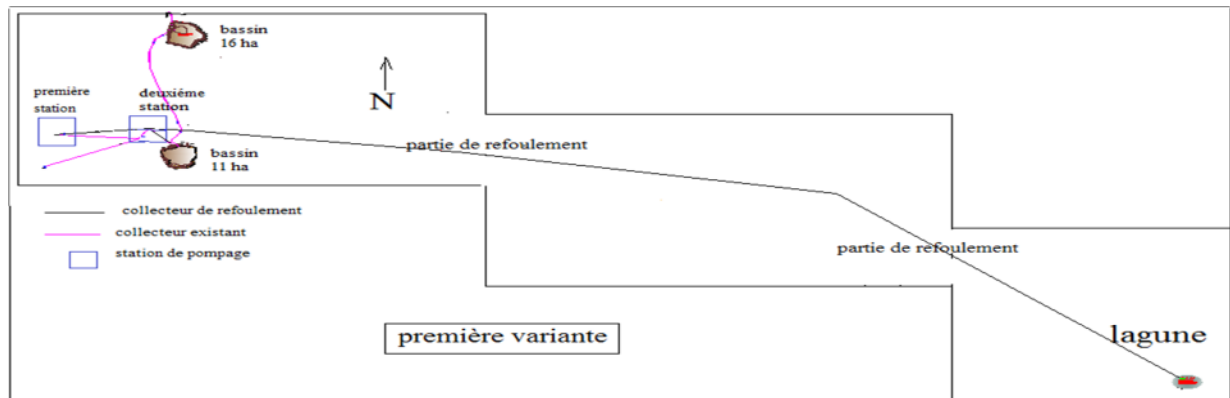


Figure IV -1 Variante 01

IV-2-2 Variante 02: elle est montrée sur la figure suivante:

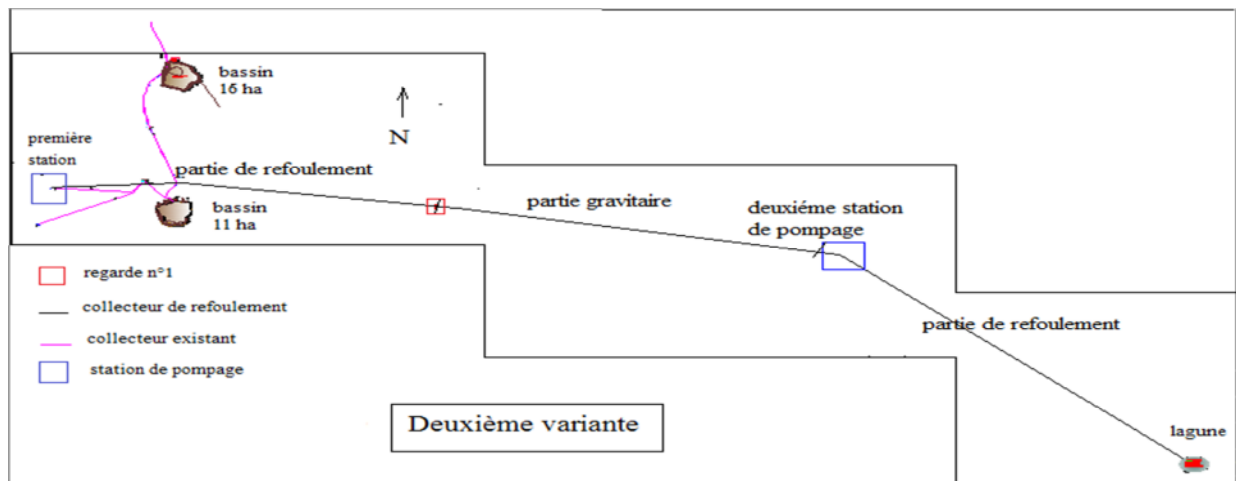


Figure IV-2 Variante 02

On choisie la deuxième variante qui permet les évacuations des eaux usées avec alternance refoulement et gravitaire, une station au nord est de la ville sur une distance de 5824m puis la partie gravitaire puis la deuxième station qui refoule vers la station d'épuration par lagunage à la cote de terrain naturel : 133,43m (voir la planche N°1 et N°2).

IV- 3 Données initiales :

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de pompage sont les suivantes

- La quantité d'eau (débit) demandée par la station de pompage et qui est orientée vers la nouvelle station d'épuration (lagunage), voir plan de masse, notre station reçoit un débit total des eaux usées estimée à l'horizon 2040.
- Le plan topographique.
- La source d'énergie électrique.
- La nature du sol.

IV-4 Bâtiment la de la station :[7]

Le bâtiment de la station de pompage doit abriter l'ensemble des installations suivantes :

- Equipement hydraulique, hydromécanique.
- Appareillage électrique.
- Locaux du personnel, etc.

Le type de bâtiment choisi doit en premier lieu satisfaire aux facteurs suivants :

- Mode de raccordement.
- But de la station de pompage.
- Les matériaux de construction et leur disponibilité.
- Conditions de (climat, relief, géologie, hydrogéologie...) de la région.
- L'encombrement dû à la pompe et ses accessoires.

On distingue donc les types bâtiment suivants:

- Bâtiments type bloc
- Bâtiments type bâche sèche.
- Bâtiment type bâche mouillée (pompe submersible).
- Bâtiment type enterrée.
- Bâtiment type semi enterrée.

Vu les conditions géologiques et topographiques du site de la station, on opte pour un bâtiment type bâche mouillée .

IV -5 Dimensionnement des bâches de stockage pour les deux stations :**IV -5-1 Dimensions de la bâche :****A/ Volume de la bâche :**

Le volume du réservoir de stockage de la station est adopté égal au débit des eaux usées arrivant en un temps d'échelonnement.

On a : $V t = Q. t$

$V t$: volume de la bâche en (m³)

Q : débit des eaux usées total de la zone considérée qui égale 617,98 l/s.

t : temps de stockage des eaux dans la bâche pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 10et 15 min.

On fixe $t = 10$ minutes.

On suppose que $V t_1 = V t_2 = 0,61798.10.60 = 370,788 \text{ m}^3$

Le volume total de la bâche sera $V = 370,788 \text{ m}^3$

B/ Surface de la chambre :

$$\text{On a : } S = \frac{V}{H}$$

S : surface de la chambre en (m²)

V : volume de la chambre en (m³)

H : la hauteur de la chambre en (m), on fixe cette hauteur à H = 5m pour la première chambre et 6m pour la deuxième

1m de différence entre les côtes du radier.

C/ Longueur et largeur de la chambre :

$$\text{On a : } S_1 = S_2 = B \cdot L$$

L : la longueur de la chambre en (m)

B : la largeur de la chambre = $\sqrt{S/2}$

Tableau N°IV -1 : Dimensions de la bache d'aspiration

Dimensions	Première station	Deuxième station
Volume (m ³)	370,788	370,788
Hauteur (m)	5	5
Surface (m ²)	74,16	74,16
Longueur (m)	12,36	12,36
Largeur (m)	6	6

IV-6 Calcul de la hauteur manométrique totale :

$$\text{HMT} = H_g + \sum h_p$$

HMT : hauteur manométrique totale en (m)

Pour le coté d'aspiration, on propose initialement une profondeur d'aspiration moyenne égale à 6m.

$\sum h_p$: les pertes de charge totales

$\sum h_p = \sum h_{pL} + \sum h_{pS}$ $\sum h_{pL}$: pertes de charge linéaires

$\sum h_{pS}$: pertes de charge singulières

Calcul de perte de charge :

$\sum h_{pS}$: pertes de charge singulière elles représentent 10% des pertes de charge linéaire.

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{8 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5}$$

Avec : $\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln(\varepsilon / D)]^{-2}$

IV-6-1 Calcul de la hauteur manométrique totale pour la 1^{ère} station:

La hauteur géométrique est la différence de niveau entre le niveau min du puisard et la cote du point le plus élevé de cette conduite de refoulement.

La cote de niveau min du puisard = 122,21 m (cote du terrain naturel)

La CTN du point le plus élevé = 149,15 m

Donc la hauteur géométrique $H_g = 149,15 - 122,21 + 5 = 31,94\text{m}$ **$H_{g1} = 31,94\text{m}$**

$\varepsilon = 0,015\text{mm}$

$L_{ref} = 5824 \text{ m}$

$Q = 0.617 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend un diamètre approximatif $D = 0,8\text{m}$.

$$\Rightarrow \lambda = 0,009$$

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{8 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} = 5,03\text{m}$$

$$\Rightarrow \Sigma \Delta H_{ref} = 1.1 \times \Delta H_{linéaire} = 1.1 \times 5,03 = 5,80\text{m}$$

Donc la HMT = $31,94 + 5,80 = 37,74 \text{ m}$ **$HMT_1 = 37,74\text{m}$** .

IV-6- 2 Calcul de la hauteur manométrique totale pour la 2^{ème} station:

La cote de niveau min du puisard = 132,34 m (cote du terrain naturel)

La CTN du point le plus élevé = 133,48m

Pour le coté d'aspiration, on propose initialement une profondeur d'aspiration moyenne égale à 6 m.

Donc la hauteur géométrique $H_g = 133,48 - 132,34 + 5 = 6,14$ **$H_{g2} = 6,14 \text{ m}$**

Et on a :

$H_{mt} = H_g + \Sigma h_p$

H_{mt} : hauteur manométrique totale en (m)

$L_{ref} = 6354,28 \text{ m}$, $\varepsilon = 0,015$

$Q = 0.617 \text{ m}^3/\text{s}$

On prend un diamètre approximatif $D = 0,8m$.

$$\Delta H_{linéaire} = \frac{8 \times L_{ref} \times \lambda \times Q^2}{g \times \pi^2 \times D^5} = 5,5m$$

$$\Rightarrow \Sigma \Delta H_{ref} = 1.1 \times \Delta H_{linéaire} = 1.1 \times 5,5 = 6,32m$$

Donc la H mt = 6,14 + 6,32 = 12,46 m **HMT₂ = 12,46 m**

IV-7 Choix de nombre et du type des pompes : [7]

Les critères à respecter dans le choix de la variante du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes minimales.
- Meilleur rendement.
- NPSH requis minimum.
- Puissance absorbée minimale.
- Le nombre de tours par min plus important.

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables:

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- Assurer la hauteur et le débit calculé.
- Assurer le rendement maximal de la pompe.
- être d'un poids minimum possible.
- Présenter une forme peu encombrante.
- répondre aux norme de construction de la station de pompage la plus économique.
- Doit être facile à l'entretien.

D'après le logiciel de KSB POMPE les caractéristiques des pompes disponibles sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau N°IV -2 Variantes pour le choix de nombre des pompes (1^{er} station): [6]

n	type de pompe	Q p m ³ / h	H mt m	N tr/m n	P KW	(NPSH) r m	n %
1	AMAREX KRT K350-630/3206UG-S	2220	37,70	960	299	7,8	78,3
3	AMAREX KRTK200-401/1304XNG-G	740	37,70	1450	92,6	5,47	82,2
5	AMAREX KRT K150-401/654XNG-S	444	37,70	1450	57,6	5,75	81,3
7	AMAREX KRT K150-401/504XG-S	317	37,70	1450	44,1	7,50	75,9

Tableau N°IV-3 Variantes pour le choix de nombre des pompes (2^{ème} station) :

n	type de pompe	Q p m ³ /h	H mt m	N tr/mn	P KW	(NPSH)r m	n %
1	AMAREXKRTK350500/1206XNG-D	2220	12 ,5	960	101	9 ,77	80,90
3	AMAREX KRT K250-401/406XG-S	740	12,5	960	33,7	3,6	80,30
5	AMAREX KRT K150-401/266XG-S	444	12,5	960	20,4	4,3	79,5
7	AMAREX KRT K150-401/206XG-S	317	12,5	960	14,5	5,7	80

IV-8 Critères du choix du type de pompes:

Les critères du choix du type de pompes sont :

- Assurée H mt et Q p
- Le meilleur rendement
- Anti-cavitation.
- Encombrement faible et poids faible
- vitesse de rotation élevée
- Répondre à la construction la plus économique du bâtiment Puissance absorbée minimale
- Être fabriqué en série.

D'après les critères du choix du type et nombre des pompes, nous avons: :

A/ La première station : nous optons pour (n=3) et un pompe de secours..

La pompe choisie est AMAREX KRT K200-401/1304XNG-G et ces caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ Nombre de tours N =1450 tr/min.
- ✓ Rendement hydraulique $\eta = 82,2\%$.
- ✓ Puissance absorbée P abs =92,60KW.
- ✓ Poids P₁=1460Kg.

B/La deuxième station : nous optons pour (n=3) et un pompe de secours..

La pompe choisie est AMAREX KRT K250-401/406XG-S et ces caractéristiques sont les suivantes.

- ✓ Nombre de tours N =960 tr/min.
- ✓ Rendement hydraulique $\eta = 79,2\%$.
- ✓ Puissance absorbée P abs =31,6KW.
- ✓ Poids P₂=740Kg.

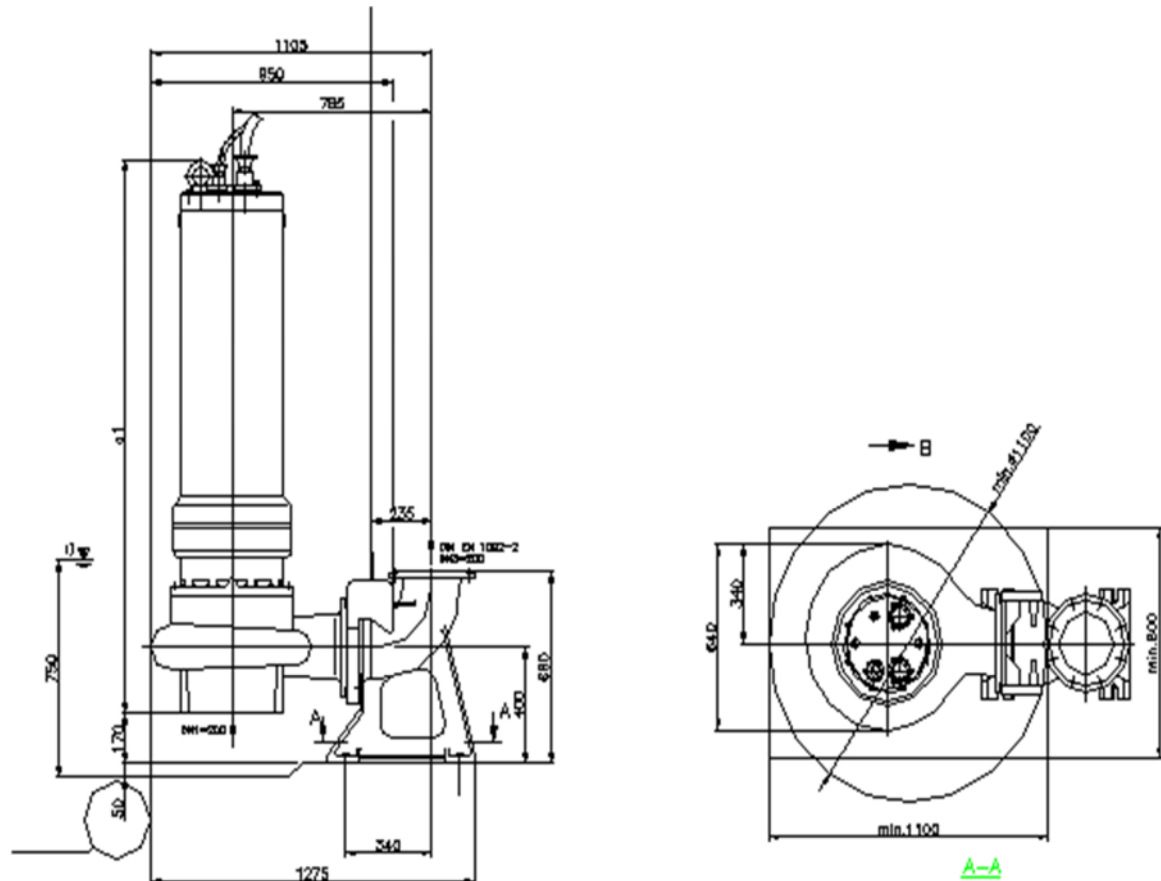


Figure IV-3: Les dimensions de la pompe de la première station

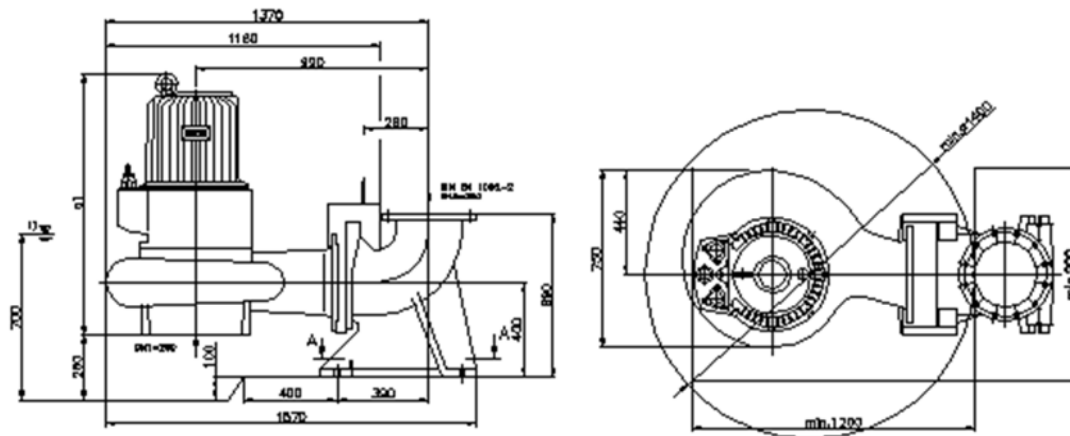


Figure IV-4: Les dimensions de la pompe de la deuxième station

IV-9 Courbes caractéristiques de la pompe choisie :[6]

Les différentes courbes caractéristiques sont :

- Courbe de la hauteur en fonction du débit : $H = f(Q)$.
- Le rendement en fonction de débit Q : $\eta = f(Q)$.
- La courbe de la puissance en fonction de débit : $P = f(Q)$.

- La courbe de NPSH en fonction de débit : $NPSH = f(Q)$.
- La courbe de la conduite en fonction de débit : $H_c = f(Q)$.

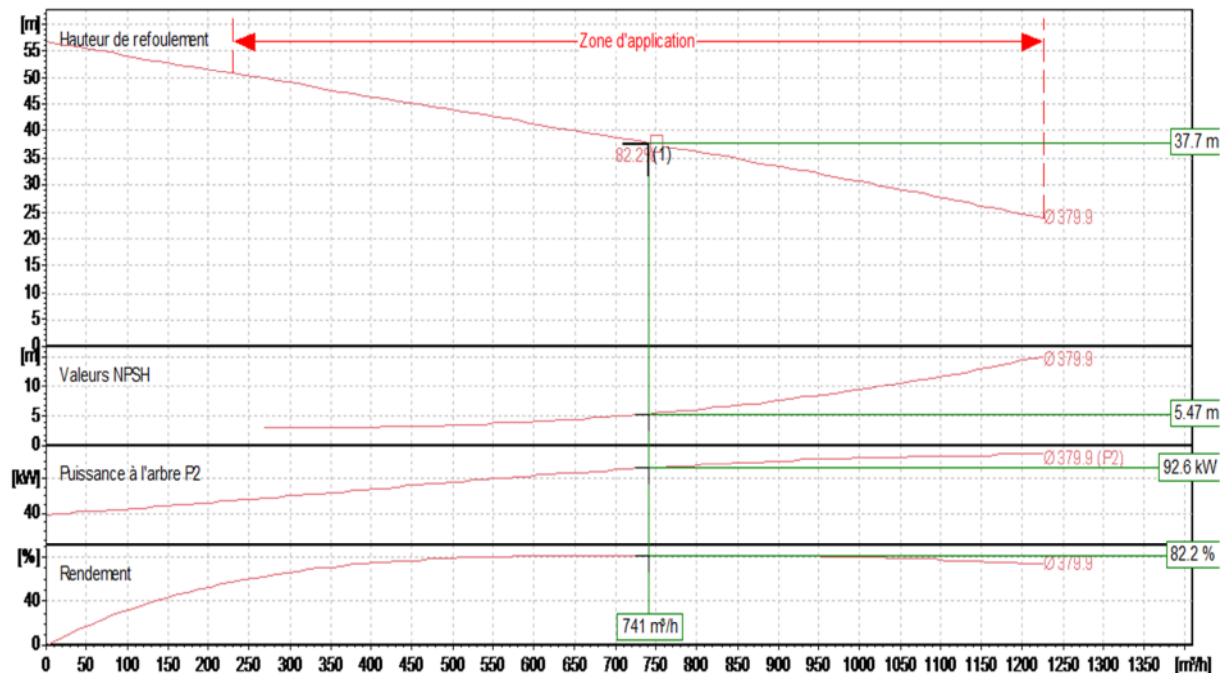


Figure IV- 5 Les différentes courbes caractéristiques de première station

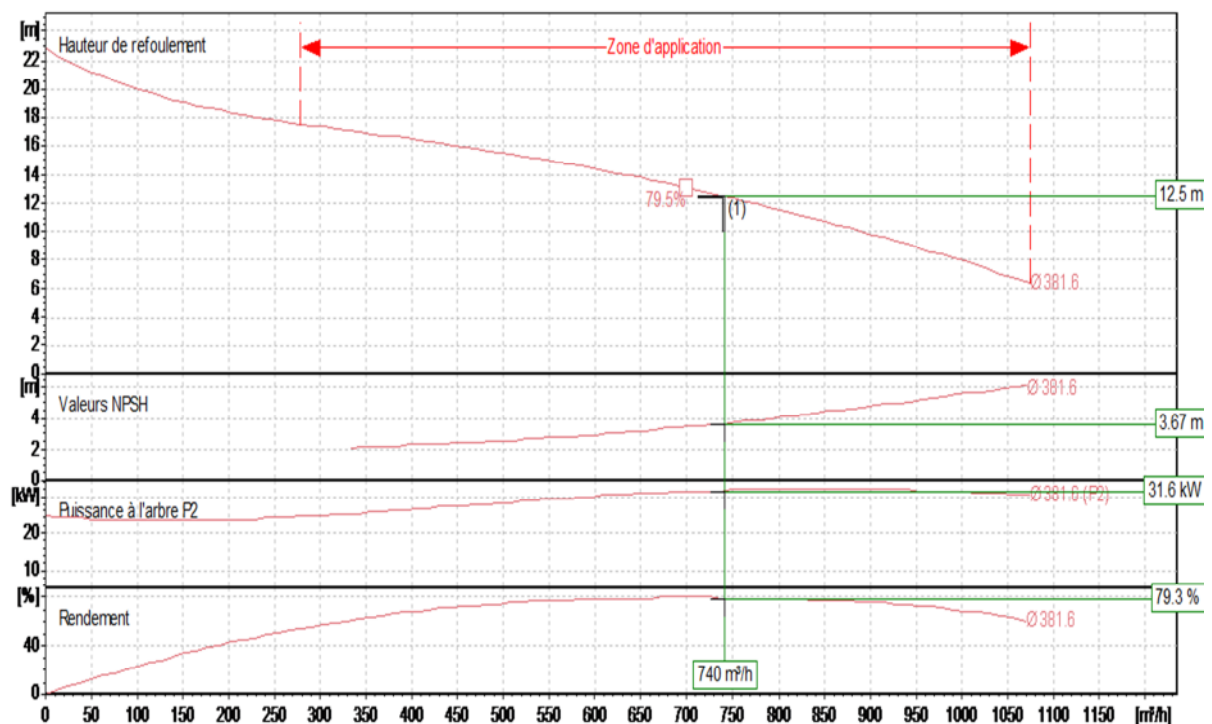


Figure IV- 6 Les différentes courbes caractéristiques de deuxième station

IV-10 Calcul du rendement de la station :

Le rendement de la station de est déterminer comme suit :

$$N_{sp} = n_p n_m n_{tr} n_{res} \dots$$

Avec n_p : rendement de la pompe choisie

n_m : rendement du moteur électrique qui est égale à 95%.

n_{tr} : rendement du transmission qui est égale à 1.

n_{res} : rendement du réseau électrique qui est égale à (97à99)%.

