

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**DIMENSIONNEMENT DE LA STATION
D'EPURATION DE LA VILLE D'ARRIS (W.BATNA)**

PRESENTE PAR :

Mr :BEZAI Zine el abidine

Devant les membres du jury

| Nom et Prénoms | Grade | Qualité |
|-------------------------------------|------------------------|----------------|
| M ^r AMMARI Abdelhadi | M.C.B | Président |
| M ^{me} BELABES Salima | M.A.A | Examinatrice |
| M ^{me} HADJSADOK Nabila | M.A.A | Examinatrice |
| M ^r BOUFEKANE Abdelmajid | M.A.A | Examineur |
| M ^r MAHIEDDINE Mohamed | Subdivisionnaire(DRE) | Invité |
| M ^{me} TAFAT leila | M.A.A | Promotrice |

Septembre- 2014

Remerciements

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

Je remercie fortement Ma promotrice Mme L.TAFAT de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Par la même occasion je remercie :

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en Hydraulique.

Je remercie fortement mon ami s CHEMMA SALAH Pour son aide

Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.

Enfin un grand merci tout spécial à ma famille, à mes parents qui m'ont permis de poursuivre mes études, à mes frères et à mes sœurs, ainsi qu'à tous mes amis qui n'ont cessé de me soutenir et de m'encourager au cours de mes années d'études et de m'avoir plus d'une fois remonté le moral. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde reconnaissance

BEZAI ZINE EL ABIDINE

Dedicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :

- ✚ A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard*
- ✚ Mes frères et Mes sœurs.*
- ✚ Toute ma famille.*
- ✚ Tous mes amis sans exception.*
- ✚ A toute ma promotion 2008 sans exception ;*
- ✚ A tous les enseignants de l'ENSH qui m'ont accompagné durant mes études.*

zine el abidine

ملخص

عملنا الحالي يتضمن إقامة محطة تطهير المياه المستعملة على مستوى مدينة اريس بولاية باتنة. يهدف هذا العمل إلى المحافظة على الوسط الطبيعي و حماية الصحة العمومية ضد كل تلوث.

مذكرتنا هذه تتضمن دراسة لتجسيد المحطة على مرحلتين

1-الأولى معالجة المياه المستعملة في أفق 2025 ذات قدرة معالجة 44597 نسمة.

2-الثانية توسيع المحطة لضمان رفع قدرة الاستيعاب إلى 62817 نسمة في أفق 2040

Résumé

Notre travail consiste à réaliser une station d'épuration au niveau de la ville *ARRIS* (*W.BATNA*) dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique contre toute nuisance.

Cette station se réalise en deux phases :

La première phase permettra de traiter la pollution de 44597 équivalent habitent à l'horizon de 2025.

La deuxième phase (extension) correspond à une augmentation de la capacité initiale de la station soit de 62817 équivalent habitant à l'horizon 2040.

Abstract

Our dissertation turns around establishing a water purification station for used water in the town ARRIS (BATNA). This study aims at protecting the natural environment as well as the public health.

The study in turn is divided into two phases:

1-The first phase permits to treat the used water of 44597 inhabitants until 2025

2-the second aims at enlarging the station to raise its capacity to 62817 until 2040

TABLEAU DES MATIERES

Introduction générale

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

| | |
|--|----|
| Introduction : | 1 |
| I-1 les eaux usées : | 1 |
| I.1.1.Origine des eaux usées : | 1 |
| I. 1.1.1. Les eaux usées domestiques | 1 |
| I.1.1.2. Les eaux usées industrielles: | 2 |
| I.1.1.3. Les effluents agricoles: | 2 |
| I.1.1.4. Les eaux de ruissellement: | 2 |
| I.1.2. La pollution des eaux : | 2 |
| I.1.3.Les paramètres de pollution : | 5 |
| I.1.4. Les normes de rejet : | 8 |
| I-2 Les procédés d'épuration : | 9 |
| I.2.1. Epuration des eaux usées: | 9 |
| I.2.2.2. Dessablage | 11 |
| I.2.2.3. Déshuilage – dégraissage | 12 |
| I.2.3. Les traitements primaires | 12 |
| I.2.4. Les traitements secondaires | 13 |
| I.2.4.1. Les procédés intensifs | 13 |
| I.2.4.2.Les procédés extensifs | 16 |
| I.2.5. Les traitements tertiaires : | 18 |
| I.2.6. Traitement des boues : | 19 |
| Conclusion: | 20 |

Chapitre II Présentation de la zone d'étude

| | |
|--|----|
| Introduction : | 21 |
| II.1. Situation géographique du site : | 21 |
| II.2. aspects physique : | 21 |
| II.2.1. Les Grandes Lignes De Relief : | 21 |

| | |
|---|----|
| II.2.2 Aperçu géologique sur la région d'Arris :..... | 22 |
| II.3. Réseau hydrographique :..... | 24 |
| II.4. Hydrogéologie :..... | 24 |
| II.5. Hydrologie :..... | 24 |
| II.6. L'érosion :..... | 24 |
| II.8.Climatologie :..... | 25 |
| II.8.1. la température :..... | 25 |
| II.8.2. Pluviométrie:..... | 25 |
| II.8.3. Les Vents :..... | 25 |
| II.9. Situation démographique :..... | 26 |
| II.10. Situation hydraulique :..... | 26 |
| II.10.2. Situation des rejets des eaux usées :..... | 27 |
| Conclusion :..... | 28 |

Chapitre III Procédés de traitement par boues activées

| | |
|---|----|
| Introduction :..... | 29 |
| III-1 Historique :..... | 29 |
| III-2 Principe :..... | 29 |
| III-3 Domaine d'application :..... | 29 |
| III.4.Composants d'une unité biologique :..... | 31 |
| III .5. Théorie de l'épuration par boue activée :..... | 32 |
| III.5.1. Evolution de la DBO :..... | 32 |
| III.6. le paramètre de traitement par boues activées :..... | 33 |
| III-7. Bassin d'aération :..... | 36 |
| III-7.LE DECANTEUR SECONDAIRE:..... | 36 |
| III .8.Choix du procédé d'épuration :..... | 37 |
| III.9. Traitement Tertiaire :..... | 38 |
| III.10. Traitement Des Boues :..... | 39 |
| CONCLUSTION :..... | 39 |

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| | |
|---------------------|----|
| Introduction :..... | 40 |
|---------------------|----|

| | |
|--|----|
| IV.1 La qualité des eaux usées :..... | 40 |
| IV.1.1.Les paramètres analysés : | 40 |
| IV.1.2.Les méthodes d’analyses utilisées : | 40 |
| IV.1. 3.Les normes de rejets : | 41 |
| IV.1.4.LES REISULTA ANALYTIQUE :..... | 42 |
| IV.1.5.Interprétations des résultats : | 42 |
| IV.2. Calculs de base pour le dimensionnement :..... | 43 |
| IV.2.1. Estimation des débits : | 43 |
| IV.2.2 Evaluation des rejets :..... | 44 |
| IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la Station d’épuration : | 47 |
| IV.3.1. Prétraitements : | 48 |
| IV.3.1.1. Dégrillage :..... | 48 |
| IV.3.1.2. Dessablage – Déshuilage: | 55 |
| IV.3.2. Le traitement primaire | 58 |
| IV.3.3. Traitement biologique..... | 61 |
| IV.3.4. Traitement tertiaire | 72 |
| IV.4. Dimensionnement du bassin d’aération..... | 76 |
| IV.4.1. Calcul de volume du bassin | 76 |
| IV.4.2. La hauteur du bassin | 76 |
| IV.4.3. Surface horizontale du bassin | 76 |
| IV.4.4. Calcul des dimensions du bassin | 76 |
| IV.4.5. La masse de boues dans le bassin | 76 |
| IV.4.6. Concentration de boues dans le bassin | 76 |
| IV.4.7. Calcul du temps de séjour..... | 77 |
| IV.5. Calcul de concentration de l’effluent en DBO5 | 77 |
| IV.5.3. Le rendement de l’épuration | 77 |
| IV.6. Besoins théoriques en oxygène..... | 77 |
| IV.7. Besoin réel en pointe en oxygène | 78 |
| IV.8. Calcul des caractéristiques de l’aérateur..... | 78 |
| IV.9. Bilan de boues..... | 79 |

| | |
|---|----|
| IV.10. Calcul du clarificateur..... | 80 |
| IV.11. Traitement tertiaire | 84 |
| IV.12. Dimensionnement des différents ouvrages de traitement des boues | 84 |
| IV.12.1. L'épaississement..... | 84 |
| IV.12.2. Stabilisateur aérobie..... | 86 |
| IV.12.3. Lits de séchage | 88 |
| IV.12.3.1. Calcul des lits de séchage | 88 |
| IV.13. Traitement des boues | 91 |
| Conclusion : | 94 |

Chapitre V : Calcul hydraulique

| | |
|--|-----|
| Introduction | 95 |
| VI.1. Déversoir d'orage..... | 95 |
| VI.1.1. Dimensionnement du déversoir d'orage..... | 95 |
| VI.1.2. Calcul des paramètres hydraulique | 95 |
| VI.1.3. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d) | 96 |
| VI.1.4. Dimensionnement du déversoir d'orage..... | 96 |
| VI.1. 5. La largeur du seuil déversant | 97 |
| VI.2. Relevage..... | 97 |
| VI.2.1. Dimensionnement du puisard | 97 |
| VI.2.1.1. Calcul de volume | 98 |
| VI.2.1.2. Calcul de la surface..... | 98 |
| VI.2.1.3. Dimensions de puisard..... | 98 |
| VI.2.2. La conduite de refoulement | 98 |
| VI.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe | 99 |
| VI.2.4. Choix de la pompe | 100 |
| VI.3. Profil hydraulique | 100 |
| VI.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages..... | 101 |
| Conclusion..... | 106 |

Chapitre VI : Etude économique

| | |
|--------------------|-----|
| Introduction | 107 |
|--------------------|-----|

| | |
|---|-----|
| V.1.Les différents coût de réalisation d'une station d'épuration :..... | 107 |
| V.2.Coût de la variante à moyenne charge | 107 |
| V.2.1.Coût d'investissement | 107 |
| V.2.1.1.Coût de terrassement | 107 |
| V.2.1.2.Coût de Béton armé..... | 108 |
| V.2.1.3.Coût totale du génie civil | 110 |
| V.2.1.4.Coût des VRD | 110 |
| V.2.1.5.Coût des équipements | 110 |
| V.2.1.6.Coût total des investissements de la station | 110 |
| V.2.2.Coût de fonctionnement | 110 |
| V.2.2.1.Le coût de main d'œuvre..... | 110 |
| V.2.2.2.Le coût de l'énergie..... | 110 |
| V.2.2.3.Le coût des réactifs chimiques | 111 |
| V.2.2.4.Le coût de renouvellement du matériel électromécanique | 112 |
| V.2.2.5.Le coût des frais financiers | 112 |
| V.2.2.6.Le coût de fonctionnement total..... | 112 |
| V.2.3.le coût d'amortissement | 112 |
| V.2.4.Le coût total de la station | 112 |
| V.2.5.Le coût de m3 d'eau épurée | 112 |
| V.3.Coût de la variante à faible charge..... | 112 |
| Conclusion :..... | 112 |

Chapitre VII : Gestion et exploitation de la station d'épuration

| | |
|--|-----|
| Introduction | 113 |
| VII -1)-Mesures et contrôles | 113 |
| VII-2. Equipements de laboratoire..... | 114 |
| VII-2-1. Matériel spécifique | 114 |
| VII-2-1-1. Mesure de la DBO..... | 114 |
| VII.2.1.2. Mesure de la DCO, dès MES, de l'azote et du chlore libre..... | 114 |
| VII.2.2. Appareils spéciaux..... | 114 |
| VII.2.3. Verrerie et petit matériel..... | 115 |

Conclusion générale

| | |
|------------------------------------|-----|
| VII.3. ENTRETIEN DES OUVRAGES..... | 115 |
| VII.4. Personnel exploitant | 118 |
| CONCLUSION..... | 119 |

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

| | |
|--|---|
| Tableau I.1 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO) | 7 |
|--|---|

Chapitre II Présentation de la zone d'étude

| | |
|--|----|
| TABLEAU II. 1. Temperature moyenne mensuelle (1988-2008) | 25 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| TABLEAU II. 2. Précipitation moyenne mensuelle (1988-2008)..... | 25 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| TABLEAU II.3.Evolution démographique de la ville. | 26 |
|--|----|

Chapitre III Procédés de traitement par boues activées

| | |
|---|-----------|
| <i>Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents procédés</i> | 38 |
|---|-----------|

défini.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| | |
|--|----|
| TABLEAU IV.1 Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution | 41 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| TABLEAU.IV.2 Valeurs limites maximales des paramètres de rejet..... | 41 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| TABLEAU TABLEAU.IV.3 résultats analytiques | 42 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau IV.4. : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons : | 44 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau IV.5: Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons | 47 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau IV.6. : Espacement et épaisseur des barreaux | 48 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau IV.7. : Les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux | 53 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau IV.8. : Résultats du dimensionnement des grilles :..... | 54 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau IV.9. : Dimensionnement du déssableur-déshuileur | 58 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau IV.10. : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{\text{moy h}}$ | 59 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau IV.11. : Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons | 61 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau IV.12 : Charge massique en fonction de a' et b' | 63 |
|---|----|

| | |
|--|----|
| Tableau IV.13 : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a moyenne charge pour les deux horizons..... | 70 |
|--|----|

| | |
|--|----|
| Tableau IV.14: Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a moyenne charge pour les deux horizons (suite) | 71 |
|--|----|

| | |
|---|----|
| Tableau IV.15. : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a moyenne charge pour les deux horizons (suite) | 71 |
| Tableau IV.16. : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a moyenne charge pour les deux horizons (suite) | 72 |
| Tableau IV.17. : Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons : | 75 |
| Tableau IV.18 : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a faible charge pour les deux horizons | 81 |
| Tableau IV.19 : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a faible charge pour les deux horizons (suite) | 82 |
| Tableau IV.20: Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a faible charge pour les deux horizons (suite) | 83 |
| Tableau IV.21: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage a moyenne charge (2025 et 2040) | 89 |
| Tableau IV.22: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage a moyenne charge (2025 et 2040) (suite) | 90 |
| Tableau IV.23: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur et le lit de séchage a faible charge (2025 et 2040) | 93 |

Chapitre V : Calcul hydraulique

| | |
|--|-----|
| Tableau V.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage | 96 |
| Tableau V.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage | 97 |
| Tableau V.1 : Les valeurs de K, m et β | 99 |
| Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisie | 100 |
| Tableau V.3 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station. | 101 |
| Tableau V.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP..... | 102 |
| Tableau V.5 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP | 105 |

Chapitre VI : Etude économique

| | |
|---|-----|
| Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage..... | 108 |
| Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage..... | 109 |
| Tableau VI.3 : Résultats de la variante à faible charge | 112 |

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

| | |
|---|----|
| Figure I.1. Technique de prétraitements..... | 9 |
| Figure I.2. Le Dégrilleur | 11 |
| FIGURE I.3. DESABLEUR..... | 12 |
| Figure I.4. : Fonctionnement des lits bactériens | 14 |
| . Figure I.5. : Les disques biologiques..... | 15 |
| défini. Figure I.6: schéma de l'épuration par boues activée | 16 |
| défini. Figure I.7 : Schéma d'une filière de lagunage naturel type | 17 |

Chapitre II Présentation de la zone d'étude

| | |
|---|----|
| FigureII.1. Plan de situation de la ville d'ARRIS | 22 |
| Figure II.2.La carte géologique de l'zone d'étude | 23 |

Chapitre III Procédés de traitement par boues activées

| | |
|---|----|
| Figure III-1:les opérations de traitement dans la station d'épuration à boue activée..... | 30 |
| Figure III-2 : représente Composants d'une unité biologique..... | 31 |
| Figure III-3:schéma d'une station de traitement par boues activées | 32 |
| Figure III.4.: développement d'une culture bactérienne | 33 |
| FigureIII-5. : Décanteur secondaire (clarificateur) | 37 |

LISTE DES PLANCHES

PLANCHE N⁰1 : plan topographique de la station d'épuration de la ville d'Arris (W.BATNA)

PLANCHE N⁰2 : plan d'implantation de la station d'épuration de la ville d'Arris(W.BATNA)

PLANCHE N⁰3 : profil hydraulique de la step de la ville d'Arris (W.BATNA)

PLANCHE N⁰4 : ouvrages de traitement des eaux usées de la station d'épuration de la ville d'Arris(W.BATNA)

PLANCHE N⁰5 : ouvrages de traitement des boues de la station d'épuration de la ville d'Arris (W.BATNA)

Introduction générale

Introduction générale

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus et exploités de telle manière à ce qu'ils puissent traiter les flux de matières polluantes correspondant à leur débit et leurs charges de référence. La pollution du milieu naturel augmente et se diversifie avec le temps selon le développement du style et du rythme de vie de l'être humain.

Au début le milieu naturel acceptait bien les déchets rejetés sans conséquence grave, grâce à ces capacités à s'auto épurer, mais avec la croissance démographique et industriel il lui est impossible de le faire. A cet effet, l'homme a pensé à des procédés pour traiter ses déchets avant de les évacuer vers le milieu naturel, à partir de là, les lagunes puis les stations d'épuration (STEP) ont été conçues et exploitées.

Dans notre cas les eaux usées de la ville d'ARRIS, sont déversées directement dans l'oued labiod ce qui nous a incités à penser à la conception d'une station d'épuration pour notre ville, afin d'atteindre notre objectif, nous avons divisé notre travail en sept chapitres sont:

Le premier chapitre " Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration" :

Comporte les paramètres des eaux usées et les différents procédés de traitement des eaux usées.

Le deuxième chapitre "présentation de la zone d'étude" : comporte une présentation générale de la ville d'ARRIS

Le troisième chapitre " Procédés de traitement par boues activées" : la différente étape de traitement par boue active.

Le quatrième chapitre " Dimensionnement de la station" nous avons effectué le dimensionnement des différents ouvrages de la station d'épuration.

Le cinquième chapitre " étude économique" calcule le différent coût nécessaire pour réaliser notre station.

Le sixième chapitre " Calcul hydraulique " : comporte le dimensionnement de déversoir d'orage, dimensionner les conduits qui raccorde les ouvrages et le choix de pompe qui relève les eaux usées ainsi le profil hydraulique.

Le septième chapitre " gestion et l'exploitation de la station " est une synthèse sur la gestion et l'exploitation de la station avec des recommandations afin de garantir une meilleure rentabilité technique et économique de la station.

Chapitre I :
Généralités sur les eaux usées et les
procédés d'épuration

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

Introduction :

Avant de procéder à l'épuration et le traitement des eaux usées et de choisir le procédé d'épuration qui convient le mieux pour cette eau, il faut d'abord connaître la nature de ces eaux et les différents types de pollution qu'elle contient.

I-1 les eaux usées :

I.1.1. Origine des eaux usées :

Les eaux usées proviennent essentiellement des activités domestiques et industrielles ainsi que des eaux souterraines et des précipitations ; ces catégories d'eaux usées sont communément appelées respectivement eaux domestiques, déchets industriels, infiltrations et eaux pluviales. Les eaux domestiques proviennent des activités humaines de tous les jours : bains, excréments, préparation des aliments et loisirs.

Les quantités et caractéristiques des eaux usées industrielles sont très variées, dépendent du type de l'industrie, de la gestion de sa consommation d'eau et du niveau de traitement subi par les eaux usées avant leur rejet.

Le volume d'eaux usées d'origine pluviale à évacuer dépend de l'importance des précipitations ainsi que de l'écoulement ou débit du bassin de drainage.

I. 1.1.1. Les eaux usées domestiques

Elles proviennent des habitations, et sont généralement véhiculées par le réseau d'assainissement jusqu'à la station d'épuration.

Ces eaux se caractérisent par leur forte teneur en matières organiques, en sels minéraux (Azote, phosphore), en détergents et en germes fécaux.

Les eaux usées domestiques peuvent provenir de trois origines possibles :

I.1.1.1.1. Eaux de cuisine:

Ce sont les eaux correspondantes à la préparation des aliments, aux vaisselles. Elles sont riches en matières grasses plus ou moins émulsionnées par les détergents.

I.1.1.1.2. Eaux de buanderie:

Ce sont les eaux de lavage des locaux, elles contiennent des détergents, des savons plus ou moins émulsionnés avec des graisses.

I.1.1.1.3. Eaux de vannes:

Ces eaux très riches en azote et en phosphore, représentent un substrat adapté aux procédés du traitement biologique, mais elles peuvent contenir des éléments pathogènes (bactéries, virus, et parasites divers).

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

I.1.1.2. Les eaux usées industrielles:

Provenant des usines, elles sont caractérisées par une grande diversité, suivant l'utilisation de l'eau. Tous les produits ou sous-produits de l'activité industrielle se retrouvent concentrés dans l'eau :

- Matières organiques et graisses
- Sels métalliques (traitement de surface, métallurgie) ;
- Acides, bases, produits chimiques divers (industrie chimique, ...) ;
- Eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) ;
- Matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

I.1.1.3. Les effluents agricoles:

Les effluents agricoles renferment diverses substances, d'origine agricole ou animale. Il s'agit de solutions d'engrais lessivées par les sols fortement fertilisés, des produits phytosanitaires (pesticides) et des déjections animales

I.1.1.4. Les eaux de ruissellement:

Ce sont essentiellement les eaux de pluie et de lavage des chaussées et les eaux de pluie.

Les polluants sont en majorité des matières en suspension d'origine minérale, mais aussi des hydrocarbures provenant de la circulation automobile. On y trouve aussi des polluants de l'atmosphère (poussière, oxyde d'azote etc.)

I.1.2. La pollution des eaux :

On distingue plusieurs types de pollution :

I.1.2.1 La pollution chimique:

La pollution chimique de l'eau devient de nos jours une préoccupation de la Santé publique, qui prend des formes multiples. Certaines formes de pollution chimique échappent souvent aux méthodes ordinaires de traitement de l'eau et posent par conséquent des problèmes complexes de pollution, tant au niveau des eaux de surfaces, qu'au niveau des nappes souterraines. La pollution chimique de l'eau est due essentiellement aux déversements des polluants organiques et des sels, des métaux lourds par les unités industrielles. Le plus souvent, ces industries rejettent vers le milieu naturel plusieurs catégories de polluants, dont les plus menaçants sont les métaux lourds.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

I.1.2.2 La pollution organique:

Elle est engendrée par le développement des eaux usées domestiques ou des eaux résiduaires provenant des industries textiles, papeteries, industrie de bois,

. Ces matières organiques qui se présentent aussi bien en suspension (Particules solides) qu'en solution dans l'eau sont appelées à devenir des polluants lorsqu'elles sont déversées en quantités massives ou de façon répétée dans les espaces limités. Les matières organiques peuvent être biodégradables c'est-à-dire susceptibles d'être détruites par autoépuration grâce aux micro-organismes présents dans l'eau qui se nourrissent de cette pollution, mais entraînent en contrepartie une consommation importante d'oxygène dissous. D'autres matières peuvent être non biodégradables.

I.1.2.3 La pollution thermique:

Ce type de pollution est causé par les rejets d'eaux chaudes provenant des systèmes de refroidissement des centrales thermiques ou nucléaires en particulier. Ces eaux chaudes provoquent la réduction de la teneur en oxygène dissous dans l'eau.

I.1.2.4 La pollution microbienne:

Les eaux usées contiennent tous les microorganismes excrétés avec les matières fécales. Cette flore entérique normale est accompagnée d'organismes pathogènes. L'ensemble de ces organismes peut être classé en quatre grands groupes : les bactéries, les virus ; les protozoaires et les helminthes.

I.1.2.4.1. Les bactéries:

Les eaux usées urbaines contiennent environ un million de bactéries dans une 100ml.

La concentration en bactéries pathogènes est de l'ordre de 10^4 dans un litre. Parmi les plus communément rencontrées, on trouve les **salmonella** dont on connaît plusieurs centaines de **stéréotypes** différents, dont ceux responsables de la typhoïde, des paratyphoïdes et des troubles intestinaux. Des germes témoins de contamination fécale sont communément utilisés pour contrôler la qualité relative d'une eau ; ce sont les coliformes thermo tolérants.

I.1.2.4.2 les virus

Les virus sont des parasites intracellulaires obliges qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule hôte. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines comprise entre 10^3 et 10^4 particules par litre. Leur isolement et leur dénombrement dans les eaux usées sont difficiles, ce qui conduit vraisemblablement à une sous-estimation de leur nombre réel.

A. il semble que les virus soient plus résistants dans l'environnement que les bactéries et que leurs faibles dimensions soient à l'origine de leurs possibilités de dissémination.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

I.1.2.4.3 les protozoaires:

les protozoaires passent par une forme de résistance, les kystes, qui peuvent être **véhicules** par les eaux **résiduaires**

I.1.2.4.4.les helminthes:

les helminthes sont fréquemment rencontrés dans les eaux résiduaires. dans les eaux usées urbaines, le nombre d'œufs d'helminthes peut être évalué entre 10 et $10^3/l$.

I.1.2.5 La pollution agricole:

Elle est causée principalement par l'utilisation irrationnelle des engrais chimiques et de pesticides.

I.1.2.6. La pollution par les hydrocarbures:

Les hydrocarbures sont divisés en deux groupes de substances :

- Les composés organiques volatiles (C.O.V) sont représentés surtout par les alcènes, les benzènes, le toluène. Ce sont des produits qui peuvent être déversés accidentellement dans le milieu naturel (par exemple par les fissures des réservoirs de stockage)

- Les hydrocarbures aromatiques polycycliques (H.A.P.), les hydrocarbures responsables de la pollution des eaux peuvent provenir de nombreuses sources : Les effluents éliminés par l'industrie pétrolière, pétrochimie, les usines à gaz, les citernes, les réservoirs et les navires pétroliers.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

I.1.3. Les paramètres de pollution :

I.1.3.1 Les paramètres physiques:

I.1.3.1.1. La température:

Il est indispensable de connaître la température exacte de l'eau, car c'est un facteur important dans la vie d'une cour d'eau. Un changement de température affecte les diverses propriétés de l'eau. La température joue un rôle dans la solubilité sels et des gaz en particulier la conductivité électrique et dans les variations du PH.

La température optimale pour l'activité des micro-organismes, épurateurs est comprise entre 20°- 30°c, au-delà, la vitesse de réaction décroît rapidement et le floc bactérien se trouve rapidement épuisé en oxygène.

I.1.3.1.2. L'odeur:

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.

I.1.3.1.3. La couleur:

La couleur de l'eau d'égout d'origine domestique est normalement grisâtre ; une couleur noire indique une décomposition partielle ; les autres Teintes indiquent un apport d'eau résiduaire industrielle

I.1.3.1.4. Les matières en suspension (M.E.S):

Théoriquement, ce sont les matières qui ne sont ni solubilisées, ni à l'état colloïdale. Les matières en suspension comportent des matières organiques et des matières minérales. Toutes les MES ne sont décantables, en particulier les colloïdes retenus par filtration. En général les M.E.S se subdivisent en matières volatiles (M.V.S) et en matières minérales (M.M). Les charges en matières solides apportées par les eaux brutes par habitant et par jour peuvent être estimées, en première approximation à :

- 60 à 80 g dont environ 70% de matières volatiles (réseau séparatif).
- 70 à 90 g dont environ 65% de matières volatiles sèches (réseau unitaire).

I.1.3.1.5. Matières minérales:

On obtient la quantité des matières minérales par la soustraction des matières volatiles des matières en suspension. Elle représente le résidu de la calcination et correspondent à la présence des sels, silice, poussière...

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

I.1.3.1.6. Matières décantables ET non décantables:

On appelle matières décantables les matières qui sont capables de se décanter au bout de deux heures, au-delà ce sont des matières non décantables ; ces dernières dirigées vers le traitement biologique.