A/ Pour la première station :

$$n_p = 82,2\%$$

Alors $N_{sp} = 0,822 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 0,97 = 75,74\%$.

B/Pour la deuxième station :

$$n_p = 79,2\%$$

Alors $N_{sp} = 0,792 \cdot 0,95 \cdot 1 \cdot 0,97 = 73\%$.

IV-11 Puissance absorbée et coût d'énergie :

p = puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par

La formule suivante :

$$P_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot HMT}{\eta_p}$$

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

η_p : Le Rendement de pompage

Donc pour:

La première station : la puissance absorbée par un seul pompe ; $P_{p1} = 277,60 \text{KW}$.

La deuxième station : la puissance absorbée par trois pompes ; $P_{p2} = 95,53 \text{KW}$.

On majore la puissance absorbée par trois pompes de 10%.

$$P'_{p1} = 1,1 \cdot 277,60 = 305,36 \text{kw}, P'_{p2} = 1,1 \cdot 95,53 = 105 \text{kw}.$$

La puissance absorbée par le moteur est :

$$P_{\text{moteur}} = P_p / n_{\text{mot}} \cdot n_{\text{tr}}$$

Avec :

n_{mot} ; rendement du moteur qui égale à 86%.

n_{tr} : rendement de transmission qui égale : 100%.

$$\text{Donc : } P_{\text{moteur 1}} = 305,36 / 0,86 \cdot 1 = 355 \text{kw}.$$

$$P_{\text{moteur 2}} = 105 / 0,86 \cdot 1 = 122 \text{kw}.$$

IV-12 Equipements hydrauliques en amont et en aval des pompes :

Dans chaque station de pompage on distingue des équipements principaux tel que : les pompes, moteurs principaux, robinets vannes, clapet anti-retour...etc.

Les équipements secondaires (auxiliaire) comportent : les pompes d'incendie, système de levage et de manutention, etc. (voir chapitre : protection et sécurité du travail).

A/ Equipements en amont : On amont des pompes, on a seulement.

- Les conduites d'aspiration.
- Les robinets vannes.
- Les convergents.
- Les joints.

B/ Equipements en aval : Les équipements du coté refoulements sont :

- Les tuyaux de refoulement
- Les robinets vannent.
- Les clapets anti- retour
- Les divergents
- Les joints.

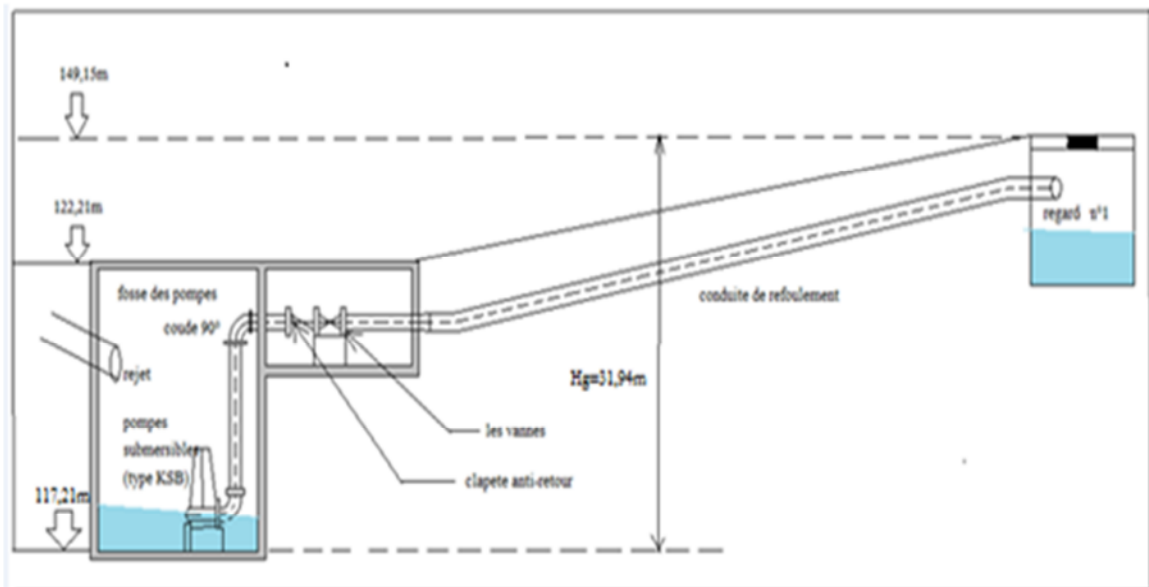


Figure IV-7 Schéma indicatif de l'équipement de la première station de pompage

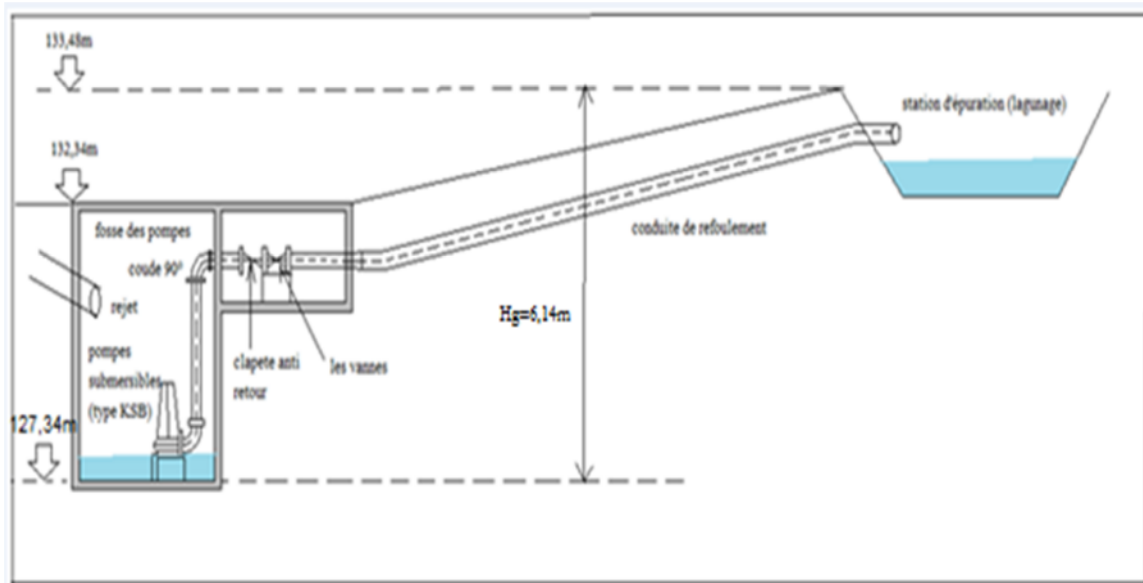


Figure IV-8: Schéma indicatif de l'équipement de la deuxième station de pompage

IV-13 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

Généralement le dimensionnement de la conduite de refoulement est basé sur deux aspects qui sont liés entre eux, le premier aspect est un aspect technique et le deuxième est un aspect économique. Et dans cette partie du travail, nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette conduite.

IV-13-1 Choix du tracé :

Le choix du tracé doit être fait en fonction de plusieurs critères topographiques et géologiques :

- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Plan d'urbanisation (situation et importance des constructions).
- Doit être le plus court possible.
- Doit présenter le strict minimum de détours (ouvrages des singularités : traversée de rivières, routes importantes, chemin de fer etc.)
- Suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pendant la réalisation (terrassement) et la gestion (accès facile aux regards de visite).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.
- Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où le refoulement sera du type mixte (refoulement – gravitaire). Dans ce cas nous devons toujours raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu

Dans notre projet, on n'a pas plusieurs variantes du tracé. Le choix adopté du tracé de la conduite de refoulement est montré sur la planche N°2.

Dans ce projet, on établit une conduite de refoulement à partir de notre station jusqu'au regard (N° 01) puis l'écoulement se fait gravitairement vers un autre regard (N°110), ces eaux tendent vers une deuxième station de pompage pour le transfert des eaux vers la station d'épuration (lagunage). (Voir planche N° 2 : plan de masse -2-).

IV-13-2 Choix du matériau de la conduite :

A/ Les risques à éviter dans les refoulements d'assainissement :

- Agressivité du terrain naturel et de fluide transporté.
- L'abrasion des canalisations par les particules solides dans les rejets.
- Fuites au niveau des assemblages (surtout mécanique), ce qui perturbe le fonctionnement de la station de pompage.
- Le choc de l'onde de coup de bélier, ce qui engendre l'éclatement ou bien l'aplatissement de la canalisation ; Risque de dépôt des particules solides pour des vitesses moins de 1.2 m/s, Pour éviter tous ces risques, il faut utiliser un matériau de canalisation qui peut répondre à tous problèmes.

Le choix entre les différents types de matériaux des tuyaux est basé sur des critères techniques à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix, la fourniture et le transport.

Le choix aussi doit répondre aux trois points :

- ✓ Résistance aux actions chimiques du sol.
- ✓ Bonne étanchéité (fuites d'eaux usées augmentant l'agressivité du terrain)
- ✓ Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

Actuellement seules les conduites en PEHD ou PRV peuvent facilement et présenter des caractéristiques mécaniques, chimiques et hydrauliques pour avoir un refoulement d'assainissement fiable pour une durée de vie de 50 ans.

B/Avantages des tubes PEHD dans les refoulements d'assainissement :

- Les conduites polyéthylènes ont été utilisées depuis plus de 50 ans. L'expérience, nous montre qu'ils offrent une solution optimale à la majeure partie des problèmes de tuyauterie. Ils ont des avantages saillant marquant par rapport aux autres matériaux.
- Produits modernes, les canalisations en posée sont une solution performante et fiable pour répondre aux besoins des refoulements d'assainissement :
- Résistance à la corrosion et à l'abrasion,
- Résistance aux agressions chimiques,

- Non cassant et une bonne résistance aux chocs et au vieillissement (peut résister jusqu'à -6 bars de dépression), des propriétés organoleptiques.
- Une bonne résistance aux efforts de traction (grâce à son module d'élasticité qui est de 1400 MPA),
- La résistance à la fissuration, une inertie chimique empêchant toute détérioration des parois de la canalisation
- une inertie électrique, une pose mécanisable (on peut souder hors tranchée et poser un grand linéaire à la fois dans la tranchée).
- Une fiabilité et étanchéité des réseaux grâce à sa soudabilité, sans oublier une grande facilité et flexibilité de la mise en œuvre permettant de suivre les courbes du terrain (actuellement toutes les conduites qui s'emboîtent, présentent un risque de fuite).
- Grande tenue en pression et à l'écrasement,
- Pas besoins de butées d'encrage, grâce aux joints soudés.
- Résistance à la fissuration induite.
- Stabilité dans le temps.
- Parois lisse, empêchant le dépôt des particules solides

Cette liste, non exhaustive, nous donne une meilleure idée de l'alternative qu'offrent les tuyaux PEHD et du potentiel économique qu'offre cette alternative.

C/Avantages des tubes PRV :

- À cause de leur bonne résistance à la corrosion et de leur température de service relativement élevée. les tuyaux PRV sont de plus en plus utilisés à la place de l'acier et de la fonte dans les réseaux de transfert d'eau et à la place du béton dans les réseaux de drainage et d'évacuation des eaux d'égout.
- le tracé d'un réseau de transport de fluides est toujours complexe : changements de direction fréquents, diamètres différents selon les localisations etc.. les matériaux traditionnels n'offrent souvent que des possibilités limitées pour répondre à ces impératifs.
- Le PRV est un système complet, coudes, tes, brides, bâches, regards avec arrivées ou sorties multiples..., toutes les pièces peuvent être fabriquées selon les besoins avec les mêmes caractéristiques que les tuyaux.
- Contrairement aux canalisations métalliques, le PRV n'a pas besoin de protection, il n'est pas le moins du monde perturbé par les courants vagabonds.
- L'effet vases (aération différentielle) corrode le métal mais n'a aucune influence sur le PRV l'eau potable ou brute n'est pas sans effet sur les canalisations. trois type d'eau

attaquent les matériaux traditionnels tels le ciment : les eaux acides, les eaux peu minéralisées, et les eaux déficitaires vis-à-vis de l'équilibre calco-carbonique. aucune d'entre elles n'a d'effet sur le PRV et ceci même sous températures élevées alors que les effets de corrosion sont généralement multipliés par 2 tous les 10°C.

- Le PRV ne connaît pas la corrosion, c'est l'argument principal qui a été retenu pour l'établissement de réseaux d'adduction et d'assainissement mais le PRV a d'autres avantages : C'est un tuyau faible d'entretien qui se coupe et se perce (même en charge) sans problème.
- Sa légèreté spectaculaire en fait un tuyau facile à poser.
- Les coups de bélier sont réduits grâce à la faible vitesse de propagation de l'onde (1/3 moins rapide que pour les matériaux métalliques).
- Son coefficient hydraulique est excellent ainsi que sa résistance mécanique.
- les retours d'expériences obtenus avec des produits similaires dans les applications high-tech, ainsi que plus de 40 ans d'utilisation du PRV dans le domaine des canalisations ont démontré de façon indiscutable que le système proposé offre, dans les conditions les plus difficiles, une excellente tenue dans le temps et assure aux ouvrages une longue durée de vie.

Au cours des 45 dernières années, plus de 300.000 km de tuyaux PRV tous types confondus ont été installés dans plus de 100 pays.

D/Chaque projet est unique

- Les systèmes de tuyaux PRV s'adaptent aux différents projets.

Résistance élevée à la corrosion

- Les systèmes de tuyaux PRV présentent une excellente résistance à la corrosion due aux produits agressifs, aux eaux saumâtres, aux sols corrosifs et à l'attaque par H_2S .
- Facilité de raccordement
- Chaque tuyau est équipé d'un manchon pré-monté en usine qui permet un raccordement rapide et aisé sur chantier sans soudure et sans équipement spécial.
- Facilité de coupe
- Étant donné leur compacité, les tuyaux peuvent être coupés et/ou percés sur chantier aux dimensions voulues, avec des outils standard pour être ensuite raccordés les uns aux autres.
- Coûts de maintenance réduits
- La couche de protection interne (liner) des tuyaux PRV les rend extrêmement résistants à l'abrasion. de plus, pendant toute la période d'utilisation, il ne se forme

pratiquement aucun dépôt sur la paroi interne des tuyaux, d'où une réduction sensible des coûts de maintenance et une grande stabilité de l'écoulement.

- Une structure " sur mesure ".
- Le procédé de fabrication permet la construction d'un tube " sur mesure " afin d'obtenir la qualité la mieux adaptée à un projet donné, ce qui complète la large gamme de produits standard déjà disponible.
- Ainsi, pour une même pression de service, plusieurs rigidités annulaires sont possibles.
- De même, les couches internes et externes sont déterminées en fonction des caractéristiques chimiques des fluides ou des terrains rencontrés.
- Une grande résistance à la corrosion.
- Les tubes sont naturellement résistants aux terrains agressifs et aux courants vagabonds. De plus, le choix des résines constituant les couches internes permet de répondre à la plupart des problèmes de corrosion due aux effluents (acides ou bases).
- Excellentes caractéristiques hydrauliques
- La surface parfaitement lisse de la paroi interne des tuyaux permet de réduire au minimum les pertes de charge, ce qui présente un grand avantage au niveau des coûts d'exploitation (par exemple en termes de puissance de pompage]
- L'argument décisif : un tuyau flexible
- Les systèmes de tuyaux PRV sont considérés comme des conduites « flexibles », ce qui signifie que ces tuyaux s'adaptent aux sollicitations extérieures (comme poids des terres, circulation routière} par une légère déformation et un report des charges. De cette façon, les contraintes exercées sur le tuyau sont transmises aux terrains environnants. Ainsi, le tuyau ne doit supporter qu'une partie des charges à laquelle serait soumise une canalisation rigide.
- Nous concluons que les canalisations en PRV du fait de : leur pérennité (dimensionnement mécanique établi sur une durée de vie supérieure à 50 ans) leur résistance chimique (sols et effluents corrosifs, H₂S, sodium), leur résistance mécanique (charges, pression, dépression) leur étanchéité totale à long terme (50 ans), leur facilité de mise en œuvre sur le chantier (maniabilité due à leur poids réduit, coupe...), La souplesse de leurs assemblages, leur insensibilité aux phénomènes électriques (courants vagabonds, interaction avec d'autres réseaux métalliques...), leur excellent comportement hydraulique, leur facilité d'entretien à l'exploitation, leur résistance à l'abrasion.

E/Synthèse de la comparaison entre le PRV et le PEHD :

Tableau N°IV-4 Synthèse de la comparaison entre le PRV et le PEHD :

	PEHD	PRV	observations
rugosité (mm)	0.015	0.029	meilleures conditions hydrauliques pour le PEHD
module d'élasticité (MPa)	1400	15200	bonne résistance aux efforts de traction pour le PRV que le PEHD
résistance au rayon UV	mauvaise résistance	très bonne résistance	/
température de fonctionnement continue	<70°C	≥70°C	/
assemblage hors tranchée	possible	non	/
Assemblage	soudé	à joint	meilleure étanchéité pour le PEHD
risque coup de bélier	N'y a pas	Peut apparaitre	/
durée de vie	+50 ans	+50 ans	/

D-Recommandation: à la fin de cette étude technique nous recommandons le choix du PEHD car il a presque les mêmes caractéristiques de PRV ainsi le PEHD est soudé dans l'assemblage c'est à dire évitée les fuites à futur. .

IV-13-3 Calcul du diamètre :

En première approximation, on détermine le diamètre économique d'après les formules ci-dessous. Par suite on le détermine par une étude technico-économique

L'intervalle des diamètres proposés est le suivant :

[800, 900, 1000, 1100, 1200]. En (mm).

A/ Frais d'exploitation :

Il faut tout d'abord déterminer les pertes de charge engendrées dans les canalisations. Connaissant la hauteur géométrique, on peut déterminer les hauteurs manométriques totales (HMT) correspondantes à chaque diamètre

La hauteur géométrique Hg est calculée dans le paragraphe (IV-6)

$$Hg1 = 38,74 \text{ m}$$

$$Hg2 = 13,46 \text{ m}$$

Les pertes de charge pour chaque diamètre seront calculées par la formule de Darcy

WEISBACH :

$$\sum h_p = \frac{8 \lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5}$$

Le coefficient des pertes de charge λ est évalué par la formule :-

$$\lambda = [1,14 - 0,86 \times \ln(\varepsilon/D)]^{-2}$$

Où :

ε . Rugosité de la conduite. (0,015mm).

D ; diamètre de la conduite.

Pour calculer les frais d'exploitation on utilise le prix du kilo Watt heure de l'énergie électrique fixé par SONELGAS.

A partir de la formule suivante $F_{\text{exploitation}} = e \cdot E$ avec e : prix unitaire en DA/ KWH

Pour le prix (e) d un kWh est donné ; e = 1.779 DA kWh

F_{expo} : frais d'exploitation

E a : énergie consommée annuellement par l'installation de pompage en (KWH) donnée

par : $E a = P_t \cdot 24 \cdot 365$

$$P_t = n \cdot p_p$$

n = nombre de pompes en fonctionnement n = 3

p_p = puissance absorbée par l'installation de pompage, donnée par

La formule suivante :

$$P_p = \frac{9,81 \cdot Q \cdot HMT}{\eta_p}$$

Q : le débit à refouler.

HMT : la hauteur manométrique totale.

η_p : Le Rendement de pompage.

Les résultats de calcul sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau N° IV– 5 Frais d’exploitation (première station de pompage).

Diamètre D (mm)	λ	$\sum h_p$ (m)	HMT (m)	Pt (KW)	E a (KWH)	F exp (DA)
800	0,0090	5,800	37,740	833,692	7303139,740	12992285,600
900	0,0088	3,142	35,082	774,975	6788785,065	12077248,630
1000	0,0087	1,834	33,774	746,081	6535671,478	11626959,560
1100	0.0086	1,126	32,066	708,350	6205153,124	11038967,410
1200	0,0085	0,720	31,660	699,382	6126587,286	10899198,780

Tableau N°IV-6 Frais d’exploitation (deuxième station de pompage)

Diamètre D (mm)	λ	$\sum h_p$ (m)	HMT (M)	PT (KW)	Ea (KWH)	F expo (DA)
800	0,0090	6,320	12,46	285,672	2502490,244	4451930,144
900	0,0088	3,429	9,569	219,390	1921856,272	3418982,307
1000	0,0087	2,000	8,140	186,627	1634853,177	2908403,802
1100	0.0086	1,228	7,368	168,927	1479803,220	2632569,928
1200	0,0085	0,786	6,925	158,770	1390830,252	2474287,018

B/ Frais d’amortissement :

Les frais d’amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l’annuité (A) d’amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est égale à 30 ans.

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

i : taux d’annuité (8 à 12 % en Algérie) en fonction du type d’investissement.

n : nombre d’année d’amortissement n = 30 ans

$$A = \frac{0.08}{(0.08 + 1)^{30} - 1} + 0.08 = 0.088827$$

Les résultats de calcul sont groupés dans les tableaux suivants :

Tableau N° IV -7 : Frais d'amortissement (Première station de pompage)

Diamètre D (mm)	L (m)	Prix (DA/ml)	Prix total (KW)	A	Fam (DA)
800	5824	20392,513	118765995,700	0.088827	10099627,100
900		21410,041	124692078,800		11076023,280
1000		22427,569	130618161,900		11602419,460
1100		23445,097	136544244,900		12128815,640
1200		24462,625	142470328,000		12655211,830

Tableau N° IV-8 Frais d'amortissement (deuxième station de pompage) :

Diamètre D (mm)	L (m)	Prix (DA/ml)	Prix total (kw)	A	Fam (DA)
800	6354,28	20392,513	129579737,500	0.088827	11510179,340
900		21410,041	136045395,300		12084504,330
1000		22427,569	142511053,100		12658829,310
1100		23445,097	148976711,000		13233154,310
1200		24462,625	155442368,300		13807479,250

C/Le coût total :

Le coût total est calculé par la formule suivante : $C_t = F_{\text{expo}} + F_{\text{am}}$.

Tableau N°IV-9 Coût total (Première station de pompage)

Diamètre D (mm)	F expo (DA)	Fam (DA)	Ct (DA)
800	12992285,600	10099627,100	23091912.700
900	12077248,630	11076023,280	23153271.910
1000	11626959,560	11602419,460	23229379.020
1100	11038967,410	12128815,640	23367783.050
1200	10899198,780	12655211,830	23554410.610

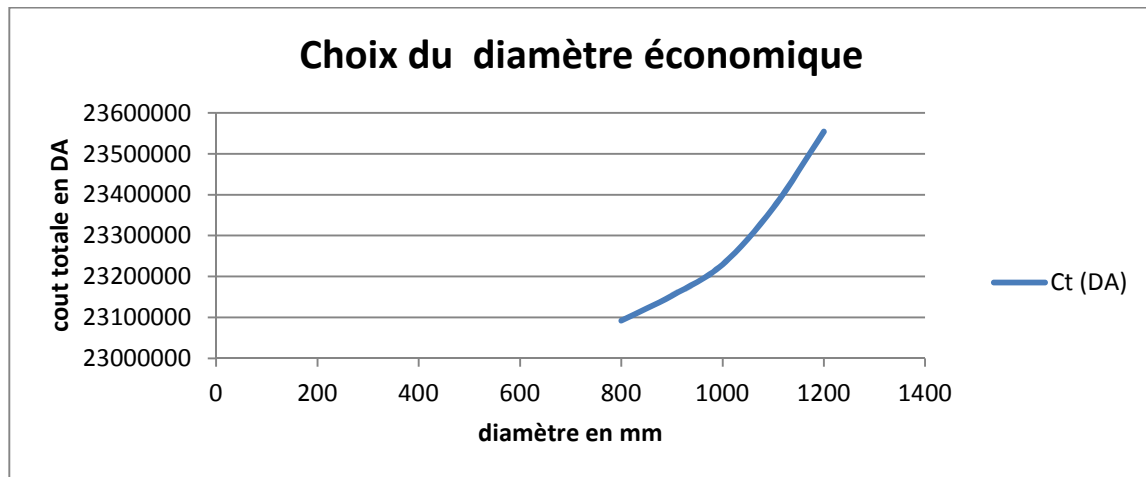


Figure IV-09: Graphique du choix du diamètre économique (Première station de pompage)

D'après les résultats de cette étude technico-économique, on constate que le bilan d'exploitation et d'amortissement est minimal pour le diamètre ; $D = 800\text{mm}$

La hauteur manométrique totale : $HMT = 37,74\text{m}$.

Tableau IV -10 Coût total (deuxième station de pompage):

Diamètre D (mm)	F expo (DA)	Fam (DA)	Ct (DA)
800	4451930,144	11510179,340	15462109,480
900	3418982,307	12084504,330	15503486,640
1000	2908403,802	12658829,310	15567233,110
1100	2632569,928	13233154,310	15865724,240
1200	2474287,018	13807479,250	16281766,270

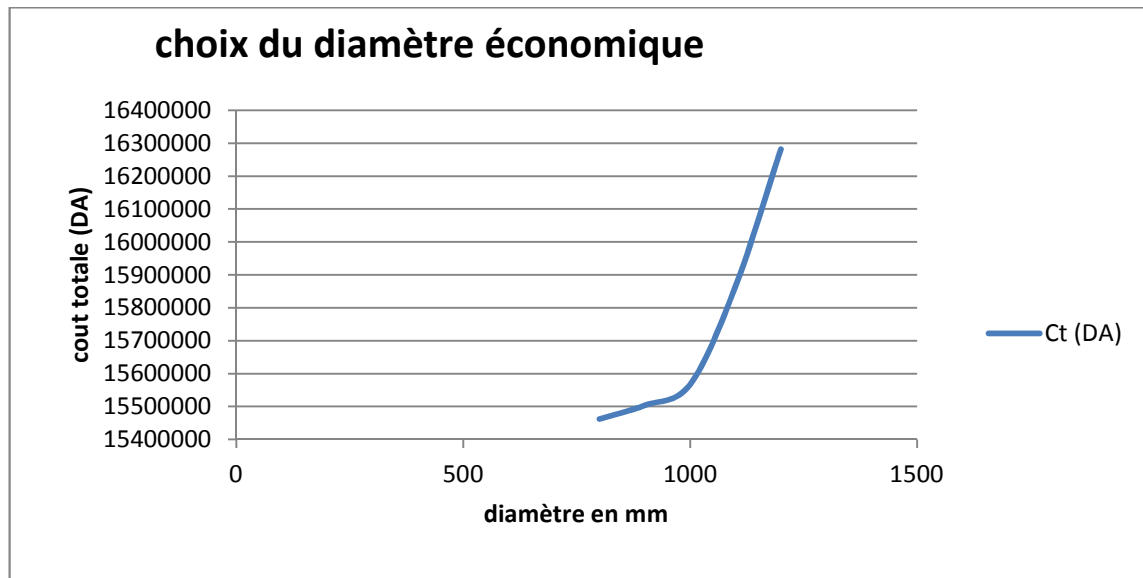


Figure IV-10 : Graphique du choix du diamètre économique (deuxième station de pompage)

D'après les résultats de cette étude technico-économique, on constate que le bilan d'exploitation et d'amortissement est minimal pour le diamètre ; $D = 800\text{mm}$

La hauteur manométrique totale : $HMT = 12,46\text{m}$

IV-14 Le point de fonctionnement des pompes :

Portant les courbes caractéristiques de la pompe $H=f(Q)$ et celle de la conduite

$H_c = f(Q)$ sur un même graphe, Le point de fonctionnement des pompes est le point d'intersection de ces deux courbes, C'est-à-dire la pompe va pouvoir refouler un débit Q à une hauteur H lorsque ce point se trouve sur la plage du rendement maximale.

La courbe de la conduite suivant la loi : $H = H_g + \sum h_p$.

H_g : La hauteur géométrique

$\sum h_p$: les pertes de charge. $\sum h_{p \text{ refoulement}} = 1.15 \sum h_{p \text{ linéaire}}$.

Les pertes de charge linéaire seront calculées par la formule suivante :

$$H_P = \lambda \cdot L \cdot V^2 / 2g \cdot D = R \cdot Q^2 \quad \text{avec } R = 8 \cdot L \cdot \lambda / g \pi \cdot D^5$$

Q : débit refoulé en (m^3/s)

L : longueur de la conduite en (m)

R : résistance hydraulique. .

λ : Coefficient de frottement.

D : diamètre de la conduite.

IV-14-1 Calcul la résistance hydraulique :

Pour la première station :

$L_1 = 5824\text{m}$. $L_2 = 6354,28\text{m}$

$$\lambda = 0,009$$

$$Q = 0,617 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 800 \text{ mm}$$

D'après le calcul on trouve

$$R_1 = 41,54 \text{ s}^2/\text{m}^5 \quad H_1 = 31,94 + 77,50 Q^2$$

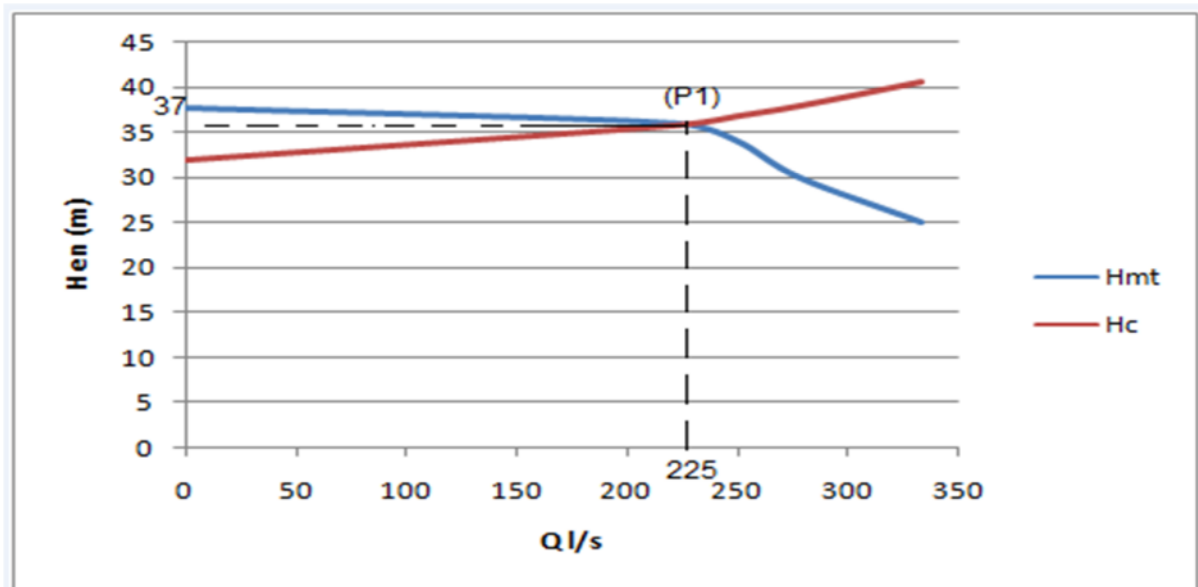


Figure IV-11 Détermination de point de fonctionnement de première station

D'après la figure ci-dessus on trouve le point de fonctionnement (P1) sous les coordonnées suivantes : $Q_{p1} = 225 \text{ l/s}$ et $H_{p1} = 37 \text{ m}$.

Pour la deuxième station :

$$R_2 = 45,33 \text{ s}^2/\text{m}^5 \quad H_2 = 6,14 + 52,12 Q^2$$

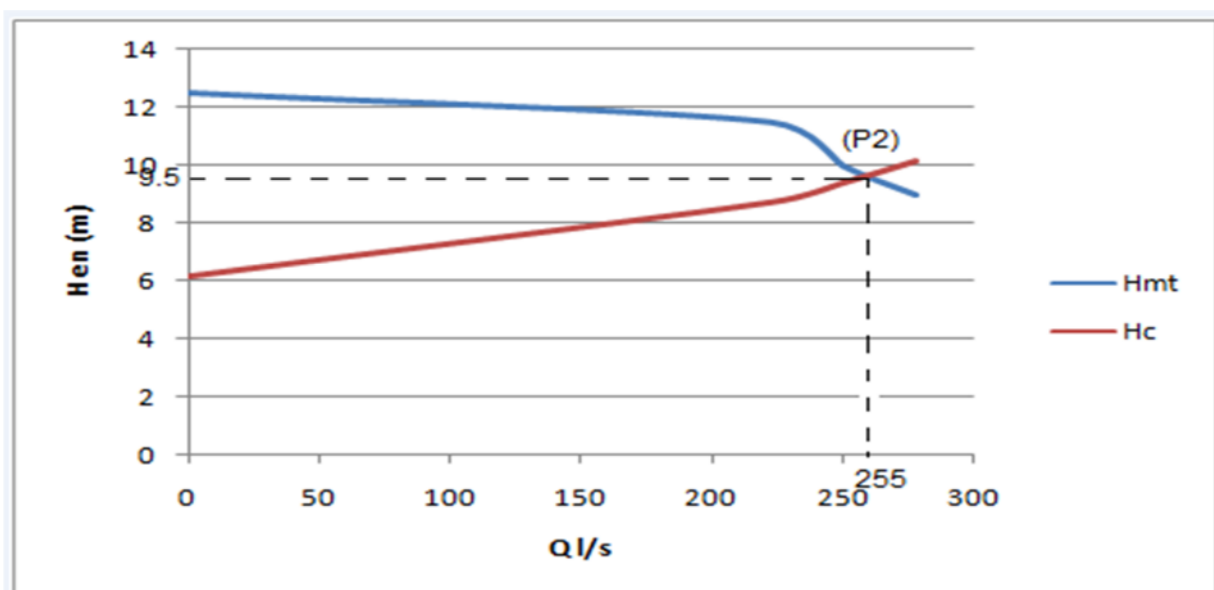


Figure IV-12 Détermination de point de fonctionnement de deuxième station

D'après la figure ci-dessus on trouve le point de fonctionnement (P2) sous les coordonnées suivantes :

$$Q_{p2}=255\text{l/s et } H_{p2}=9,50\text{m.}$$

La pompe fonctionne alors dans les conditions optimales .ces conditions dans la plupart des cas ne sont pas généralement satisfaites, c'est pour quoi on sera contrant d'introduire des modifications dans le fonctionnement ou dans le dimensionnement de la pompe. A fin de l'adapter à des conditions de marche données .a cet effet, plusieurs solutions sont à envisage :

- ✓ Modification de la vitesse de rotation.
- ✓ Modification du temps de pompage.
- ✓ Rognage, la réduction du diamètre de la roue, pour réduire le débit de la pompe.

IV-14- 2 Les modes de réglage pour un régime de fonctionnement : [7]

Dans le cas où le débit demandé est inférieur à celui correspond au point de fonctionnement, et pour satisferez un régime de fonctionnement d'une pompe on procède un mode de réglage parmi les suivants:

IV-14- 2-1 Rognage :

C'est la diminution du diamètre de la roue, en gardant la même vitesse de rotation, et la même distance entre les deux flasques, on utilise ce type de réglage dans le cas ou $q < Q_p$.

q : débit appelé par la pompe

Q_p : débit du point de fonctionnement

Pour calculer le nouveau diamètre on utilise les lois de similitude :

$$\begin{cases} Q/q=\lambda^2 \dots\dots\dots \rightarrow (1) \\ H/h=\lambda^2 \dots\dots\dots \rightarrow (2) \end{cases}$$

De (1) et (2) on aura : $H=h/q \cdot Q$

C'est une équation d'une droite de la forme : $H=a \cdot Q$

$$\text{En outre } Q/q = [D/d]^2 \Rightarrow d=D \cdot \sqrt{q/Q}.$$

q : débit appelé par la pompe (m3/s)

Q_p : débit du point de fonctionnement (m3/s)

D : diamètre de la roue à rogner (mm)

d : diamètre de la roue après rognage (mm)

$$\begin{cases} [D/d]^2=1/m^2 \\ R \% = (1-m).100 \end{cases}$$

Avec :

m : coefficient de rognage

R%<15 : c'est bon, si non il faut opter pour une autre solution.

IV-14- 2-2 Réglage qualitatif :

C'est la variation de la vitesse de rotation, consiste à diminuer le nombre de tours de la pompe en gardant les mêmes dimensions, ce type de réglage est utilisé pour les deux cas (pour $q < Q_p$ et $q > Q_p$) et pour calculer la nouvelle vitesse de rotation, on utilise toujours les lois de similitude

$$\left\{ \begin{array}{l} Q/q = \lambda \dots \dots \dots \rightarrow (1) \\ H/h = \lambda^2 \dots \dots \dots \rightarrow (2) \end{array} \right.$$

De (1) et (2) on aura : $H = (h/q^2) \cdot Q^2$

La courbe de proportionnalité : $H = a \cdot Q^2$

En outre $[H/h] = [N/n]^2 \Rightarrow n = N \cdot \sqrt{h/H}$

N : vitesses de rotation initiale de la pompe (tr/mn)

n : vitesse de rotation après réglage (tr/mn)

IV-14- 2.3. Réglage quantitatif (vannage) :

Le vannage est la fermeture progressive de la vanne, donc l'ajout des pertes de charge singulières supplémentaires qui vont augmenter la courbe caractéristique du réseau, ce type de réglage est utilisé pour le cas où $q > Q_p$.

Le rendement de l'installation va chuter, et on peut calculer le nouveau rendement comme

suite : $\eta_{inst} = \frac{P_u}{P_{eff}}$

η_{inst} : Rendement de l'installation après vannage (%)

P_u : puissance utile $P_u = \varpi \cdot Q_d \cdot H_d$ (KW)

Et ϖ : Poids volumique de l'eau (kg/m³)

Q_d : débit demandé (m³/s)

H_d : hauteur d'élévation demandée (m)

P_{eff} : puissance effective

$$P_{eff} = \frac{\varpi \cdot q_m \cdot (H_d - h_v)}{\eta_m} \quad \text{en (kw)}$$

h_v : Différence entre la hauteur d'élévation après vannage et l'HMT.

$h_v = H - h$ (m)

Donc on aura : $n_{\text{inst}} (\text{après vannage}) = n_{\text{inst}} (\text{avant vannage}) \cdot h/h_v$.

IV-15 Dimensionnement de la conduite (partie gravitaire) :

IV-15-1 Conditions d'écoulement :*

L'écoulement dans cette partie n'étant plus sous pression, et donc gravitaire, tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse admissible qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

- La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, et qui contiennent du sable. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions d'auto curage qui est de l'ordre :
 - ✓ Au moins 0,6 m/s pour le un dixième du débit de pleine section.
 - ✓ Au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.

Si cette vitesse n'est pas respectée, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

Et comme il y a une limite inférieure pour la valeur de la vitesse d'écoulement, il y a aussi une limite supérieure pour éviter la dégradation des joints sur les canalisations circulaires. Cette vitesse est de l'ordre de (4 à 5) m / s à pleine section.

IV-15-2 Méthode de calcul :

Avant d'entamer la partie de calcul, on va définir quelques paramètres qui entrant dans le calcul :

- ✓ Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact de l'eau (m).
- ✓ Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- ✓ Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- ✓ Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).

IV-15-3 Les hypothèses de calcul : [9]

- o L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de la perte de charge est égal à la pente du radier.
- o La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

- o Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.
- o La nature d'écoulement dans cette conduite : L'écoulement est un écoulement à surface libre qui est régie par la formule de continuité :

$$Q = V \cdot S$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

Pour le dimensionnement de notre conduite, on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne

$$V = C \sqrt{R_h I}$$

Où : C représente le Coefficient de CHEZY, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87 \cdot R_h}{\delta + \sqrt{R_h}}$$

D'où on tire l'expression du débit :

$$Q = \frac{87 \cdot R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \cdot S \cdot \sqrt{I}$$

δ : Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

- o Le dimensionnement de la conduite gravitaire se fait à partir des abaques de BAZIN (l'abaque N°1 et l'abaque N°2) (voir annexe).

Pour le calcul on procède de la façon suivante :

à partir de l'abaque N°1 et en fonction du débit et la pente, on tire la valeur du diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section.

A partir de deuxième abaque et en utilisant les résultats du premier abaque on calcul les paramètres suivants :

- ❖ $R_v = V/V_{ps}$ rapport des vitesses.
- ❖ $R_h = h/D$ rapport des hauteurs.

❖ $R_Q = Q / Q_{ps}$ rapport des débits.

Où:

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

V : Vitesse d'écoulement de l'eau en (m/s).

h : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m).

D : diamètre normalisé de la conduite en (mm).

I : Pente du collecteur en (m/m).

Q_{ps} : Débit de pleine section en (m³/s)

V_{ps} : Vitesse à pleine section en (m/s).