I.1.3.2. Les paramètres chimiques:

I.1.3.2.1 Le PH:

La valeur du PH est très importante dans les procédés biologiques, le PH d'une eau représente son acidité ou son alcalinité dont le facteur le plus important est habituellement la concentration en an hydrique de carbone lié à la minéralisation totale.

Le PH des eaux usées urbaines seules est généralement près de la neutralité, entre 7 à 7,5 environ. Un PH différent est l'indice d'une pollution industrielle. L'épuration biologique est possible pour un PH compris entre 6,5 et 8 ; au-delà de ces valeurs, l'activité biologique décroît rapidement.

I.1.3.2.2. l'oxygène dissous:

L'oxygène toujours présent dans l'eau, sa solubilité est fonction de la température, de la pression partielle dans l'atmosphère et de la salinité.. La teneur de l'oxygène dans l'eau dépasse rarement 10mg/l. Elle est fonction de l'origine de l'eau : les eaux superficielles contiennent des quantités relativement importantes proches de la saturation ; par contre, les eaux profondes n'en contiennent le plus souvent que quelques milligrammes par litre.

I.1.3.2.3 La demande biochimique en oxygène (DBO5):

La demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène exprimée en mg/l et consommée dans les conditions de l'essai d'incubation à 20°C et à l'obscurité, pendant 5 jours pour assurer par voie biologique l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète, l'oxydation des matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée. Pour être complète l'oxydation biologique demande un temps de 21 à 28 jours. On obtient alors la DBO ultime.

Par convention, la DBO ultime, trop longue à aboutir, est remplacée par la DBO5, c'est-à-dire par la quantité d'oxygène consommée après 5 jours d'incubation. La DBO5 ne représente normalement que la pollution carbonée biodégradable.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

I.1.3.2.4 La demande chimique en oxygène (DCO):

La DCO représente la quantité d'oxygène nécessaire pour la dégradation chimiquement de toute matière contenue dans les eaux qu'elle soit biodégradable ou non.

L'oxydation est rendue maximale en utilisant un oxydant qui est très fort, c'est le $K_2Cr_2O_7$ et en présence d'un catalyseur ($AgSO_4$). Ce test est particulièrement important pour apprécier le fonctionnement d'une station d'épuration. Il permet l'oxydation de 95% environ des matières organiques.

➤ La notion de biodégradabilité :

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent aqueux à être décomposé ou oxydé par les micro-organismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux.

La biodégradabilité est exprimée par le rapport : DCO / DBO

Ce rapport est proche de 1,5 pour les eaux de vanne ; toute élévation de ce rapport indique qu'il y'a présence d'une pollution industrielle

Ce rapport renseigne aussi sur le mode de traitement à suivre comme s'est indiqué dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO) [2]

| Rapport : DCO/DBO | Mode de traitement |
|---------------------|---|
| $1 < DCO/DBO < 2$ | Traitement biologique |
| $2 < DCO / DBO < 3$ | Traitement biologique avec adaptation De la couche microbienne |
| $DCO / DBO > 3$ | Traitement physico-chimique |

.1.3.2.5. Les nutriments:

➤ Le phosphore :

Le phosphore se trouve dans l'eau sous deux formes :

- la forme minérale : ortho phosphate, poly phosphate)
- la forme organique : dissoute et particulaire

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

L'origine du phosphore peut être urbaine, industrielle ou agricole. Les apports les plus importants sont ceux de la population ;

L'azote :

Il peut être d'origine :

- anthropique : rejets urbains et industriels.
- Naturelle : atmosphérique

Dans les eaux domestiques la concentration globale en azote total (NTK) est de l'ordre de 15 à 20% de la DBO5

I.1.3.3. paramètres microbiologiques:

Les eaux usées contiennent aussi des contaminants microbiologiques (Bactéries, virus pathogènes et parasites).

Le rejet des eaux usées des milieux de baignade ou de zones d'élevage de coquillage fait courir un risque pour la santé publique.

L'eau est un milieu privilégié de la transmission de maladies hydrique qui se fait par une simple injection d'eau infectée et qui peut se propager très rapidement dans les pays qui ne disposent pas de bonnes conditions d'hygiène.

I.1.4. Les normes de rejet :

L'organisation mondiale de la santé(O.M.S) est le responsable de la détermination des normes de rejet.

I-2 Les procédés d'épuration :

I.2.1. Epuration dans une station d'épuration des eaux usées urbaines :

D'une manière générale, une station d'épuration comprend les étapes suivantes :

- a) Les prétraitements ;
- b) Le traitement primaire ;
- c) Le traitement secondaire ;
- d) Les traitements complémentaires ;
- e) Le traitement des boues résiduaires

I.2.2. les techniques de prétraitements

Les eaux usées transportent des matières en suspension très hétérogènes et souvent volumineuses.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

Les dispositifs de prétraitement sont présents dans toutes les stations d'épuration, quels que soient les procédés mis en œuvre à l'aval.

Ils ont pour but d'éliminer les éléments solides ou particuliers les plus grossiers, susceptibles de gêner les traitements ultérieurs ou d'endommager les équipements :

- Déchets volumineux (dégrillage),
- Sables (dessablage),
- Corps gras (dégraissage – déshuilage).

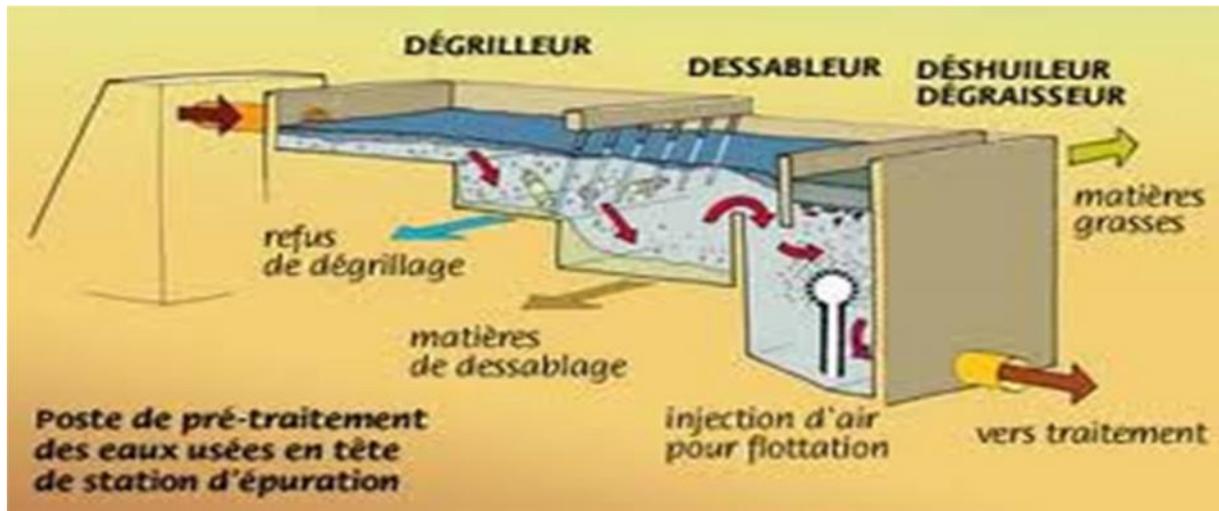


Figure I.1. Technique de prétraitements

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

II.2.2.1. Dégrillage

L'opération de dégrillage permet :

- De protéger la station contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages au niveau de différentes unités de l'installation.
- D'éliminer les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements ultérieurs.

En fonction de l'espacement des barreaux on peut distinguer :

- Le dégrillage fin : écartement de 3 à 10 mm
- Le dégrillage moyen : écartement de 10 à 45 mm
- Le dégrillage grossier : écartement de 50 à 100 mm[1]

On distingue deux types de grilles

➤ Grilles manuelles :

Composées de barreaux inclinés de 60 à 80° sur l'horizontale.

Les refus sont éliminés à l'aide de râpeaux. On utilise ces grilles généralement pour les petites stations.

La surface de ces grilles doit être calculée largement pour en éviter la nécessité d'intervention trop fréquente pour le nettoyage

➤ Grilles mécaniques :

Elles sont destinées aux stations importantes, ou pour les eaux brutes très chargées en matières grossières.

La manœuvre automatique de la grille permet d'éviter le colmatage rapide des canalisations.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

NB : La vitesse moyenne d'écartement à travers les grilles est de l'ordre de 0,6 à 1 m/s, cette vitesse peut atteindre 1,3 à 1,4 au débit maximal.



Figure I.2. Le Dégrilleur

I.2.2.2. Dessablage

Le dessableur permet de retenir les graviers, les sables et les matières minérales de dimensions $> 0,2\text{mm}$, en laissant passer les matières organiques en suspension.

, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites et à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion.

Cette opération a lieu grâce à la vitesse de sédimentation élevée des particules devant la vitesse de passage de l'eau de manière à éviter l'entraînement par le courant d'eau.

L'extraction du sable est réalisée automatiquement :

- Par un ensemble d'émulseurs d'air à fonctionnement synchronisé
- Par raclage vers une fosse de collecte d'extrémité, suivie d'une reprise par pompage.
- Directement par pompe suceuse montée sur le pont roulant.

En fait, les sables extraits des eaux résiduaires urbaines contiennent toujours une certaine proportion de matières organiques qui sédimentent en même temps. La séparation de ces matières doit se faire grâce à une vitesse de balayage, maintenue aux Environs de 0,30 m/s.

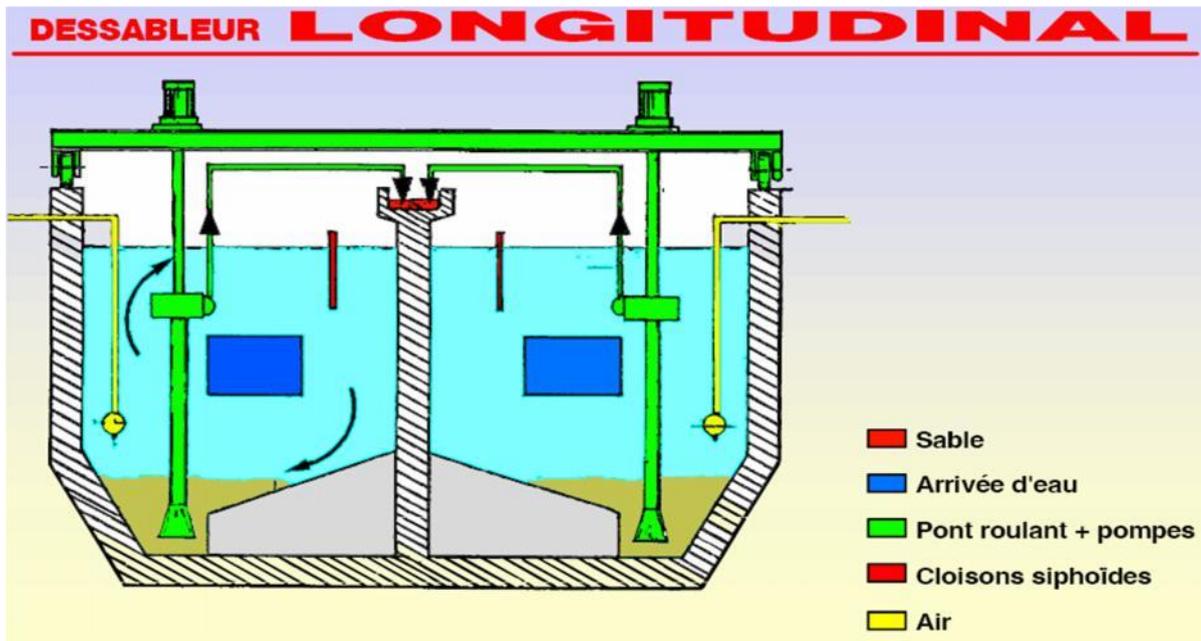


FIGURE I.3. DESABLEUR

I.2.2.3. Déshuilage – dégraissage

Le déshuilage – dégraissage

Consiste à extraire des eaux usées, les graisses et les huiles.

Cette opération fait appel au phénomène de la flottation, basé sur la notion de différence de masse volumique des constituants de l'effluent, en tirant profit de l'aptitude des graisses à s'unir avec les bulles d'air pour former un ensemble «**graisse-air**» moins dense que l'eau, engendrant ainsi un déplacement ascendant de cet ensemble qui se concentrera sur la surface de l'ouvrage.

Les graisses sont alors extraites par un système de raclage mécanique de la surface du dégraisseur.

I.2.3. Les traitements primaires

C'est une séparation physique, liquide solide, dont l'objectif est le maximum de matières en suspension présentes dans les eaux usées. Les matières en suspension que l'on peut habituellement éliminer par décantation font l'objectif classiquement du traitement primaire.

Certains types de station d'épuration ne comportent pas de traitement primaire.

Les rendements sont les suivants :

85à 95% des matières décantables.

50à 65% des matières en suspension.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

25 à 40% de la D.B.O et de la D.C.O. La décantation primaire impose donc un automatisme pour gérer l'extraction des boues. Les décanteurs les plus communément employés sont des appareils circulaires ou rectangulaires à flot horizontal.

I.2.4. Les traitements secondaires (Traitement biologique)

Le traitement biologique des eaux usées urbaines repose sur la dégradation des matières organiques à l'aide des micro-organismes.

La pollution organique comprend une fraction biodégradable estimée par la demande biologique en oxygène ou **DBO₅** et une fraction non biodégradable estimée par la demande chimique en oxygène ou **DCO** (paramètre de référence de l'eau brute).

Les traitements biologiques ne s'attaquent évidemment qu'à la fraction biodégradable de la pollution organique.

Cette opération n'est effectuée que par l'existence d'une flore bactérienne, dans laquelle on retrouvera des champignons, etc..., qui dégradent les matières organiques présentes dans l'eau brute pour leurs besoins spécifiques (nutrition, croissance, reproduction). La dégradation des matières organiques est le résultat du métabolisme bactérien.

En Algérie, c'est aujourd'hui le procédé des boues activées qui est le plus répandu dans les stations d'épuration assurant un traitement secondaire.

Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensif et intensif..[3]

I.2.4.1. Les procédés intensifs

- **les lits bactériens**
- **les disques biologiques**
- **boues activées**

➤ Lits bactériens:

L'épuration des eaux par lit bactérien est une méthode d'épuration biologique par Cultures fixes. Ce système est le plus souvent utilisé pour les eaux très chargées.

Dans cette méthode les micro-organismes épurateurs sont fixés sur un support poreux (pierre poreuse, pierre volcanique, plastique, cailloux ...etc.) formant une pellicule bactérienne en suite l'effluent est dispersé par une grille de répartition sur toute la surface du lit, l'effluent ainsi dispersé percole lentement à travers le massif filtrant et provoque la prolifération des micro-organismes, une recirculation de l'effluent est parfois nécessaire afin de compléter le traitement.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

Lorsque la pellicule bactérienne devient trop importante, elle se détache naturellement; elle doit alors être séparée de l'effluent par décantation .L'eau va donc dans un décanteur secondaire (ou clarificateur) afin d'éliminer les éventuelles boues restantes. [3]

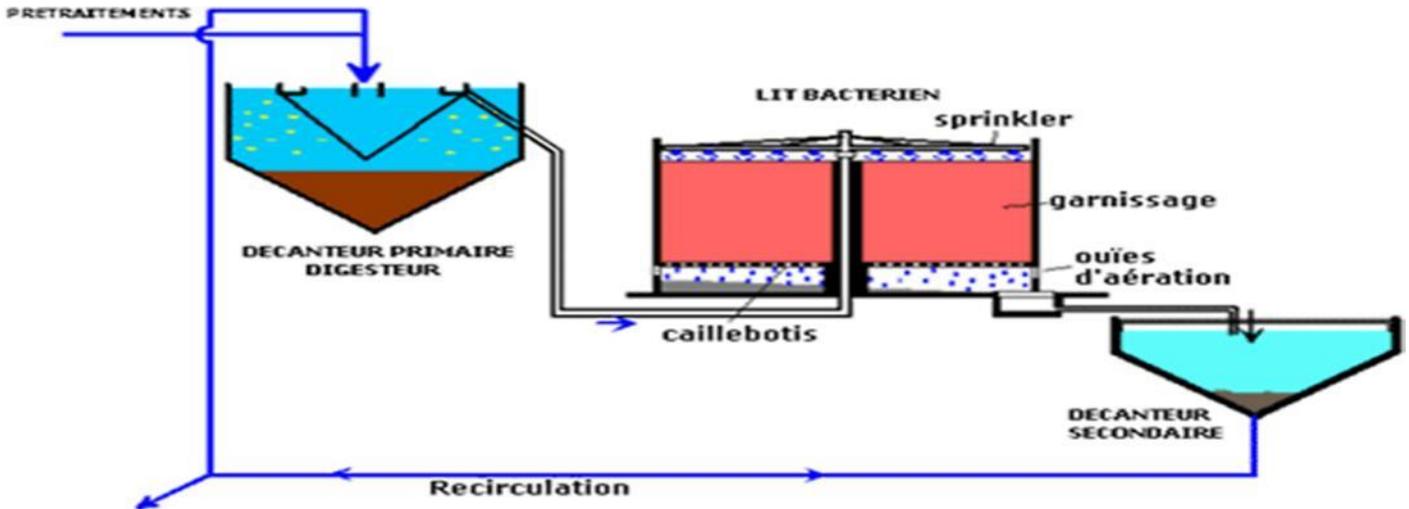


Figure I.4. : Fonctionnement des lits bactériens

➤ Disques biologiques

Les disques biologiques sont une filière du traitement biologique aérobie à biomasse fixe

Les Micro-organismes épurateurs sont supportés par des disques partiellement Immergés dans l'effluent et animés d'un mouvement circulaire assurant à la fois le mélange et l'aération. Pour la phase immergée, la biomasse absorbe la matière

Organique qu'elle dégrade par fermentation aérobie grâce à l'oxygène atmosphérique.

Ce procédé est adapté pour les petites et moyennes agglomérations.[4]



Figure 1.5. :Les disques biologiques

Remarque

Les procédés d'épuration par lits bactériens et disques biologiques ne peuvent pas être envisagés pour les raisons suivantes :

- Problèmes techniques liés à la sensibilité aux variations climatiques et au colmatage,
- Généralement adaptés pour les petites collectivités.

➤ **Boues activées:**

➤ L'épuration par boues activées consiste à mettre l'effluent en contact direct avec un Mélange riche en bactéries par brassage afin de dégrader la matière organique dissoute ou en suspension. Une aération importante est nécessaire pour permettre l'activité des bactéries et ainsi rendre la dégradation possible.

Une épuration par boue activée comprend les éléments suivant :

- ✓ Un bassin d'aération: permettant l'oxygénation du milieu pour favoriser l'activité bactérienne(l'oxydation de la matière organique).
- ✓ Un clarificateur: ou décanteur secondaire permettant la séparation de l'effluent et des boues avant le rejet des eaux (ou le traitement tertiaire si nécessaire).
- ✓ Un dispositif de recirculation des boues : assurant le retour vers le bassin d'aération des boues récupérées dans le clarificateur afin de maintenir une teneur en micro- organisme constante.
- ✓ Un dispositif de brassage: évitant les dépôts et améliorant le contact entre les bactéries et la nourriture afin d'optimisé le traitement. Ainsi, dans le bassin d'aération l'effluent est

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

mis en contact avec les micro-organismes épurateurs en présence d'oxygène vont se développer au dépend des matières biodégradables formant des flocons décantables qui seront éliminés dans le clarificateur, en ce qui concerne les boues décantées une partie sera renvoyée en tête de station et l'autre partie sera envoyée vers une filière de traitement des boues.[5].

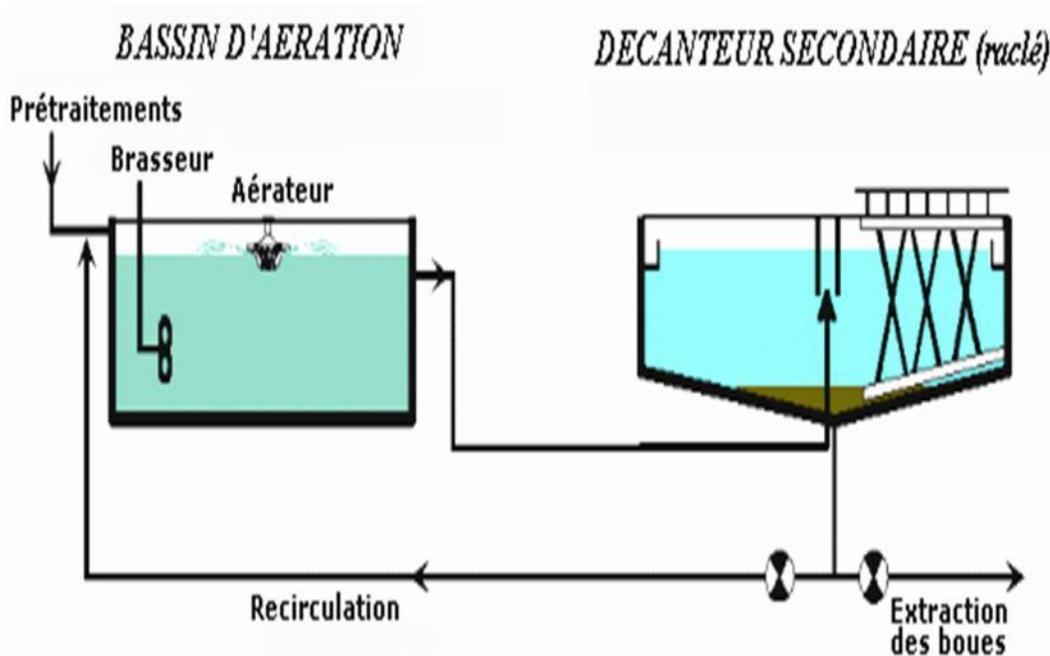


Figure I.6:schéma de l'épuration par boues activées

I.2.4.2.Les procédés extensifs

- **Le lagunage**

Les procédés de lagunage

Définition

C'est le procédé d'épuration Naturel qui pour principe d'utilise la végétation aquatique comme agent épurateur des polluée. Ces plantes sont des supports aux colonies bactériennes

Le principe

Le lagunage c'est un procédé rustique de traitement des eaux usées domestique. Les effluents sont dirigés dans des bassins étanches (l'étanchéité est assurée naturellement, après compactage de la terre ou par l'intermédiaire d'une bâche plastique).à l'air libre sous l'action du soleil, les algues photo synthétisent leur matière première en fournissant, l'oxygène à la population bactérienne.la profondeur des lagunes naturelles est donc faible : 1.2à0.4m

Dans un procédé de traitement de type lagunage la destruction de la pollution

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

À traiter s'opère grâce à une succession et une association de processus physico-chimique et biologiques extrêmement larges

on prendra comme exemple un traitement par lagunage Natural (filrière de traitement la plus courante) ou l'installation est constituée d'une lagune primaire (profondeur totale : 1.5 à 2 m, surface : 5 m²), d'une lagune secondaire (profondeur totale : 1 à 1.5 m, surface : 2.5 m²) lagune tertiaire (profondeur totale 0.5 à 1 m, surface : 2.5 m²)

.dans le premier bassin (bassin à microcytes) s'effectuera une décantation des matières en suspension et d'une partie de la pollution colloïdale. Au fond de cet ouvrage, des micro-organismes anaérobies vont hydrolyser et solubiliser une partie des matières organiques décantées. dans la partie supérieure existe une zone aérobie (aération mécaniquement dans certains cas de sous charge polluante, oxygénation par photosynthèse) ou les bactéries présentes dans le milieu, dégradent les matières organiques solubles ou en suspension selon des processus identiques à ceux qui s'établissent dans un traitement par boues activées l'oxygénation est assurée par des algues, grâce à la photosynthèse

On distingue plusieurs filières de traitement :

Lagunage naturel :

Cette technique est la plus utilisée. Le lagunage Natural se caractérise généralement par la présence de trois bassins creusés dans le sol et disposés en série pour une surface spécifique de 10 à 15 m² et un temps de séjour des effluents de 60 à 90 jours

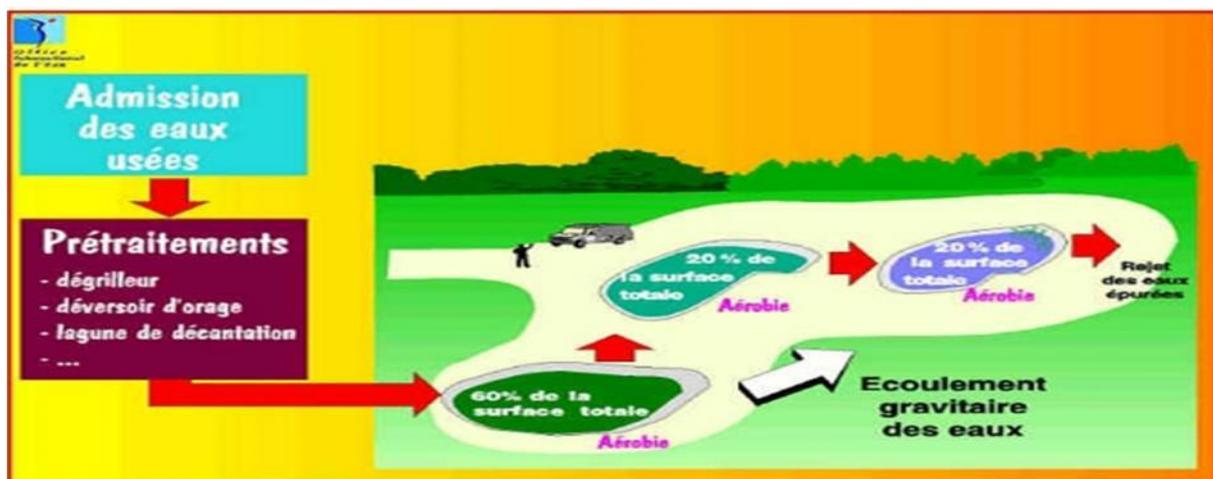


Figure I.7 : Schéma d'une filière de lagunage naturel type

➤ **Lagunage aéré**

Ces installations sont constituées d'une lagune d'aération et d'une lagune de décantation (sur certaines stations, il peut exister plusieurs lagunes d'aération et de décantation). la lagune

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

d'aération est équipée de turbines flottantes ou fixes (profondeur 2à3m) ou de systèmes d'insufflation d'air (profondeur 3à5 m)

➤ **Lagunage anaérobie**

Dans la majorité des cas les problèmes d'odeurs, liés aux faibles rendements obtenus font que le lagunage anaérobie ne peut être utilisé.

On peut toutefois envisager son utilisation comme prétraitement d'eaux industrielles très chargées à condition d'être éloigné de toute habitation. Les temps de séjour sont supérieurs à 20 jours et dépassent fréquemment 50 jours

❖ **Lagune de finition**

Par définition, la mise en place d'un lagunage de finition se justifie chaque fois qu'il est visé une certaine désinfection des effluents et un lissage de la qualité du rejet. Cela constitue un très bon complément derrière une installation boues activées aération prolongée

I.2.5. Les traitements tertiaires ou complémentaires :

La sensibilité de certains milieux récepteurs, les besoins de potabilité d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés.

Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxygénation de l'eau,...) [5]

I.2.5.1. Déphosphoration:

L'élimination des phosphates a un grand intérêt lorsque le rejet s'effectue dans un lac ou un cours d'eau très lent.

Les phénomènes d'eutrophisation peuvent être en effet stimulés par le déversement avec l'eau résiduaire épurée de grandes quantités de phosphates assimilables.

Deux techniques d'emploi sont préconisées pour la déphosphatation :

- La précipitation simultanée par introduction d'un sel de fer ou d'alumine dans les boues activées
- La précipitation séparée qui constitue un troisième stade d'épuration, avec floculation et décantation ou floculation

Dans ce cas, on assure en outre une amélioration complémentaire de la qualité de l'eau épurée car l'on agit également sur les matières en suspension.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

I.2.5.2. Dénitrification:

L'azote contenu dans les eaux urbaines s'élimine par voie biologique simultanément à la pollution carbonée à condition que les paramètres de dimensionnement des ouvrages soient définis en conséquence.

I.2.5.3. Désinfection:

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

Une désinfection chimique peut également être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (0,1 mg/l) et un temps de contact minimal de 20 mn.

L'effet désinfectant du chlore est d'autant plus efficace que la qualité de l'épuration qui précède son injection est meilleure.

I.2.6. Traitement des boues :

Les boues résiduaires résultent des étapes de traitement que subissent les eaux usées, et sont dans de nombreux cas, responsables de problèmes d'exploitation importants et de désordres graves.

Avant d'être rejetées ou réutiliser, les boues doivent subir un traitement qui consiste à

✓ Stabilisation des boues :

La stabilisation a pour but d'éliminer toutes les matières organiques fermentescibles. Elle n'est jamais totale et ne porte pas sur la destruction des matières à fermentation lente (de l'ordre de plusieurs mois). Elle peut s'opérer par voie aérobie ou anaérobie.

✓ Epaissement des boues :

C'est le stade le plus simple de la réduction du volume des boues qui s'effectue sans dépense d'énergie notable.

✓ Déshydratation des boues :

La déshydratation des boues constitue la dernière étape de réduction du volume de boues.

Chapitre I : Généralités sur les eaux usées et les procédés d'épuration

Plusieurs techniques ont été mises en œuvre (Déshydratation sur lits de séchage, Déshydratation mécanique,..)

Le traitement des boues doit répondre à au moins l'un des objectifs suivants :

- La réduction du volume ;
- La réduction du pouvoir fermentescible.

Conclusion:

De manière générale, quel que soit le degré d'élaboration ou de sévérité des techniques d'épurations des eaux usées il subsistera toujours des matières organiques difficilement biodégradables, ainsi même après un traitement secondaire on retrouvera des micro- organismes ou micropolluant qui nous imposerons de prévoir un traitement tertiaire (désinfection) dans l'éventualité d'une réutilisation ultérieure de cette eau à des fins agricoles ou juste pour protéger un milieu récepteur sensible.

Chapitre II :
Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant réaliser n'importe quel projet d'assainissement, il faut étudier le **site** pour connaître les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet. Sachant que, géographique, géologique, démographique, hydraulique

II.1. Situation géographique du site :

La commune d'Arris est située au sud-est de la wilaya de Batna à 60km du chef-lieu de wilaya, elle s'étend sur une superficie de 151.78 km², abrite une population avoisinant les 30248 habitants dans l'année 2008, ce qui nous donne une densité moyenne de 199hab/km² elle est limitée :

Au nord par la commune **d'oued taga**.

Au sud par la commune de **tighanimine**.

À l'est par les communes de **foum toub et ichemoul**.

À l'ouest par la commune de **theniet el abed**.

II.2. ASPECTS PHYSOQUE :**II.2.1. les grandes lignes de relief :**

L'aire d'étude se trouve au centre du massif des Aures, cette situation lui conféré un rôle de desserte des zones montagneuses, se sont des montagnes volumineuses dont l'altitude varie de 900 m à l'extrémité sud-ouest à 2328m au sommet du CHelia, ou les pentes dépassent parfois 50 pourcent cette chaîne est presque continue sur toute sa longueur

L'infléchissement entre le djebel Ichmoul et djebel CHelia ; et elle est bordée au nord comme au sud par de longues vallées à fond généralement plat ce sont les vallées de l'oued labiod au sud et l'oued abdi au nord

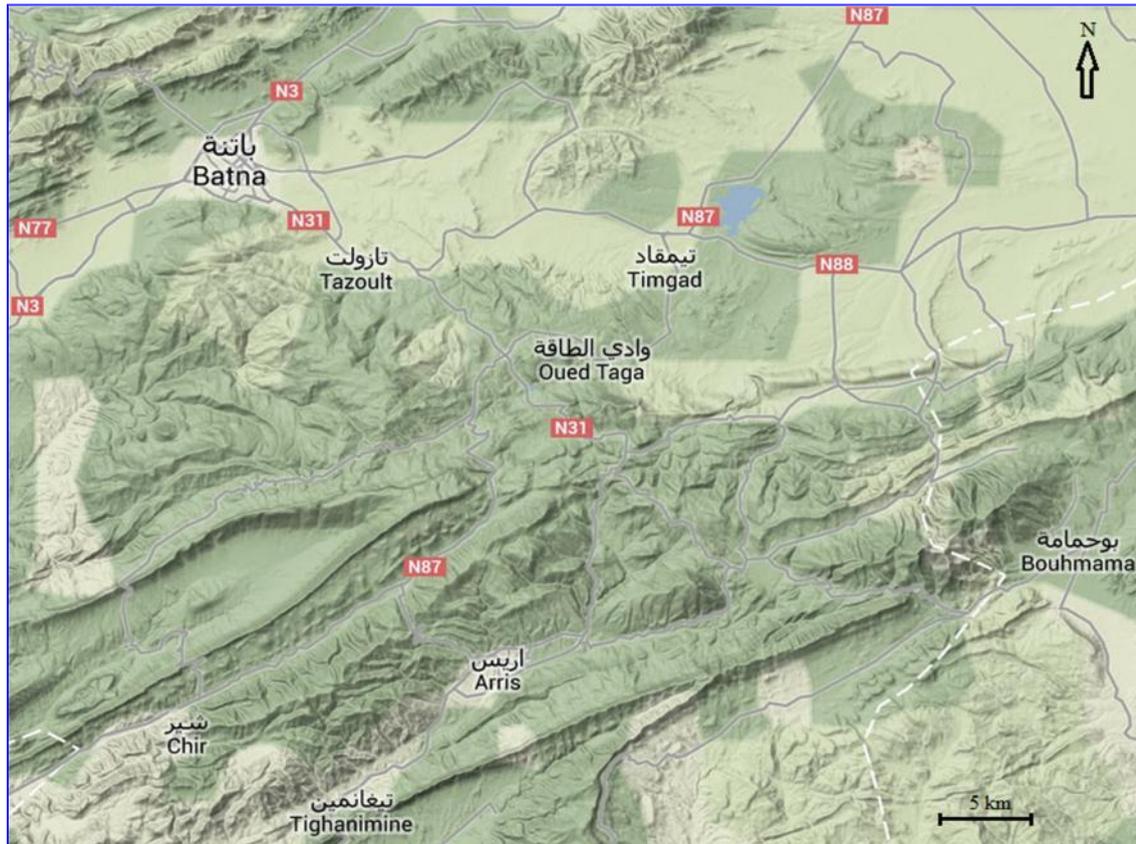


FIGURE II.1. Plan de situation de la ville d'ARRIS

II.2.2 Aperçu géologique sur la région d'Arris :

La région d'Arris constitue le cœur d'une chaîne de montagnes intercontinentales relativement récente, d'Age crétacé.

La structure géologique

La structure de cette région forme un vaste anticlinal ayant des plissements importants dans l'axe est orienté du nord-est –ouest

Des vallées parallèles à cette direction ont été creusées dans cette formation par des érosions puissantes, matérialisées d'ailleurs par une topographie très contrastées

Une série de chaînes de montagnes, séparées par des dépressions parcourues généralement par grands oueds.

Disposition des masses sédimentaires et de la croûte primitive :

- Les vallées formées par les érosions ont été en partie comblées par des dépôts récents : éocène oligocène
- La carte géologique semble former des bandes parallèles de direction nord-est-sud-ouest de terrains tertiaires, alternant avec des bandes crétacées.

Ces terrains très plissés, font affleurer, des sédiments anciens du crétacé inférieur et même du jurassique-quelques lambeaux triasique (roches gypseuses)

Apparaissent à la faveur de quelques cassures ou sous forme de chapeau

Diapirique Totales des croutes primitives

On note donc, des formations essentiellement sédimentaires et une absence totale de la croute primitive.

La sédimentation calcaire uses massive à marne calcaire, de ces terrains est de formation plus récente et l'étage dominant est le crétacé

Enfin les plaines sont quaternaires.

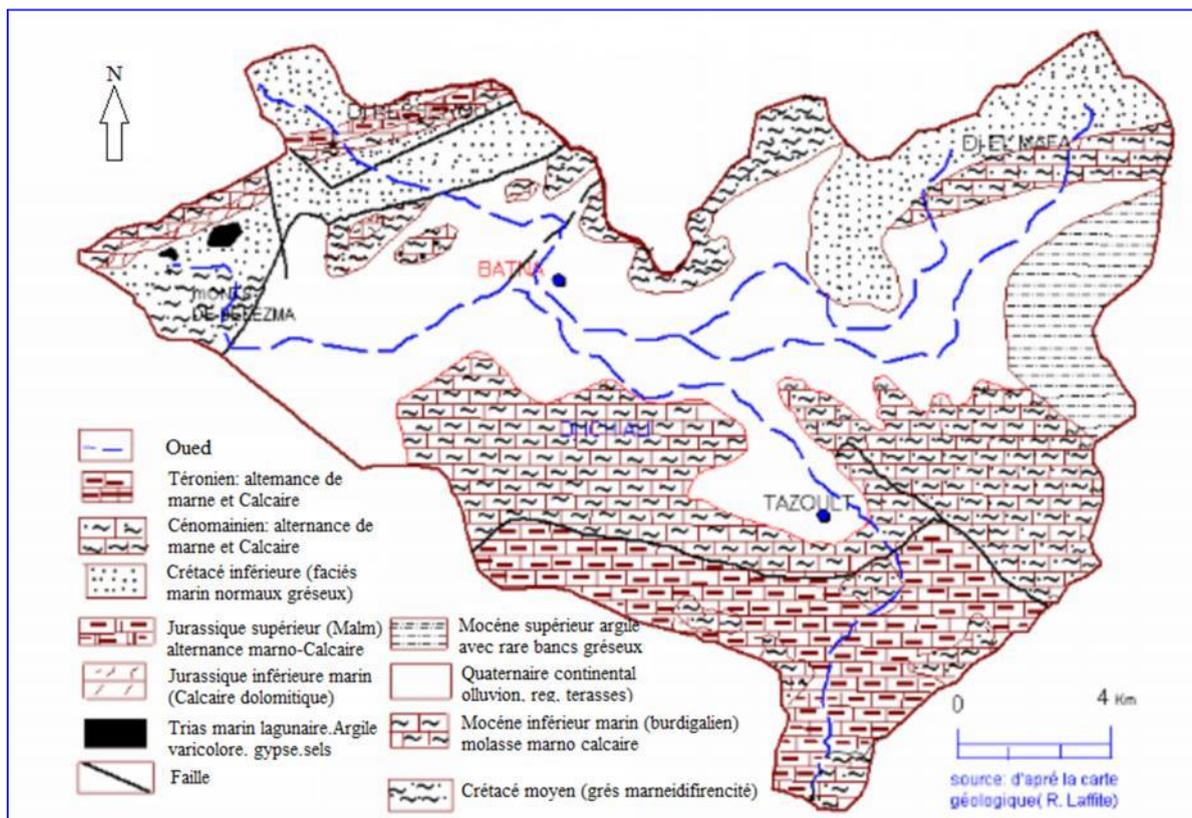


Figure II.2. La carte géologique de la zone d'étude

Tectonique de la région

Cette tectonique intense est caractérisée par un réseau de failles ; qui affectent les terrains plissés, et sont surtout marquées dans les massifs calcaires compacts

II.3. Réseau hydrographique :

Le réseau hydrographique est assez important, comprenant plusieurs oueds, bassins versants et des zones d'émergence acquières, dont le principal oued est l'oued labiod.

La majeure partie des eaux d'écoulement superficiel prend naissance dans les zones montagneuses.

Les chutes de neige importantes pendant l'hiver constitue une réserve importante qui alimente par la suite les oueds et les sources.

L'écoulement des eaux se fait suivant un axe principal du nord vers le sud

Enfin, on note l'existence d'une seule retenue collinaire dans le territoire d'une capacité 4300m³

II.4. HYDROGEOLOGIE :

Dans la structure montagneuse de l'air d'étude, il n'existe pas pratiquement de nappe aquifère proprement dite ; par contre, certain étage géologique formes de calcaires compacts et fissures ou l'existence de zones faillées peuvent constituer de bons réseaux aquifères alimentant des sources importantes

II.5. HYDROLOGIE :

Le bassin versant de oueds labiod, s'ouvre vers le sud après un parcours de près de 100km depuis le djebel chelia jusque 'au foug gherza

Une partie importante du débit est fournie par les sources jaillissant des calcaires fissures, assurant un débit pérenne dès l'origine de l'oued. Par contre les eaux de ruissellement abondant en certaines saisons provoquent cette violentes crues. Celle-ci est d'autant plus grosse que les affleurements de terrain marno-calcaires peu perméables dominant, que les pentes montagneuses

II.6. L'EROSION :

L'érosion est importante sur les versants sud des montagnes que l'absence de végétation a rendu encore plus alarmante surtout vers le sud a partir des gorges de tighanimine. Le versant nord mieux pourvus en végétation.

L'action érosive des ruissellements et de la température est moins importante si des actions énergiques de défense et de restauration des sols ont été réalisées par les reboisements et la

création de banquettes au nord et au sud du djebel ichemoul et autour Arris .le reboisement doit s'étendre le long de la vallée à l'est sur les sols superficiels mono-calcaires

II.8.CLIMATOLOGIE :

Le climat qui caractérise l'aire d'étude est de type continental à étage bioclimatique semi-aride

II.8.1. la température :

La connaissance des températures dans une région ainsi que la maîtrise de leurs variations sont autant d'éléments fondamentaux qui conditionnent les potentiels hydriques, particulièrement par l'effet de l'évapotranspiration en matière de bilan de l'eau. Les observations climatiques sont généralement irrégulièrement effectuées, surtout en ce qui concerne la température à L'échelle horaire ou journalière

TABLEAU II.1.Température moyenne mensuelle (1988-2008)

| Mois | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | AN |
|------------------|-----|---|----|------|------|------|------|------|------|------|------|-----|------|
| Température (c°) | 5.8 | 7 | 10 | 12.3 | 17.8 | 23.2 | 26.3 | 25.6 | 21.5 | 16.7 | 10.7 | 6.8 | 15.6 |

Source : PDAU ARRIS (Subdivision de l'hydraulique d'Arris)

II.8.2. Pluviométrie:

Les précipitations se caractérisent par une irrégularité annuelle présentant ainsi un phénomène très net de la pluviométrie méditerranéenne.

TABLEAU II. 2. Précipitation moyenne mensuelle (1988-2008)

| Mois | J | F | M | A | M | J | J | A | S | O | N | D | AN |
|--------------------|----|----|------|------|------|----|----|----|----|----|----|----|-------|
| Précipitation (mm) | 34 | 20 | 32.5 | 31.5 | 45.5 | 16 | 10 | 22 | 37 | 23 | 28 | 30 | 329.5 |

Source : PDAU ARRIS (Subdivision de l'hydraulique d'Arris)

II.8.3. LES VENTS :

Ils soufflent très fort dans la région pouvant même atteindre 80 km/h, les vents dominants ont le maximum de force au cours de l'hiver.

- ✓ Les vents du nord atteignent rarement la région ou prédominent surtout les vents locaux
- ✓ En été le vente du sud/ouest quelque fois pendant 20 jours par an et apporte avec lui du sable fin et des poussières rendant le climat lourd et chaud
- ✓ Le vent souffle par étape de 2a5 jours et dessèche le climat en le rendant plus désagréable pendant cette période .des donnes plus prévues n'existe pas pour la région

d'Arris mais l'analyse de la ville voisine en l'occurrence celle de Batna montre que pendant toute une période d'observation ,le vent du sud/ouest est celui qui souffle le plus fréquemment et que soit l'heure d'observation ,le vent du sud/ouest est celui qui souffle le plus fréquemment et quelle que soit l'heure d'observation

II.9. Situation démographique :

Le nombre d'habitant actuellement de chef-lieu de ARRIS de l'an 2008, est de 30248 habitants (source DRE).

Le taux d'accroissement global est de 2.31 %. (DRE de BATNA).

Connaissant le nombre d'habitants que comportent notre ville en 2008 et le taux d'accroissement prévu, la population à l'an 2025 et 2040 pourra être estimée grâce à la relation suivante :

$$P = P_0 \cdot (1+t)^n$$

Avec :

P : Population projetée

P_0 : Population à l'année de référence

t : Taux de croissance

n : Nombre d'années compris dans l'intervalle de temps considéré

TABLEAU II.2. Evolution démographique de la ville.

| Année | 2008 | 2015 | 2025 | 2040 |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|
| Nombre des habitants | 30248 | 35492 | 44597 | 62817 |

II.10. Situation hydraulique :

II.10.1. Situation de l'alimentation en eau potable d'Arris :

L'agglomération d'Arris est alimentée en eau partir de source et de forage dont les capacités mobilises sont de l'ordre 130l/s la longueur du réseau se présente comme suit :

1-conduites adduction 15560m/l

2-conduites distribution 44312m/l

En ce qui concerne les capacités de stockage celles-ci sont constituées par 18 réservoirs que sont tous situés dans la zone haute de la ville.

La dotation théorique arrêtée pour la ville d'ARRIS est de 150l/j (DRE)

II.10.2. Situation des rejets des eaux usées :

Le centre d'Arris est doté en réseaux d'assainissement du type unitaire sur une conduite principale 800 et 600 qui longe la voie d'évitement sud pour se diriger vers l'exutoire de la ville .notons qu'une station d'épuration est en projet dans ce cadre un choix de terrain a été fait dans la partie sud/ouest de la commune .

II.11. Milieu récepteur :

Les eaux usées urbaines de la ville D'Arris se déversent directement vers l'oued labiod.

Conclusion :

L'aire d'étude est particulièrement montagneuse, elle englobe environ 65 pourcent de montagnes situées au centre du massif des Aurès

Ce massif est en formation plissée compliquée le site de la ville d'Arris domine la vallée de l'oued LABIOD

Le climat est semi-aride, très rigoureux en hiver et très chaud et sec en été.

Chapitre III :

**Procédés de traitement par
boues activées**

Introduction :

La boue activée est Actuellement le procédé le plus répandu pour traiter des eaux résiduaires urbaines. Il s'agit en effet d'un ensemble de procédés qui ont tous en commun le développement d'une culture bactérienne disposées sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération ou bio réacteur).

III-1 Historique :

Ce procédé est dû à l'observation à Manchester de ARDEN et LOCKETT. Ils mettront au point la technique d'abord dans un seul bassin puis par la suite, amélioreront par l'ajout d'autres bassins et d'autres étapes.

III-2 Principe :

Il existe Quatre principales utilisations spécifiques du procédé à boues activées

- Élimination de la pollution carbonée (matières organiques)
- Élimination de la pollution azotée
- Élimination biologique du phosphore
- Stabilisation des boues : procédé dit d'« aération prolongée » ou « digestion aérobie ».

L'épuration par boues activées consiste à mettre en contact les eaux usées avec un mélange riche en bactéries par brassage pour dégrader la matière organique en suspension ou dissoute. Il y a une aération importante pour permettre l'activité des bactéries et la dégradation de ces matières, suivie d'une décantation à partir de laquelle on renvoie les boues riches en bactéries vers le bassin d'aération

III-3 Domaine d'application :

La technique des boues activées est appropriée pour des eaux usées domestiques d'agglomérations à partir d'environ 400 équivalent-habitants, jusqu'aux plus grandes villes. Elle existe néanmoins pour des installations individuelles, quoique le procédé ne soit pas assez éprouvé. Les effluents industriels ou agroalimentaires sont très variables, et peuvent selon les cas être traités par ce processus, avec souvent une adaptation à leur nature et caractéristiques.

Les eaux usées urbaines sont généralement soumises dans les stations d'épuration à des opérations qui sont représentées dans le schéma suivant :

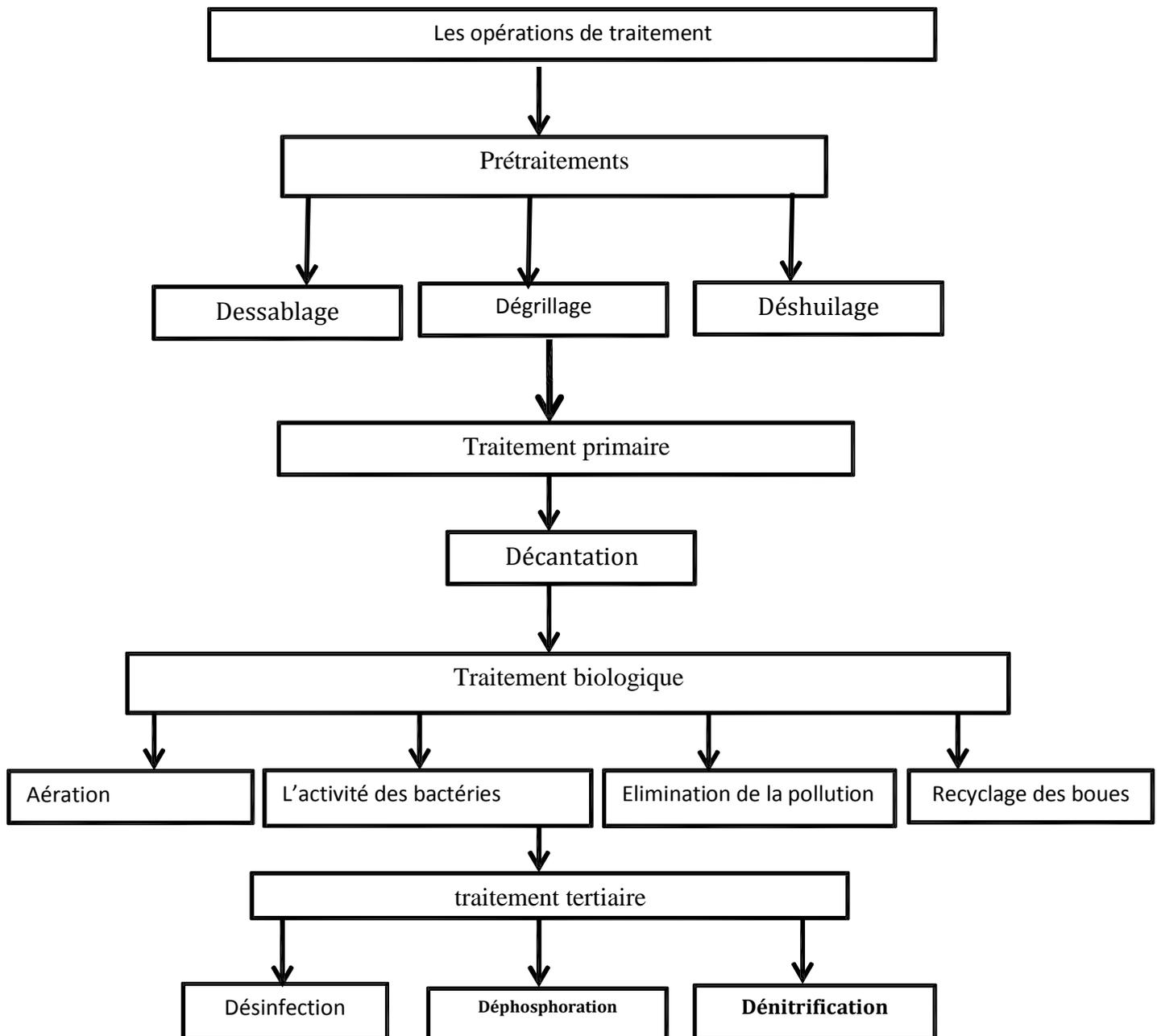


Figure III-1: les opérations de traitement dans la station d'épuration à boue activée

III.4. Composants d'une unité biologique :

Une station de traitement par boues activées comprend dans tous les cas :

- ⇒ Un bassin dit d'aération dans lequel l'eau à épurer est mise en contact avec la masse bactérienne épuratrice.
- ⇒ Un clarificateur dans lequel s'effectue la séparation d'eau épuré et de la culture bactérienne.
- ⇒ Un dispositif de recirculation des boues assurant le retour vers le bassin d'aération des boues biologique récupérées dans le clarificateur, cela permet de maintenir la quantité de micro-organisme constante pour assurer le niveau d'épuration recherché.
- ⇒ Un dispositif de fourniture d'oxygène à la masse bactérienne présente dans le bassin d'aération.
- ⇒ Un dispositif de brassage afin d'assurer au mieux le contact entre le micro-organisme et la nourriture, d'éviter les dépôts de favoriser la diffusion de l'oxygène

L'installation d'une station d'épuration par boue activées comprend successivement [5].

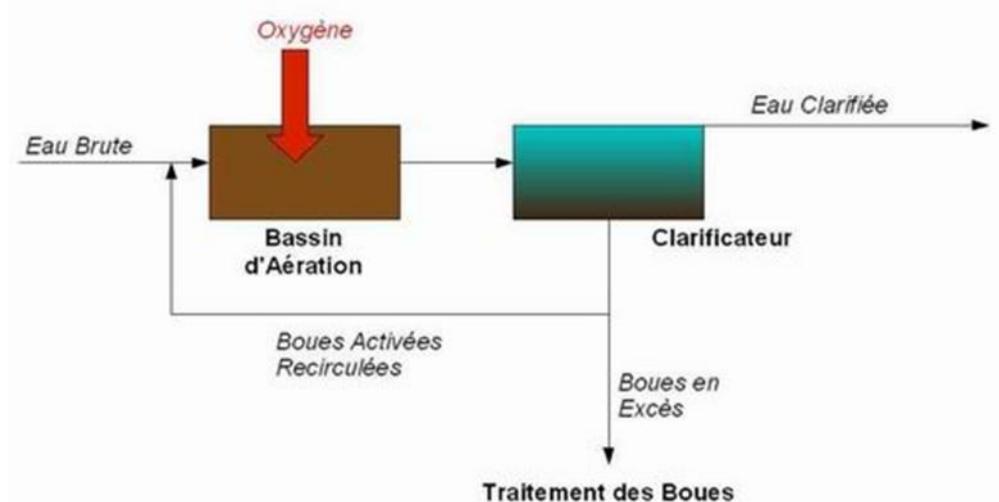


Figure III-2 : représente Composants d'une unité biologique

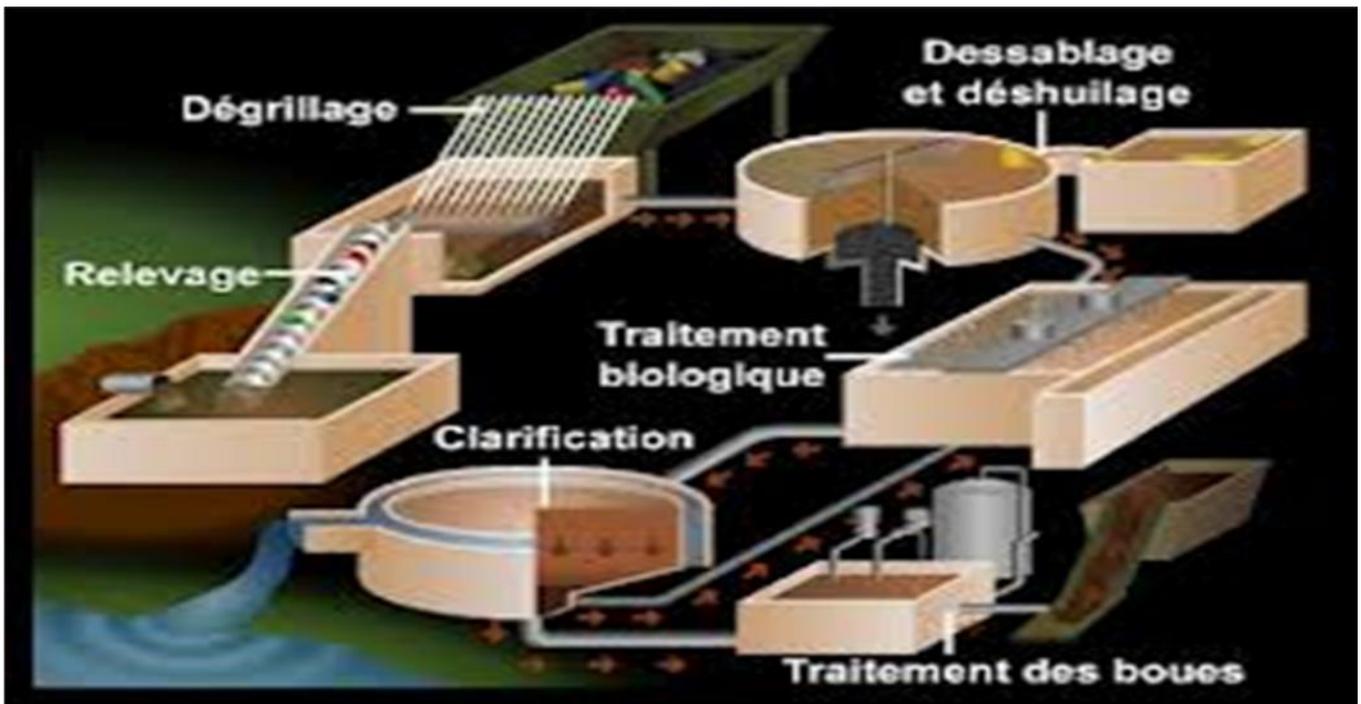


Figure III-3:schéma d'une station de traitement par boues activées
(Source www.wikipedia.fr)

III .5. Théorie de l'épuration par boue activée :

Le procédé consiste à provoquer le développement d'une culture bactérienne dispersée sous forme de flocon dans un bassin brassé et aéré (bassin d'aération) et alimenté en eau à épurer.