IV-15-4 Résultats de calcul :

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants : des dimensions et des paramètres hydrauliques des collecteurs sont reportés dans les tableaux suivants :

Tableau N°IV-11 Dimensionnement de la conduite gravitaire :

Tronçon	Longueur (m)	C TN (m)		Cotes de projet		Pente projet	Debit total QT (m ³ /s)	Diamètre (mm)
		Amont	Aval	Amont	Aval			
R01-R90	4417	149,15	141,19	147,15	138,3	0.002	617,98	1000
R90-station 02	1037	141,19	132,34	138,32	131,0	0.007	617,98	800

Tableau N° IV-12 Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire :

N° de tronçon	Pente	Diamètre (mm)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (M ³ /s)	R_Q	R_h	R_v	V_{moy} (m/s)	H (m)
R01-R90	0,002	1000	1,00	0,750	0,82	0.67	1,10	1,10	0.67
R90-station 02	0.007	800	1.50	0.750	0.82	0.55	1.10	1.65	0.44

D'après les résultats obtenus, on remarque que la vitesse ne dépasse pas la gamme admissible. Alors on peut dire que la vitesse vérifie les conditions d'écoulement dans chaque tronçon de la conduite gravitaire.

IV-15 Le dimensionnement du bâtiment stations des pompages:

Le dimensionnement de la station est basé généralement sur l'encombrement des équipements qu'elle abrite, à cela s'ajoute une surface de réparation, qui se calcul par considération de l'équipement le plus encombrant. Il faut tenir compte aussi à normaliser les dimensions et l'espacement entre les groupes soit standard.

IV-15-1 Consignes a respecté lors du dimensionnement:**A/Disposition des groupes :**

Les consignes de sécurité dans les installations électriques et les stations de pompage recommandent de respecter un passage admissible de 1m au moins entre les rangs des groupes.

On dispose sous chaque groupe un socle dont les dimensions sont supérieures a celle des pompes.

B/Disposition des conduites :

En conformité avec les règles de sécurité du travail, les installations des conduites doivent être de 50cm au moins sur le plancher

C/Disposition du système de levage:

En hauteur, la salle de la station est munie d'un mécanisme de levage, il est choisi en fonction du poids de l'équipement le plus lourd et la possibilité de déchargement sur la plateforme.

Entre les murs et l'extrémité du chariot, il faut laisser au moins 10cm.

D/Disposition des portes et fenêtres:

Les portes principales ont des dimensions de (3x3), et il est impératif de prévoir des portes pour les autres locaux de dimensions (1,9x0, 75).

La surface des fenêtres de la salle des machines et des locaux de service constitue au moins 12,5m de celle de la surface du plancher de la salle lui-même et du bureau à ce propos les dimensions des fenêtres de la salle des machine prend (1,5x1,5) et celles du local du personnel prend (1x1).

E/Locaux de service des stations :

Afin de faciliter les travaux d'exploitation et de control des équipements de la station, le bâtiment est équipé de locaux de personnel. Les dimensions sont déterminées selon l'importance de la station, comme notre station est de moyenne importance on trouve : pour les deux stations

E-1 Bureau de chef d'exploitation :

$$H_1 = H_2 = 3\text{m} , S_1 = S_2 = 3,5 \times 3 = 10,5\text{m}^2$$

Avec H : hauteur de locale S = surface approximative intérieure

E-2 Poste de garde :

$$H_1 = H_2 = 3\text{m} , S_1 = S_2 = 2,25 \times 2,25 = 5,06\text{m}^2$$

E-3 Salle électrique (Armoires électrique et de contrôle) :

$$H_1 = H_2 = 3\text{m} , S_1 = S_2 = 2 \times 2,25 = 4,5\text{m}^2.$$

E-4 Salle sanitaire:

$$H_1 = H_2 = 3\text{m}, S_1 = S_2 = 2,25 \times 1,5 = 3,37\text{m}^2$$

F/la salle de la station:

F-1 Hauteur du bâtiment :

Il est en fonction de la hauteur du système de levage

$$H_b = h_p + h_s$$

H_p : Hauteur du système de levage ($h_p = 3\text{m}$)

h_s : Hauteur de sécurité = 0,8 m

D'où

$$H_{b1} = 3 + 0,8 = 3,8\text{ m}.$$

$$H_{b2} = 3 + 0,8 = 3,8\text{ m}.$$

On prend : $H_{b1} = H_{b2} = 4\text{m}.$

f-2 Longueur et largeur du bâtiment :

Ils sont en fonction des dimensions de la bache de stockage et de la chambre de vannes, les dimensions de chaque partie de station sont comme suite:

Tableau N° IV-13 Les dimensions de la station

	<i>1^{ère} station</i>			<i>2^{ème} station</i>		
	Longueur (m)	Largueur (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Largueur (m)	Hauteur (m)
Chambre des vannes	12,3	4	2	12,3	4	1,5
Salle de station	15,8	13,5	4	15,8	13,5	4

Conclusion :

D'après le travail que nous avons fait et les résultats que nous avons obtenus, on peut dire que nous avons pu:

- o Faire choisi le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les dimensions des différents équipements en amont et en aval de la pompe, en se basant sur les données des premiers et le deuxième chapitre.
- o Faire le Dimensionnement de la conduite en charge, le dimensionnement est fait par une méthode technico-économique en fonction du frais d'exploitation et du frais d'amortissement.
- o Faire le Dimensionnement de la conduite gravitaire (écoulement à surface libre), le dimensionnement est fait à partir des abaques de BAZIN.

Et les caractéristiques des conduites dimensionnées sont représentées par le tableau suivant :

Tableau N° IV-14 Les caractéristiques des conduites dimensionnées :

Parties de la conduite	Partie SR1-R960 (refoulement)	Partie (gravitaire)		Partie Station 02- station d'épuration (refoulement)
		R01-R92	R92- R110	
Longueur (m)	5824	4417	1037	6354,28
Diamètre (mm)	800	1000	800	800
Matériau	PEHD	PEHD	PEHD	PEHD

Chapitre V

les équipements auxiliaires des stations de pompage

les équipements auxiliaires de station de pompage

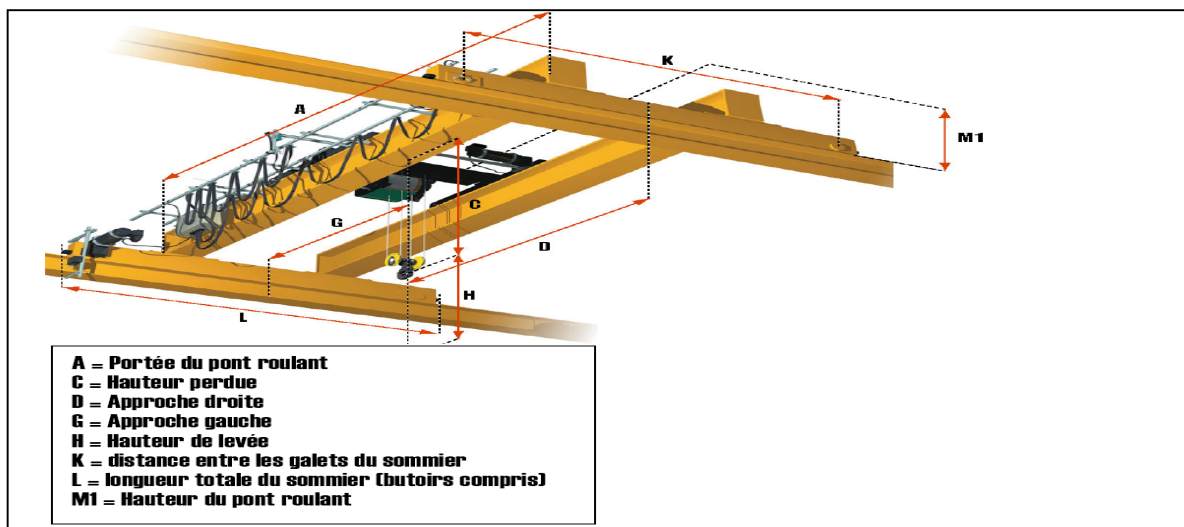
Introduction :

Les équipements auxiliaires sont nécessaires à la bonne exploitation et pour un bon fonctionnement sont les suivants :

- Un système de levage.
- Le système de commande automatique.
- Un système de dégrillage.
- Un système anti-incendie.
- Un système d'éclairage.
- Equipement sanitaire.
- Un système de ventilation.
- Un système de drainage.

V-1 Le système de levage :

Afin d'assurer le bon fonctionnement de la station de pompage des entretiens périodique doivent être faits et comme tous autres appareil le système de levage nécessite des entretiens périodique pour assurer le bon fonctionnement.



FigureV-1 : Un système de levage.(pont roulant)

Pour le montage et le démontage. Les équipements hydromécaniques de notre station, on propose un pont roulant qui sera choisi suivant les deux critères :

- ✓ Dimensions du bâtiment.
- ✓ Le poids de l'élément le plus lourd dans la salle des machines.

La capacité du pont roulant se détermine par :

$$C = P + 20 \% P \quad (\text{kg})$$

P : poids de l'élément le plus lourd, dans notre cas sont les groupes motopompes :

$$C_1 = 1,2 \cdot 1460 = 1752 \text{ kg.} \quad C_1 = 1752 \text{ kg.}$$

$$C_2 = 1,2 \cdot 740 = 888 \text{ kg.} \quad C_2 = 888 \text{ kg.}$$

Remarque :

Puisque le poids de la pièce à soulever dépasse une tonne on fera appel au portique (palan à commande automatique).

V-2 Conception du système de commande :

Divers dispositifs ,quelque fois mécanique mais plus généralement électriques (démarreurs),permettent l'ouverture et la fermeture des différents circuits de commande et permettent le démarrage du groupe en plusieurs temps, en étoile- triangle, sur résistance,

les autres pompes seront disponibles en tout temps , dont quatre seront posées dans la bache d'aspiration première station , et les quatre autres posées dans la deuxième bache d'aspiration , l'asservissement des deux baches sont indépendants l'un par rapport l'autre c'est-à-dire chacun est commandé par un armoire de commande pour des raisons de sécurité on a opté pour chaque armoire un petit automate programmable de type ZELIO, la mise en marche sera simplifiée et souple en AUTO ou en MANU et selon les demandes et les besoins.

on peut évacuer à petit débit ou à grand débit à n'importe quel moment et n'importe quelle période, si le liquide est disponible dans les bassins d'aspiration

V - 2-1 Modes MANU :

chaque pompe est équipée d'un sélecteur manu, dans ce cas la mise en route ne nécessite pas les niveaux pour faire la régulation sauf le niveau bas qui est un niveau de sécurité pour toutes les pompes contre la marche à vide.

V-2-2 Modes AUTO :

chaque pompe est équipée d'un sélecteur pour le passage en mode auto, cette opération est faite via un automate programmable pour chaque bache d'aspiration, un retour d'information sera fait par quatre (04) paires de niveau installées dans chaque bache.

niveau bas , niveau pompe 1 , niveau pompe 2 et niveau pompe 03 niveau très haut , un programme liste sera injecté dans les automates pour contrôler et gérer le fonctionnement de chaque bache, lors de la mise en route de l'installation , le fonctionnement de chaque bache est le suivant : si le niveau bas est affiché sur la façade des armoires aucune pompe ne va fonctionner , et si le niveau de pompe 1 est atteint automatiquement la première pompe démarrera et si la pompe 1 fonctionne et elle n'arrive pas à refouler le débit entrant et le niveau pompe 2 est atteint

la deuxième pompe va démarrer et lorsque le niveau bas est atteint les pompes vont s'arrêter si la pompe fonctionne et elle n'arrive pas à refouler le débit entrant le niveau pompe 3 est atteint la troisième pompe va démarrer et lorsque le niveau bas est atteint les pompes vont s'arrêter si la pompe fonctionne et elle n'arrive pas à refouler le débit entrant, on a opté un programme de fonctionnement de la quatrième pompe de secours pour éviter un long arrêt de la pompe et un fonctionnement en alternance, on a créé dans l'automate des enregistreurs de comptage de l'heure de fonctionnement de telle sorte les quatre pompes fonctionnent en même temps et en alternance.

les pompes sont équipées par des démarreurs progressifs électronique qui vont diminuer le courant de démarrage à 3 fois le courant nominal, la surveillance des pompes est assurée contre les surcharges, chaque démarreur est équipé d'un afficheur de paramétrage et d'information qui peut nous donner le nombre d'heure de fonctionnement de chaque pompe ...etc.

V- 2-3 Commandes par flotteur :

un flotteur généralement en cuivre, coulisse librement le long d'un fil métallique tendu par un contrepoids parfaitement équilibré. ce flotteur est limité par deux olives à position réglable.

Lorsque le niveau de l'eau dans le bache d'aspiration s'élève jusqu'à une limite bien déterminée le flotteur vient buter l'olive supérieure. le mouvement ascensionnel de l'ensemble libère un dispositif à rupture brusque qui agit sur un contact lequel, par l'intermédiaire d'un circuit auxiliaire, assure l'ouverture du contacteur principale et le groupe se met l'arrêt.

Le mouvement inverse du flotteur provoque à l'aide de même dispositif la remise en marche de la pompe.

V -3 Dégrilleur : [5]

Afin d'avoir un bon fonctionnement du groupe électro-pompe immergée on doit éliminer les matières solides arrivant à la station,

V -3-1 Dimensions:

On peut estimer la largeur de la grille par la formule **KIRCHMER**:

$$L = \frac{S \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \delta} \quad \text{avec : } S = \frac{Q_p}{V_e}$$

- S : surface de la grille (m²)
- Q_p : débit pointe, Q_p = 616,96 l/s. avec les deux stations de pompage.
- v_e: vitesse d'entrée des eaux brutes, comprise entre 0.6 et 1 m/s
- h_{max} : hauteur maximum d'eau, on suppose qui égale 1m.
- δ : coefficient tenant compte du mode de dégrillage tel que :
δ = 0, 25 si le dégrillage est manuel

$\delta = 0,5$ si le dégrillage est mécanique.

- α : l'angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal généralement. ($\alpha = 60^\circ$)
- β : Coefficient de colmatage, $\beta = d / (d+e)$
- e : épaisseur des barreaux de la grille, ($e = 5 \text{ à } 10 \text{ cm}$ (Grilles grossières), $e = 0,3 \text{ à } 1 \text{ cm}$ (Grilles fines)).
- d : espacement entre les barreaux ($d = 2 \text{ cm}$ (Grilles grossières), $d = 1 \text{ cm}$ (Grilles fines)).

On choisie le dégrillage est mécanique.avec : $\delta = 0,5$ et un grilles grossières.

Les résultats de calcul sont rprésentées dans le tableau suivant :

Tableau N°V-1 : Dimensionnement du dégrilleur

Type de grille	Grille grossières.
Caractéristiques	$d = 2 \text{ cm},$ $e = 6 \text{ cm} \quad \beta = 0,25$ $V_e = 1 \text{ m/S}$
$L_1 \quad (\text{m})$	2,85
$L_2 \quad (\text{m})$	2,85

Alors le nombre des barreauuxest $N=L/(e+d)$

On choisie un grilles grossières donc

Donc $N=2,85/(0,02+0,06)=36$ barres.

L_1 : la largeur de la grille dans la première station.

L_2 : la largeur de la grille dans la deuxième station.

V-4 Système anti-incendie :

Si un incendie se propage dans la station, un dispositif de lutte contre les feux et indispensable pour l'arrêter.

Pour l'arrêter il faut disposer des équipements suivants :

- ✓ Des bacs à sable mis aux prés des moteurs d'entraînements
- ✓ Des extincteurs mis dans des endroits accessibles par le personnel de gestion
- ✓ Une bouche d'incendie alimenté par le réseau d'AEP local ou d'une filière de la conduite d'aspiration.
- ✓ Pompes d'incendie.

Pour un volume du bâtiment inférieur à 5000m³ :

Le débit nécessaire à maîtriser l'incendie survenu à l'extérieur du bâtiment sera pris égale à 10 l/s. et pour pouvoir atteindre le feu à l'intérieur, on ajoute encore 5 l/s environ.

D'où le débit totale de la pompe $Q_{\text{tot}} = Q_{\text{ext}} + Q_{\text{int}} = 10 + 5 = 15 \text{ l/s}$. **$Q_{\text{tot}} = 15 \text{ l/s}$.**

La charge de la pompe d'incendie est déterminée en fonction de la hauteur du bâtiment.

$$H_{\text{Pinc}} = H + H_{\text{bat}} + h_p$$

Ou : H : la hauteur du bâtiment.

H_{bat} : pression au niveau de la bouche d'incendie.

h_p : pertes de charge (1-2)m.

Dans notre cas $H = 4\text{m}$, $H_b = 20 \text{ m}$, $h_p = 1,5 \text{ m}$. $H_{\text{pinc}} = 26\text{m}$.

Un débit $Q = 54\text{m}^3/\text{h}$, et la charge calculée $H = 26\text{m}$, d'après le catalogue des pompes centrifuges de l'ENSH, notre choix de la pompe d'incendie s'est fait sur une pompe en porte à faux avec les caractéristiques suivantes :

Tableau N°V-2 : Caractéristiques de la pompe d'incendie :

Type	BD 250 200 370
Nombre de tours	1470 tr / min
Puissance absorbée	21 Kw
Rendement	60 %

V -5 Système d'éclairage :

Pour que l'équipe de gestion de la station travaille dans de bonnes conditions, il faut lui assurer un éclairage, de façon à ce qu'elle puisse voir tous les coins et les angles du bâtiment.

L'éclairage du bâtiment est assuré par des lampes à incandescence, des néons et des tubes fluorescents en cas de coupure du courant.

V -6 Equipement sanitaire :

on sait qu'une station de pompage ne fonctionne pas sans gestion des personnels :

- ✓ Un chef d'exploitation
- ✓ Un technicien en électricité industrielle
- ✓ Un électromécanicien qualifié
- ✓ Trois agents de surveillance qui travaillent (8/24) pour chaque un.

Alors le débit des eaux usées doit être rejeté par un équipement sanitaire. Donc on peut calculer le débit d'égout de la station par :

$$q_{\text{ég}} = K_j \cdot W \frac{n}{t \cdot 3600}$$

Où :

K_j : coefficient d'irrégularité horaire $K_j = 2 \text{ à } 3$

On prend $K_j = 2.5$

W : norme des eaux usées à évacuer $W = 45 \text{ l/ personne}$

n : nombre de personnes au cours d'une relève $n = 4$.

t : temps d'une relève $t = 12\text{h}$

Donc: $q_{\text{ég}} = 2,5 \cdot 45 \frac{4}{12 \cdot 3600} = 0,013 \text{ l/s}$

$$q_{\text{ég}} = 0,013 \text{ l/s}$$

Ces eaux usées seront évacuées par des conduites en PVC vers la bache de la station.

V-7 Système de ventilation :

- ✓ Le débit d'air nécessaire à la ventilation est calculé de trois méthodes qui sont :
- ✓ La méthode d'alimentation minimum.
- ✓ La méthode des accroissement de chaleur.

V -7-1 Par la méthode de l'alimentation minimum :

Cette méthode consiste à assurer une alimentation minimum de 30m^3 par personne et par heure, ceci permet le renouvellement de l'air.

$$Q = N \cdot 30$$

N : nombre de personnel = 4

$$Q = 4 \cdot 30 = 120 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$Q = 120\text{m}^3/\text{h.}$$

V-7-2 Par la méthode des accroissements de la chaleur :

Il est recommandé de baser les calculs par rapport au mur qui reçoit le maximum de chaleur solaire au moment le plus chaud de la journée (c'est-à-dire lorsque la différence entre la température extérieure est la température intérieure soit minimale), et la chaleur dégager par les électromoteurs..

La ventilation nécessaire pour évacuer la chaleur pourra être calculée à partir de l'accroissement total de chaleur en Kcal/h.

$$Q = \frac{\sum L}{0.288(t_i - t_e)}$$

Où :

$\sum L$: somme des accroissements de la chaleur dues aux murs, toitures, fenêtres et électromoteurs.

t_i : température intérieure en (°C).

t_e : température extérieure en (°C).

- On calcul l'accroissement de la chaleur due aux moteurs :

$$L = 860 \cdot P_m \cdot N \cdot K \cdot \frac{1 - R_m}{R_m}$$

Où :

R_m ;rendement moyenne du moteur.

L : Chaleur produite par les moteurs en (Kcal/h)

P_m : Puissance installée du moteur $P_m = (355.122) \text{ KW}$

N : Nombre de groupes en fonctionnement $N = (3 \cdot 3)$.

K : Coefficient de la charge du moteur $K = P_p / P_m$

P_p : Puissance absorbée de la pompe $P_p = (305,36.105,00) \text{ KW}$

$$K_1 = 0,86 ; K_2 = 0,86$$

R_m : Rendement moyen du moteur $R_{m1} = 0.79 ; R_{m2} = 0.75$

$$\text{donc : } L_1 = 860 \cdot 355 \cdot 3 \cdot 0,86 \cdot \frac{1 - 0,75}{0,75} = 262558 \text{ Kcal/h}$$

$$L_2 = 860 \cdot 122 \cdot 3 \cdot 0,86 \cdot \frac{1 - 0,73}{0,73} = 100119,50 \text{ Kcal/h}$$

$$L_1 = 262558 \text{ Kcal/h}$$

$$L_2 = 100119,50 \text{ Kcal/h}$$

- Accroissement de la chaleur a travers les murs :

$$L_m = S \cdot \alpha m$$

Où : L_m : Accroissement de la chaleur a travers le mur.

S : Section du mur

αm : coefficient d'accroissement

le meme travail pour les toitures et les fenêtres.

On considère que la chaleur produite par les murs, les fenêtres et la toiture est de 10 % de celle dégagée par les moteurs.