Ce bassin de brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser le mélange du floc bactérien et de l'eau usée (liqueur mixte). L'aération qui peut se faire à partir de l'air ou d'un gaz enrichi en oxygène, a pour but de dissoudre ce gaz dans la liqueur mixte afin de répondre aux besoins des bactéries épuratrices aérobies. Après un certain temps de contact suffisant, la liqueur mixte est envoyée dans un clarificateur appelé parfois décanteur secondaire destiné à séparer l'eau épurée des boues. Ces dernières sont en partie recyclées dans le bassin d'aération pour y maintenir une concentration suffisante en bactéries épuratrices et l'excédent (boues en excès) est évacué vers le traitement des boues.

III.5.1. Evolution de la DBO (matière organique de la masse bactérienne en fonction du temps d'aération :

Si on insuffle de l'air dans une eau usée urbaine décantée qui contient naturellement une population microbienne variée. On assiste à une évolution progressive de la masse totale des micro-organismes qui croit, se stabilise puis décroît tandis que la DBO de l'effluent diminue

de façon continue mais à un rythme variable. Une plus poussée du phénomène permet de distinguer quatre phases principales figurées comme suit :

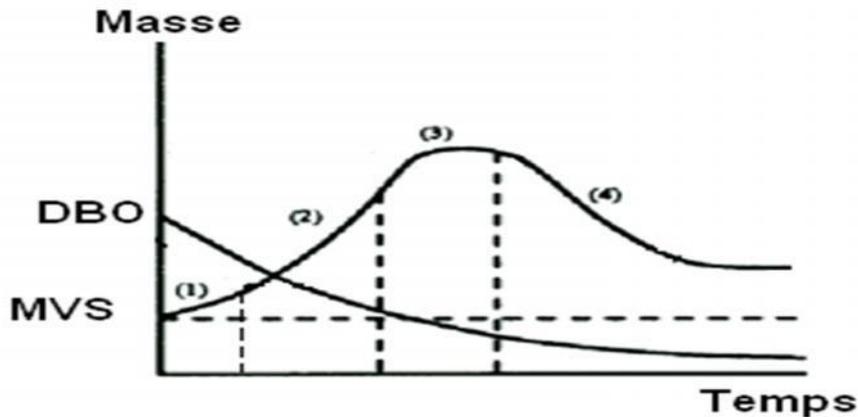


Figure III.4.: développement d'une culture bactérienne

Phase I : de latence :

Pendant laquelle les micro-organismes s'adaptent au milieu nutritif. La vitesse de croissance est nulle, la DBO₅ reste pratiquement constante.

Phase II : de croissance exponentielle :

Pendant cette phase, le milieu riche en nourriture, permet un développement rapide des bactéries. La consommation d'oxygène est élevée par suite de l'activité intense de synthèse cellulaire. Ainsi la DBO diminue rapidement par contre la masse des matières volatiles en suspension augmente et la masse d'oxygène présente dans le milieu décroît.

Phase III : croissance ralentie :

Cette phase est marquée par un appauvrissement du milieu en nourriture entraînant un ralentissement de la synthèse cellulaire. On observe alors un début de plafonnement de la masse de MVS.

Phase IV : de déclin ou phase endogène :

L'épuisement du milieu en matières organiques, provoque la mort de nombreux micro-organismes. Il se passe alors une auto-oxydation c'est la phase endogène. L'oxygène apporté est utilisé par les bactéries pour leur propre transformation en produits finaux (CO₂, H₂O, NO₂...). [7]

III.6. le paramètre de traitement par boues activées :

a. Facteurs de charges :

On définit la caractéristique d'un réacteur par deux facteurs :

- ✧ La charge volumique
- ✧ La charge massique

Lorsque quotidiennement, un certain poids de matière organiques exprimés en DBO₅ (Kg/j) doit être transformé dans un réacteur aérobie de volume V (M³), on définit la charge volumique comme étant le rapport de la pollution apportée par unité de volume de bassin :

$$Cv = \frac{\text{DBO5}\left(\text{entre}\left(\frac{\text{kg}}{\text{j}}\right)\right)}{\text{volume du bassin M}^3} = \frac{L_0}{V}(\text{Kg/m}^3.\text{j})$$

On définit la charge massique comme étant le rapport de la pollution entrante par unité de masse de population bactérienne chargée de son élimination apportée par unité de volume de bassin

$$Cm = \frac{\text{DBO5}\left(\text{entre}\left(\frac{\text{kg}}{\text{j}}\right)\right)}{\text{mvs dans l'aérateur(masse de boue)}(\text{kg})} = \frac{L_0}{XaV}(\text{kg/m}^3.\text{j}) = \frac{L_0}{Xt}(\text{kgDBO5/kg mvs.j})$$

Il vient que $\frac{Cv}{Cm} = Xa$ (concentration des MVS dans l'aérateur)

Selon les valeurs de Cm on peut classer les modes de traitement en :

- ❖ Oxydation totale (aération prolongée) $0.05 < Cm < 0.1$
- ❖ Système à faible charge $0.1 < Cm < 0.2$
- ❖ Système à moyenne charge $0.2 < Cm < 0.5$
- ❖ Système à forte charge $0.5 < Cm < 1$
- ❖ Système à très forte charge $1 < Cm < 5$
- ✓ Ces limites sont évidemment approximatives et varient avec les auteurs
- ✓ La charge volumique est intéressante pour le dimensionnement rapide des bassins d'aération, elle n'a aucune signification biologique.

b. Age des boues :

C'est le rapport entre la quantité de boue dans le bassin et celle extraites quotidiennement, il précise le temps de séjour moyen des boues dans l'aérateur.

$$\theta = \frac{Xt}{\Delta x} = \frac{Xa.v}{\Delta X}$$

ΔX : la masse de boues extraites quotidiennement

V : le volume de l'aérateur

C indice de mohlmaan I_m :

Cet indice appelé (indice de boues) traduit l'état d'hydratation des boues

$$I_m = \frac{v}{m}$$

V : volume de boue décantée en une demi-heure

M : poids des matières en suspension

D indice de donaldson I_d :

C'est l'inverse de l'indice de mohlmann on a :

$$I_d * I_m = 100$$

E potentiel redox des boues :

Une boue normalement aère produit un potentiel redox initial de l'ordre de 300mv

Une boue mal aère présente un potentiel inférieur à 100mv. dans ce cas, la boue décante mal

Et le floc bactérien tend à se désagréger. il n'existe plus de décantation

F effet du PH :

Les systèmes biologiques tolèrent une gamme de PH allant de 5 à 9 avec une zone optimale de 6 à 8

G) effet de quelques toxiques :

La nature du toxique est l'origine métallique dont la présence dans l'effluent inhibe partiellement ou totalement l'activité des micro-organismes.

h)-Besoins en oxygène

Dans le système aérobie que constitue le traitement par boues activées, la teneur en oxygène ne doit pas être un facteur limitant ; la teneur en oxygène dissous dans le bassin d'aération doit être de 1 à 2mg/l au moins [9].

i)-Besoins en nutriments

Les micro-organismes exigent comme tous les êtres vivants une alimentation équilibrée. Cette alimentation requiert la présence d'azote, de phosphore et d'un certain nombre d'oligo-éléments. Ces derniers sont généralement présents en quantité suffisante dans les eaux résiduaires domestiques, ce qui n'est pas le cas des eaux industrielles [9].

j)-Effet de la température :

Les réactions métaboliques sont des réactions enzymatiques soumises aux lois de la cinétique chimique : la vitesse des réactions décroît avec une baisse de la température.

Il peut être nécessaire, avec le refroidissement, d'accroître la teneur en biomasse du liquide afin de maintenir le rendement à son niveau maximal. Les basses températures occasionnent une augmentation de la viscosité donc une décantation plus lente [3].

III-7. Bassin d'aération :

Un bassin d'aération contient des micro-organismes qui, grâce à l'injection d'air, consomment la pollution dissoute et se développent. Ce mélange forme les boues activées.

Le bassin est un ouvrage généralement en béton armé, alimenté en continu par un effluent d'eau usée, dans lequel une population microbienne active est maintenue en suspension grâce à un dispositif mécanique qui assure l'homogénéisation. Et le nom de boues activées est donné aux complexes bactéries protozoaires, et matières minérales se trouvant en suspension dans les divers bassins. Dans ce bassin, les micro-organismes utilisent les matières organiques biodégradables en formant des floccs biologiques (boues activées) par apport intensif d'oxygène.

III-7.LE DECANTEUR SECONDAIRE (Clarificateur):

Pour la séparation de l'eau traitée et des boues qui proviennent du bassin d'aération on utilise des clarificateurs auxquels, on donne aussi le nom de décanteurs secondaires.

Pour que la décantation secondaire en boues activées soit efficace, deux conditions essentielles doivent être vérifiées:

⇒ La surface de séparation des boues sédimentaires et du surnageant se maintient à une distance stable de la zone de surverse.

⇒ Cette distance doit être la plus importante possible.

Dans le cas des boues activées, la décantation présente deux variantes:

⇒ Système à bassins séparés: la décantation et l'aération seront alors dans deux bassins distincts;

⇒ Système combiné: les phases de décantation et d'aération ont lieu dans le même ouvrage. La séparation du flocc bactérien et de la liqueur interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation.

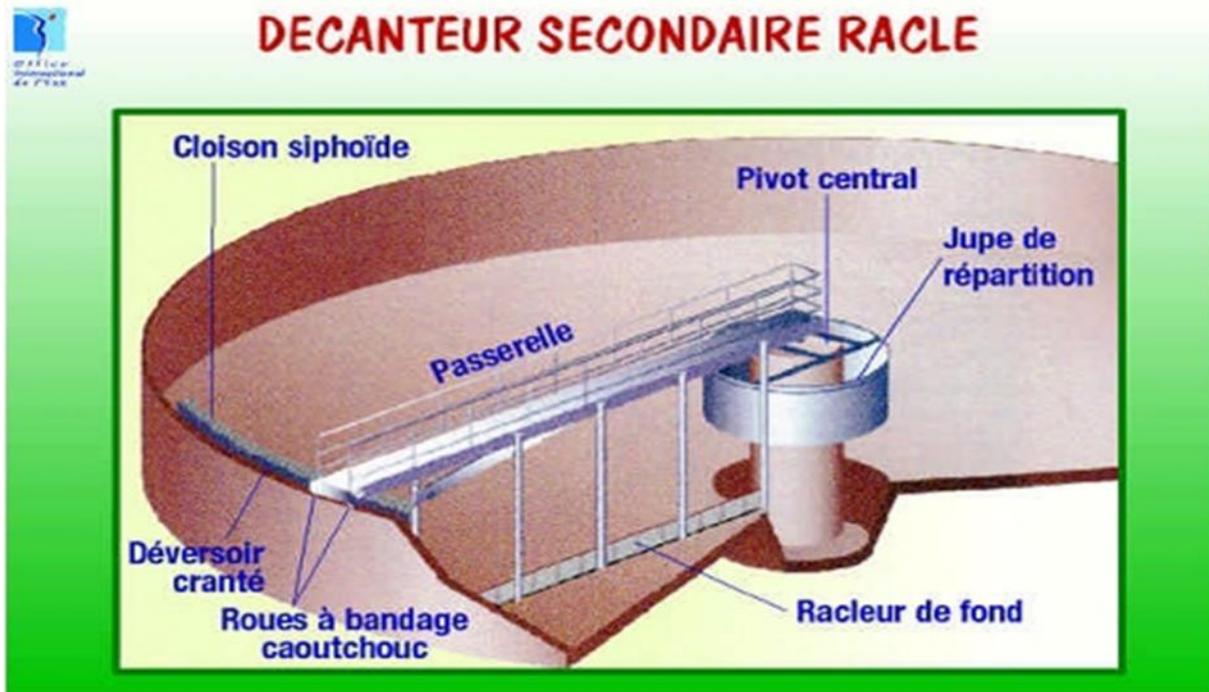


Figure III-5. : Décanteur secondaire (clarificateur)

III .8.Choix du procédé d'épuration :

Pour arriver à dimensionner une station d'épuration il faut choisir un de ces procédés en prenant en considération les avantages les inconvénients. [7]

Procédé à forte charge :

Le procédé à forte charge est consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

Procédé à moyenne charge :

Le procédé à moyenne charge est aussi consacré au traitement des effluents des collectivités de grandes importances.

Procédé à faible charge :

Ce procédé est utilisé pour le traitement des effluents à caractère domestique dominant de petites et moyenne collectivités

Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents procédés

| | Avantages | Inconvénients |
|----------------|--|--|
| Forte charge | <ul style="list-style-type: none"> - Un temps de contact relativement court entre l'eau à épurer et les boues activées ; - Très bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution. | <ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissement assez important ; - Consommation énergétique importante ; - La nitrification est incomplète ou difficile ; - Le bassin d'aération est précédé d'un décanteur primaire. |
| Moyenne charge | <ul style="list-style-type: none"> - La consommation énergétique du poste d'aération est plus faible ; - Prend un espace moyen dans le terrain - Pour toute taille de collectivité. | <ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; - Décantabilité - des boues pas toujours aisée à maîtriser. |
| Faible charge | <ul style="list-style-type: none"> - Assure une bonne élimination de DBO₅ - Résiste mieux aux fluctuations de charge polluante ; - L'exploitation de telles stations est très simplifiée ; - Prend un petit espace dans le terrain. | <ul style="list-style-type: none"> - Le temps de séjour dans le bassin ; - Investissement coûteux ; - Le bassin d'aération, plus largement dimensionné ; - Les boues sont plus concentrées d'où la décantation dans le clarificateur est lente, il faut prévoir une surface très importante. |

III.9. Traitement Tertiaire (Désinfection) :

Après traitement biologique et même traitement tertiaire, il peut être encore nécessaire de désinfecter les eaux résiduaires avant rejet. C'est le cas de certaines eaux que l'on peut soupçonner de contenir des microbes pathogènes en grandes quantités telles que les rejets hospitaliers...

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen de dispositifs qui créent des aérosols.

Une désinfection chimique peut également être envisagée. Le réactif le plus fréquemment utilisé est l'eau de Javel, qui nécessite, pour être efficace, le maintien d'une teneur résiduelle suffisante (1 mg/l) et un temps de contact minimal de 20 mn.

L'effet désinfectant du chlore est d'autant plus efficace que la qualité de l'épuration qui précède son injection est meilleure. [8]

III.10. Traitement Des Boues :**➤ Epaissement**

C'est le premier stade de réduction du volume des boues à traiter. Le dimensionnement et le coût d'exploitation de la chaîne de traitement des boues en sont directement dépendants. Le plus souvent est de concentration des boues collectées dans les décanteurs de clarification, tout en évitant d'atteindre une valeur éventuellement incompatible avec le pompage de ces boues.

Le séchage des boues sur des lits de sables est une technique de déshydratation naturelle. Elle n'est à retenir que sur des boues bien stabilisées (digérées anaérobique ment ou éventuellement d'aération prolongée). Lits de séchage comprend deux couches :

- * Une première couche support de graviers où sont aménagés des drains.
- * Une deuxième couche filtrante de sable.

Cette technique est basée sur une première phase de drainage et une deuxième de séchage atmosphérique. Cette dernière demeure tributaire des conditions climatiques. La siccité peut atteindre 40 à 60 % en cas de l'ensoleillement optimal.

CONCLUSION :

Dans cette chapitre on a parlé de la procédé de traitement à boue active, on définir la Théorie de l'épuration par boue activée et les Composants d'une unité biologique, les paramètres de traitement par boues activées, aussi les choix de procède et les avantages et les Inconvénients de chaque choix. On va faire une étude technico-économique des différentes variantes (moyenne et faible d'après leurs avantages et inconvénients) et on cherche surtout à avoir un bon rendement épuratoire de l'efflué

Chapitre IV :
**Dimensionnement de la station
d'épuration**

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction :

La station d'épuration recevra une pollution à caractère domestique prédominant. L'effluent épuré sera rejeté par la suite. Le dimensionnement de la station d'épuration on se basera sur le débit rejeté et les charges polluantes véhiculées par les eaux usées.

On peut dire que la technique d'épuration par boues activées est la meilleure solution pour traiter les eaux usées de la ville Arris

IV.1 La qualité des eaux usées :

Dans cette partie, il s'agit de faire une évaluation qualitative et quantitative de la charge polluante issue des rejets des eaux usées de la ville Arris Pour cela, nous avons procédé aux analyses des différents paramètres de pollution.

Afin de faire ressortir la composition de ces eaux usées, nous donnerons les résultats puis l'interprétation de ces analyses en considérant les paramètres de pollution les plus importants

IV.1.1. Les paramètres analysés :

Les paramètres qui ont été analysés sont les suivants :

1. Temperature, pH, Turbidité, Conductivité ;
2. Matières en suspension (MES) ;
3. Demande biochimique en oxygène (DBO₅) ;
4. Demande chimique en oxygène (DCO) ;
5. Matière organiques MO ;
6. Oxygène dissous (O₂dissous) ;
7. Phosphate (PO₄);
8. Azote (total).

IV.1.2. Les méthodes d'analyses utilisées :

Le tableau ci-joint illustre les méthodes d'analyses généralement utilisées pour les principaux paramètres examinés.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

TABLEAU IV.1 Méthodes utilisées pour l'analyse des paramètres de pollution

| Paramètre | Méthode utilisées |
|--------------------------------|--------------------------|
| Température | Thermomètre |
| Ph | PH-mètre |
| Oxygène dissous | Oxymètre |
| Conductivité | Conductimètre |
| MES | Filtration |
| DCO | Bichromate de potassium |
| DBO ₅ | Manométrique (DBO-mètre) |
| Phosphore, Sulfates, Chlorures | Colorimétrique |
| Na ; Ca ; Mg | Analyse volumétrique |

IV.1. 3. Les normes de rejets :

Les normes de rejets avant ou après traitement sont destinées à la protection du milieu récepteur naturel.

Les valeurs limites maximales des paramètres de rejet sont présentées dans le tableau suivant :

TABLEAU.IV.2 Valeurs limites maximales des paramètres de rejet

| Paramètres | Unités | Valeurs Limites | Tolérances aux valeurs limites Anciennes Installations |
|-----------------------------------|--------|-----------------|--|
| Température | °C | 30 | 30 |
| PH | - | 6,5 - 8,5 | 6,5 - 8,5 |
| MES | mg/l | 35 | 40 |
| Azote Kjeldahl | " | 30 | 40 |
| Phosphore total | " | 10 | 15 |
| DCO | " | 120 | 130 |
| DBO ₅ | " | 35 | 40 |
| Substances toxiques bio cumulable | " | 0,005 | 0,01 |
| Cyanures | " | 0,1 | 0,15 |
| Fluor et composes | " | 15 | 20 |
| Indice de phenols | " | 0,3 | 0,5 |
| Hydro carbures totaux | " | 10 | 15 |
| Huiles et Graisses | " | 20 | 30 |
| Cadmium | " | 0,2 | 0,25 |
| Cuivre total | " | 0,5 | 1 |
| Mercure total | " | 0,01 | 0,05 |
| Plomb total | " | 0,5 | 0,75 |
| Chrome Total | " | 0,5 | 0,75 |

(Source : Journal officiel de la République Algérienne, N°26 du 23/04/2006)

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1.4.les résultats analytique :

TABLEAU.IV.3 résultats analytiques

| Paramètre physico-chimique | Unité | Moyenne |
|-----------------------------------|-----------------------|----------------|
| Température en eau | (°C) | 27 |
| PH | ...— | 7.15 |
| M.E.S (105°C) | (mg/l) | 583 |
| M.V.S | (mg/l) | 245 |
| D.C.O | (mgO ₂ /l) | 833 |
| D.B.O₅ | (mgO ₂ /l) | 450 |
| Azote | (mg/l) | 29.34 |
| DCO/DBO₅ | (mg/l) | 1.85 |
| PO₄ | (mg/l) | 1.41 |

IV.1.5.Interprétations des résultats :

IV.1.5.1.Température:

La température de l'effluent brut examiné se situe autour de 27°C ce qui favorise la croissance des micro-organismes.

La mesure de ce paramètre si important doit être effectué à l'entrée d'une station d'épuration car il influe sur l'efficacité des décanteurs et des processus d'épuration biologique.

IV.1.5.2.pH:

Les valeurs de pH mesuré sont comprises entre 7.1 et 7.2 ce qui montre la neutralité des eaux de rejets.

Notons que toutes les valeurs trouvées se situent dans la fourchette (6.5-8.5) admise par les normes de rejets.

IV.1.5.3.Matières en suspension:

Il est d'usage en traitement des eaux d'appeler " matières en suspension", des impuretés séparables par filtration ou centrifugation. Les matières en suspension comportent des matières organiques et des matières minérales.

Dans les résultats d'analyse obtenus montrent que le rejet de la ville el ARRIS est chargé des matières en suspensions.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1.5.4. La D.B.O₅ ET la D.C.O:

❖ D.B.O₅ :

La demande biologique en oxygène d'une eau résiduaire a une valeur inférieure à celle de la D.C.O correspondante.

La valeur moyenne de la D.B.O₅ est égale à 450 mg/l, cette valeur qui montre une teneur moyenne en matières organiques biodégradables.

❖ D.C.O:

Les résultats obtenus pour les échantillons analysés font ressortir que la valeur moyenne de la D.C.O mesurée est égale à 833 mg/l.

❖ D.C.O/ D.B.O₅

Les valeurs de la DCO et le rapport $DCO/DBO=1.85 < 2,5$ reflètent le caractère urbain et biodégradable des rejets analysés.

IV.2. Calculs de base pour le dimensionnement :

On dimensionne tous les ouvrages de la station d'épuration à l'horizon 2025 et 2040.

IV.2.1. Estimation des débits :

Le calcul des débits des eaux usées rejetées se déduit de celui des besoins en eau potable par application d'un coefficient de rejet estimé à **80 %**.

Selon la DRE de W. BATNA, la dotation moyenne journalière en eau potable est estimée à 150 l/hab. /j.

a) Calcul du débit de consommation en eau potable pour la population

On peut déterminer le débit de consommation en eau potable par la population suivant la relation :

$$Q_C = Dot * N \dots \dots \dots \text{IV.1.}$$

Avec :

- **Dot** : dotation en eau potable (150 l/hab. /j) ;

N : nombre d'habitant .La population à l'an 2025 et 2040 pourra être estimée grâce à la relation suivante : $P = P_0 * (1+t)^n$; Avec t le taux d'accroissement prévu (2.34%)

b) Calcul du debit des équipements

Compte tenu de la difficulté d'évaluer les débits des eaux usées des équipements, les besoins en eau des équipements sont évalués en utilisant un taux de majoration de **20%** de la

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

consommation en eau potable de la population selon la DRE de BATNA. Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{equip} = Q_C * 0,20 \dots \dots \dots \text{IV.2.}$$

Avec :

- Q_C : Débit de consommation en eau potable ;
- $0, 20$:taux de majoration.

c) Calcul du débit total en eau potable

C'est la somme des débits (débit de consommation et le débit des équipements).

$$Q_{cons\ tot} = Q_c + Q_{equip} \dots \dots \dots \text{IV.3.}$$

Les résultats des calculs des débits en eau potable pour les deux horizons sont résumés sur le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4. : Consommation en eau pour les secteurs domestiques et équipements pour les deux horizons :

| Agglomération | Horizons | |
|---|----------|-----------------|
| | 2025 | 2040(extension) |
| Population | 44597 | 62817 |
| Q consommé en eau potable (m ³ /j) | 6689.55 | 9422.55 |
| Q (besoins) d'équipement (m ³ /j) | 1337.91 | 1884.51 |
| $Q_{cons\ total}$ (m ³ / j) | 8027.46 | 11307.06 |

IV.2.2 Evaluation des rejets :

Les débits d'eaux usées à déterminer pour les deux horizons sont :

1. Le débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$.
2. Le débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$.
3. Le débit moyen diurne $Q_{moy\ d}$.
4. Le débit de pointe de pointe par temps sec Q_{pts} .
5. Le débit de pointe par temps de pluie Q_{ptp}

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

a. Calcul pour l'horizon 2025:

a) Débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$)

Le débit rejeté par notre agglomération est estimé à **80%** de la consommation en eau potable totale ; il est donné par la relation suivante :

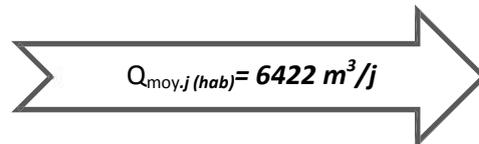
$$Q_{moy,j} = Q_{const} * C \dots \dots \dots \text{IV.4.}$$

Avec :

✓ Q_{const} : Débit totale en eau potable.

✓ Crj : coefficient de rejet = 0,8

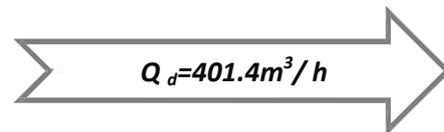
Donc : $Q_{moy,j(hab)} = 8027.46 * 0,8 = 6422 \text{ m}^3/\text{j}$



Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, soit :

$$Q_d = \frac{Q_{moy,j}}{16} \dots \dots \dots \text{IV.5.}$$

Donc : $Q_d = \frac{6422}{16} = 401.4 \text{ m}^3/\text{h}$



b) Débit de pointe en temps sec (Q_{pts})

Le débit de pointe par temps sec est donné par la relation suivante :

$$Q_{pts} = K_p * Q_{moy,j} \dots \dots \dots \text{IV.6.}$$

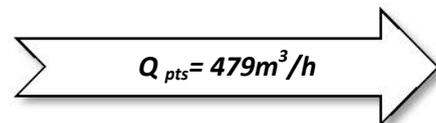
Avec :
$$K_p = \begin{cases} 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} & \text{si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s.} \\ 3 & \text{si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s.} \end{cases}$$
 K_p : coefficient de point.

Dans notre cas le $Q_{moy,j} = 74.33 \text{ l/s}$ d'où le calcul du débit de pointe sera :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{74.33}} \approx 1,79$$

Donc : $Q_{pts} = 1,79 \times 74.33 = 133.05 \text{ L/s}$

D'où on prend le débit en temps sec égale : $Q_{pts} = 0,133 \text{ m}^3/\text{s}$



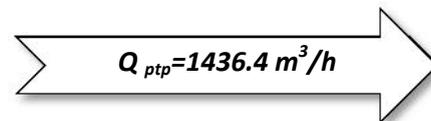
c) Débit de la station en temps de pluie (Q_{ptp})

Le débit de pointe en temps de pluie est donné par la relation suivant:

$$Q_{ptp} = (3 \div 5) Q_{pts} \quad \quad \quad Q_{pts} : \text{débit de point temps sec}$$

NB : Dans notre cas, la dilution sera de **3**. Ce nombre est justifié par la précipitation intense que connaît la région. \implies

Donc : $Q_{ptp} = 3 * Q_{pts} = 0,133 * 3 = 0,399 \text{ m}^3/\text{s}$



a) Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab)

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques et pour un éventuel calcul de système d'épuration, il faut disposer d'une unité dite « Équivalent habitant », il se définit comme étant la pollution produite par habitant et par jour exprimé en gramme d'oxygène nécessaire à sa dégradation.

On détermine alors l'équivalent habitant comme suit :

$$N_{EH} = \text{nombre d'habitant} + n \dots \dots \dots \text{IV.7.}$$

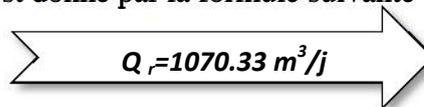
Tel que :

- N_{EH} : nombre d'équivalent habitant.
- n : nombre d'équivalent habitant correspond aux équipements.

❖ Calcul du nombre d'équivalent habitant correspondant aux rejets des équipements

Le débit d'eau usée rejeté par les équipements est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{eq} * 0,8 = 1337,91 * 0,8 = 1070,33 \text{ m}^3/\text{j}$$



On a alors /

$$N = 1070,33 * 10^3 / 150 = 8919,42 \text{ hab.}$$



D'où le nombre d'équivalent- habitant total (nombre 'habitant) est :

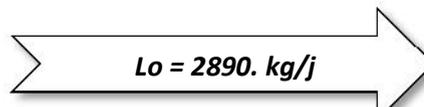
$$N_{EH} = 44597 + 8920 = 53517 \text{ EH.}$$



b) La charge moyenne journalière en DBO_5

$$L_o \text{ (kg/j)} = C_{DBO5} * Q_j \dots \dots \dots \text{IV.8.}$$

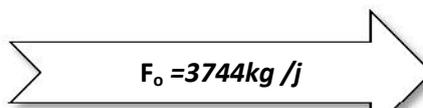
$$= 0,45 * 6422 * = 2890 \text{ kg/j}$$



- ✓ L_o : charge moyenne journalière en DBO_5 .
- ✓ C_{DBO5} : la concentration en DBO_5 moyenne.
- ✓ Q_j : débit moyen journalier en m^3/j .

c) La charge en MES

$$\text{Donc: } F_o = C_{MES} * Q_j = 0,583 * 6422 = 3744 \text{ kg/j}$$



Avec :

- ✓ F_o : charge moyenne journalière en MES.
- ✓ C_{MES} : la concentration moyenne en MES.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.5: Les bases de dimensionnement des ouvrages d'épuration de la station pour les deux horizons

| Désignation des données de base du projet | Notation | Horizon 2025 | extension |
|---|-----------------|--------------|--------------|
| | | | Horizon 2040 |
| Coefficient de rejet. | C_{rj} | 80 % | 80 % |
| Consommation en eau potable totale (m^3/j) | $Q_{cons\ tot}$ | 8027.46 | 11307.06 |
| Population équivalente (EH). | N_{EH} | 53517 | 75381 |
| Débit moyen en eaux usées (m^3/j) | Q_{moyj} | 6422 | 9045 |
| Débit moyen horaire de rejet (m^3/h) | Q_{moyh} | 267.6 | 376.9 |
| Coefficient de pointe par temps sec | K_p | 1,79 | 1,74 |
| Débit de pointe par temps sec (m^3/s) | Q_{pts} | 0.133 | 0.182 |
| Coefficient de pointe par temps de pluie | C_{pl} | 3 | 3 |
| Débit de pointe en temps de pluie (m^3/h) | Q_{ptp} | 1436.4 | 1965.6 |
| Débit diurne (m^3/h) | Q_d | 401.4 | 565.35 |
| Charge journalière en (DBO_5) (kg/j) | L_0 | 2890 | 4070.52 |
| Concentration de l'effluent en (DBO_5) (mg/l) | C_{DBO5} | 450 | 450 |
| Charge journalière en (MES) (kg/j) | F_0 | 3744 | 5273.6 |
| Concentration de l'effluent en (MES) (mg/l) | C_{MES} | 583 | 583 |

IV.3. Dimensionnement des ouvrages de la Station d'épuration :

La station comprend outre un déversoir d'orage et un poste de relevage des eaux brutes :

- Un prétraitement comprenant :

- 1-Le dégrilleur ;
- 2-Le déssableur-déshuileur ;
- 3-Décanteur primaire.
- Un traitement biologique comprenant :
 - 1-Le bassin d'aération ;
 - 2-Le clarificateur.
- Un traitement tertiaire comprenant :
 - Le bassin de désinfection.
- Traitement des boues comprenant:
 - 1-Épaississeur ;
 - 2-Stabilisateur aérobic ;
 - 3-lit de séchage.

IV.3.1. Prétraitements :

IV.3.1.1. Dégrillage :

L'opération du dégrillage a pour d'éliminer les matières volumineuses transportées par l'eau résiduaire ; c'est ce qui permet de protéger la station contre le problème de bouchage au niveau de ces des différents ouvrages.

Pour le calcul de la grille, on utilise la méthode de KIRSCHMER.

La largeur de la grille est donnée par l'expression :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \delta} \text{ (m)} \dots\dots\dots \text{IV.9.}$$

- ✧ L : Largeur de la grille (m).
- ✧ α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°
- ✧ h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m). $h_{\max} = (0,15 - 1,5) [8]$
- ✧ β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots\dots\dots \text{IV.10.}$$

Tel que:

- ✧ d : épaisseur des barreaux (cm).
- ✧ e : espacement entre les barreaux (cm).

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.6. : Espacement et épaisseur des barreaux [6]

| Paramètres | Grilles grossières | Grilles fines |
|------------|--------------------|---------------|
| d (cm) | 2,00 | 1,00 |
| e (cm) | 5 à 10 | 0,3 à 1 |

✓ δ : Coefficient de colmatage de la grille.

- La grille manuelle : $\delta = 0,25$

- La grille mécanique : $\delta = 0,5$

✓ S : Surface de passage de l'effluent tel que :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V} \dots\dots\dots \text{IV.11.}$$

✓ Q_{ptp} : Débit de pointe (débit de la station) (m³/s).

✓ V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).

Dans le but de favoriser un écoulement sans dépôts et éviter le colmatage en profondeur des barreaux et pour ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes, la vitesse d'écoulement se situe dans l'intervalle $0,6 \text{ m/s} < V < 1,4 \text{ m/s}$.

Une vitesse de passage inférieure à 0,6 m/s provoque un dépôt de sable au fond du canal.

L'expression de la largeur devient alors :

$$L = \frac{Q_{ptp} \times \sin \alpha}{V \times h \max(1 - \beta) \delta} (m) \dots\dots\dots \text{IV.12.}$$

Calcul pour l'horizon 2025 :

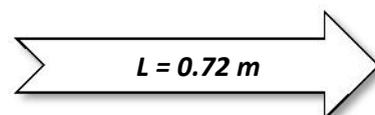
a) Dégriilleur grossier

Cet ouvrage est indispensable, il permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation et protégera les pompes contre les corps volumineux, cette grille comporte des espacements de 50 mm. Pour calcul la largeur de la grille grossier on a :

- $\alpha = 60^\circ$;
- $h_{\max} = 1 \text{ m}$;
- $Q_{ptp} = 0,399 \text{ m}^3/\text{s}$;
- $e = 8 \text{ cm}$;
- $V = 1,2 \text{ m/s}$;
- $\beta = 0,2$;
- $d = 2 \text{ cm}$;
- $\delta = 0,5$ grille automatique.

D'après la formule (VI-16) on aura :

$$L = \frac{0,399 \times \sin 60^\circ}{1,2 \times 1 \times (1 - 0,2) \times 0,5} = \frac{0,399 \times 0,87}{1,2 \times 0,8 \times 0,5} = 0,72 \text{ m}$$



Dimensionnement du canal du degriilleur grossier

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

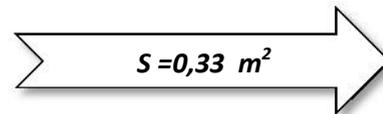
➤ Section mouillée du canal :

On a : $Q_{\text{ptp}} = V \times S \Rightarrow S = \frac{Q_{\text{ptp}}}{V}$

Avec :

- Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m^3/s) ;
- V : vitesse de passage dans le canal (m/s) ;
- S : section mouillée du canal (m^2).

Ce qu'il nous donne : $S = \frac{0.399}{1.2} = 0.33 \text{ m}^2$



$S = 0,33 \text{ m}^2$

➤ Hauteur mouillée du canal

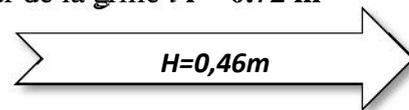
$$S = H * l \Rightarrow H = \frac{S}{l}$$

Avec :

- H : Hauteur du canal (m)
- l : Largeur du canal (m).

On prendra la largeur du canal comme étant égal à la largeur de la grille : $l = 0.72 \text{ m}$

Ce qu'il nous donne : $H = \frac{0.33}{0.72} = 0.46 \text{ m}$



$H = 0,46 \text{ m}$

➤ Rayon hydraulique

On a : $R_h = \frac{S}{P}$

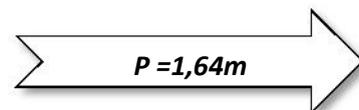
Avec :

- S : section mouillée.
- P : périmètre mouillé.

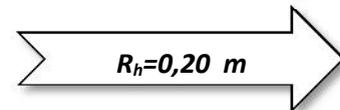
$$P = l + 2H.$$

$$\Rightarrow P = 0.72 + 2(0.46) = 1,64 \text{ m} \quad \Rightarrow$$

$$R_h = \frac{0.33}{1.64} = 0.20 \text{ m} \quad \Rightarrow$$



$P = 1,64 \text{ m}$



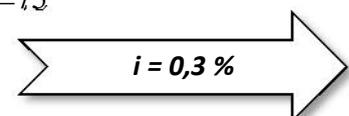
$R_h = 0,20 \text{ m}$

➤ Pente du canal

$$i^{0.5} = \frac{V}{(K_s * R_h^{2/3})}$$

Avec ; K_s : coefficient de rugosité variant entre 70 à 80. On prend : $ks=75$

Donc : $i = \left(\frac{1.2}{(75 * 0.20^{0.67})} \right)^2 = 0.0022 \text{ m/m} \quad \Rightarrow$



$i = 0,3 \%$

➤ Section libre de la grille

Elle est donnée par la relation : $S' = \frac{e}{e+d} S$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

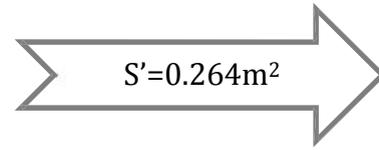
Avec:

- S' : section libre de la grille.
- d : épaisseur des barreaux.
- e : espacement des barreaux.

Donc on aura : $S' = \frac{8}{8+2} * 0.33 = 0.264 \text{ m}^2$

➤ **Largeur du passage de la grille**

$$\text{On a } L = \frac{S'}{H}$$



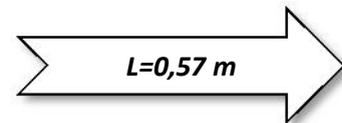
$S' = 0.264 \text{ m}^2$

Avec :

- L : Largeur du passage de la grille ;
- S' : Section libre de la grille ;
- H : Hauteur du canal.

D'où : $L = 0.264 / 0.46$

➤ **Nombre d'ouvertures**



$L = 0,57 \text{ m}$

Nombre d'ouvertures = L / e

$$= 0,57 / 0,08 = \mathbf{7 \text{ ouvertures.}}$$

Avec ; e : Espacement entre les barreaux.

➤ **Nombre des barreaux**

Nombre de barreaux = Nombre d'ouvertures + 1

$$= 7 + 1 = \mathbf{8 \text{ barreaux.}}$$

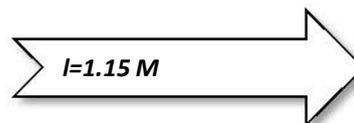
La mise en place de la grille grossière c'est avant la station de relevage et la grille fine après ce dernier.

b) Dégrileur fin :

Après relèvement, l'effluent aboutira à l'extrémité d'un canal de dégrillage équipé d'une grille fine automatique qui retient les débris de petites dimensions échappés à la grossière qui risquent de perturber la suite de traitement.

En utilisant la formule (VI.12), on obtient :

$$l = \frac{0.399 * \sin 60}{1.2 * 1 * (1 - 0.5) * 0.5} = 1.15 \text{ m}$$

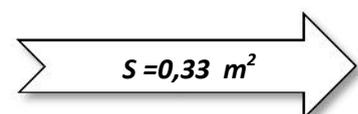


$l = 1.15 \text{ M}$

➤ **Dimensionnement du canal du dégrilleur fin**

➤ **Section mouillée du canal**

$$\text{On a : } Q_{ptp} = V \times S \quad \Rightarrow \quad S = \frac{Q_{ptp}}{V}$$



$S = 0,33 \text{ m}^2$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Ce qu'il nous donne : $S=0.399/1.2=0.33$

➤ **Hauteur mouillée du canal**

$H = \frac{S}{l}$ On prendra la largeur du canal comme étant égal à la largeur de la grille:

$l = 0.64m$

Ce qu'il nous donne : $H = \frac{0.33}{1.15} = 0.28m$

$H=0,28\ m$

➤ **Rayon hydraulique**

$P = l + 2H \Rightarrow P = 1.15 + 2(0,28) = 1.71\ m \Rightarrow$

$P = 1,71\ m$

$R_h = \frac{S}{P} = \frac{0.33}{1.71} = 0.19m$

$R_h=0,19m$

➤ **Pente du canal**

$i^{0.5} = \frac{V}{(K_s * R_h^{2/3})}$ On prend **$K_s = 75$** .

Donc : $i = \left(\frac{1.2}{(75 * 0.19^{0.67})}\right)^2 = 0.0027m/m \Rightarrow$

$i = 0,27\ \%$

➤ **Section libre de la grille**

Elle est donnée par la relation : $S' = \left(\frac{e}{e+d}\right) * S$

Donc on aura : $S' = \frac{1}{1+1} * 0.33 = 0.165m$

$S' = 0,165\ m^2$

➤ **Largeur du passage de la grille**

On a $L = \frac{S'}{H} = \frac{0.165}{0.28} = 0.59m$

$L=0,59\ m$

➤ **Nombre d'ouvertures**

Nombre d'ouvertures = $L / e = 0,59 / 0,01 = 59$ ouvertures.

➤ **Nombre des barreaux**

Nombre de barreaux = Nombre d'ouvertures + 1 = $59 + 1 = 60$ barreaux.

➤ **Le calcul de la longueur :**

On a une hauteur de grille de 1m

$\sin(60^\circ) = H/B$ alors $B = \frac{H}{\sin(60^\circ)} = \frac{1}{\sin(60^\circ)}$

$B = 1.15m$

c) Calcul des pertes de charge

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

d) Pour le calcul du dégrilleur KRISHMER a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

e) L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e}\right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin\alpha \dots\dots\dots\text{IV.13.}$$

Avec:

- ΔH: perte de charge (m).
- e : espacement entre les barreaux (cm).
- d: épaisseur des barreaux
- g : accélération de la pesanteur (m/s²).
- α : angle d'inclinaison de la grille (α =60°).
- V : vitesse dans la grille.
- β' : coefficient dépendant de la forme des barreaux (forme circulaire : β' : =1,79).

Les valeurs de β' sont données dans le tableau.I.17.

Tableau IV.7. : Les valeurs de β' en fonction de la forme des barreaux[3]

| Type de barreaux | β' |
|--|------|
| Section rectangulaire | 2,42 |
| Section rectangulaire en semi circulaire à l'amant | 1,83 |
| Section rectangulaire avec arrondi semi circulaire à l'amant et à l'aval | 1,67 |
| Section circulaire | 1,79 |
| Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont | 0,76 |

Grille grossière avec des barreaux circulaires

β = 1,79; α = 60°;

e = 8 cm;

d = 2 cm;

V= 1,2 m/s;

g = 9,81 m/s²

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

On utilise la formule (IV-14) on trouve :

$$\Delta H = 1,79 \times (2/8)^{1,33} \times (1,2)^2 / 19,62 \times 0,87 = 0,018\text{m}$$

$$\Delta H = 0,018\text{m}$$

➤ **Grille fine avec des barreaux circulaires**

$$\beta = 1,79;$$

$$V = 1,2 \text{ m/s};$$

$$d = 1 \text{ cm};$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2;$$

$$e = 1 \text{ cm};$$

$$\alpha = 60^\circ ;$$

En utilisant la même formule, on obtient:

$$\Delta H = 1,79 \times (1/1)^{1,33} \times ((1,2)^2 / 19,62) \times 0,87 = 0,114\text{m}$$

$$\Delta H = 0,114\text{m}$$

f) Calcul des volumes de déchets retenus au niveau des grilles

Pour une eau usée urbaine le volume des détritiques retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et de la qualité des eaux à épurer.

Soit :

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \dots\dots\dots \text{IV.14.}$$

Tel que e: espacement entre les barreaux en cm.

➤ **Pour la grille grossière**

$$V_{\max} = 15/e = 15/8 = 1,875 \text{ l/EH /an.}$$

EH: equivalent habitant

$$V_{\min} = 12/e = 12/8 = 1,5 \text{ l/ EH /an.}$$

➤ **Pour la grille fine**

$$V_{\max} = 15/e = 15/1 = 15 \text{ l/ EH /an.}$$

$V_{\min} = 12/e = 12/1 = 12 \text{ l/ EH/an}$.Les résultats de dimensionnement de dégrilleur sont résumés dans le tableau IV.8

.Tableau IV.8. : Résultats du dimensionnement des grilles :

| | 2025 | | 2040(extension) | |
|----------------------------|------------------|-------------|------------------|-------------|
| | Grille grossière | Grille fine | Grille grossière | Grille fine |
| La largeur L (m) | 0,72 | 1.15 | 0.98 | 1.58 |
| La perte de charge ΔH (cm) | 0,018 | 0.114 | 0.018 | 0.114 |
| La longueur B(m) | 1.15 | 1.15 | 1.15 | 1.15 |

IV.3.1.2. Dessablage – Déshuilage:

Le déssableur a pour but de piéger les matières minérales de diamètre supérieur à 0,2mm, du gravier et du sable de façon à éviter les dépôts dans les conduites et protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion. La vitesse de chute des particules dépend de la nature de ces particules et de leur diamètres et la viscosité du liquide dont lequel elle se trouve. La technique de dessablage consiste à faire circuler l'eau dans une chambre

De tranquillisation où il est tenté d'obtenir une vitesse constante quel que soit le débit. Une vitesse de 0,3m/s permet un dépôt d la majeure quantité des matières minérales contenues dans l'eau.

Dimensionnement du bassin de déssablage –déshuilage

Le bassin est équipé d'un pont racleur sur lequel est suspendue une pompe d'extraction des sables, les huiles sont raclées vers une fosse par les racleurs de surface.

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots IV.15.$$

Avec:

- ✧ V_e : la vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est $0,2 < V_e < 0,5$ (m/s) [6]
- ✧ V_s : Vitesse de sédimentation. (vitesse est : $40 < V_s < 70$ ($m^3/m^2/h$) [6]
- ✧ L: Longueur de bassin.
- ✧ H: Profondeur de bassin.
- ✧ $L/H = (10-15)$. [6]
- ✧ T_s : Le temps de séjour et compris entre 3 à 10 minute au débit de pointe.
- ✧ $H = (1 - 2,5)$ m [6]

On opte pour un déssableur-déshuileur de forme rectangulaire.

a. Calcul pour l'horizon 2025 :

On prend :

- ✧ $Q_{ptp} = 0,399m^3/s;$ - $H=1,5$ m;
- ✧ $V_e = 0,4$ m/s;
- ✧ $V_s=60$ ($m^3/m^2/h$)= $0,016$ m /s; - $T_s= 6$ minute.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

a) Calcul de volume du bassin de déssablage –désuilage

$$V = Q_{ptp} * ts = 0,399 * 6 * 60 = 143.64 \text{ m}^3$$

Avec : Q_{ptp} ; c'est le débit de la station.

$$V = 143.64 \text{ m}^3$$

b) Calcul de la surface horizontale du bassin

On a : $H=1,5 \text{ m}$.

La surface horizontale Sh sera :

$$Sh = \frac{V}{h} = \frac{143.64}{1.5} = 95.76 \text{ m}^2$$

$$Sh = 95.76 \text{ m}^2$$

b) Calcul de la longueur du bassin

$$L / H = 12 \quad L = 12 * 1,5 = 18 \text{ m}$$

$$L = 18 \text{ m}$$

c) Calcul de la largeur du bassin

On opte pour un déssableur-désuilageur de forme rectangulaire donc :

$$Sh = L * l \quad \Rightarrow \quad l = Sh / L = \frac{95.76}{18} = 5.32 \text{ m}$$

$$l = 5.32 \text{ m}$$

d) Calcul de volume d'air à insuffler dans le déssableur

Une quantité d'air est nécessaire, afin de permettre l'aération ainsi que la remontée des huiles en surface. La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 $\text{m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$. [5]

$$q_{air} = Q_{ptp} * V \quad \dots\dots\dots \text{IV.16.}$$

- V : le volume d'air à injecter, on prend $V = 1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{m}^3 \text{ d'eau}$.
- Q_{ptp} : débit de la station.
- On trouve: $q_{air} = 0.399 * 1.5 = 0.5985 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{s} = 2154.6 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{h}$

$$q_{air} = 2154.6 \text{ m}^3$$

e) Calcul des quantités des matières éliminées par le déssableur

Les MES contiennent 30% de MM (matières minérales) et 70% de MVS (matières volatiles en suspension), donc on opte pour la formule suivante : [3]

$$\text{MES} = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MM} \gggggg \text{IV.18.}$$

On sait que la charge en MES à l'entrée de déssableur est :

$$\text{MES} = 3744 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES

$$\text{MVS} = 3744 \times 0,7 = 2620.8 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MVS} = 2620.8 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières minérales contenues dans les MES

$$\text{MM} = 3744 \times 0,3 = 1123.2 \text{ Kg/j}$$

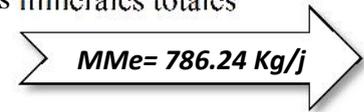
$$\text{MM} = 1123.2 \text{ Kg/j}$$

➤ Les matières minérales éliminées

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

On sait qu'un déssableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales

$$\text{Donc : } MMe = 1123.2 \times 0,7 = 786.24 \text{ Kg/j}$$



$MMe = 786.24 \text{ Kg/j}$

➤ Les matières minérales à la sortie de déssableur

$$MMs = MMt - MMe \gggggg \text{IV.19}$$

$$MMs = 1123.2 - 786.24 = 336.96 \text{ kg/j}$$

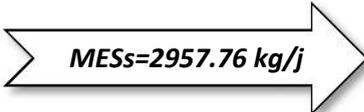


$MMs = 336.96 \text{ Kg/j}$

➤ Les MES à la sortie de déssableur

$$MESs = MVS + MMs \gggggg \text{IV.20}$$

$$MESs = 2620.8 + 336.96 = 2957.76 \text{ kg/j}$$

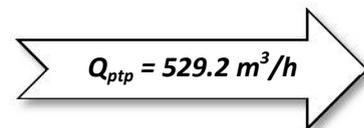


$MESs = 2957.76 \text{ kg/j}$

b. Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne le déssableur-déshuileur avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$



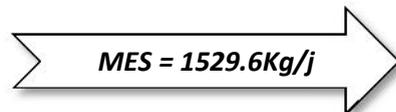
$Q_{ptp} = 529.2 \text{ m}^3/\text{h}$

$$\text{Donc : } Q_{ptp} = 1965.6 - 1436.4 = 529.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec

Q_{ptp} : débit de la station (débit en temps de pluie).

$$\diamond \text{ MES à l'entrée } 5273.6 - 3744 = 1529.6 \text{ kg/j.}$$



$MES = 1529.6 \text{ Kg/j}$

On opte aussi la même forme de déssableur-déshuileur (rectangulaire) avec les caractéristiques suivantes :

$$- T_s = 6 \text{ minute.}$$

$$- L/H = (10-15). \text{ On prend } L/H = 12; \quad - H = (1 - 2, 5) \text{ m. On prend } H = 1,5 \text{ m}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Le tableau suivant résume les résultats de dimensionnement du déssableur-déshuileur pour les deux horizons.

Tableau IV.9. : Dimensionnement du déssableur-déshuileur

| Désignation | Unités | Horizons | |
|---|------------------------|----------|-----------------|
| | | 2025 | 2040(extension) |
| Surface horizontale (Sh) | m ² | 95.76 | 35,28 |
| Volume (V) | m ³ | 143.64 | 52,92 |
| Hauteur (H) | M | 1,5 | 1,5 |
| Largeur | M | 5.32 | 1,96 |
| Longueur | M | 18 | 18 |
| Temps de séjour par temps sec | Min | 6 | 6 |
| Quantité d'air à injecter (q _{air}) | m ³ d'air/s | 0.598 | 0,22 |
| Matières minérales en suspension totales (MM) | Kg/j | 1123.2 | 458,88 |
| Matières minérales en suspension éliminées | Kg/j | 786.24 | 321.22 |
| Matières minérales en suspension restantes | Kg/j | 336.96 | 137.67 |
| Matières volatiles en suspension totales | Kg/j | 2620.8 | 1070.72 |
| Matières en suspension restantes | Kg/j | 2957.76 | 1208.4 |

IV.3.2. Le traitement primaire (décantation primaire)

Les traitements primaires sont représentés par le phénomène de décantation, qui est une séparation solide-liquide, elle consiste en une élimination en matières en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau ; l'eau usée préalablement dégraillée et dessablée, contient encore des matières organiques et

Minérales décantables, qui vont subir une décantation Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

- ✧ La charge superficielle (vitesse limite de chute) qui est définie par :

$$V_{lim} = \frac{Q_{pp}}{S} \dots\dots\dots IV.17.$$

Avec : - Q : débit de la station.