D'où la chaleur totale de la station sera :

$$\sum L_1 = 1,1 \cdot 262558 = 288813,80 \text{ Kcal/h.}$$

$$\sum L_2 = 1,1 \cdot 100119,50 = 110131,5 \text{ Kcal/h.}$$

La température de sortie de l'air est : $t_i = 40^\circ\text{C}$

La température extérieure : $t_e = 45^\circ\text{C}$

$$Q = \frac{\sum L}{0.288(te - ti)}$$

$$Q_1 = 200565 \text{ m}^3/\text{h.}$$

$$Q_2 = 76480,2 \text{ m}^3/\text{h.}$$

V -7 Système de drainage :

Le système de drainage est conçu pour l'évacuation des eaux en cas de fuite, de réparation, de nettoyage ou de n'importe quelle apport d'eau dans la salle des machines.

Et comme notre station est proche de l'oued, on prévoit un drainage par puisard.

Conclusion :

Dans ce chapitre , on a pu équiper notre station par des équipements auxiliaires afin d'améliorer le mode de fonctionnement de la station et de lui assurer une durée de vie convenable à travers la bonne gestion.

Chapitre **VI**

Dimensionnement des lagunes

Dimensionnement des lagunes

Introduction :

Le traitement des eaux usées par les procédés de lagunage se caractérise d'abord par sa grande simplicité. Une autre caractéristique importante est son grand pouvoir tampon face aux variations de charges organiques ou hydrauliques, en raison du temps de rétention hydraulique qui est beaucoup plus élevé que dans les autres procédés.

VI-1 Définition :[3]

Le lagunage est une technique d'épuration qui met en œuvre des bassins naturels dans lesquels séjourne l'eau à épurer pendant une période plus ou moins longue, ou est toute dépression ou excavation naturelle ou artificielle dans laquelle s'écoulent naturellement les eaux usées brutes ou décantées, pour ressortir dans un état dont elles ne risquent pas d'altérer la qualité du milieu récepteur.

Ci-après on a les différentes variantes de lagunage

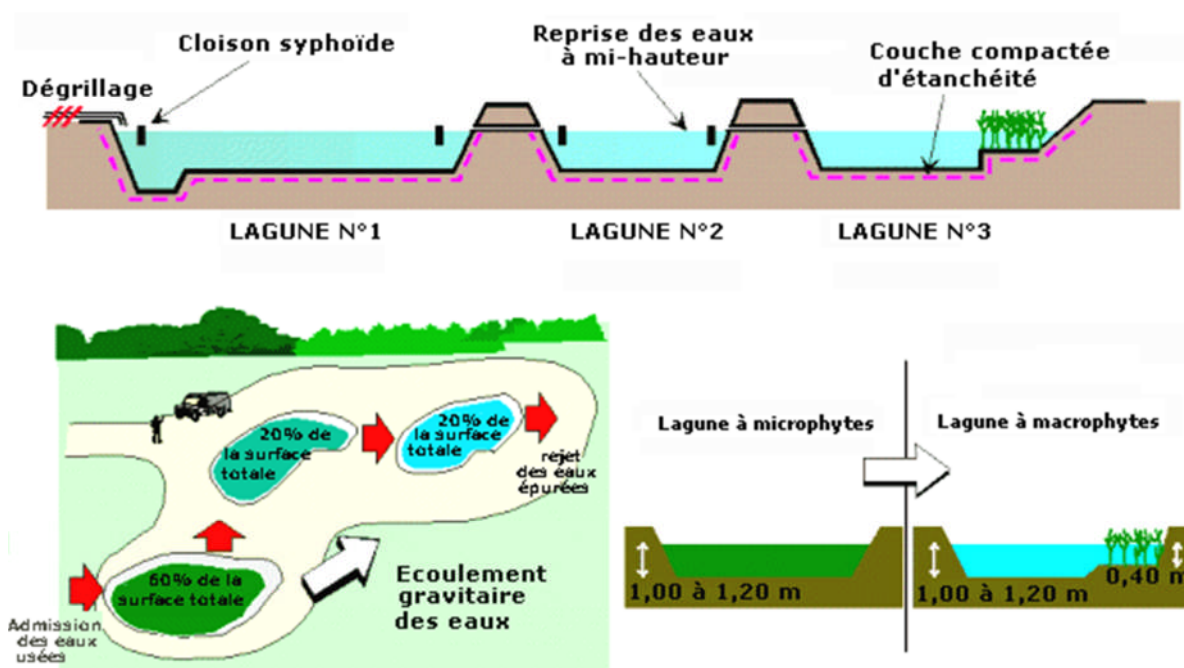


Figure VI-1 Les différents types de lagunes

Le lagunage est un procédé naturel d'épuration des eaux usées qui permet une séparation des éléments solides de la phase liquide par sédimentation, et une épuration biologique due essentiellement à l'action des bactéries.

Les bassins de lagunage sont généralement aux nombres de trois. Ils sont destinés à recevoir de l'eau, la traiter pendant un certain temps pour la restituer ensuite au milieu récepteur. Un bassin de lagunage, s'il est assez simple dans sa réalisation et dans son aspect extérieur, est en réalité un système d'épuration où entrent en jeu toute une série de processus physiques,

chimiques et biologiques extrêmement complexes.

Le fonctionnement repose sur la constitution d'une chaîne alimentaire complète, il est basé sur la symbiose entre de véritables êtres vivants : les algues et les bactéries. L'écosystème est très complexe car l'action des êtres vivants est dépendante de très nombreux facteurs non maîtrisables : la température, l'ensoleillement

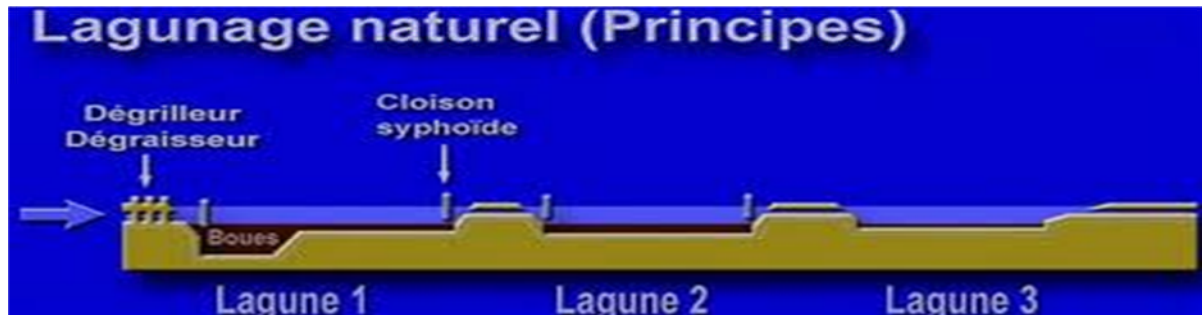


Figure N°VI-2: Principes de lagunage naturel

VI-3 Domaine d'application recommandé :

Conseillée de 300 à 1000 Equivalents-Habitants (EH) – possible à partir de 100 EH (de 100 à 300 EH : 2 bassins sont suffisants) et jusqu'à 2 000 voir 3 000 EH.

Emprise foncière :

Globalement : 20 m²/EH dont 10 à 15 m²/EH pour les ouvrages de traitement.

VI-4 Les différents types de lagunage :[5]

Le lagunage est dépendant des facteurs climatiques surtout de la température (qui va favoriser l'action des bactéries, l'évaporation), du vent (qui va favoriser les échanges gazeux, le brassage de l'eau); la pluviométrie (pour le niveau de l'eau), et l'ensoleillement (qui permet la photosynthèse). Le rendement épuratoire varie selon la taille, la forme et le nombre de bassins qui est fonction du temps de séjour et des conditions climatiques locales.

Un système de lagunage est généralement constitué de trois bassins en série. Sur ce modèle de base, de nombreuses filières de traitement peuvent être adapté selon les besoins.

VI-4-1 Le lagunage naturel :

Ce mode a pour principe d'utiliser la végétation aquatique comme agent épurateur des eaux polluées.

L'épuration des effluents est réalisée essentiellement par des bactéries aérobies dont l'oxygénation est assurée par l'action chlorophyllienne de végétaux qui participent aussi à la synthèse directe de la matière organique :

VI-4-1-1 Lagune à MICROPHYTES :-

A/Description : c'est le système le plus simple.

Un bassin de 2m de profondeur, Pour éviter l'installation de plantes autre que les algues unicellulaires, reçoit des eaux brutes chargées de matières organiques après un dégrillage et

un passage dans un bac dégraisseur. la présence d'une pellicule graisseuse compromettrait le bon fonctionnement du système.

B/Fonctionnement : repose sur l'action combinée des algues unicellulaires et des bactéries .grâce au rayonnement lumineux, les algues produisent de l'oxygène qui permet la respiration et le développement des colonies bactériennes .les bactéries ainsi que certains champignons microscopiques, dégradent la matière organique en azote ammoniacal. Celui-ci, dans un milieu bien oxygène, se transforme en nitrates assimilables par les algues, tout comme les phosphates qui proviennent en majeure partie des eaux de lessives .les algues se multiplient alors dans le milieu et ainsi de suite.

C/Avantage : rapidité de la mise en route du processus .c'est pourquoi les lagunes à MICROPHYTES sont indispensables dans tous les systèmes de lagunage .pour compléter l'épuration, il est bon de les faire suivre de bassins dédiés aux macrophytes.

d-entretien : pompage des boues résiduelles quand elles occupent 30% du volume du bassin, soit tous les 5 à 10 ans. On peut obtenir un compost de bonne qualité en les mélangeant avec les roseaux fauchés lors de l'entretien annuel des bassins à MACROPHYTES.

En cas de surcharge organique, il est nécessaire de pomper de l'eau du bassin de finition pour diluer l'effluent.

VI-4-1-2 Lagune à MACROPHYTES :

A/description : plantation de végétaux (scirpes lacustres, phragmites, massettes, iris, joncs) dans 0,6m d'eau sur un substrat sablo-graveleux de 0,4m d'épaisseur.

C/Avantage : la plupart des MACROPHYTES est capable d'assimiler les métaux lourds, toujours présents dans les eaux usées et nocifs pour l'environnement.

D/Entretien : faucardage annuel , en octobre, et enlèvement des parties aériennes des MACROPHYTES afin qu'elles ne se décomposent pas sur place, ce qui aurait pour conséquences de consommer de l'oxygène dissous, au préjudice de l'épuration, de former de la vase, et de remettre en circulation finalement les sels minéraux absorbés .par ailleurs, le faucardage a pour effet de rajeunir la communauté végétale et d'entretenir sa vigueur .il peut être nécessaire, tous les vingt ans, de pomper les boues accumulées.

E/Variantes : les filtres à phragmites mettent en œuvre exclusivement des roseaux plantés dans des bassin disposés en série et étanchés par des géo-membranes sur un substrat de

gravier et de sable, régulièrement aère par des événements, les effluents circulent verticalement ou horizontalement selon le type d'installation, mettant en œuvre différentes techniques qui sont du ressort de sociétés spécialisées. Les phragmites ne servent pas que de supports pour les colonies bactériennes : elles empêchent le colmatage du substrat, qui doit rester filtrant, et contribuent à l'oxygéner. L'entretien se limite à un faucardage annuel et à l'exploitation, tous les dix ans, d'un terreau riche issu de l'accumulation des boues. Les systèmes à lit horizontaux sont plus délicats à mettre en œuvre et entretenir que les systèmes à lit verticaux.

VI-4-2 Le lagunage aéré :

Contrairement au lagunage naturel où l'oxygène est fourni par la photosynthèse et le transfert à l'interface eau-atmosphère, dans le cas du lagunage aéré l'oxygène est produit artificiellement (aérateurs mécaniques, insufflation d'air...)

A la différence des "boues activées", il n'y a pas de recirculation de la culture bactérienne. C'est donc un procédé intermédiaire entre le lagunage naturel et les procédés biologiques traditionnels. Le traitement se compose de deux types de lagunes : lagune d'aération et lagune de décantation.

VI-4-3 Le lagunage anaérobie :

Dans ces lagunes, le rendement d'épuration escompté dépend essentiellement du développement d'une fermentation méthanique. Il n'est de ce fait applicable que sur des effluents à fortes concentrations et, le plus souvent, à titre de prétraitement avant un deuxième stade d'épuration de type aérobie. Les principes fondamentaux de ce système d'épuration sont surtout utilisés en climat tropical.

VI-4-4 Le lagunage à haut rendement :

C'est une technique particulière où l'épuration des eaux usées est obtenue grâce à une production algale particulièrement intensive. Dès sa création, le lagunage à haut rendement a été considéré non seulement comme une technique d'épuration des eaux usées, mais aussi comme un procédé de production d'une biomasse algale d'intérêt alimentaire, permettant donc une valorisation des eaux usées des villes et des industries agroalimentaires. Le lagunage à haut rendement offre aujourd'hui certainement le plus grand potentiel de développement biotechnologique basé sur les micro-algues.

VI-4-5 Lagune composite (mixte):

Ce type de bassins fait associer une partie composée de MICROPHYTES et une partie plantée en MACROPHYTES pour pouvoir assurer un faucardage régulier des végétaux,

Figure N°VI -3 : lagune composite (mixte)**VI-5 Les avantages et les inconvénients du lagunage écologique :****A/ Les avantages :**

Le lagunage est un procédé rustique, écologique, fiable et peu onéreux avec des résultats hautement satisfaisants en matière de décontamination. Il présente quatre avantages particuliers : en termes d'économie, d'écologie, d'aménagement du territoire et de pédagogie. D'un point de vue économique, les stations de lagunage coûtent 1/3 moins cher qu'une station classique mais la rentabilité est surtout visible pour l'entretien : moins coûteux, absence de consommation d'énergie et de produits chimiques, ne demandant pas de personnel qualifié. Ecologiquement parlant, les bassins de lagunage développent tout un écosystème : les végétaux aquatiques servent ainsi de support et de nourriture à une faune nombreuse, qui contribue à accroître la biodiversité du secteur.

Alors que les communes rurales sont de plus en plus attentives à l'aménagement de leur territoire, ce type d'assainissement assure une intégration parfaite dans le contexte paysager : champs, étang communal, etc. En fin, un bassin de lagunage peut servir de support à des sujets de pédagogie très diversifiés : l'eau, l'assainissement, la faune et la flore aquatiques

B/ Les inconvénients :

Le seul inconvénient est son emprise foncière : il est en effet indispensable de trouver une surface de terrain suffisante puis de l'adapter aux conditions de lagunage spécifiques (terrain imperméable, étanchéité des bassins).

.VI-6 Dimensionnement et construction du lagunage :[4]**VI-6-1 Calcul des lagunes naturelles :**

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement des lagunes naturelles et en raison de cette diversité, on va effectuer une revue critique des bases de dimensionnement les plus répandues, avant de proposer une méthode simple applicable dans cadre algérien et spécialement pour notre étude.

Le dimensionnement s'effectue le plus souvent de façon semi- empirique, en fixant une charge organique maximale admissible. L'ensoleillement et la température constituent les paramètres essentiels, ils conduisent à des modèles simplifiés climatiques donnant la charge organique maximale admissible en fonction de la température mensuelle minimale.

VI-6-1-1 La première méthode :

La charge admissible en DBO5 sur une lagune est donnée par

$$DBO5_{\max} = 11,2 (1,054)^{(1,8 T_m + 32)}$$

Avec :

$DBO5_{\max}$ en Kg/ha/ j

T_m température moyenne mensuelle du mois le plus froid de l'année en (c°).

La superficie de la lagune est donnée par la relation suivante :

$$S_H = DBO5_{\text{entrée}} Q / DBO5_{\max}$$

Avec :

S_H : en (ha).

$DBO5_{\text{entrée}}$ en Kg/m3.

Q débit d'alimentation (m3/j).

VI-6-1-2 La deuxième méthode :

Elle permet de déterminer le volume de la lagune par la formule suivante :

$$V = 3,5 \cdot 10^{-5} \cdot N \cdot q \cdot DBO5_{\text{entrée}} \cdot 1,085^{(35 - T_m)}$$

Avec :

N : nombre d'équivalents habitants.

$DBO5_{\text{entrée}}$: concentration de l'effluent à l'entrée de la station

q : l'apport d'eau par habitant et par jour (l/j/hab.)

T_m : T_m température moyenne mensuelle du mois le plus froid de l'année en (c°).

La profondeur H est prise entre 1 et 3 m.

La surface sera donnée par :

$$S_H = V/H.$$

VI-6-1-3 Troisième méthode :

L'équation utilisée pour la conception des bassins de lagunage est celle développée par D.MAR et ARTHUR, approuvée par la banque mondiale pour le traitement des eaux par lagunage.

Cette équation est basée sur une réduction de la DBO5 en surface pour toute charge comprise entre 33,7 et 561 Kg DBO5/ha .j.

Ces auteurs ont établi des analyses de régression sur une large gamme de valeur de performance et ont trouvé une relation étroite entre la charge maximale appliquée en surface et température ambiante minimale mensuelle moyenne de l'air (T_A).

$$DBO5_{\max} = 20 T_A - 60$$

Avec :

$DBO_{5\max}$: charge maximale en surface (Kg DBO_5 /ha .j)

T_a : température minimale mensuelle en $^{\circ}C$.

La superficie de la lagune est donnée par la formule suivante : (ha).

$$S = (DBO_{5\text{ entrée}} / DBO_{5\max}) Q.$$

Avec :

S ; superficie de la lagune en (ha).

Q : débit d'eaux usées entrant (m^3/j).

$DBO_{5\text{ entrée}}$: charge de pollution entrante.

H : profondeur choisie entre (0,8 et 3m).

Remarque : cette méthode est déjà utilisée dans le cadre algérien.

(Lagunage de nouvelle ville de BELHEDJI Yousef, wilaya de Tlemcen).

VI-6-1-4 Quatrième méthode :

Le dimensionnement par cette méthode, s'effectue le plus souvent de façon semi –empirique, en fixant une charge organique maximale admissible, une règle pratique indique qu'à 16° , la charge organique par hectare ne doit pas dépasser 60 Kg/J/ha ou encore 6g/m²/J c'est –à-dire.

$$Q / (l_0 - l_f) / S < 6g/m^2/j$$

Avec :

Q : débit d'eaux usées entrant (m^3/j).

L_0 : valeur de la $DBO_{5\text{ initiale}}$ admise dans la lagune en g/ m^3 .

L_f : valeur de la DBO_5 de l'effluent traité en g/ m^3 .

S : surface de lagune (m^2).

Ce qui peut s'écrire en remarquant que : $V = S * H$ et $t_i = v / Q$.

$$(l_0 - l_f) / t_i < 6g/m^2/j/H.$$

On a par ailleurs :

$$L_f / L_0 = 1 / (1 + K T * t_j)$$

En combinant avec la relation précédente, on obtient à la relation suivante :

$$H \leq 6 / (k t * L_f)$$

Pour la valeur supérieures, l'aération se fait mal .dans ce cas on n'obtient pas la dégradation souhaitable, le calcul de la dégradation obtenue se fait suivant la relation :

$$L_f / L_0 = 1 / (1 + K t * t_j)$$

$K t$: varie en fonction de la température suivant la relation :

$$K_t = 0,1811(1,084)^{T-16}$$

Avec :

T : la température en $^{\circ}C$ on aura donc la relation ci- dessous :

$$L_f = L_0 / 0,1811 * t_j * (1,084)^{T-16}$$

Sous la réserve que la profondeur de la lagune soit inférieure à (A), dans le tableau apparaissent les valeurs du rapport

L_f / L_0 (exprimées en %) en fonction du temps de rétention et de la température.

Tableau N°VI -1: Valeurs en (%) de L_f / L_0 :

T_c° t_j	5	10	20	30	50	75	100	200
0	80	67	50	40	29	21	17	9
5	73	57	40	31	21	15	12	6
10	64	47	31	23	15	11	8	4
15	52	36	22	16	10	7	5	3
20	44	29	18	12	7	5	4	2
25	35	21	12	8	5	3	3	1
30	26	15	8	6	3	2	2	1

Dans le tableau apparaissent les valeurs de L_0 qui peuvent être admise pour une profondeur de 1 m :

Tableau N°VI-2: Les valeurs de L_0 qui peuvent être admise pour une profondeur de 1m.

T t_j	5	10	20	30	50	75	100	200
0	150	180	240	300	420	570	720	1320
5	110	140	200	260	380	530	680	1280
10	83	113	173	234	353	504	653	1253
15	63	93	153	213	333	483	633	1233
20	53	84	114	203	323	473	623	1223
25	46	76	136	196	316	466	616	1216
30	41	71	131	191	311	461	611	1210

Les valeurs donnée dans les deux tableaux reflètent l'allure du comportement des lagunes naturelles et montrent que :

Pour des performances d'abattement élevées, les températures basses entraînent des temps de

séjours importants, par exemple pour d'abattement en 16 C° il faut 52 jours

Si la DBO₅ entrante augmente, alors pour maintenir les conditions aérobies, c'est-à-dire pour respecter la règle

$$h < 6 / L_f \cdot K t$$

Les temps de rétention doivent s'accroître et ceci en même temps que la température en raison de l'accélération de la dégradation qui exige une meilleure aération, obtenue par une profondeur moindre des bassins ou une surface de contact plus étendue.

VI-6-1-5 Cinquième méthode :

Dans ce cas, le dimensionnement des installations repose sur la surface du plan d'eau par habitant raccordé par exemple la règle courante en France est de prendre (10m² de surface /habitant).

Les études ont montré que les constructeurs respectent le plus souvent cette règle.

VI-6-1-6 Sixième méthodes :

Dans cette méthode, le calcul de surfaces des lagunes repose sur la charge organique reçue par unité de surface .exprimées en charge organique, les valeurs préconisées sont :

100 KgDBO₅ /ha/J entrante dans le bassin en tête.

50 KgDBO₅ /ha/J sur l'ensemble du lagunage.

Cette méthode a été appliquée dans le cadre marocain ($T_m < 10^\circ \text{C}$), la profondeur choisie est de 1m.