- S: surface totale

- ✧ Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures.[8]

- ✧ La hauteur d'eau dans l'ouvrage : la hauteur minimum est de 2m.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

a. Calcul pour l'horizon 2025 :

Dans un réseau unitaire la vitesse limite est déterminée en fonction du rapport $Q_{pts}/Q_{moy h}$

Tableau IV.10. : les valeurs de la vitesse limite en fonction de $Q_{moy h}$ [3]

| | | | | | |
|-------------------------|-----|-----|------|---|----|
| $K = Q_{pts}/Q_{moy h}$ | 2,5 | 3 | 5 | 8 | 10 |
| $V_{lim}(m/h)$ | 2 | 2,5 | 3,75 | 5 | 6 |

$$K = \frac{478.8}{276.6} = 1.73 \text{ Donc d'après ce tableau on tire la vitesse}$$

$$V_{lim} = 2 \text{ m/h}$$

a) Calcul de la surface horizontale du décanteur

$$Sh = \frac{Q_{ptp}}{V_{lim}} = 1436.4/2 = 718.2 \text{ m}^2$$

Avec : Q_{ptp} : débit de la station.

$$Sh = 718.2 \text{ m}^2$$

b) Calcul de volume du décanteur

On prend $t_s = 1,5 \text{ h}$

$$V = Q_p * T_s = 1436.4 * 1,5 = 2154,6 \text{ m}^3$$

$$V = 2154.6 \text{ m}^3$$

c) Calcul de la hauteur du décanteur

$$H = \frac{V}{Sh} = \frac{2154.6}{718.2} = 3 \text{ m}$$

$$H = 3 \text{ m}$$

Remarque

Il faut prévoir une hauteur de revanche contre le débordement ; donc on prend **H=3,4 m.**

d) Calcul de diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \sqrt{\frac{4*2154.6}{3.14*3}} = 30.24 \text{ m}$$

Avec :

- D : diamètre du décanteur (m) ;
- V : volume du décanteur (m³) ;
- H : hauteur du décanteur.

$$D = 30.24 \text{ m}$$

e) Détermination du temps du séjour

➤ Pour le débit moyen horaire

$$T_s = V / Q_{moy} = 2154.6 / 276.6 = 7.8 \text{ h}$$

➤ Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = V / Q_{pts} = 2154.6 / 478.8 = 4,5 \text{ h}$$

$$T_s = 7.8 \text{ h}$$

$$T_s = 4,5 \text{ h}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

f) Calcul de la quantité de boues éliminées

Sachant que le décanteur primaire permet l'élimination de 30% de DBO_5 et 60% de MES et connaissant les charges de pollution à l'entrée du décanteur : [3]

$DBO_5 = 2890 \text{ Kg/j}$. et $MES' = 2957.76 \text{ Kg/j}$.

➤ Les charges éliminées par la décantation primaire

- $DBO_{5e} = 0,3 * DBO_5 = 0,3 * 2890 = 867 \text{ Kg/j}$
- $MES_e = 0,6 * MES' = 0,6 * 2957.76 = 1774.6 \text{ Kg/j}$

➤ Les charges à la sortie du décanteur primaire

- $MES_s = MES - MES_e = 2957.76 - 1774.65 = 1183.1 \text{ Kg/j}$
- $DBO_{5s} = DBO_5 - DBO_{5e} = 2890 - 867 = 2023 \text{ Kg/j}$

b. Calcul pour l'horizon 2040 :

Pour cet horizon, on dimensionne le décanteur primaire avec la différence des débits des deux horizons :

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{ptp} = 1965.6 - 1436.4 = 529.2 \text{ m}^3/\text{h}$$

Avec :

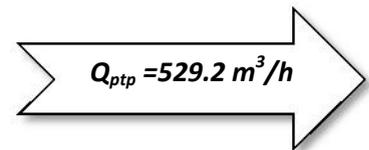
✧ Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

Et la même chose pour les charges à l'entrée tel que :

$$DBO_5 = DBO_5(2040) - DBO_5(2025) = 4070.52 - 2890 = 1180.52 \text{ Kg/j}$$

$$MES = 1208.4 \text{ Kg/j}$$

Les résultats de dimensionnement de décanteur primaire pour les deux horizons sont représentés sur le tableau IV.11.



Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau IV.11. : Dimensions du décanteur primaire pour les deux horizons

IV.3.3. Traitement biologique

| Désignation | Unité | 2025 | 2040(extension) |
|-------------------------------------|-------------------|-------------|------------------------|
| Débit | m ³ /h | 1436.4 | 529.2 |
| Nombre de décanteur | - | 1 | 1 |
| Surface horizontale | m ² | 718.2 | 264.6 |
| Volume | m ³ | 2154.6 | 793.8 |
| Hauteur d'eau + hauteur de revanche | M | 3.4 | 3, 4 |
| Diamètre | M | 30.24 | 18.36 |
| MES entrées | Kg /j | 2957.7 | 1208.4 |
| DBO ₅ entrée | Kg /j | 2890 | 1180.52 |
| MES éliminée | Kg /j | 1774.6 | 725.04 |
| DBO ₅ éliminée | Kg /j | 867 | 354.156 |
| MES sorties | Kg /j | 1183.1 | 483.36 |
| DBO ₅ sortie | Kg /j | 2023 | 826.36 |

Le traitement biologique est réalisé dans les ouvrages suivant:

- Le bassin d'aération ;
- Le décanteur secondaire.

Rq : choix de la variante :

Pour le dimensionnement de la station de la ville d'ARRIS, on a proposé deux variantes, le premier est à moyenne charge et la deuxième est à faible charge.

Pour commencer on va procéder à une étude comparative entre ces deux variantes :

ETUDE DE LA VARIANTE A MOYENNE CHARGE :

a. Calcul pour l'horizon 2025

IV.3.3.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique **C_m** et volumique **C_v**.

Le bassin sera de forme carré, de cote L et de hauteur H.

Tel que :

$$S_h = L^2 \dots \dots \dots \text{IV.18.}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Calcul de volume du bassin :

$$V_a = \frac{L_0}{C_v} \dots\dots\dots IV.19.$$

✧ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j). $C_v = 1,3$ Kg DBO₅/ m³/ j

✧ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (kg DBO₅/j).

$$L_0 = 2023 \text{ kg/j}$$

Donc on aura: $V_a = \frac{L_0}{C_v} = \frac{2023}{1.3} = 1556.15 \text{ m}^3$

$$V = 1556.15 \text{ m}^3$$

❖ **Calcul de la hauteur du bassin**

Elle est prise généralement entre **3 et 5 m** donc on prend :

$$H = 4.5 \text{ m}$$

La hauteur de revanche du bassin doit être $h \geq 80 \text{ cm}$ donc on prend $h = 80 \text{ cm}$

❖ **Calcul de la surface horizontale du bassin**

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{1556.15}{4.5} = 345.81 \text{ m}^2$$

$$Sh = 345.81 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul des dimensions du bassin (carré)**

$$L = \sqrt{Sh} = \sqrt{345.81} = 18.6 \text{ m}$$

$$L = 18.6 \text{ m}$$

❖ **Calcul de la masse de boues dans le bassin**

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{2023}{0.35} = 5780 \text{ Kg}$$

$$X_a = 5780 \text{ Kg}$$

❖ **Concentration de boues dans le bassin**

$$[X_a] = \frac{5780}{1556.15} = 3.72 \text{ Kg/m}^3$$

$$[X_a] = 3.72 \text{ kg/m}^3$$

Tel que ; V : c'est le volume du bassin d'aération.

❖ **Calcul du temps de séjour**

✓ **Pour le débit moyen horaire**

$$T_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{1556.15}{267.6} = 5.81 \text{ h}$$

$$T_s = 5.81 \text{ h}$$

✓ **Pour le débit de pointe par temps sec**

$$T_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{1556.15}{478.8} = 3.25 \text{ h}$$

$$T_s = 3.25 \text{ h}$$

✓ **Pour le débit de pointe en temps de pluie**

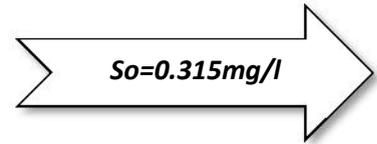
$$T_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{1556.15}{815.4} = 1.083 \text{ h}$$

$$T_s = 1,083 \text{ h}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.3.2. Calcul de concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_o = \frac{L_o}{Q_{moyj}} = \frac{2023}{6422} = 0.315 \text{ mg/l}$$

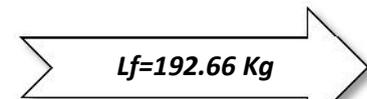


IV.3.3.3. Calcul de la charge polluante à la sortie

La charge polluante à la sortie à une concentration Sf conforme aux normes de rejets (normes d'OMS) fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = S_f * Q_{moy.j} = 0.03 * 6422 = 192.66 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$



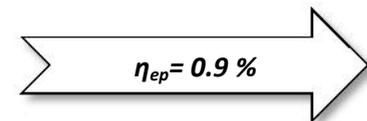
IV.3.3.4. Calcul de la charge polluante éliminée Le

$$L_e = L_o - L_f = 2023 - 192.66 = 1830.34 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$



IV.3.3.5. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = \frac{L_e}{L_o} = \frac{1830.34}{2023} * 100 = 0.9 \%$$



IV.3.3.6. Besoins théoriques en oxygène

Les besoins en oxygène sont donnés par la formule suivante :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' X_a \text{ (Kg/j)} \dots\dots\dots \text{IV.20.}$$

- ✧ Le : DBO₅ éliminée dans le bassin d'aération par jour (Kg).
- ✧ X_a : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)
- ✧ a' : la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration et c'est aussi la quantité d'oxygène à fournir aux bactéries pour qu'elles synthétisent la matière vivante à partir d'une pollution. [8]
- ✧ **Tableau IV.12** : Charge massique en fonction de a' et b'

| Charge Massique | 0,09 | 0,1 | 0,15 | 0,2 | 0,3 | 0,4 | 0,5 |
|-----------------|------|------|-------|------|--------------|------|-----------|
| a' | 0,66 | 0,65 | 0,63 | 0,59 | 0,56 | 0,53 | 0,5 |
| b' | 0,06 | 0,07 | 0,075 | 0,08 | 0,085 | 0,09 | 0,7 à 1,2 |

On a Cm = 0,35

donc on prend :

$$a' = 0,54$$

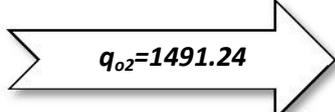
Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

✧ b' : coefficient cinétique de respiration endogène

On a $C_m = 0,3$ donc on prend : **$b' = 0,087$**

a) **Calcul des besoins journaliers en oxygène**

$$q_{o2} = (0,54 * 1830,34) + (0,085 * 5780) = 1491,24 \text{ KgO}_2/\text{j}$$



$$q_{o2} = 1491,24$$

b) **Calcul de la quantité d'oxygène horaire**

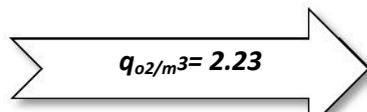
$$q_{o2/24} = \frac{1491,24}{24} \approx 62,135 \text{ KgO}_2/\text{h}$$



$$q_{o2/24} = 62,135 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

c) **Calcul de la quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin**

$$q_{o2/m^3} = \frac{q_{o2}}{V} = \frac{1491,24}{666,92} = 2,23 \text{ KgO}_2/\text{m}^3 \text{ j}$$



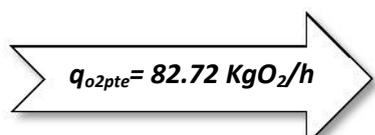
$$q_{o2/m^3} = 2,23$$

d) **Calcul des besoins en pointe horaire en oxygène**

$$q_{o2pte} = \left(\frac{a' L e}{T d} \right) + \left(\frac{b' \cdot X a \cdot}{24} \right) \dots \dots \dots \text{IV.21.}$$

Avec, T_d : période diurne en heures $T_d = 16\text{h}$.

$$Q_{o2pte} = \frac{0,54 * 1830}{16} + \frac{0,087 * 5780}{24} = 82,72 \text{ KgO}_2/\text{h}$$



$$q_{o2pte} = 82,72 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

IV.3.3.7. Besoin réel en pointe en oxygène

Les besoins en oxygène sont supérieurs aux quantités théoriques calculées ci-dessus, En réalité, le transfert d'air atmosphérique vers l'eau épurée se trouve gênée par la présence dans les eaux usées des matières en suspension (MES) et d'agent tensio-actif.

Et pour passer des conditions théoriques aux conditions réelles du milieu à épurer, il y a lieu d'appliquer des coefficients correcteurs.

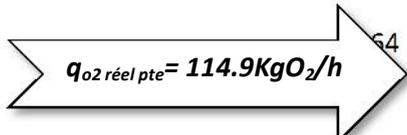
$$q_{o2réel} = \frac{q_{o2}}{\alpha \cdot \beta} \dots \dots \dots \text{IV.22.}$$

- α : Rapport des coefficients de transfert d'eau usée en eau propre. Les coefficients de transfert dépendants de la nature de l'eau (MES, tensio-actif) et du système d'aération.

$$\alpha = \frac{C_s (\text{eau usée})}{C_s (\text{eau pure})} = 0,8 \dots \dots \dots \text{IV.23.}$$

Tel que : $0,8 \leq \beta \leq 0,95$

On prend : **$\beta = 0,9$**



$$q_{o2 \text{ réel pte}} = 114,9 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

Donc : $q_{O_2 \text{ reel pointe}} = \frac{82.73}{0.8 \cdot 0.9} \approx 114.9 \text{ Kg } O_2 / h$

En moyenne : $q_{O_2 \text{ reel jour}} = \frac{1491}{0.8 \cdot 0.9} \approx 2071 \text{ Kg } O_2 / h$

IV.3.3.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

Il existe différents systèmes d'aérations utilisés dans les STEP, leurs différences réside dans le mode d'introduction de l'air .On distingue, les systèmes suivant :

- Aérateur mécanique de surface « turbine » ;
- Aérateur à insufflation d'air.

Pour notre cas, on optera pour le premier système (Aérateur mécanique de surface « turbine ») qui est le plus utilisé dans nos jours dans les STEP, présentant des avantages tels que : le faible coût d'investissement, maintenance et exploitation facile, bonne adaptation aux fluctuations des débits et surtout pour son très bon rendement, il est caractérisé par une vitesse élevée et un flux axial. L'apport spécifique varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/KWh.

Les éléments composant de l'aérateur de surface sont :

- Un tube d'aspiration ;
- UN déflecteur.

a) Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)

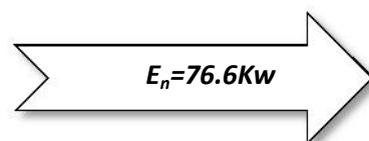
Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 kg O₂ / kWh.

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a} \dots\dots\dots \text{IV.24.}$$

- E_n : Puissance de l'aération nécessaire ;
- ✧ q_{O₂} : besoin réel en oxygène de pointe (kg/h) ;
- ✧ E_a : quantité d'O₂ par unité de puissance.

Dans nous calcul on prend : E_a = 1,5 kgO₂/ kWh [8.]

On aura : $E_n = \frac{114.9}{1.5} = 76.6$



a) Calcul de la puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

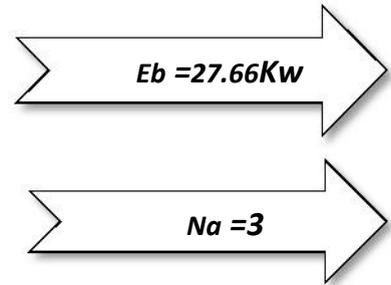
$$E_b = S_h * P_a \dots\dots\dots IV.25.$$

✧ P_a : puissance spécifique absorbée.

La puissance spécifique absorbée (P_a) pour les aérateurs de surface est **$P_a = 80 \text{ w/m}^2$**

✧ S_h : surface horizontale du bassin.

Donc on aura : $E_b = S_h * P_a = 345.81 * 80 = \mathbf{27.66 \text{ kw}}$



b) Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$Na = \frac{En}{Eb} = \frac{76.6}{27.7} = 2.76 \text{ On prend trois aérateurs.}$$

IV.3.3.9. Bilan de boues

a) Calcul de la quantité des boues en excès

Les boues en excès sont proportionnelles à la quantité de la DBO_5 éliminée (L_e), et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération.

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff} \dots\dots\dots IV.26.$$

Avec :

- ✧ X_{min} : Boues minérales. (30 % de MES)
- ✧ X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,3 à 0,35 des MVS. [5]
- ✧ a_m : Coefficient de rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO_5 éliminées).
- ✧ a_m : Varie entre 0,55 < a_m < 0,65. On prend $a_m = 0,6$. [5]
- ✧ L_e : Quantité de DBO_5 à éliminer (Kg/j).
- ✧ b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.
- ✧ b' : Coefficient cinétique de respiration endogène **$b' = 0,085$**

On a : $b' = 0,085 \Rightarrow b = \frac{0,085}{1,42} = 0,06$ d'où : **$b = 0,06$**

- ✧ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).
- ✧ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

On sait que la charge journalière en MES à la sortie de décanteur primaire est **1183.1 Kg/j**

Donc :

$$X_{min} = 0.3 * 1183.1 = 354.93 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 * MVS$$

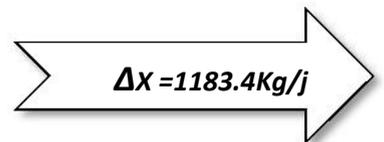
$$X_{dur} = 0.3 * 0.7 * 1183.1 = 248.45 \text{ Kg/j}$$

$$amLe = 0.6 * 1830.34 = 404.6 \text{ Kg/j}$$

$$bXa = 0.06 * 5780 = 346.8 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 * 6422 = 173.4$$

$$\Delta X = 354.93 + 248.541 + 1098.2 - 346.8 - 173.4 = 1183.4 \text{ Kg/}$$



b) Calcul de la concentration de boues en excès

Avec : $X_m = \frac{1}{0.0} \frac{2}{I_m}$ IV.27.

✧ X_m : Concentration de boues en excès (kg/j).

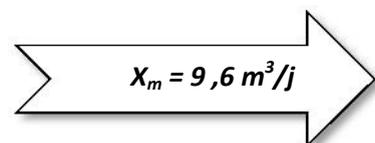
✧ I_m : L'indice de Mohlman.

Une boue activée de bonne structure à un indice Mohlman compris entre 100 à 150 ml/g. Cet indice représente le volume occupé par un gramme de poids sec de boues

Après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

Donc pour notre cas pour une boue bien structurée on prend : **$I_m = 125 \text{ ml/g}$**

$$D'où : X_m = \frac{1200}{125} = 9,6 \text{ m}^3 / j$$



c) Calcul de débit de boues en excès

Ce débit est donnée par : $Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{1181.3}{9.6} = 123.06 \text{ m}^3/j$



d) Calcul de débit spécifique par m³ de bassin

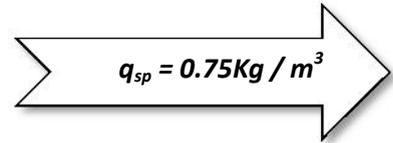
$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$
 IV.28.

q_{sp} : Débit spécifique m^3 du bassin ($Kg/m^3 /j$) ;

ΔX : Quantité des boues en excès (Kg/j) ;

V : Volume total du bassin d'aération (m^3).

Donc : $q_{sp} = \frac{1181.4}{5780} = 0.204 Kg/m^3$



e) Le taux de recyclage

Le taux de recyclage des boues, devrait permettre le maintien de la concentration de celle-ci dans le bassin d'aération calculée précédemment à $[X_a]= 4 g/l$.

- ✧ Il peut varier de 15 à 100% de débit de l'effluent produit.
- ✧ Le taux de recyclage est déterminé par la formule suivante :

$$R = \frac{100 [X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} \dots\dots\dots IV.29.$$

- R :taux de recyclage(%) ;
- $[X_a]$: concentration des boues dans le bassin = **$3.72 Kg/m^3$** .

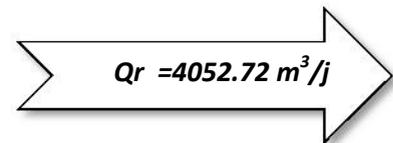
$R=63.1$



f) Le débit des boues recyclées

$Q_r = R \cdot Q_j \dots\dots\dots IV.30.$

Donc : $Q_r = 0,63 \cdot 6422.17 = 4052.72 m^3/j$

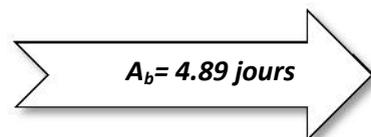


g) Age des boues dans l'aérateur « A_b »

L'âge des boues est donné par la relation suivante :

$$A_b = \frac{X_a^b}{\Delta X} \dots\dots\dots IV.31.$$

$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{2477.14}{5780} = 4.29 \text{ Jour}$



Remarque

On remarque que la valeur obtenue $A_b= 4.89 \text{ jours}$ est conforme à la variante moyenne charge dont l'âge des boues est compris entre 4 et 10 jours.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.3.3.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire)

Le clarificateur ou décanteur secondaire a pour but la séparation des floes biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recyclées vers les bassins d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

- Le type de décanteur choisi est circulaire muni d'un pont racleur de fond et de surface, et à fond légèrement incliné en cône.
- La vitesse maximale (V_a) par temps de pluie ne doit pas en aucun cas dépasser 4 m/h et le temps de séjour est de 1,5 à 2 heures. [9]

Données de départ :

✧ t_s : Le temps de séjour, on prend $t_s = 1,6h$. [9]

✧ Le débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) : $Q_{ptp} = 1436.4 \text{ m}^3/h$

a) calcul le volume de décanteur :

$$v = Q_p * t_s = 1436.4 * 1,6 = 2298.24 \text{ m}^3$$

b) Hauteur du clarificateur

Hauteur du décanteur est : $H = (3 \div 5) \text{ m}$. [3]

On prend : $H = 4.5 \text{ m}$

c) Calcul de la surface horizontale du décanteur

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{2298.24}{4.5} = 510.72 \text{ m}^2$$

d) Calcul de diamètre du décanteur

Sachant que notre bassin a une forme circulaire donc le diamètre est donné par la relation suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4*V}{\pi*H}} = \frac{4*2298.24}{4*3.14} = 27.05 \text{ m}$$

e) Calcul de temps de séjour

❖ Pour le débit moyen horaire (Q_{mh})

$$T_s = \frac{V}{Q_{mh}} \Rightarrow T_s = \frac{2298.24}{267.6} = 8.59 \text{ h}$$

❖ Pour le débit de pointe par temps sec (Q_{pts})

$$V = 2298.24 \text{ m}^3$$

$$H = 4.5 \text{ m}$$

$$Sh = 510.72 \text{ m}^2$$

$$D = 27.05 \text{ m}$$

$$t_s = 8.59 \text{ h}$$

$$t_s = 4,8 \text{ h}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$T_s = \frac{V}{Q_{pt\ s}} \Rightarrow T_s = \frac{2298.24}{478.8} = 4.8h$$

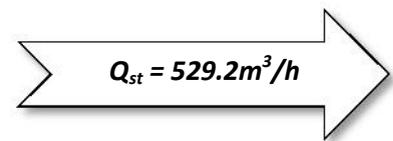
calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

✧ **Debit de la station :**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{st} = 1965.6 - 1436.4 = 529.2 \text{ m}^3/h$$



$$Q_{st} = 529.2 \text{ m}^3/h$$

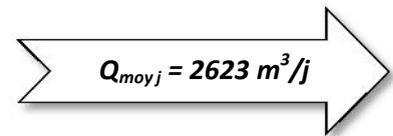
Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

✧ **Débit moyen journalier**

$$Q_{moy\ j} = Q_{moy\ j(2040)} - Q_{moy\ j(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{moy\ j} = 9045 - 6422 = 2623 \text{ m}^3/j$$



$$Q_{moy\ j} = 2623 \text{ m}^3/j$$

✧ **La charge en MES à la sortie du décanteur primaire** est de 483.36 kg/j

✧ Pour l'aérateur on garde la même forme carré.

✧ pour le clarificateur on garde aussi la même forme (circulaire).

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant

Tableau IV.13 : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a moyenne charge pour les deux horizons

| Désignations | Unité | 2025 | 2040(extension) |
|--|-------------------|--------|-----------------|
| DONNEES DE BASE | | | |
| Débit moyen journalier $Q_{moy\ j}$ | m ³ /j | 6422 | 2623 |
| Débit moyen horaire $Q_{moy\ h}$ | m ³ /h | 267.6 | 109.3 |
| Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp} | m ³ /h | 1436.4 | 529.2 |
| Charge polluante à l'entrée du bassin L_o | Kg/j | 2030 | 826.36 |
| Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o | mg/l | 0.315 | 0.315 |
| La charge polluante à la sortie L_f | Kg DBO_5 /j | 192.66 | 78.69 |

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| | | | |
|---|-----------------------|---------|--------|
| La charge polluante éliminée Le | KgDBO ₅ /j | 1830.34 | 747.67 |
| Le rendement de l'épuration η_{ep} | % | 0.9 | 0.90 |

Tableau IV.14: Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a moyenne charge pour les deux horizons (suite)

| Désignations | Unité | 2025 | 2040(extension) |
|---|---------------------|---------|-----------------|
| DIMENSIONNEMENT DU BASSIN D'AERATION | | | |
| Volume du bassin V | m ³ | 1556.15 | 635.66 |
| Nombre de bassins | - | 1 | 1 |
| Hauteur du bassin H | M | 4.5 | 4.5 |
| Surface horizontale du bassin Sh | m ² | 345.81 | 141.25 |
| cote du bassin L (carré) | M | 18.60 | 11.89 |
| La masse de boues dans le bassin Xa | Kg | 5780 | 2361 |
| Concentration de boues dans le bassin $[Xa]$ | Kg / m ³ | 3.71 | 3.71 |
| Temps de séjours Ts - débit moyen horaire | H | 5.81 | 5.81 |
| Temps de séjours Ts - débit de pointe par temps sec | H | 3.25 | 0.97 |
| Temps de séjours Ts -débit de la station | H | 1.083 | 0.24 |

Tableau IV.15. : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a moyenne charge pour les deux horizons (suite)

| BESOIN EN OXYGENE | | | |
|---|------------------------------------|---------|--------|
| Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2} | KgO ₂ /j | 1491.24 | 609.15 |
| La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$ | KgO ₂ /h | 62.13 | 25.38 |
| La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3 | KgO ₂ /m ³ j | 2.23 | 22.3 |
| CALCUL DE L'AERATEUR DE SURFACE A INSTALLER | | | |
| Besoin réel de pointe en oxygène : | KgO ₂ /h | 82.76 | 33.79 |

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| | | | |
|---------------------------------------|----|-------|-------|
| La puissance de l'aération nécessaire | kW | 76.6 | 31.28 |
| Puissance de brassage | kW | 27.66 | 11.3 |
| Le nombre d'aérateurs dans le bassin | - | 3 | 3 |

Tableau IV.16. : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a moyenne charge pour les deux horizons (suite)

| BILAN DE BOUES | | | |
|---|----------------------|---------------|------------|
| la quantité des boues en excès Δx | Kg/j | 1181.4 | 482.62 |
| Concentration de boues en excès X_m | Kg/m ³ | 9,6 | 9,6 |
| Le débit de boues en excès $Q_{excès}$ | m ³ /j | 123 | 34.91 |
| Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp} | Kg/m ³ .j | 0.75 | 0,5 |
| Le taux de boues recyclées R | % | 63.1 | 63,1 |
| Le débit des boues recyclées Q_r | m ³ /j | 4052.7 | 1655.3 |
| Age des boues A_b | J | 4.89 | 4.89 |
| CARACTERISTIQUES DU CLARIFICATEUR | | | |
| Forme | - | Circulaire | Circulaire |
| Nombre de bassins | - | 1 | 1 |
| Surface horizontale | m ² | 510.72 | 188.16 |
| Diamètre | M | 27.05 | 16.42 |
| Volume | m ³ | 2298.24 | 846.72 |
| Hauteur | M | 4.5 | 4.5 |
| Temps de séjour pour le débit moyen horaire | H | 8.58 | 7.75 |
| Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec | H | 4,8 | 1,76 |

IV.3.4. Traitement tertiaire (désinfection)

Le traitement biologique ne permet pas à lui seul d'éliminer de façon satisfaisante les germes pathogènes ; ce qui implique en cas de réutilisation de l'eau épurée, une désinfection. La chloration est utilisée depuis longtemps pour son action bactéricide et apparaît comme élément complémentaire de traitement indispensable dès lors que les eaux sont destinées à l'agriculture.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

En Algérie, l'hypochlorite de sodium (eau javel) est le produit désinfectant le plus utilisé dans les stations d'épuration à cause de sa disponibilité sur le marché et son fiable coût.