Cette charge sera répartie en trois lagunes (1/2, 1/4, 1/4)

VI-6-1-7 Septième méthode :

Dans cette méthode, le calcul est basé sur la concentration maximale et la profondeur (formule sud -africaine), SHAWW, MEIRING et VAN ECK en 1962 ont établi une équation liant la concentration de l'effluent traité avec la profondeur du bassin, soit

$$L_f = 600 / (0,18.H + 8)$$

Aves : H en mètre

Dans le cas de bassins disposés en série, MARAIS propose la relation suivante :

$$L_f = 600 / (0,18.H + 8) ; \quad 0,9 < H < 1,5$$

VI-6-1-8 Huitième méthode :

OSWALD et GOTAAS proposent une équation complexe faisant intervenir la chaleur de combustion (h) , une facteur F exprimant le rendement de la lumière convertie , l'énergie solaire (S) et la concentration des algues (Cc).

$$t_j = h \cdot Cc \cdot H / F \cdot S \cdot 1000$$

t_j : Le temps de séjour en jour.

h : la chaleur de combustion en (cal/g).

H : la profondeur est en Cm.

S : l'énergie solaire en g.cal/cm².j

Cc : la concentration des algues en mg/l.

VI-6-2 Conception des lagunes :

La bonne conception des lagunes suit certaines règles qui sont résumées ci-dessous :

Le choix définitif de la méthode appropriée pour le dimensionnement du système de lagunage apparait très délicat vue la diversité des méthodes et conditions très variées d'application de chacune d'elle.

Dans cette étude, on opte pour la Troisième méthode pour les avantages :

- ✓ Approuvée par la banque mondiale.
- ✓ S'adapte bien au climat des pays méditerranéens.
- ✓ Méthode récente et simple.
- ✓ Conforme aux conditions du site choisi.

$$DBO_{5\max} = 20 T_a - 60$$

Avec :

$DBO_{5\max}$: charge maximale en surface (Kg DBO_5 /ha .j)

T_a : température minimale mensuelle en C°.

La superficie de la lagune est donnée par la formule suivante : (ha).

$$S = (DBO_{5\text{ entrée}} / DBO_{5\max}) Q.$$

Avec :

S ; superficie de la lagune en (ha).

Q : débit d'eaux usées entrant (m³/j).

DBO_5 entrée : charge de pollution entrante.

H : profondeur choisie entre (0,8 et 3m).

VI-6-3 Le dimensionnement des lagunes :

VI -6-3-1 Le dégrillage :

Il s'agit de séparer des eaux brutes, les matières les plus volumineuses, en faisant passer l'effluent d'entrée à travers des barreaux dont l'espacement est déterminé en fonction de la nature de l'effluent, afin d'éviter les risques de colmatage. Généralement pour les stations de lagunage un grilleur simple à nettoyage manuel dans le cas d'admission des eaux gravitaire ment, avec une fréquence de nettoyage une fois par semaine par temps sec et plus en cas d'orage sur réseaux unitaires. Il est nécessaire de procéder à un dégrillage grossier suivit d'un dégrillage fine.

Le champ de grille, généralement incliné à environ 60° sur l'horizontale.

La vitesse de passage de l'eau brute est comprise entre 0.3 et 1.3 m/s.

Le nettoyage est assuré manuellement pour le dégrillage grossier et automatiquement pour le dégrillage fin par un dispositif alternatif (râteau, grappin, ou poche pivotante) qui remonte les détritiques le long du champ de grille.

Le dimensionnement du dégrilleur (grille grossière et grille fine) a été effectué pour l'horizon 2040. Les grilles sont dimensionnées avec une vitesse de passage de l'eau brute (v) qui varie entre 0.60 m/s et 1.20 m/s, pour notre cas en prendre $v = 1.00$ m/s.

A/Dimensions: On peut estimer la largeur de la grille par la formule **KIRCHMER**:

$$L = \frac{S \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \delta} \quad \text{avec : } S = \frac{Q_p}{V_e}$$

- S : surface de la grille (m^2)
- Q_p : débit pointe, $Q_p = 616,96$ l/s. avec les deux stations de pompage.
- v_e : vitesse d'entrée des eaux brutes, comprise entre 0.6 et 1 m/s
- $H_{\max}$: hauteur maximum d'eau, on suppose qu'elle égale 1m.
- δ : coefficient tenant compte du mode de dégrillage tel que :

$\delta = 0,25$ si le dégrillage est manuel

$\delta = 0,5$ si le dégrillage est mécanique.

- α : l'angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal généralement. ($\alpha = 60^\circ$)
- β : Coefficient de colmatage, $\beta = d / (d + e)$
 e : espacement entre les barreaux ($e = 5$ à 10 cm (Grilles grossières), $e = 0.3$ à 1 cm (Grilles fines)).

d : épaisseur des barreaux de la grille, $d = 2$ cm (Grilles grossières), $d = 1$ cm (Grilles fines).

On choisit le dégrillage manuel. Avec $\delta = 0,25$ et une grille grossière.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau N°VI-3 Dimensionnement du dégrilleur

Type de grille	Grille grossière.
Caractéristiques	$\beta = 0.25$ $V_e = 1$ m/s
L (m)	2,85

Alors le nombre des barreaux est $N=L/(e+d)$

On choisie un grilles grossières donc

Donc $N=2,85/(0,02+0,06)=36$ barres.

VI -6-3-2 Calcul de la surface des bassins du lagunage naturel :

La surface est répartie en trois lagunes (1/2,1/4,1/4).

$DBO5_{max} = 20 Ta - 60 = 4,4. 20 - 60 = 28$ Kg DBO5/ha .j

$DBO5_{entrée} = 40\text{mg/l} = 0,040\text{Kg DBO}_5/\text{m}^3$.

La superficie de la lagune est donnée par la formule suivante : (ha).

$S = (DBO5_{entrée} / DBO5_{max}) Q = 76,055$ ha Alors $S = 76,055$ ha.

Vu l'importance de la surface on doit distribuer le débit sur deux bassins on tête parallèles, chacun suivi en série comme, il est montré sur ce schéma.

VI -6-3-3 Dimensionnement des bassins :

A/ Bassin en tête :

C'est un bassin d'une profondeur d'eau de 1 m contenant un fossé de 1 m de profondeur qui occupe le première un tiers du bassin avec un pente de talus de 1/2 et une couche d'argile de 0,2 m pour l'étanchéité le long du fond du bassin et sur les parements des digues.

Le rapport longueur /largeur = (3 à 5).

.on choisie $L/l=3$.

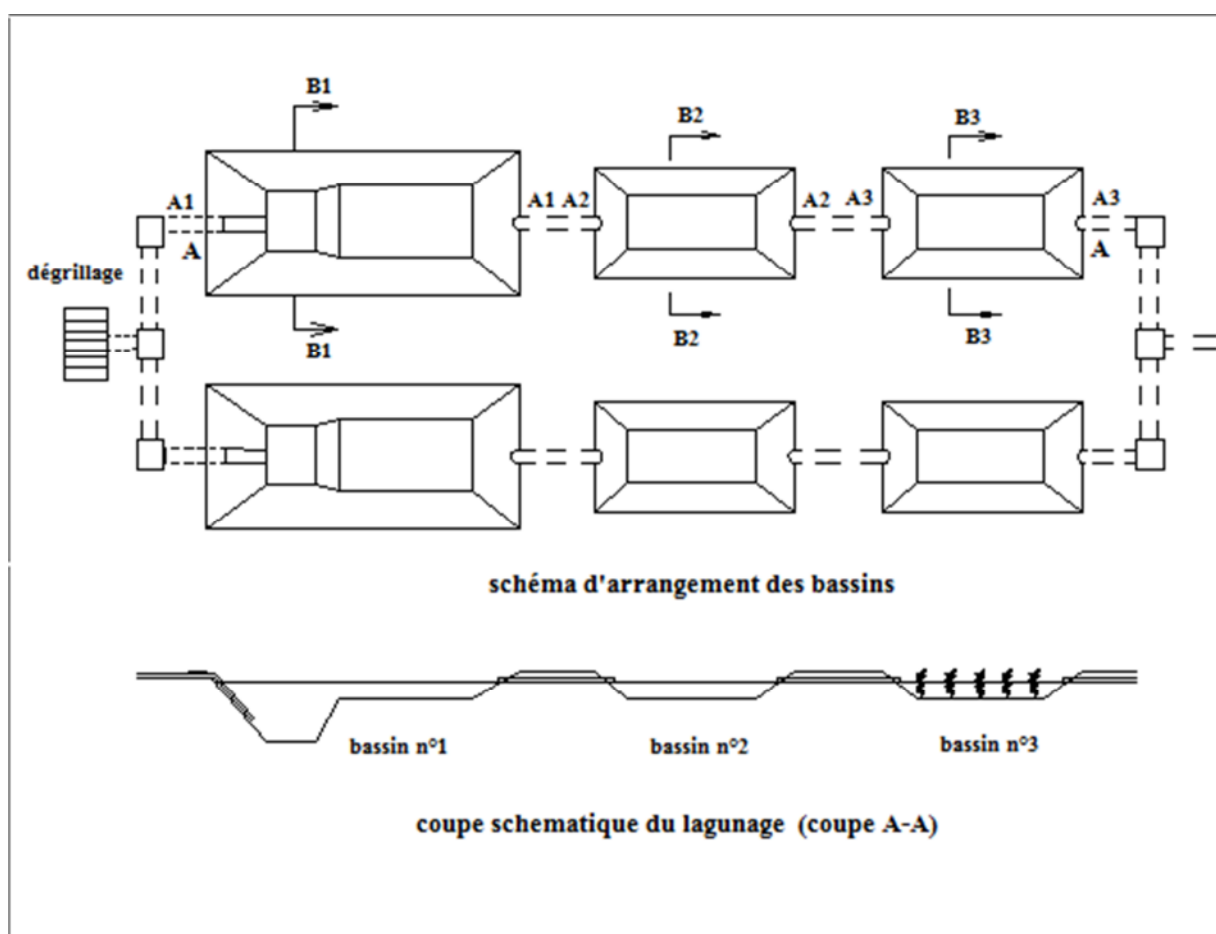
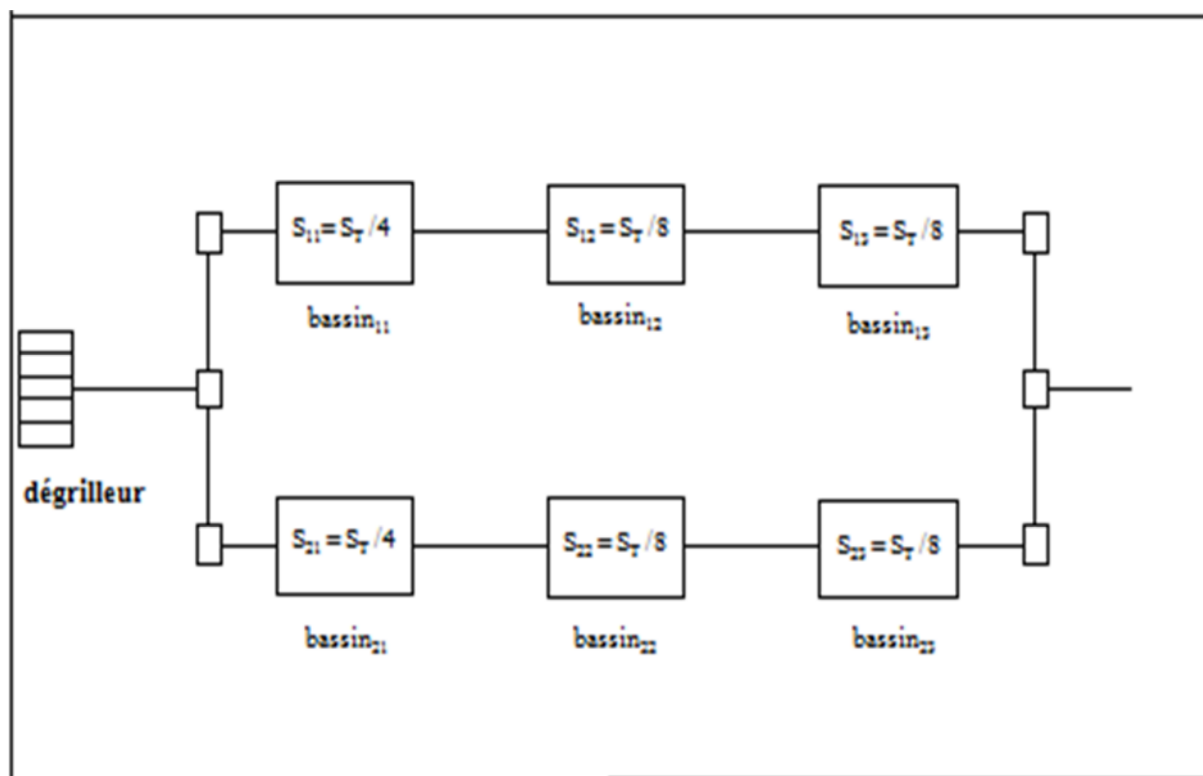
Les dimensions sont portées sur les coupes A-A.B-B

B/ Bassin secondaires : on garde toujours le rapport ($L/l = 3$)

Avec une profondeur du second bassin $h=1\text{m}$.

C/ Bassin troisième :

On garde toujours le rapport ($L/l = 3$), Avec une profondeur $h=0,4\text{m}$.



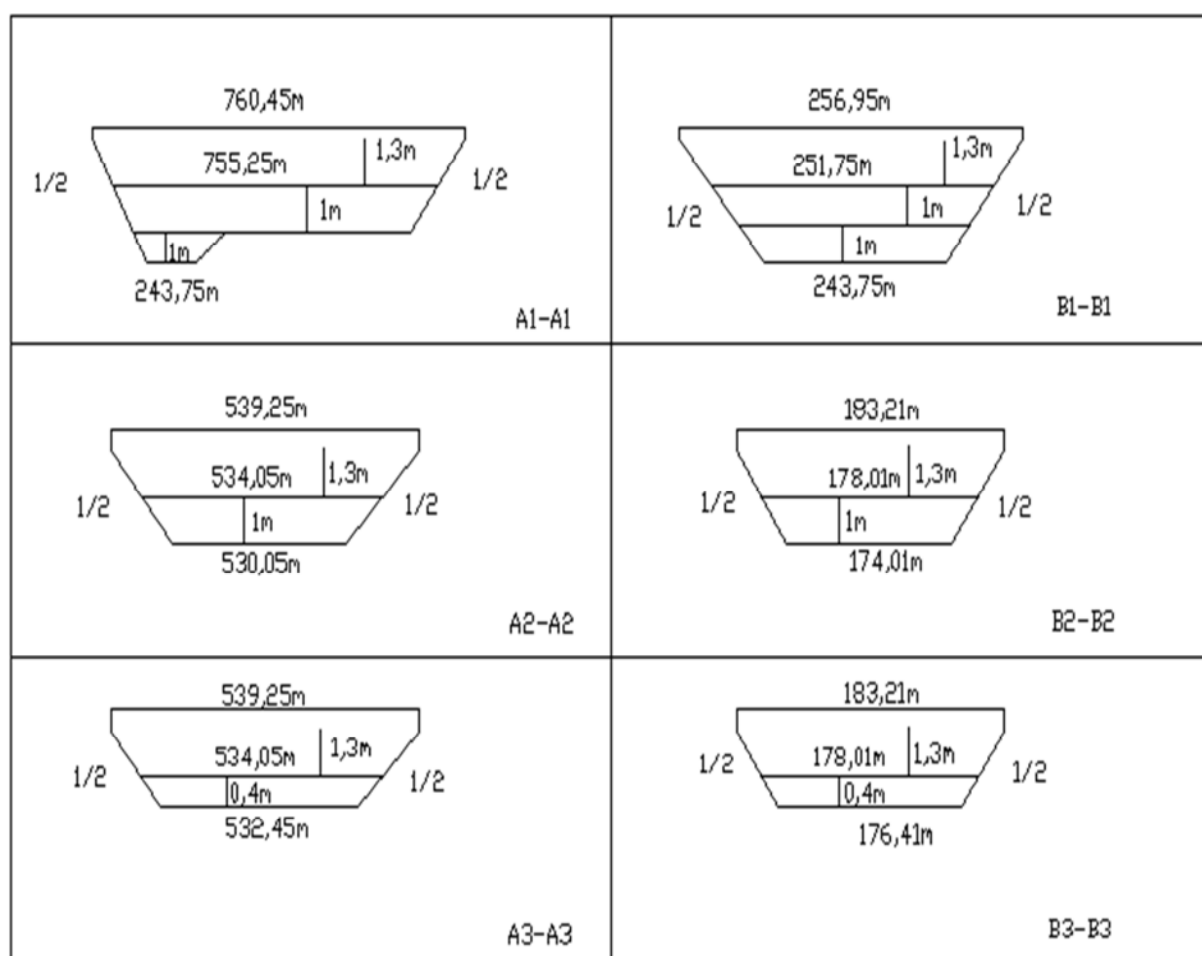


Figure N°VI-3 : Coupe schématiques des lagunes

VI -8 Calcul du temps séjour :**A/ Bassin en tête :**

$S_T = 760550 \text{ m}^2$, ET on a $S_1 = S_T/4$ et $L/l=3$

$S_1 = 190137,5 \text{ m}^2$ donc $l_1 = 251,75 \text{ m}$ et $L_1 = 755,25 \text{ m}$.

$V_f = (243,75)^2 + (247,75)^2 = 60397,0625 \text{ m}^3$.

$V_{1 \text{ eau}} = V_f + (751,25 \cdot 247,75 + 251,75 \cdot 755,25)/2 = 248525,25 \text{ m}^3$.

$T_{s1} = V_{1 \text{ eau}} / (Q_j/2) = 248525,25 / 26696,736 = 9,309 \text{ jours}$.

$T_{s1} = 9 \text{ jours et } 7 \text{ heures et } 25 \text{ minutes}$.

B/ Deuxième bassin :

$S_2 = S_T/8 = 95068,75 \text{ m}^2$ donc $l_2 = 178,01 \text{ m}$ et $L_2 = 534,05 \text{ m}$

$V_{2 \text{ eau}} = (534,05 \cdot 178,01 + 174,01 \cdot 530,05)/2 = 93650,125 \text{ m}^3$.

$T_{2s} = V_{2 \text{ eau}} / (Q/2) = 93650,12 / 26696,736 = 3,507 \text{ j}$.

$T_{2s} = 3 \text{ jours et } 12 \text{ heures } 11 \text{ minutes}$.

C/ Troisième bassin :

$$S_3 = S_T/8 = 95068,75 \text{ m}^2 \text{ donc } l_3 = 178,01 \text{ m et } L_3 = 534,05 \text{ m}$$

$$V_{3 \text{ eau}} = 0,4(534,05 \cdot 178,01 + 174,01 \cdot 530,05)/2 = 37460,05 \text{ m}^3.$$

$$T_{3S} = V_{3 \text{ eau}}/(Q/2) = 37460,05/26696,736 = 1,40 \text{ j}$$

$$T_{3S} = \text{1 jour et 9 heures et 40 minutes.}$$

Le temps de séjour total d'une particule de l'entrée à sortie de la lagune est :

$$T_S = T_{s1} + T_{s2} + T_{s3} = \text{14 jours et 5 heures et 16 minutes.}$$

VI -9 Calcul de rendement :

La charge à la sortie du système d'épuration : bassin_{11}

$$\text{DBO}_{5F} = (\text{DBO}_{5i} \cdot 1) / (1 + k_t \cdot T_S).$$

DBO_{5F} : la charge à la sortie des lagunes (mg/l).

DBO_{5i} : la charge initiale (mg/l).

T_S : le temps de séjour.

K_t : constant de vitesse en j-1 voir le tableau

Tableau N°VI-4 Valeurs de K_t en fonction de la nature de l'effluent :

Type de l'effluent	K_t en j-1
Effluent urbaines bruts	0,35 à 0,39
Effluents d'un traitement primaire	0,35
Effluents d'un traitement secondaire	0,12 à 0,23
Effluents de robinet	<0,12

Donc $k_t = 0,37$ (Effluent urbaines bruts).

$$\text{DBO}_{5F} = (40,1) / (1 + 0,37 \cdot 14,21) = 6,40 \text{ mg/l.}$$

$$\text{DBO}_{5F} = \text{6,40 mg/l}$$

Le rendement: $R = (\text{DBO}_{5i} - \text{DBO}_{5F}) / \text{DBO}_{5i} \quad \mathbf{R = 84 \%}.$

C'est un taux très acceptable car l'épuration par lagunage est plus efficace dans la réduction de l'azote et le soufre et l'élimination des germes pathogènes.

Conclusion:

En utilisant la Troisième méthode, et en répartissant le débit total à évacuer sur trois bassins nous avons projeté trois lagunes dont les dimensionner sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau N°VI-5 Les dimensionnées de station d'épuration :

Bassin de lagunage	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)
Bassin en tête	256,95	760,45	3,3
Deuxième bassin	183,21	539,25	2,3
Troisième bassin	183,21	539,25	1,7

Chapitre **VII**

Organisation de chantier

Organisation de chantier

Introduction

Les terrassements représentent la partie notable de l'exécution de notre ouvrage (Partie souterraine, la conduite de refoulement et gravitaire ...)

En général l'exécution des terrassements n'est pas un travail difficile, elle se complique cependant dans certains cas naturels tels que les mauvais terrains, rencontre des venues d'eau ou autres telles que les voies ferrées, les routes...

VII-1 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

A/ Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.



Figure VII-1 : Bulldozer

A-1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.

Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.



Figure VII-2 : Niveleuse automotrice

B/ Pour l'excavation des tranchées : On utilise une pelle équipée en rétro



Figure VII-3: Pelle équipée en rétro

B-1 Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.



Figure VII-4: Chargeur

C// Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :
Un châssis.