Calcul pour l'horizon 2025 :

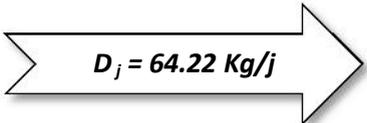
IV.3.4.1. Dose du chlore à injecter

Nous proposons une désinfection par le chlore en utilisant l'eau de javel « hypochlorite de sodium » le temps de contact (T_s) est de 30 minutes et la dose unitaire de chlore à apporter est de 5 à 10 mg/l. [10]

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 min.

IV.3.4.2. La dose journalière en chlore

$$D_j = Q_{\text{moy } j} * (Cl_2) = 6422 * 0,01 = \mathbf{64.22 \text{ Kg/j}}$$


$$D_j = 64.22 \text{ Kg/j}$$

IV.3.4.3. Calcul de la quantité de l'eau javel

On prend une solution d'hypochlorite à 20° [10]

1° de chlorométrie → 3,17 g de Cl_2 / NaClO

20° de chlorométrie → X

$$\text{Donc : } X = 3,17 * 20 / 1 = \mathbf{63,4 \text{ g de } Cl_2 / NaClO}$$

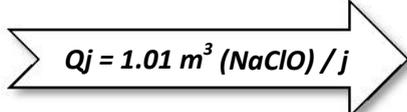

$$X = 63,4 \text{ g de } Cl_2 / NaClO$$

IV.3.4.4. La quantité d'hypochlorite de sodium nécessaire

$$1 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) \rightarrow 63,4 \text{ Kg de } Cl_2$$

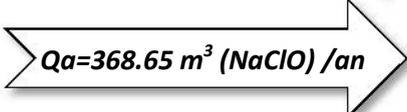
$$Q_j \rightarrow 64.22 \text{ kg/j}$$

$$Q_j = 64.22 / 63,4 = \mathbf{1.01 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j}$$


$$Q_j = 1.01 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / j$$

VI.3.4.5. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a = Q_j. 365 = 1.01 * 365 = \mathbf{368.65 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}}$$


$$Q_a = 368.65 \text{ m}^3 (\text{NaClO}) / \text{an}$$

VI.3.4.6. Dimensionnement du bassin de désinfection

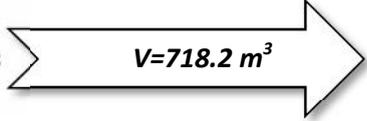
$$Q_{\text{ptp}} = \mathbf{1436.4 \text{ m}^3 / \text{h}}$$
 (débit de pointe au temps de pluie)

$$T_s = \mathbf{30 \text{ min}}$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

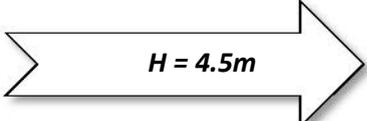
a) Le volume du bassin

$$V = Q_{pte} * T_s = 1436.4 * \frac{30}{60} = 718.2 m^3$$


$$V = 718.2 m^3$$

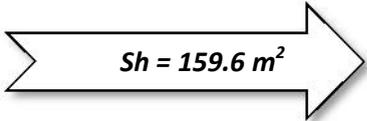
b) La hauteur du bassin

On fixe $H = 4.5 m$


$$H = 4.5 m$$

c) La surface horizontale

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{718.2}{4.5} = 159.6 \quad \text{On prend}$$


$$S_h = 159.6 m^2$$

d) La largeur et la longueur

Notre bassin a une forme rectangulaire de surface $S_h = L * B$

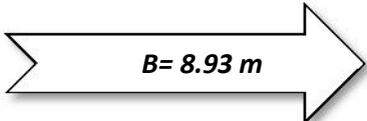
Avec :

L : longueur du bassin de désinfection.

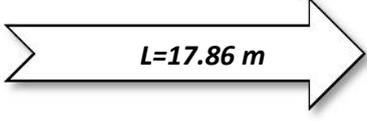
B : largeur du bassin de désinfection.

On prend : $L = 2 * B$

$$B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = \sqrt{\frac{159.6}{2}} = 8.93 m ; \quad \text{donc on prend:}$$


$$B = 8.93 m$$

Alors : $L = 2 * 8.93 = 17.86 m$; donc on prend :


$$L = 17.86 m$$

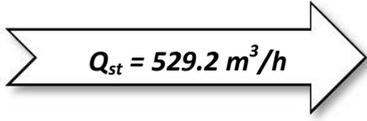
b. calcul pour l'horizon 2040 :

Pour cet horizon, on dimensionne le bassin de désinfection avec la différence des débits des deux horizons :

✧ Débit de la station :

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{st} = 1965.6 - 1436.4 = 529.2 m^3/s$$

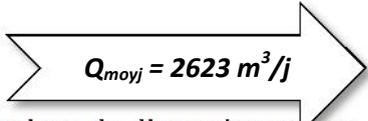

$$Q_{st} = 529.2 m^3/h$$

Avec : Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

✧ Débit moyen journalier

$$Q_{moy j} = Q_{moy j(2040)} - Q_{moy j(2025)}$$

$$\text{Donc : } Q_{moy j} = 9045 - 6422 = 2623 m^3/j$$


$$Q_{moy j} = 2623 m^3/j$$

On garde toujours la même forme du bassin (rectangulaire). Les résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons sont représentés sur le tableau suivant :

Tableau IV.17. : Résultats de dimensionnement du bassin de désinfection pour les deux horizons :

| Caractéristiques du bassin | Unité | Horizon | |
|---|--------------------|---------|-----------------|
| | | 2025 | 2040(extension) |
| ❖ Volume | m ³ | 718.2 | 264.6 |
| ❖ Hauteur | M | 4.5 | 4.5 |
| ❖ Surface horizontale | m ² | 159.6 | 58.8 |
| ❖ Longueur | M | 17.8 | 10.84 |
| ❖ Largeur | M | 8.9 | 5.42 |
| ❖ Dose journalière en chlore | Kg/j | 64.22 | 26.23 |
| ❖ La quantité d'hypochlorite nécessaire : | m ³ /j | 0.54 | 0,15 |
| ❖ La quantité annuelle d'hypochlorite : | m ³ /an | 198.04 | 53.24 |

ETUDE DE LA VARIANTE A FAIBLE CHARGE

a. Calcul pour l'horizon2025 :

Etant donné que les ouvrages de prétraitement ne dépendent pas de la charge de pollution à l'entrée de la station, leur dimensionnement reste identique à celui du procédé du système à boues activées à moyenne charge.

Il s'agit des ouvrages suivants :

- ✓ Le dégrilleur
- ✓ Le dessableur-déshuileur.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Le traitement biologique par boues activées à faible charge aboutit à la formation d'une boue stable non fermentescible en admettant l'eau brute simplement dégrossie (sans décantation primaire c.à.d. le décanteur primaire sera supprimé dans le traitement à faible charge.)

Les paramètres du procédé à boues activées à faible charge sont :

❖ Charge massique

$$0,1 \leq C_m \leq 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j} \quad [10]$$


$$C_m = 0,2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

On prendra :

❖ Charge volumique

$$0,3 \leq C_v \leq 0,6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j} \quad [10] \quad \text{On prendra :}$$


$$C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

IV.4. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base des charges massique et volumique.

Le bassin sera de forme carré, de cote L et de hauteur H.

IV.4.1. Calcul de volume du bassin

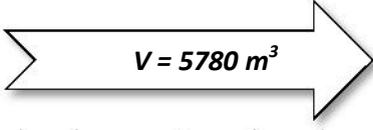
$$V_a = \frac{L_0}{C_v}$$

❖ C_v : Charge volumique (kg DBO₅/ m³.j). $C_v = 0,5 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$;

❖ L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO₅/j).

❖ $L_0 = 2890 \text{ kg/j}$

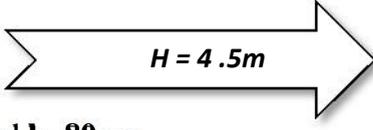
$$\text{D'où : } V = \frac{L_0}{C_v} = \frac{2890}{0,5} = 5780 \text{ m}^3$$


$$V = 5780 \text{ m}^3$$

Vu que le volume du bassin est important, on projette **deux** bassins carrés de volume identique de $V = 2890 \text{ m}^3$

IV.4.2. La hauteur du bassin

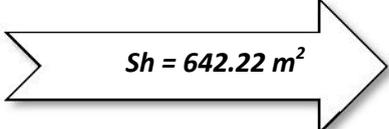
Elle est prise généralement entre 3 et 5m [6] donc on prend


$$H = 4,5 \text{ m}$$

La hauteur de revanche du bassin doit être $h \geq 80 \text{ cm}$. On prend **$h = 80 \text{ cm}$** .

IV.4.3. Surface horizontale du bassin

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{2890}{4,5} = 642,22 \text{ m}^2$$


$$S_h = 642,22 \text{ m}^2$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.4.4. Calcul des dimensions du bassin (carré)

$$L = \sqrt{S_h} = \sqrt{418.1} = 20.69 \text{ m}; \text{ donc on prend :}$$

$$L = 25.34 \text{ m}$$

IV.4.5. La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_0}{C_n} = \frac{2890}{0.2} = 14450 \text{ Kg}$$

$$X_a = 14450 \text{ kg}$$

IV.4.6. Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{14450}{5780} = 2.5 \text{ kg/j}$$

$$[X_a] = 2.5 \text{ kg/m}^3$$

IV.4.7. Calcul du temps de séjour

❖ Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{moyh}} = \frac{2890}{276.6} = 10.79 \text{ h}$$

$$T_s = 10.79 \text{ h}$$

❖ Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{2890}{478.8} = 6.15 \text{ h}$$

$$T_s = 6,15 \text{ h}$$

❖ Pour le débit de pointe en temps de pluie

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{2890}{1436.4} = 2.01 \text{ h}$$

$$T_s = 2,01 \text{ h}$$

IV.5. Calcul de concentration de l'effluent en DBO₅

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_{moyj}} = \frac{2890}{6422} = 0.45 \text{ g/l}$$

$$S_0 = 0.45 \text{ mg/l}$$

IV.5.1. Calcul de la charge polluante à la sortie

La charge polluante à la sortie à une concentration SF conforme aux normes de rejets (normes d'OMS) fixées à 30 mg/l de DBO₅.

D'où la charge :

$$L_f = SF * Q_{moyj} = 0.03 * 6422 = 192.66 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 192.66 \text{ Kg}$$

IV.5.2. Calcul de la charge polluante éliminée Le

$$L_e = L_0 - L_f = 2890 - 192.66 = 2697.34 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 2697.34 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

IV.5.3. Le rendement de l'épuration

$$\eta_{ep} = \frac{L_e}{L_0} = \frac{2697.34}{2890} * 100 = 93.33 \%$$

$$\eta_{ep} = 93,33 \%$$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.6. Besoins théoriques en oxygène

Les besoins en oxygène sont donnés par la formule suivante :

$$q_{o_2} = a' L_e + b' Xa \quad (\text{Kg/j})$$

Du tableau VI.12 (Charge massique en fonction de a' et b') on a :

$$C_m = 0,2 \quad \text{donc on prend : } a' = 0,59 ; b' = 0,08$$

a) Calcul des besoins journaliers en oxygène

Pour un bassin d'aération on a :

$$Q_{o_2} = (0,59 * \frac{2697,34}{2}) + (0,08 * \frac{14450}{2}) = 2747,43 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

$$q_{o_2} = 2747,43$$

b) Calcul de la quantité d'oxygène horaire

$$q_{o_2/24} = \frac{2747}{24} = 114,47 \text{ KgO}_2/$$

$$q_{o_2/24} = 114,47$$

c) Calcul de la quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$q_{o_2/m^3} = \frac{q_{o_2}}{V} = \frac{2747}{2890} = 0,23 \text{ KgO}_2/m^3 \cdot \text{j}$$

$$q_{o_2/m^3} = 0,23$$

d) Calcul des besoins en pointe horaire en oxygène

$$Q_{o_2\text{pte}} = \left(\frac{a' L_e}{T_d} \right) + \left(\frac{b' \cdot X_a}{24} \right)$$

Avec, T_d : période diurne en heures $T_d = 16\text{h}$.

$$Q_{o_2} = (0,59 * \frac{2697}{2 * 16}) + (0,08 * \frac{14450}{2 * 24}) = 147,63 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

$$q_{o_2\text{pte}} = 147,63 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

IV.7. Besoin réel en pointe en oxygène

Les besoin réel données par la formule suivant :

$$q_{o_2\text{réel}} = \frac{q_{o_2}}{\alpha \cdot \beta} \quad \text{Avec :} \quad \alpha = \frac{C_s(\text{eau usee})}{C_s(\text{eau epure})} = 0,8$$

$$\text{Tel que : } 0,8 \leq \beta \leq 0,95 \quad \text{On prend :} \quad \beta = 0,85$$

$$\text{Donc : } q_{o_2\text{ pointe réel}} = \frac{114,47}{0,8 * 0,85} = 205 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

$$q_{o_2\text{ réel pte}} = 205 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

$$\text{En moyenne : } q_{o_2\text{ jour réel}} = \frac{2747,43}{0,8 * 0,85} = 3815,87 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

$$q_{o_2\text{ réel jour}} = 3815,87 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

IV.8. Calcul des caractéristiques de l'aérateur

a) Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (E_n)

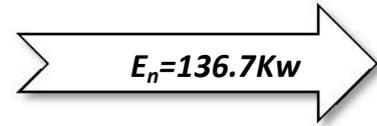
Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont souvent été compris entre 1 et 2 $\text{kg O}_2/\text{kwh}$

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$E_n = \frac{q_{O_2}}{E_a}$$

Dans nous calcul on prend : $E_a = 1,5 \text{ kgO}_2/\text{kwh}$ [8]

$$\text{On aura : } E_n = \frac{205}{1.5} = 136.7 \text{ Kw}$$

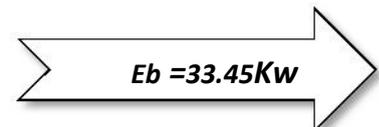

$$E_n = 136.7 \text{ Kw}$$

b) Calcul de la puissance de brassage

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante

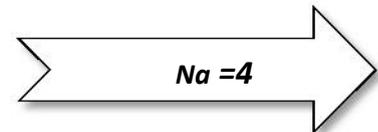
$$E_b = Sh * Pa \quad \text{Avec : } Pa = 80 \text{ w/m}^2$$

$$\text{Donc on aura : } E_b = Sh * Pa = 418.1 * 80 = 33.45 \text{ kw}$$


$$E_b = 33.45 \text{ Kw}$$

c) Calcul de nombre d'aérateurs dans le bassin

$$N_a = \frac{E_n}{E_b} = \frac{136.7}{33.45} = 4 \quad \text{On prend deux aérateurs.}$$


$$N_a = 4$$

IV.9. Bilan de boues

a) Calcul de la quantité des boues en excès

La quantité de boues en excès est déterminée par la formule d'ECKENFELDER :

$$\Delta X = X_{\min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff}$$

La charge journalière en MES à la sortie de déssableur-déshuileur est $MES_s = 2957.6 \text{ Kg/j}$

$$\text{On a aussi : } b' = 0,08 \quad \Rightarrow \quad b = \frac{0,08}{1,42} = 0,056 \quad \text{d'où : } \mathbf{b = 0,056}$$

Donc :

$$X_{\min} = 0.3 * 2957.6 = 887.28 \text{ Kg/j}$$

$$X_{dur} = 0.3 * MVS$$

$$X_{dur} = 0.3 * 0.7 * 2957 = 621.096 \text{ Kg/j}$$

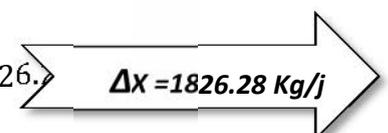
$$A_m L_e = 0.6 * 2697.34 = 1618.4 \text{ Kg/j}$$

$$B X_a = 0.056 * 14450 = 867 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 * 6422 = 433.5 \text{ Kg/j}$$

Ce qu'il nous donne :

$$\Delta X = 887.28 + 1618.4 + 621.096 - 867 - 433.5 = 1826.28$$


$$\Delta X = 1826.28 \text{ Kg/j}$$

b) Calcul de la concentration de boues en excès

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \text{ Pour notre cas on prend : } I_m = 125 \text{ ml/g}$$

$$\text{D'où : } X_m = \frac{1200}{125} = 9,6 \text{ m}^3 / j$$

$$X_m = 9,6 \text{ m}^3 / j$$

c) Calcul de débit le boues en excès

$$\text{Ce débit est donnée par : } Q_{\text{exés}} = \frac{\Delta X}{X_r} = \frac{1826.28}{9.6} = 190.23 \text{ m}^3 / j$$

$$Q_{\text{exés}} = 190.23 \text{ m}^3 / j$$

d) Calcul de débit spécifique par m³ de bassin

$$\text{On a : } q_{sp} = \frac{\Delta X}{V}$$

$$\text{Donc : } q_{sp} = \frac{1826.28}{5780} = 0.316 \text{ Kg/j}$$

$$q_{sp} = 0,316 \text{ Kg} / \text{m}^3 / j$$

e) Le taux de recyclage

$$R = \frac{100 [X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

➤ R : taux de recyclage(%) ;

➤ [X_a] : concentration des boues dans le bassin = 2.5 Kg/m³ pour chaque bassin.

$$R = \frac{100 * 2,5}{\frac{1200}{125} - 2,5} = 35,21 \%$$

$$R = 35,21 \%$$

f) Le débit des boues recyclées

$$\text{Pour chaque bassin on aura : } Q_r = \frac{R * Q_j}{2}$$

$$\text{Donc : } Q_r = \frac{0,35 * 6422}{2} = 1130.63 \text{ m}^3 / j$$

$$\text{Donc le débit de recyclage total sera : } Q_{\text{total}} = 2261.26 \text{ m}^3 / j$$

$$Q_r = 1130.63 \text{ m}^3 / j$$

g) Age des boues dans l'aérateur « A_b »

$$\text{h) } A_b = \frac{X_a}{\Delta X} \Rightarrow \text{rateur } \Delta \text{ « A}_b \text{ »}$$

$$\text{IV.10. Calcul du clarificateur (décanteur secondaire) } A_b = 7.91 \text{ jours}$$

$$A_b = 7.91 \text{ jours}$$

Données de départ :

✧ ts Le temps de séjour, on prend ts = 1,6h.

✧ Le débit de pointe en temps de pluie (débit de la station) : Q_{ptp} = 1436.4 m³/h.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

N.B : Le dimensionnement du décanteur secondaire est identique à celui de la première variante (moyenne charge).

b.Calcul pour l'horizon 2040(extension) :

Pour cet horizon, on dimensionne l'aérateur et le clarificateur avec la différence des débits des deux horizons :

❖ **Débit de la station :**

$$Q_{ptp} = Q_{ptp(2040)} - Q_{ptp(2025)}$$

Donc : $Q_{st} = 1965.6 - 1436.4 = 529.2 \text{ m}^3/\text{s}$

Avec :

Q_{ptp} : débit en temps de pluie (débit de la station).

❖ **Débit moyen journalier**

$$Q_{moy j} = Q_{moy j(2040)} - Q_{moy j(2025)}$$

Donc : $Q_{moy j} = 9045 - 6422 = 2623 \text{ m}^3/\text{j}$

❖ **La charge en MES à la sortie du dessableur-déshuileur est de :**

$$\text{MES} = 2957.76 - 1208.4 = 1749.36$$

$$\text{MES} = 1749.36 \text{ kg/j}$$

❖ Pour l'aérateur on garde la même forme carré.

❖ pour le clarificateur aussi on garde aussi la même forme (circulaire).

Les résultats de dimensionnement de l'aérateur et le décanteur secondaire pour l'horizon 2040 sont représentés sur le tableau IV.15

Tableau IV.18 : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a faible charge pour les deux horizons

| Désignations | Unité | 2025 | 2040 (extension) |
|---|-----------------------|--------|---------------------|
| DONNÉES DE BASE | | | |
| Débit moyen journalier $Q_{moy j}$ | m^3/j | 6422 | 924.84 |
| Débit moyen horaire $Q_{moy h}$ | m^3/h | 267.6 | 109.3 |
| Débit de pointe en temps de pluie Q_{ptp} | m^3/h | 1436.4 | 529.2 |
| Charge polluante à l'entrée du bassin L_o | Kg/j | 2890 | 1180.52 |

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| | | | |
|--|---------------|---------|---------|
| Concentration de l'effluent en DBO_5 S_o | mg/l | 450 | 450 |
| La charge polluante à la sortie L_f | Kg DBO_5 /j | 192.66 | 78.69 |
| La charge polluante éliminée L_e | Kg DBO_5 /j | 2697.34 | 1101.83 |
| Le rendement de l'épuration η_{ep} | % | 93.33 | 93.33 |

Tableau IV.19 : Résultats de calcul d'aérateur et le clarificateur de la variante a faible charge pour les deux horizons (suite)

| Désignations | Unité | 2025 | 2040 (extension) |
|--|------------|--------|---------------------|
| DIMENSIONNEMENT DU BASSIN D'AÉRATION | | | |
| Nombre | - | 2 | 1 |
| Volume du bassin V | m^3 | 2890 | 2361 |
| Hauteur du bassin H | M | 4.5 | 4.5 |
| Surface horizontale du bassin S_h | m^2 | 642.22 | 524.67 |
| Cote du bassin (carré) L | M | 25.34 | 22.9 |
| La masse de boues dans le bassin X_a | Kg | 14450 | 5902.6 |
| Concentration de boues dans le bassin $[X_a]$ | Kg / m^3 | 2,5 | 2,5 |
| Temps de séjours T_s - débit moyen horaire | H | 10.8 | 21.6 |
| Temps de séjours T_s - débit de pointe par temps sec | H | 6.035 | 4.93 |
| Temps de séjours T_s -débit de la station | H | 2,01 | 4.46 |

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| BESOIN EN OXYGENE | | | |
|---|------------------------------------|---------|--------|
| Besoins journaliers en oxygène : q_{O_2} | KgO ₂ /j | 2747.43 | 1108.5 |
| La quantité d'oxygène horaire $q_{O_2}/24$ | KgO ₂ /h | 114.47 | 21.51 |
| La quantité d'oxygène nécessaire pour un m ³ du bassin q_{O_2}/m^3 | KgO ₂ /m ³ j | 0,23 | 0,46 |
| CALCUL DE L'AERATEUR DE SURFACE A INSTALLER | | | |
| Besoin réel de pointe en oxygène : | KgO ₂ /h | 147.63 | 58.58 |
| Calcul de puissance de l'aération nécessaire | kW | 136.7 | 54.24 |
| Puissance de brassage | kW | 51.37 | 41.97 |
| BILAN DE BOUES | | | |
| Calcul de la quantité des boues en excès Δx | Kg/j | 1826.28 | 746.18 |
| Concentration de boues en excès X_m | Kg/m ³ | 9,6 | 9,6 |
| Le débit de boues en excès $Q_{excès}$ | m ³ /j | 190.23 | 77.72 |
| Le débit spécifique par m ³ de bassin q_{sp} | Kg/m ³ .j | 0,315 | 0,32 |
| Le taux de boues recyclées R | % | 35,21 | 35,21 |
| Le débit des boues recyclées Q_r | m ³ /j | 1130.63 | 923.6 |
| Age des boues A_b | J | 7,91 | 7,91 |

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| CARACTERISTIQUES DU CLARIFICATEUR | | | |
|---|----------------|------------|------------|
| Forme | - | Circulaire | Circulaire |
| Nombre de bassins | - | 1 | 1 |
| Surface horizontale | m ² | 510.72 | 188.16 |
| Diamètre | M | 27.05 | 16.42 |
| Volume | m ³ | 2298.24 | 846.72 |
| Hauteur | M | 4.5 | 4.5 |
| Temps de séjour pour le débit moyen horaire | H | 8.58 | 7.75 |
| Temps de séjour pour le débit de pointe par temps sec | H | 4,8 | 1.76 |

Tableau IV.20 Résultats de calcul d'aérateur ; clarificateur de la variante a faible charge (suite)

IV.11. Traitement tertiaire (désinfection)

Les mêmes dimensions pour le bassin de désinfection et les résultats de dimensionnement sont représentés sur le Tableau IV.17

IV.12. Dimensionnement des différents ouvrages de traitement des boues

ETUDE DE LA VARIANTE A MOYENNE CHARGE :

a. Calcul pour l'horizon 2025 :

IV.12.1. L'épaississement

L'épaississement constitue le premier stade d'une réduction importante du volume des boues issues des traitements biologiques ou physico-chimiques des effluents urbains est conçue pour séparer l'eau interstitielle de boues suivant le mode de séparation solide liquide.

a) L'épaississement par décantation

Le procédé d'épaississement des boues qui est le plus utilisé. Les boues décantent gravitairement et se rassemblent au fond de l'ouvrage ce qui entraîne une concentration supérieure à la concentration initiale. Les boues sont soutirées et envoyées vers l'étape suivante du traitement, tandis que l'eau surnageant est évacuée de l'ouvrage et renvoyée en tête de station

L'avantage de ce type d'épaississement est sa simplicité avec une dépense d'énergie modérée. L'inconvénient majeur réside dans la surface et volume important des ouvrages d'épaississement, donc des investissements importants.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

b) Dimensionnement de l'épaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur primaire et secondaire.

La production journalière des boues est de :

1) Boues issues du décanteur primaire

Boues primaires : $DX_{pr} = DBO5e + MESe$

$$DX_{pr} = 867 + 1774.6 = 2641.6 \text{ Kg/j}$$


$$DX_{pr} = 2641.6 \text{ Kg/j}$$

2) Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires $DX_{se} = 1183.4 \text{ Kg/j}$ (Représente les boues en excès)

3) la quantité totale journalière des boues

$$DX_{tot} = DX_{pr} + DX_{se} = 2641.6 + 1183.4 = 3825 \text{ Kg/j}$$


$$DX_{tot} = 3825 \text{ Kg/j}$$

4) La concentration des boues

A l'entrée de l'épaisseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues primaires : (20÷30) g/l [6]

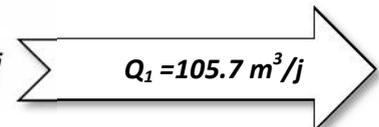
- Boues secondaire : (10÷30) g/l [6]

5) Calcul du débit journalier reçu par l'épaisseur

Le débit journalier de boues entrant dans l'épaisseur correspond aux débits de boues issus des deux décanteurs.

❖ Le débit arrivant du décanteur primaire

$$Q_1 = \frac{DX_{pr}}{S_1} = \frac{2641.6}{25} = 105.7 \text{ m}^3/\text{j}$$


$$Q_1 = 105.7 \text{ m}^3/\text{j}$$

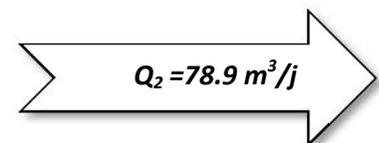
Avec : DX_{pr} : quantité des boues du décanteur primaire

S_1 : concentration des boues.

On prendra $S_1 = 25 \text{ g/l}$

❖ Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = \frac{DX_{se}}{S_2} = \frac{1183.4}{15} = 78.9 \text{ m}^3/\text{j}$$


$$Q_2 = 78.9 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec : S_2 : concentration des boues.