Figure VII-5: Rouleau lisse

VII -2 Exécution des travaux des deux stations de pompage :**VII -2-1 Calcul des volumes :****VII -2-1-1 Décapage de la couche de terre végétale :**

$$V_{cv} = L \cdot B \cdot e$$

Avec : V_{cv} : volume de la terre décapée en (m³),

L : la longueur de la parcelle $L_1=16m$, $L_2=20m$.

B : la largeur de la parcelle $B_1=9m$, $B_2=10m$.

e : épaisseur de la couche $e_1 = 15 \text{ cm}$, $e_2 = 15 \text{ cm}$.

$$V_{cv1} = 16 \cdot 9 \cdot 0,15 = 21,6m^3$$

$$\text{Donc : } V_{cv1} = 21,6 m^3 ; V_{cv2} = 30 m^3$$

VII -2-1 -2 Déblais :**A/ La bache :**

$$V_d = L \cdot B \cdot H$$

V_d : volume excavé en (m³)

L : longueur de la bache en (m)

B : largeur de la bache en (m)

H : hauteur de la bache en (m)

$$V_{d1} = V_{d1} = 370,88m^3 \text{ déjà calcul en chapitre IV.}$$

B/ La chambre des vannes :

$$V_d = L \cdot B \cdot H$$

V_d : volume excavé en (m³)

L : longueur de la chambre $L=14m$

B : largeur de la chambre $B=3m$

H : hauteur de la chambre $H=1,5m$

$$V_{d1} = (14 \cdot 3 \cdot 1,5) = 63m^3 \quad V_{d2} = (14 \cdot 3 \cdot 1,5) = 63m^3$$

C/ Déblais total de la station :

$$V_t = \sum V_d \cdot K_f \quad V_t :$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Tableau N°VII -1 : Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limon argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.3

Pour notre cas on a : $K_f = 1,10$.

$$V_{t1} = (63+370,88+21,6) \times 1,1 = 501,03 \text{ m}^3 \quad V_{t2} = (63 + 370,88 + 30) \times 1,1 = 510,27 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{t1} + V_{t2} = 1011,30 \text{ m}^3.$$

VII-3 Exécution des travaux de la conduite de refoulement :

Les principales opérations à exécuter par ordre chronologique sont :

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblaiement des tranchées.
- Transport des sols excédentaires.

VII-3-1 Calcul des volumes de terrassement :

A/ Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer toujours par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs

$$V_{cv} = L \times B \times e$$

Avec : V_{cv} : volume de la terre décapée en (m^3)

L : longueur total des tranchées en (m), $L_1 = 5824 \text{ m}$, $L_2 = 6354,21 \text{ m}$.

B : largeur de la couche végétale en (m), $B = 2 \text{ m}$.

e: épaisseur de la couche en (m), $e = 15 \text{ cm}$.

$$V_{cv} = (5824+6354,21) \times 2 \times 0,15 = 3653,46 \text{ m}^3 \quad V_{cv} = 3653,46 \text{ m}^3.$$

B/ Dimensions des tranchées :

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs de 30cm de part et d'autre. Si la nature des joints le rend nécessaire, leur confection doit être facilitée par la création de niches dans le fond et dans les parois des tranchées.

B/1 Largeur de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est donnée par la formule :

$$B = d + (2 \times 0,3)$$

B : largeur de la tranchée en (m)

d : diamètre de la conduite en (m)

$$B=0,8+0,6=1,4\text{m}$$

B/2 Profondeur de la tranchée :

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H= e + d + h$$

H : profondeur de la tranchée en (m)

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 20cm

d : diamètre de la conduite en (m)

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

C/ Aménagement du lit de sable :

Le fond de la tranchée est normalement, arasé avec une couche du sable de 20cm d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules de diamètres inférieures à 0,1mm, c'est-à-dire bien gradué, de préférence soit rapproché des conditions granulométriques suivantes :

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 4 \qquad 1 \leq \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \leq 3$$

Avec :

D : étant l'ouverture des mailles qui laissent passer 10, 30, ou 60% de l'échantillon.

En terrain aquifère, le lit pourra être constitué de gravillons 5/15, il peut s'avérer nécessaire de le consolider en exécutant un drainage à l'aide de drains placés sous de la conduite.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaires : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

D/ Volume de sable :

$$V_s = L*B*e$$

V_s = volume du sable en (m³)

L : Longueur de la tranchée en (m)

B : Largeur de la tranchée en (m)

e : épaisseur du sable, e = 20cm

$$V_s=(5824+6354,21).1,4.0,2=3409,90\text{m}^3.$$

E/ Volume des déblais :

$$V_d = L*B*H.$$

V_d : Volume de déblais de la tranchée en (m³)

L : Longueur de la tranchée en (m) L = (5824+6354,21) m.

B : Largeur de la tranchée en (m) B =1,4.

H : Profondeur de la tranchée en (m) $H_1=2\text{m}$, $H_1=1,5\text{m}$

$$V_d = 5824 \cdot 1,4 \cdot 2 + 1,4 \cdot 1,5 \cdot 6354,21 = 29651,04\text{m}^3.$$

F/ Volume des Remblais :

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

V_r : volume de remblai de la tranchée

$$V_c : \text{volume de la conduite} = \left[\frac{\pi D^2}{4} \right] \cdot L$$

$$V_r = 29651,04 - (6118,33 + 3409,90) = 20122,81\text{m}^3.$$

G/ Volume excédentaire :

$$V_{exc.} = V_f - V_r = -32616,14 - 20122,81 = 12493,33\text{m}^3.$$

$V_{exc.}$: Volume du sol excédentaire en (m^3)

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3)

Tel que $V_f = V_d \cdot K_f$

VII-3-2 Emplacement des jalons des piquets :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'une tranchée à chaque changement de direction ou de pente

VII-3-3 Pose de canalisations en tranchées :

La mise en place des conduites dépend des opérations suivantes

Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement, s'il existe, étant dirigé vers l'amont

Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre ou de coins en bois, l'usage de pierres étant proscrit

Les éléments d'un même tronçon se présentent dans un même axe

A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers

VII-3-4 Confection des joints :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas soudée des tuyaux PEHD directement.

VII-3-5 Remblaiement des tranchées :

Jusqu'à la hauteur du diamètre horizontal pour les tuyaux circulaires, le matériau de remblai doit être poussé sous les flancs de la canalisation.

VII-3-6 Traversée des routes :

En raison des charges qui peuvent causées des ruptures, et par conséquents des infiltrations nuisibles à la conduite, comme à la route. Il sera donc prévu des gaine (buses de diamètres supérieurs) dans lesquels les conduites seront introduites à fin de les protéger contre les chocs et les vibrations.

VII-4 Exécution des travaux de la conduite de gravitaire :

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

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

VII-4-1 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation

VII-4-2 Exécution des tranchées et les regards :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, de la profondeur de pose de la place disponible pour l'exécution des fouilles, de la nature des terrains rencontrés, notamment si les terrassements ne sont pas réalisés à l'abri d'un blindage. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

A/ Profondeur de la tranchée :

$$H = e + D + h \text{ (m)}$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

H moyenne=2,5m

B/ Largeur de la tranchée :

$$B = D + 2c$$

Avec :

B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite D1=1000mm D2=800mm.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3m)

B1=1,6m B2=1,4m , on prend B1=B2=1,6m

VII-4-3 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

VII-4-4 Pose des canalisations en tranchées :

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter, ainsi il est conseillé :

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- En sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage, de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au

quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

VII-4-5 Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

VII-4-6 Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

VII-4-7 Confection des joints :

Les joints doivent confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints n'existe pas puisque les conduite est assemblée par le soudage.

VII-4-8 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

VII-4-9 Remblaiement et compactage des tranchées:

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

VII-4-10 Détermination des différents volumes :

A/ Décapage de la couche de terre végétale:

L'opération se fait par un bulldozer sur une couche de 10 à 15cm, le volume de terre décapé est :

$$V = bHL \quad (\text{m}^3)$$

H : Epaisseur de la couche végétale. H=10cm.

b : Largeur de la couche végétale. B =1,6m

L : Longueur totale de tranché L= (4417+1037)=5454m

$$V=5454.0, 1.1, 6=872,64\text{m}^3$$

B/ Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B.L.H$$

V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

H : Profondeur de la tranchée en (m).

$$V_d = 5454,1,6,2,5 = 21816 \text{ m}^3.$$

C/ Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B$$

V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).

e : Epaisseur de la couche de sable en (m). e = 20cm

B : Largeur de la couche du tronçon en (m). B = 1,6m

L : Longueur total de la tranchée en (m) L = 5454m.

$$V_l = 1745,28 \text{ m}^3.$$

D/ Volume occupé par les conduites :

$$V_{\text{conduite}} = L, \pi, D^2/4$$

V_{conduite} : Volume occupé par les conduites en (m³).

L : Longueur totale de la tranchée en (m). L₁ = 4417m et L₂ = 1037m

D : Diamètre de la conduite en (m) D₁ = 1000mm et D₂ = 800mm.

$$V_{\text{conduite1}} = 3467,34 \text{ m}^3 \text{ et } V_{\text{conduite2}} = 520,98 \text{ m}^3 \text{ donc } V_{\text{conduite total}} = 3988,33 \text{ m}^3.$$

E/ Volume du remblai :

$$V_r = V_d - [V_{\text{conduite}} + V_{cv} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m³).

$$V_r = 21816 - (3988,33 + 872,64 + 1745,28) = 15209,75 \text{ m}^3.$$

F/ Volume excédentaire :

$$V_{\text{excès}} = V_f - V_{\text{remblai}}$$

V_{excès} : Volume du sol excédentaire en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$\text{Tel que } V_f = V_{\text{deb}}. K_f$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,10.$$

$$V_f = 21816,1,1 = 23997,60 \text{ m}^3.$$

$$V_{\text{excès}} = 23997,60 - 15209,75 = 8787,85 \text{ m}^3.$$

VII-5 Exécution des travaux de station d'épuration (lagunage) :**VII-5-1 Détermination des différents volumes :****A/ Bassin en tête :**

$$V_{1T}=2,5[(760,45.256,95) + (751,25.247,75)]/2+(243,75)^2/2= 506606,80\text{m}^3.$$

$$V_{1\text{ sur l'eau}}=1,3[(760,45.256,95)+(755,25.251,75)]/2= 250595,68\text{m}^3.$$

$$V_{1\text{ eau}}=248525,25\text{m}^3.$$

A-1 Volume de l'argile :

$$V_{1\text{ argile}}= V_{1T}- V_{1\text{ eau}}- V_{1\text{ sur l'eau}}$$

$$V_{1\text{ argile}}=506606,80-248525,25-250595,68=7485,87\text{m}^3.$$

B/ Bassin n°2 en série :

$$V_{2T}=2,5[(539,25.183,21)+(530,05.174,01)]/2=238787,50\text{m}^3.$$

$$V_{2\text{ eau}}=93650\text{m}^3.$$

$$V_{2\text{ sur l'eau}}=1,3[(539,25.183,21) + (534,05.178,01)]/2=126010,45\text{m}^3.$$

B-1 Volume d'argile :

$$V_{2\text{ argile}}= V_{2T}- V_{2\text{ sur l'eau}}- V_{2\text{ eau}}=238787,50-126010-93650=1912,05\text{m}^3$$

C/ Bassin n°3 en série :

$$V_{3T}=1,9[(539,25.183,21)+(532,45.176,41)]/2=183089,22\text{m}^3.$$

$$V_{3\text{ sur l'eau}}=1,3[(539,25.183,21) + (534,05.178,01)]=126010,45\text{m}^3.$$

$$V_{3\text{ eau}}=37460,05\text{m}^3.$$

C-1 Volume d'argile :

$$V_{3\text{ argile}}= V_{3T}- V_{3\text{ sur l'eau}}- V_{3\text{ eau}}=183089,22-126010,45-37460,05=19618,72\text{m}^3.$$

D/ Volume de béton :

Epaisseur des voiles de mur de grilleur :

$E_m = (15\text{ à }25)\text{ cm}$ On prend $E_m = 20\text{ cm}$.

Epaisseur du radier : $E_r = (20\text{ à }40)\text{ cm}$, on prend $E_r = 30\text{ cm}$.

D-1 Volume de béton pour le mur

$$V_{bm} = E_m \cdot H \cdot P.$$

Avec ;

H : hauteur de l'ouvrage de grilleur, (2,5m).

P : périmètre du de grilleur (15m).

$$V_{bm} = 0,2 \cdot 2,5 \cdot 15 = 7,5\text{m}^3.$$

D-2 Volume de béton pour le radier :

$$V_{br} = E_r \cdot S \cdot h$$

Avec;

Sh ; surface horizontale du dégrilleur (6m).

$V_{br}=0,30.6=1.8m^3$.

VII-5-2 Exploitation et suivi :

Les opérations sont relativement simples par rapport à la station d'épurations classiques mais néanmoins il est indispensable :

- D'entretenir les ouvrages de prétraitement.
- D'entretenir les digues et les abords afin d'éviter les proliférations végétales.
- D'établir une surveillance générale sur les bons écoulements de l'eau, l'enlèvement des flottants, l'état des digues, la couleur de l'eau...
- De curer des boues du premier bassin périodiquement.
- D'agir sur les hauteurs des niveaux d'eau pour prévenir les nuisances olfactives et optimiser l'épuration.
- De surveiller la qualité des eaux.

VII-6 Planification des travaux :

Les principales opérations à exécuter sont :

❖ Station de pompage :

A Décapage de la couche de terre végétale

B/piquetage

C .Excavation

D .Construction des baches en béton armé

E .Construction de chambre des vannes

F .La dalle inférieure

G .Les poteaux

H .La dalle supérieure

I .Les murs de surface

J .Fixation de l'appareil de levage

K .Clôture de sécurité

L.. travaux de finition.

❖ Conduite de refoulement :

A. Décapage de la couche de terre végétale.

B. Piquetage

C. Exécution des tranchées.

D. Aménagement du lit de pose.

- E. La mise en place des canalisations en tranchée
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. construction des regards
- J. travaux de finition.

❖ **conduite gravitaire :**

- A. Piquetage.
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des canalisations en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes
- H. Assemblage des tuyaux.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. travaux de finition.

Tableau N°VII -2: Détermination du délai de la réalisation (station de pompage)

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	1	0	1	0	1	0
B	1	1	2	1	2	0
C	12	2	14	2	14	0
D	35	14	49	14	4	0
E	30	14	44	19	49	5
F	21	49	70	49	70	0
G	14	70	84	70	84	0
H	21	84	105	84	105	0
I	10	105	115	109	11	4
J	7	105	112	112	119	7
K	14	105	119	105	119	0

L	15	119	134	119	134	0
---	----	-----	-----	-----	-----	---

Le chemin critique : A-B-C-D-F-G-H-K-L $\sum TR = 134$ jours pour une station de pompage.

Et pour les deux stations de pompage $134.2=264$ jours.

Tableau N°VII -3 : Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement)

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	7	0	7	0	7	0
B	3	7	10	7	10	0
C	14	10	24	10	24	0
D	12	24	36	27	39	3
E	15	24	39	24	39	0
F	15	24	39	24	39	0
G	7	24	31	32	39	8
H	7	39	46	39	46	0
I	11	46	57	46	57	0
J	7	57	64	57	64	0

Tableau N°VII -3 : Détermination du délai de la réalisation (conduite de refoulement)

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Les chemins critiques : A-B-C-E -H-I-J / A-B-C-F -H-I-J $\sum TR = 64$ jours.

Le chemin critique ; A-B-C-E-H-I-J-K

$$\sum TR = 210 \text{ jours}$$

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

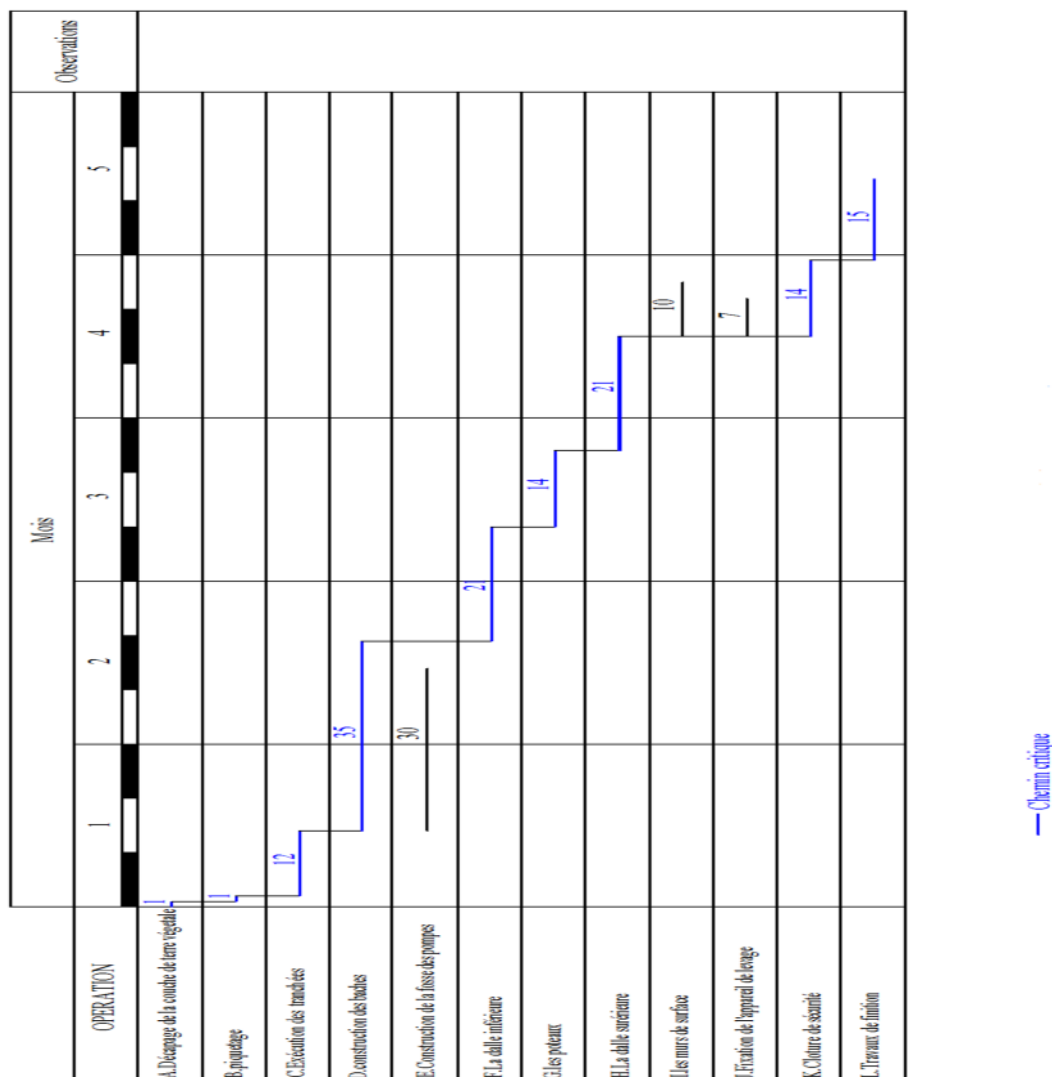
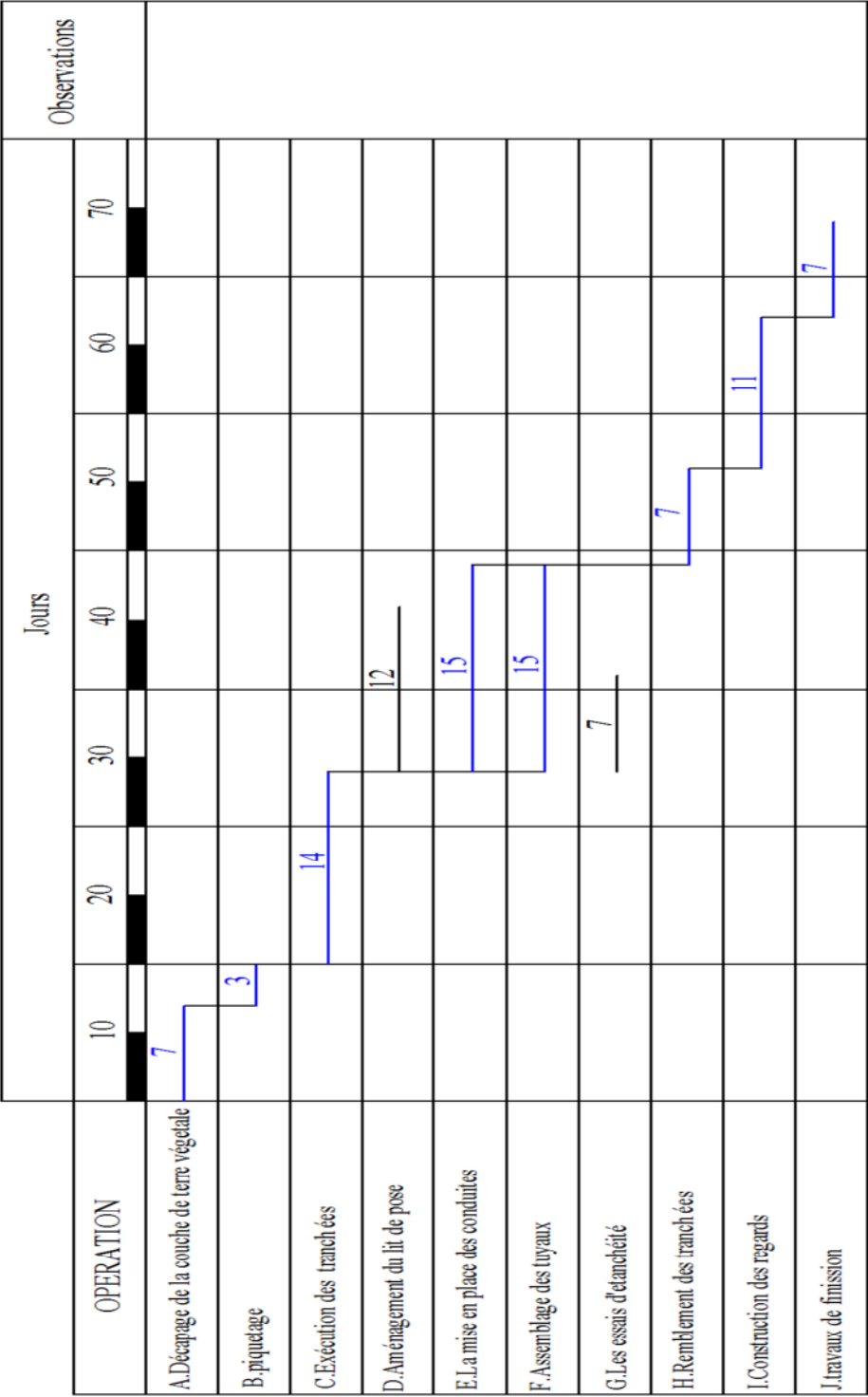


Figure VII-6: planning des travaux (diagramme de GANTT)
(Station de pompage)



— Chemin critique

Figure VII-7: Planning des travaux (diagramme de GANTT) (Conduite de refoulement)

VII -7 Evaluation du projet :**VII-7-1 Devis estimatif d'établissement de la station et la conduite de refoulement :****Tableau N°VII -5 : Devis estimatif de la construction de la station de pompage et la conduite de refoulement :**

Désignation	Unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Partie A : les deux stations de pompage				
Décapage	m3	51,6	150,00	7740,00
déblais (terrain ordinaire 55%)	m3	556,21	300,00	166864,50
déblais (terrain rocheux 45%)	m3	455,08	700,00	318556,00
évacuation des déblais	m3	1011,30	600,00	606780,00
Maçonnerie	m2	900	500,00	450000,00
Fenêtre (1x1) m2	U	6	4000,00	24000,00
Fenêtre (1,5x1,5) m2	U	16	6000,00	96000,00
Porte métallique (3x2.5) m2	U	4	24000,00	96000,00
Porte métallique (1.9x0.75) m2	U	4	10000,00	40000,00
Porte en bois (1.9x0.75) m2	U	6	8000,00	48000,00
béton de propreté	m3	10	3000,00	30000,00
béton armé	m3	175	20000,00	3500000,00
THT				5383940,50
TVA 17 %				915269,88
TTC				6299210,38
Partie B : conduites de refoulement				
1- terrassement				
Décapage	m ³	3653,46	150,00	548019,00
Déblais (terrain ordinaire 55%)	m ³	16308,07	300,00	489241,00
Déblais (terrain rocheux 45%)	m ³	13342,97	700,00	9340079,00
Pose de lit du sable	m ³	3409,90	600,00	2045940,00
Remblaiement des tranchées avec du tout	m ³	20122,81	400,00	8049124,00

venant				
évacuation des déblais excédentaires	m ³	12493,33	150,00	1873999,50
2- Fourniture, transport et pose de canalisations				
conduite en PEHD (800mm)	m L	12178,21	20392,51	248344269,20
THT				270690671,70
TVA 17 %				46017414,19
TTC				316708085,90

Tableau N°VII-6: Détermination du devis quantitatif et estimatif de la conduite gravitaire :

<i>Désignation des travaux</i>	<i>Unité</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix unitaire (DA)</i>	<i>Montant (DA)</i>
Travaux de terrassement				
Décapage de la tranchée	m3	812,64	150	121896,00
Déblai	m3	21816,00	300	6544800,00
Pose du lit de sable	m3	1745,28	1000	1745280,00
Remblai de la tranchée	m3	15209,75	350	5323412,50
Evacuation des déblaies excédentaires	m3	8787,85	160	1406056,00
Fourniture, transport et pose de canalisation				
Conduite en PEHD 1000mm	ml	4417,00	22427,57	99062576,69
Conduite en PEHD 800mm	ml	1037,00	20392,51	21147032,87
Construction				
Construction des regards en béton armé	U	110	16000	1760000,00
THT				137111054,10
TVA 17%				23308879,19
TTC				160419933,30

VII -5-2 Devis estimatif des équipements :

Tableau N°VII -7 : Devis estimatif des équipements des stations :

<i>Equipement</i>	<i>Unité</i>	<i>Nombre</i>	<i>Prix unitaire (DA)</i>	<i>Montant (DA)</i>
Pompe KSB AMAREX KRT	u	8	580000,00	4640000,00
Pompe incendie	u	2	57000,00	114000,00
Robinet vanne ø800	u	8	6000,00	48000,00
Clapet anti-retour ø800	u	8	4000,00	32000,00
Coudes	u	16	500,00	8000,00
Appareil de levage	u	2	160000,00	320000,00
Tableau de commande	u	2	600000,00	1200000,00
Total		6362000,00		

Tableau N°VII-8: Détermination du devis quantitatif et estimatif de la station d'épuration :

Désignation des travaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
terrassement	Excavation de toute nature de terrain	m3	1856967,04	150,00	278545056,00
	Fourniture et pose d'une couche d'argile de 0,20cm	m3	58033,28	300,00	17409984,00
	Evacuation de terres en excès	m3	1856967,04	250,00	464241760,00
Bétonnage et pose de dégrilleur	Béton armé dose 450kg/m3	m3	9,3	16000,00	148800,00
Le Coût de génie civil total					760345600,00
Coût de V.R.D : 20% de Coût de génie civil total		152069120,00			
total					912414720,00

VII-5-3 Devis global :**Tableau N°VII -9 : Devis estimatif global**

N°	Nature des charges	Charges en DA
01	Station de pompage (bâches et bâtiment)	6299210,38
02	Conduites de refoulement	316708085,90
03	Conduite gravitaire	160419933,30
04	Equipement des stations	6362000,00
05	Station d'épuration (lagunage)	912414720,00
Coût global		1402203950,00

VII-6-Impact de projet sur l'environnement:

Néanmoins, si une station ne répond pas considération son environnement et ne s'intègre pas à son contexte elle peut devenir sa première source de nuisance.

Ainsi il convient donc avant d'aller à réalisation d'une station d'étudier son impacte sur l'environnement et de prévoir des solutions à tous les risques susceptibles de se produire.

Dans cet ordre d'idées, nous allons essayer de donner les nuisances de la présence d'une station d'épuration et d'apporter des recommandations et des propositions pour une meilleure prise en charge de l'aspect environnemental

VII-6-1 Rôle de station d'épuration dans l'environnement :

L'objectif principal d'un investissement pour l'épuration des eaux usées est la protection de l'environnement et par la santé publique.

Protéger l'environnement, cela suscite de lui restituer ce qui lui a été ôté dans des conditions pur le moins acceptables, la nécessite d'un traitement de l'eau usée est très évidente.

L'épuration d'une eau usée permet la protection de l'environnement sous ses différentes composantes :

- ✓ Environnement urbain
- ✓ L'environnement aquatique
- ✓ Le sol.
- ✓ Les nappes souterraines.
- ✓ Les seaux superficielles mais également l'économie de l'eau dans le cas d'une éventuelle réutilisation qui permet de soulager les différentes ressources de l'eau ; bien entendu à chaque composante on trouve heurté à certaines exigences particulières.

VII-6-2 Inconvénients d'une station d'épuration pour l'environnement :

Les inconvénients pour l'environnement peuvent être engendrés par la présence d'une station d'épuration dépendant dans une large mesure de son site (situation et caractéristiques du sol).

Le risque de la contamination de la nappe phréatique reste le risque majeur notamment dans le cas de procédés extensifs ce risque est accentué si la nappe est très proche de la surface du sol ou si les bassins de traitement ne sont pas étanches.

En ce qui concerne les habitants, leur principal souci reste les mauvaises odeurs que produit la station et qui peuvent prendre de l'ampleur avec les vents. Également les moustiques qui trouvent un paradis dans les herbes qui se développent constituent une grande énergie pour la prolifération de nombreuses maladies.

VII-6-3 L'insertion paysagère :

L'insertion paysagère est un facteur très important à en tenir compte pour permettre une bonne intégration de la station d'épuration dans son environnement.

L'éloignement des habitants est très recommandé pour cause des mauvaises odeurs et il n'est pas opportun de laisser des habitations se construire à proximité, les documents de l'urbanisme seront un guide pour ce point.

La disposition et la forme des bassins peuvent être conçues d'une manière à donner une belle vue de la station.

Une ceinture végétale est un siège de vie de la station et lui permet de signer sa présence et de réduire certaines nuisances. Ainsi on préconise de planter des arbres, des fleurs et des espèces végétales différentes en prenant soin qu'elles soient de différentes formes et de différentes saisons.

VII-6-4 Analyse des conséquences prévisibles directes et indirectes de la station d'épuration sur l'environnement :**A/ Emissions sonores :**

Compte tenu de l'éloignement des bassins de la zone d'habitat, l'impact des émissions sonores est faible.

B/ Emissions d'odeurs :

Les émissions d'odeur dans ce cas s'observent surtout dans les procédés anaérobies, les grandes surfaces des stations d'épurations contribuent aussi émissions d'odeur.

Compte tenu de l'éloignement des stations d'épurations de la zone d'habitant. L'impact des d'odeurs est faible.

C/ Elimination des germes pathogènes :

Les stations d'épurations par exemple lagunage qui possèdent une grande surface, sont plus favorables pour réduire les germes pathogènes.

D/ Production de boues :

Les stations d'épurations par exemple lagunage : Les boues ne sont pas évacuées de façon continue mais périodiquement. C'est pour cela qu'il faut construire d'importantes infrastructures pour l'évacuation des boues.

Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.

La planification des travaux est nécessaire pour une bonne exécution des travaux de réalisation du projet.

Le volet "environnement doit être soigneusement étudié dans la conception d'une station d'épuration ce sujet la connaissance de l'objectif du traitement et la possession de plus de données sur l'agglomération permet de dévoiler les exigences et donc d'essayer de les satisfaire.

CONCLUSION GENERALE

En fin de notre travail établi dans le cadre de l'étude de l'évacuation des eaux usées de la ville de HASSI MESSAOUD dans le but de préserver son environnement et les conditions nécessaires pour l'amélioration du niveau de vie de la population, nous prouvons conclure que les eaux usées estimées à horizon futur ont été acheminées de la station de pompage n°1 sur 5824m de linéaire de conduite en PEHD de 800mm de diamètre puis de la cote 149,28m elles descendent gravitairement vers la cote 132,38m, où est située une 2^{ème} station de pompage sur une longueur de 6354,3m de conduite en PEHD ayant un diamètre de 800mm.

A partir de la seconde station ces eaux sont refoulées vers six bassins de lagunage en parallèle de surface 76,05ha.

La première station de pompage est équipée de groupes électropompes immergées de type KSB (AMAREX KRT K200-401/1304XNG-G) avec un point de fonctionnement 225l/s sur une hauteur de $H_{p1}=37m$ et une vitesse de rotation de 1450tr/min.

La deuxième station de pompage est équipée de groupes électropompes immergées type KSB (AMAREX KRT K250-401/406XG-S) avec un point de fonctionnement 255l/s sur une hauteur de $H_{p1}=9,5m$ et une vitesse de rotation de 960tr/min.

Des équipements auxiliaires ont été proposés dans le but d'assurer la longévité de la station, ainsi que le contrôle et l'entretien fréquent des installations des stations de pompage et des ouvrages secondaires (bâche d'aspiration, dégrilleur, l'appareil de levage...etc.)

L'épuration par lagunage naturel, est utilisée pour ce projet car, contrairement aux autres systèmes qui nécessitent des investissements importants et qui engendrent des coûts de fonctionnement de même, le lagunage est un procédé écologique, fiable et peu onéreux, avec des résultats hautement satisfaisants en matière de décontamination.

La durée de réalisation du projet est estimée à 542 jours. Le coût total de la réalisation de ce projet de refoulement des eaux usées vers la station d'épuration s'arrête à **1402203950DA**.

En fin qui dit l'assainissement dit hygiène, santé, protection d'environnement, organisation de la ville HASSI MESSAOUD et paisible vie de l'homme.

La sauvegarde de l'environnement et de la santé publique nécessaires aux conditions de vie favorables pour la population exigent une gestion rationnelle et un entretien permanent de l'ensemble du réseau de la part des responsables du secteur.

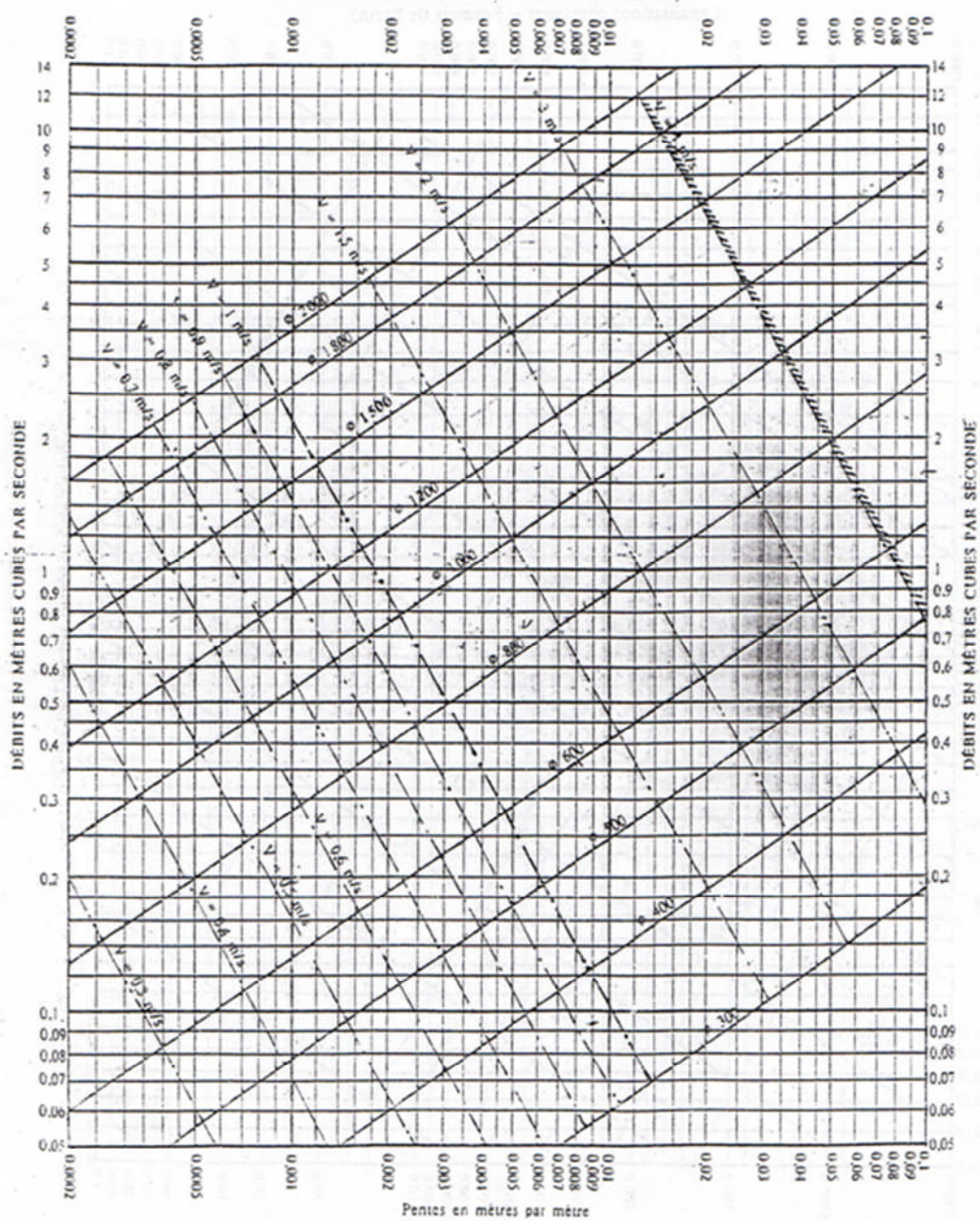
Références bibliographiques :

- [1]- Atlas météorologique national station de HASSI MESSAOUD.
- [2]- Direction de l'hydraulique de la wilaya d'OUARGLA..
- [3]- KESSAISSIA ABDERRAHMANE: Mémoire de fin d'étude (conception d'une station d'épuration par lagunage pour la Ville de GHARDAIA ENSH-Blida 2011.
- [4]- LAKHNECHE DAOUD Mémoire de fin d'étude (Etude de faisabilité et de dimensionnement d'une station expérimentale par lagunage naturel à ENSH-Blida1998/1999.
- [5]- Le lagunage naturel (Semagref).
- [6]- Logiciel: KSB.
- [7]- P-Pounis / Guide d'établissement des projets de la station de pompage, 1988.
- [8]-Rapport explicatif / Etude de l'assainissement de la zone nord-Est de HASSI-MESSAOUD 2012.
- [9]- Salah Boualem /Guide technique de l'assainissement / ENSH – Blida.
- [10]-SONATRACH. /Rapport explicatif géologique de HASSI MESSOUAD.

Les Annexes

Les Annexes

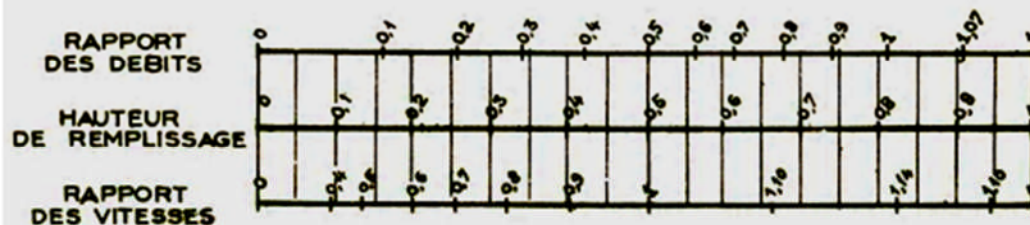
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires - Formule de Bazin)



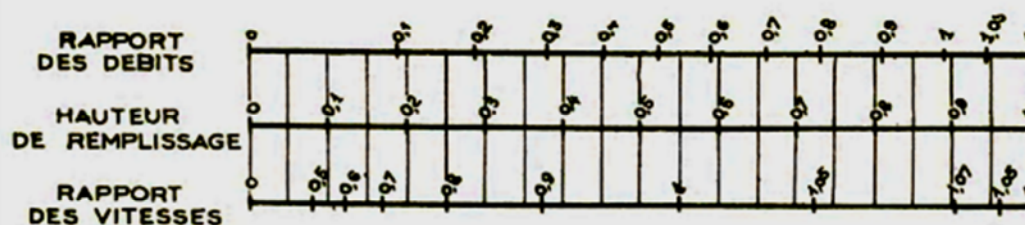
Annexe N°-1

**VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE**
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe N°-3

1/STATION 200 Logements:

Tableau N°1 Les caractéristiques de Station 200 logements :

La marque	puissance	L'intensité	débit	HMT	Les Caractéristiques électriques
FLYGT	30 KW	60 A	80 l/s	25 m	*disjoncteur sace 400 A. * disjoncteur GARDY 10 à 30 A. *transformateur 400 KVA. *trois armoires de commande ABS 03 commande. *armoire ABS 55 kW.
FLYGT	30 KW	60 A	80 l/s	25 m	
FLYGT	30 KW	60 A	80 l/s	25 m	
ABS pompe horizontal code : 3GAA252001ABA	55KW Cos α =0.86	98 A	450m ³ /h	25 m	
pompe a vide à huile SIEMENS 2860T/min. SM200005382200 4/01.	1.45KW	5.5 A			

2/ Station TOUMIATE :

Tableau N°2 Les caractéristiques de Station TOUMIATE :

La marque	puissance	l'intensité	débit	HMT	Observation	Les Caractéristiques électriques
FLYGT	80KW	172A	126l/s	40 m	*Deux pompe à	
FLYGT	80KW	100 A	126l/s	40m	bave FLYGT on bonne le 10-09-2001	
*FLYGT	54KW	100A	126l/s	40m	*Pompe bobine mise 12-2-2002	

Tableau N°-3 calcul du volume de stockage pendant un mois en 2005 pour le bassin de 11 ha :

Mois	volume arrivé au bassin (m ³)	volume d'évaporation (m ³)	volume stocké (m ³)	Volume cumulé (m ³)	Hauteur D'eau
janv.	-	-	-	-	-
févr.	362880	19030	343850	343850	3,1
Mars	0	27060	0	316790	2,9
Avril	388800	34540	354260	671050	6,1
Mai	0	44550	0	626500	5,7
Juin	388800	54560	334240	960740	8,7
Juillet	0	56980	0	903760	8,2
Août	401760	51590	350170	1253930	11,4
Sept	0	41140	0	1212790	11,0
oct.	401760	28380	373380	1586170	14,4
nov.	0	17490	0	1568680	14,3
déc.	401760	12650	389110	1957790	17,8

Tableau III-4 Calcul du volume de stockage pendant un mois en 2005 pour le bassin de 16 ha:

Mois	volume arrivé au bassin (m ³)	volume d'évaporation (m ³)	volume stocké (m ³)	Volume cumulé (m ³)	Hauteur
janv.	401760	19680	382080	382080	2,4
févr.	0	27680	0	354400	2,2
Mars	401760	39360	362400	716800	4,5
Avril	0	50240	0	666560	4,2
Mai	401760	64800	336960	1003520	6,3
Juin	0	79360	0	924160	5,8
Juillet	401760	82880	318880	1243040	7,8
Août	0	75040	0	1168000	7,3
Sept	388800	59840	328960	1496960	9,4
oct.	0	41280	0	1455680	9,1
nov.	388800	25440	363360	1819040	11,4

déc.	0	18400	0	1800640	11,3
------	---	-------	---	---------	------