On prendra $S_2 = 15 \text{ g/l}$

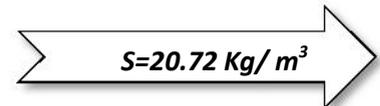
❖ Le débit total (Q_{tot})

$$Q_{tot} = Q_1 + Q_2 = 105.7 + 78.9 = 184.56 \text{ m}^3/\text{j}$$


$$Q_{tot} = 184.55 \text{ m}^3/\text{j}$$

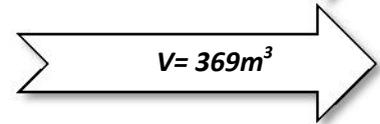
❖ La concentration du mélange (S)

$$S = \frac{DX_{tot}}{Q_{tot}} = \frac{2018.73}{97.05} = 20.72 \text{ Kg/m}^3$$



❖ **Le volume de l'épaisseur**

$$V = Q_{tot} \cdot T_s = 184.5 \cdot 2 = 369 \text{ m}^3$$

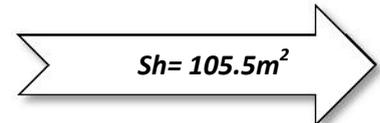


Ts : temps de séjours = 2 j.

❖ **La surface horizontale**

Pour une profondeur de **H = 3.5 m**. On calcule :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{369}{3.5} = 105.5 \text{ m}^2$$



❖ **Le diamètre**

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 105.46}{3.14}} = 12 \text{ m}$$



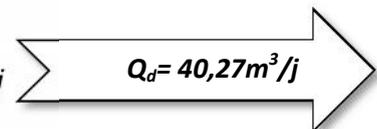
❖ **Caractéristiques des boues épaissies**

❖ concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. [6]

❖ **Calcul du débit des boues épaissies**

On prend $C_{be} = 95 \text{ g/l}$.

$$Q_d = \frac{DX_{tot}}{95} = \frac{3825}{95} = 40,27 \text{ m}^3/\text{j}$$



IV.12.2. Stabilisateur aérobie

Consiste à aérer la boue pendant une période prolongée qui provoque le développement de micro-organismes aérobies conduisant à leur propre auto oxydation avec digestion des boues.

Le taux de réduction des matières organiques est fonction de :

- ✓ La durée de stabilisation ;
- ✓ La charge volumique appliquée au bassin de stabilisation ;
- ✓ De la température et de la nature de la boue.

Le but de la stabilisation est d'éliminer dans la phase de respiration endogène 45% de MVS contenues dans les boues.

L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou insufflation d'air pour maintenir une concentration d'oxygène au moins égale à 2mg / l.

a) La quantité de MVS contenue dans les boues

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

$$\text{MES} = 3744 \text{ kg/j}$$

$$\text{MM} = 1123.2 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS} = 2620.8 \text{ kg/j}$$

b) La quantité de MVS à la sortie du bassin de stabilisation

$$(\text{MVS})_{\text{sortie}} = \text{MVS} - 0,45 * \text{MVS} = 2620.8 - 0,45 * 2620.8 = 1441.44 \text{ kg/j}$$

$$\text{MVS}_{\text{sortie}} = 1441.44 \text{ kg/j}$$

c) Temps de séjour

la fraction volatile stabilisée est donné par :

$$(1-0,95) \cdot B_a = 45\% \text{ de MVS stabilisé}$$

$$\text{Alors } 0,1 * B_a = 0,45 * 2620.8 = 11793.6 \text{ kg}$$

$$B_a = 11793.6 \text{ kg}$$

Avec :

B_a : la fraction de MVS stabilisé

L'extraction journalier est de 2620.8 Kg MVS /J, l'âge des boues en stabilisation sera donc :

$$T = \frac{11793.6}{1441.14} = 8.18 \text{ jours}$$

$$T = 8.18 \text{ jours}$$

d) Boues en excès dans le stabilisateur

$$Q_{\text{excès}} = \text{MM} + (\text{MVS})_{\text{sortie}} = 1123.2 + 1441.44 = 2564.64 \text{ kg de boues / j}$$

$$Q_{\text{excès}} = 2564.64 \text{ kg de boues / j}$$

e) Dimensionnement du bassin de stabilisation

1. La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (M_b)

$$M_b = Q_{\text{excès}} * t = 2564.64 * 8.18 = 20983.42 \text{ kg}$$

$$M_b = 20983.42 \text{ kg}$$

Sachant que les boues épaissies peuvent atteindre des taux de concentration C_{be} de 80 à 100 g/l, on prend $C_{be} = 95 \text{ g/l}$

2. Volume du bassin de stabilisation

$$V = \frac{M_b}{C_{be}} = \frac{20983.41}{95} = 220.87 \text{ m}^3$$

$$V = 220.87 \text{ m}^3$$

3. Surface horizontale

On prend la profondeur du bassin de stabilisation $H = 4.5 \text{ m}$

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{220.87}{4} = 55.21 \text{ m}^2$$

$$Sh = 55.21 \text{ m}^2$$

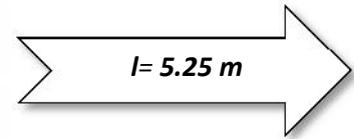
4. La largeur de bassin

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Notre stabilisateur a une forme rectangulaire et la surface est donnée par : $Sh = L * l$

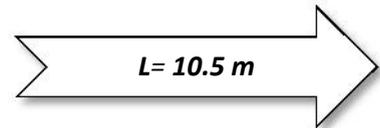
On prend $L=2*l$

$$l = \sqrt{\left(\frac{Sh}{2}\right)} = \sqrt{\left(\frac{55.21}{2}\right)} = 5.25m$$



5. La longueur de bassin

$$L=2*l=2 * 5.29 = 10.5 m$$

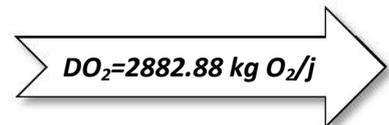


6. Aération du bassin de stabilisation

La quantité d'air nécessaire s'effectuera à l'aide des aérateurs de surface $2 \text{ kg O}_2 / \text{kg MVS détruit}$

- La masse des boues détruites par jour est de 735.81 kg/j

$$DO_2=2*1441.44=2882.88 \text{ kg O}_2/\text{j}$$



IV.12.3. Lits de séchage

Le lit de séchage est composé d'une couche supérieure de sable de 10 cm (calibre 0,5 à 1,5 mm), et d'une couche intermédiaire de gravier fin (calibre 5 à 15 mm), et d'une couche inférieure de gros gravier (calibre 10 à 40 mm) reposant sur le bol imperméabilisé et soigneusement nivelé.

Des drains (en ciment ou en plastique) sont disposés, avec une légère pente, dans la couche de base. Les boues épandues liquides sur une épaisseur de 15 à 30 cm perdent d'abord une partie de leur eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable. Un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues. [11]

Certaines conditions doivent être respectées :

- Il ne faut jamais admettre de boues liquides sur un lit contenant des boues déjà sèches car l'égouttage ne peut pas avoir lieu.

- L'enlèvement des boues déshydratées, se réalise le plus souvent manuellement et nécessite de ce fait, un personnel permanent.

- Un mauvais fonctionnement des lits de séchage se répercute sur l'ensemble de la station ; si les lits ne sèchent pas convenablement, il apparaît aussitôt un excès de boues au niveau du digesteur, du bassin d'aération ou du décanteur.

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

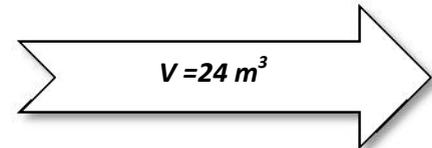
IV.12.3.1. Calcul des lits de séchage

Nous avons choisi les dimensions suivantes :

$$b = 5 \text{ m}; \quad L = 12 \text{ m}; \quad H = 0,4 \text{ m}$$

a) Le volume de boues épandues sur chaque lit

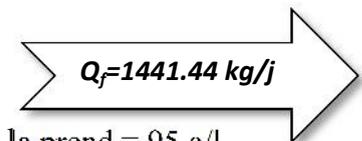
$$V = b * L * H$$


$$V = 24 \text{ m}^3$$

Le séchage des boues se fera quotidiennement avec une période de latence correspondant à la période d'enlèvement des boues séchées et de nettoyage des lits.

❖ La quantité des boues à extraire quotidiennement

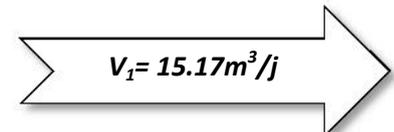
$$Q_f = (MVS)_{\text{sortie}} = 1441.44 \text{ kg/j.}$$


$$Q_f = 1441.44 \text{ kg/j}$$

La concentration des boues du stabilisateur varie entre 80 à 100 g/l. on la prend = 95 g/l.

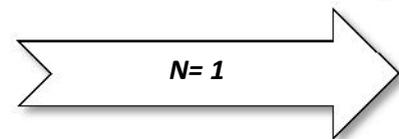
D'où le volume journalier des boues à extraire est :

$$V_1 = \frac{1441.44}{95} = 15.17 \text{ m}^3/\text{j}$$


$$V_1 = 15.17 \text{ m}^3/\text{j}$$

b) Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

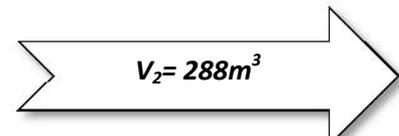
$$N > \frac{V_1}{V} = \frac{15.17}{24} = 0.63 ; \text{ on prend } N = 1$$


$$N = 1$$

c) Volume des boues épandues par lit et par an

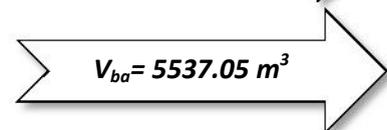
Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * V = 12 * 24 = 288 \text{ m}^3$$


$$V_2 = 288 \text{ m}^3$$

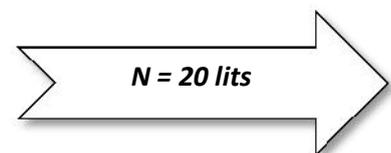
d) Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 15.17 * 365 = 5537.05 \text{ m}^3$$


$$V_{ba} = 5537.05 \text{ m}^3$$

e) Nombre de lits nécessaire

$$N > \frac{V_{ba}}{V_2} = \frac{5537.05}{288} = 19.22 \text{ lits}$$

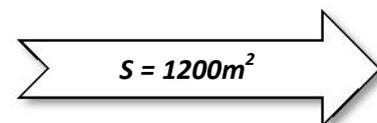

$$N = 20 \text{ lits}$$

f) Surface nécessaire

$$\text{On a : } S = S_0 * N$$

Avec : S_0 ; c'est la surface du lit de séchage donc : $S_0 = L * b = 5 * 12 = 60 \text{ m}^2$

$$\text{D'où : } S = 60 * 20 = 1200 \text{ m}^2.$$


$$S = 1200 \text{ m}^2$$

Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau IV.21

Tableau IV.21: Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage a moyenne charge (2025 et 2040)

| Désignations | Unité | 2025 | 2040(extension) |
|--|-------------------|---------|-----------------|
| Dimensionnement de l'épaississeur | | | |
| Boues issues du décanteur primaire | kg/j | 2641.6 | 1070.2 |
| Boues issues du décanteur secondaire | kg/j | 1183.4 | 482.62 |
| la quantité totale journalière des boues | Kg/j | 2018.73 | 1552.82 |
| Le débit total | m ³ /j | 184.55 | 74.98 |
| La concentration du mélange : | Kg/m ³ | 20.72 | 20.7 |
| Débit des boues épaissies | m ³ /j | 40.26 | 16.34 |
| Hauteur | M | 3.5 | 3.5 |
| Surface horizontale | m ² | 105.46 | 42.84 |
| Volume | m ³ | 369.11 | 149.96 |

Tableau IV.22 : Les résultats de dimensionnement de l'épaississeur, stabilisateur aérobie et le lit de séchage a moyenne charge (2025 et 2040) (suite)

| | | | | |
|---|-------|---------|---------|---------|
| Diamètre | M | 9.1 | 5.2 | |
| Stabilisateur aérobie | | | | |
| La quantité de MVS contenue dans les boues | ❖ MES | kg/j | 3744 | 1529.6 |
| | ❖ MM | kg/j | 1123.2 | 458.88 |
| | ❖ MVS | kg/j | 2620.8 | 1070.72 |
| La quantité de MVS à la sortie de la stabilisation : | kg/j | 1441.44 | 588.89 | |
| Temps de séjour | J | 8.18 | 8.18 | |
| Boues en excès dans le stabilisateur | Kg /j | 2564.64 | 1047.78 | |
| La masse de boue à maintenir dans le stabilisateur (Mb) | Kg | 20983 | 8572.72 | |
| Hauteur | M | 4.5 | 4.5 | |

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| | | | |
|---|----------------------|---------|--------|
| Volume du bassin de stabilisation | m ³ | 220.87 | 90.24 |
| Surface horizontale | m ² | 55.21 | 22.56 |
| La longueur de bassin | M | 10.5 | 6.71 |
| La largeur de bassin | M | 5.25 | 3.35 |
| Quantité d'air par jour Do ₂ | Kg o ₂ /j | 2882.88 | 1177.8 |
| Lit de séchage | | | |
| Le volume de boues épandues sur chaque lit | m ³ | 24 | 24 |
| la quantité des boues à extraire / j | Kg/j | 1441.44 | 588.9 |
| Volume des boues épandues par lit et par an | m ³ | 288 | 288 |
| Volume des boues à sécher par an | m ³ | 5538.16 | 2262.6 |
| Nombre de lits nécessaire | - | 20 | 8 |
| Surface nécessaire | m ² | 1200 | 480 |

ETUDE DE LA VARIANTE A FAIBLE CHARGE :

a. Calcul pour l'horizon 2025 :

IV.13. Traitement des boues

Les boues du traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans le stabilisateur.

Après épaissement, les boues sont envoyées directement aux lits de séchage.

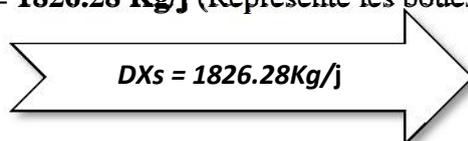
IV.13.1. Epaisseur

Il reçoit les boues issues du décanteur secondaire.

La production journalière des boues est de :

a) Boues issues du décanteur secondaire

Boues secondaires DX_s = **1826.28 Kg/j** (Représente les boues en excès)



a) La concentration des boues

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

A l'entrée de l'épaisseur les boues fraîches ont les concentrations moyennes suivantes :

- Boues secondaire : (10÷30) g/l

b) Le débit arrivant du décanteur secondaire (débit total)

$$Q_{tot} = Q_2 = \frac{DX_{se}}{S_2} = \frac{1826.28}{15} \approx 121.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

On prendra $S_2=15\text{g/l}$

$$Q_t = Q_2 = 121.75 \text{ m}^3/\text{j}$$

c) Le volume de l'épaisseur

$$V = Q_{tot} \cdot T_s = 121.75 \cdot 2 = 243.5 \text{ m}^3$$

$$V = 243.5 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 2 j.

d) La surface horizontale

Pour une profondeur de $H = 4 \text{ m}$. On calcule :

$$Sh = \frac{V}{H} = \frac{243.5}{3.5} = 69.6$$

$$Sh = 69.6 \text{ m}^2$$

e) Le diamètre

Notre épaisseur a une forme circulaire de diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Sh}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 69.57}{3.14}} = 9.41 \text{ m}$$

$$D = 9.41 \text{ m}$$

f) Calcul du débit des boues épaissies

La concentration des boues après épaississement par décantation est de l'ordre de 80 à 100 g/l. on prend : $C_{be} = 95 \text{ g/l}$.

$$Q_d = \frac{DX_{tot}}{95} = \frac{18260.28}{95} = 19.22 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_d = 19.22 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.13.2. Lits de séchage :

Nous avons choisi les dimensions suivantes :

$b=5\text{m}$; $L=12\text{m}$; $H=0,5\text{m}$

a) Le volume de boues épaissies sur chaque lit

$$V = b \cdot L \cdot H$$

$$V = 24 \text{ m}^3$$

❖ La quantité des boues à extraire quotidiennement

le volume journalier des boues à extraire est : $V_1 = 19.22 \text{ m}^3/\text{j}$.

b) Nombre de lits nécessaires à chaque épandage

$$N > \frac{V_1}{V} = \frac{19.22}{24} = 0.8 ; \text{ On prend } N=1$$

c) Volume des boues épandues par lit et par an

Il est généralement admis que chaque lit sert 12 fois par an

$$V_2 = 12 * V = 12 * 24 = 288 m^3$$

d) Volume des boues à sécher par an

$$V_{ba} = V_1 * 365 = 19.22 * 365 = 7015.3 m^3$$

e) Nombre de lits nécessaire

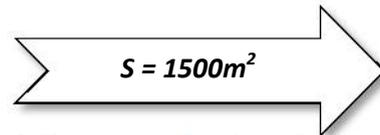
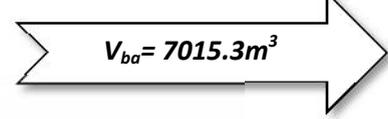
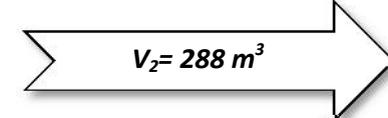
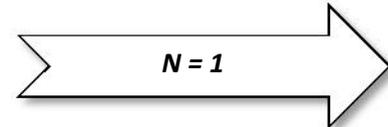
$$N > \frac{V_{ba}}{V_2} = \frac{7015.3}{288} = 24.35 \text{ lits}$$

f) Surface nécessaire

On a : $S = S_0 * N$

Avec : S_0 ; c'est la surface du lit de séchage donc : $S_0 = L * b = 12 * 5 = 60 m^2$

D'où : $S = 60 * 25 = 1500 m^2$



Calcul pour l'horizon 2040 (extension)

Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur, et le lit de séchage pour les deux horizons sont représentés sur le tableau IV.23

Tableau IV.23: Les résultats de dimensionnement de l'épaisseur et le lit de séchage a faible charge (2025 et 2040)

| Désignations | Unité | 2025 | 2040(extension) |
|---|-------|---------|-----------------|
| Dimensionnement de l'épaisseur | | | |
| Boues issues du décanteur secondaire | kg/j | 1826.28 | 746.18 |
| Le débit total | m³/j | 121.75 | 49.74 |
| Débit des boues épaissies | m³/j | 19.22 | 7.85 |
| Hauteur | M | 3.5 | 3.5 |
| Surface horizontale | m² | 69.6 | 28.42 |
| Volume | m³ | 243.5 | 99.49 |
| Diamètre | M | 9.41 | 6.01 |
| Lit de séchage | | | |
| Le volume de boues épandues sur chaque lit | m³ | 24 | 24 |
| la quantité des boues à extraire / j | m³/j | 19.22 | 7.85 |
| Volume des boues épandues par lit et par an | m³ | 288 | 288 |
| Volume des boues à sécher par an | m³ | 7015.3 | 2866.9 |

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

| | | | |
|---------------------------|----------------|------|-----|
| Nombre de lits nécessaire | - | 25 | 10 |
| Surface nécessaire | m ² | 1500 | 600 |

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné la station d'épuration on utilisant deux variantes ; la variante à faible charge et à moyenne charge .La décision finale du choix du type de traitement sera prise après l'étude économique, et cela en se basant sur les critères suivant :

- ✓ la qualité exigée par l'effluent épuré
- ✓ La taille de l'agglomération étudiée, et la disponibilité de terrain
- ✓ Le cout d'un m³ d'eau traitée

Chapitre V:
Calcul hydraulique

Introduction

Dans ce chapitre, nous allons procéder au calcul hydraulique des ouvrages et des conduites qui assurent la circulation de l'eau d'un bassin à un autre dans la station pour l'horizon 2025. Le but de ces calculs est de dimensionner les différentes conduites de rejet, conduites reliant les ouvrages, le déversoir d'orage et la détermination des cotes de radier des différents ouvrages pour assurer le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

V.1. Déversoir d'orage

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le Déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dérivé vers la station que les débits de pointe en temps de pluie.

Dans notre cas on optera pour un déversoir frontal.

V.1.1. Dimensionnement du déversoir d'orage

Pour notre cas nous optons pour la triple dilution, c'est à dire, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'oued.

Après avoir calculé le débit au temps de pluie (en tient compte de la dilution) on a :

- ✧ Le débit acheminé vers la station d'épuration correspond au débit de pointe en temps de pluie : $Q_{ptp} = 1436.4 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0.399\text{m}^3/\text{s}}$
- ✧ Le débit de pointe en temps sec est $Q_{pts} = 478.8 \text{ m}^3/\text{h} = \mathbf{0.133 \text{ m}^3/\text{s}}$
- ✧ Le débit pluvial $Q_{pl} = 1532 \text{ l/s} = 1.532\text{m}^3/\text{s}$ (source DRE du BATNA)

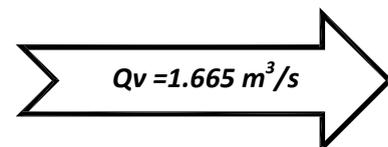
Donc le collecteur principal va véhiculer à l'avant du déversoir d'orage un débit de l'ordre de:

$$Q_v = Q_{pts} + Q_{pl} \dots\dots\dots V.1.$$

Avec:

- Q_v : Débit véhiculé vers le déversoir d'orage (m^3/s).
- Q_{pl} : Débit pluvial (m^3/s).
- Q_{pts} : Débit de pointe en temps sec (m^3/s).

D'où: $Q_v = 0.133 + 1.532 = 1.665 \text{ m}^3/\text{s}$



V.1.2. Calcul des paramètres hydraulique

a) A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total à l'horizon 2025 :

$$Q_v = 1.665 \text{ m}^3/\text{s}; \quad I = 1\%.$$

➤ **D'après l'abaque de Bazin (annexe V-1 et V-2)**

- ✓ $D_e = 1000 \text{ mm}$ (diamètre à l'entrée du déversoir).
- ✓ $Q_{ps} = 1.7 \text{ m}^3/\text{s}$ (débit à pleine section).
- ✓ $V_{ps} = 2,15 \text{ m/s}$ (vitesse à pleine section).

Avec les paramètres hydrauliques:

- ✓ $r_Q = \frac{Q_v}{Q_{ps}} = \frac{1.655}{1.7} = 0.97$ (rapport des débits)
- ✓ $r_H = \frac{H_e}{D_e} = 0.79 \Rightarrow H_e = 0,79 * 1000 = 790\text{mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_v = \frac{V}{V_{ps}} = 1,13 \Rightarrow V = 1,13 * 2,15 = 2.43\text{m/s}$ (rapport des vitesses).

b) A l'aval du déversoir (vers la station)

- ✓ $Q_{ptp} = 0,399 \text{ m}^3/\text{s}$
- ✓ $I = 1 \%$

➤ **D'après l'abaque de Bazin (annexe 1)**

- ✓ $D_s = 600 \text{ mm}$.
- ✓ $Q_{ps} = 0.41 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ✓ $V_{ps} = 1,93\text{m/s}$.
- ✓ $r_Q = \frac{Q_v}{Q_{ps}} = \frac{0.399}{0.41} = 0.97$ (rapport des débits).

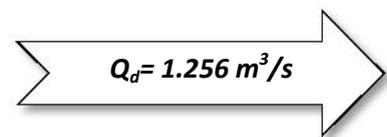
➤ **D'après l'abaque de Bazin (annexe 2)**

Les paramètres hydrauliques :

- ✓ $r_H = \frac{H_s}{D_e} = 0.79 \Rightarrow H_s = 0,79 * 600 = 474\text{mm}$ (hauteur de remplissage).
- ✓ $r_v = \frac{V}{V_{ps}} = 1,13 \Rightarrow V = 1.93 * 1.13 = 2,18 \text{ m/s}$

V.1.3. Le débit déversé vers le milieu exutoire (Q_d)

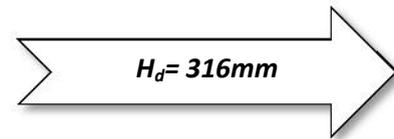
$$Q_d = Q_v - Q_{ptp} = 1.655 - 0,399 = 1.256 \text{ m}^3/\text{s}$$



V.1.4. Dimensionnement du déversoir d'orage

- ✓ La hauteur d'entrée $H_e = 790\text{mm}$
- ✓ La hauteur de sortie $H_s = 474 \text{ mm}$
- ✓ La hauteur déversé $H = 790 - 474 = 316\text{mm}$
- ✓ La lame d'eau déversée est donnée par :

Donc : $H_d = 316\text{mm}$



V.1. 5. La largeur du seuil déversant

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_{dev} = \frac{2}{3} * u * b * H_d (2g * H_d)^{0.5} \dots\dots\dots V.2.$$

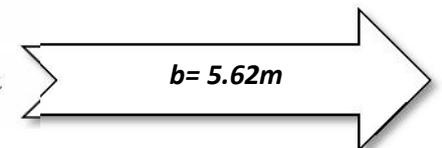
$$\text{Donc : } b = \frac{(3 * Q_d)}{2 u * (2 g)^{1/2} * H_d^{3/2}}$$

Avec :

- μ : coefficient qui dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $u = 0,42$.
- g : L'accélération de la pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.
- b : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres.
- H_d : La hauteur de charge en moyenne au-dessus du seuil du déversoir.

Donc on aura :

$$b = \frac{3 * 1.256}{2 * 0.42 * (2 * 9.81)^{0.5} * 0.316^{\frac{3}{2}}} = 5.62\text{m}$$



V.2. Relevage

La station de relevage est destinée au pompage des eaux usées domestiques et industrielles qui ne sont pas très agressives neutre ou faiblement alcaline pour palier a la faible pente et fournir aux eaux une énergie pour la bonne circulation dans les différents équipements de la station d'épuration. La station de relevage sera équipée de pompes à commande électrique.

V.2.1. Dimensionnement du puisard

Le puisard doit jouer non seulement le rôle d'accumulation, mais également le rôle de régulateur, du fait que le débit arrivant est variable, alors que le débit arrive au poste de relevage est constant il est équipé des pompes de refoulement vers le premier ouvrage de traitement.

Pour le dimensionnement du puisard on utilise le débit de pointe en temps de pluie à l'horizon 2025. Donc il faut calculer le volume de l'ouvrage :

Le puisard est de forme carré ;

$$V = \frac{Q_{ptp} * ts}{4} \dots\dots\dots V.3.$$

Avec:

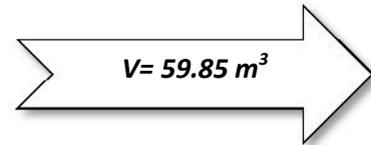
- ✓ Q_{ptp} :Debit total pompé.
- ✓ ts :temps de séjour ($ts = 10$ minutes)
- ✓ La hauteur du puisard ne doit pas dépasser 5m, ($2m \leq H \leq 5m$).

V.2.1.1. Calcul de volume

On applique la formule (V-5) qui est : $V = \frac{Q_{ptp} * ts}{4}$

Avec : $Q_{ptp} = 1436.4 m^3/h$.

On aura : $V = \frac{1436.4 * 10}{60 * 4} = 59.85 m^3$

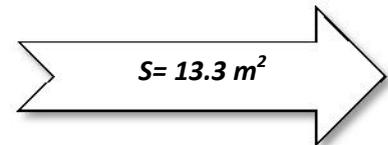


V.2.1.2. Calcul de la surface

$$S = \frac{V}{H}$$

On prend $H = 4.5m$.

D'où $S = \frac{59.85}{4.5} = 13.3 m^2$

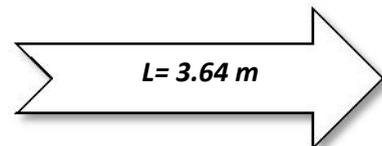


V.2.1.3. Dimensions de puisard

On a opté pour un puisard de type carré de cote L

$$S_{\text{puisard}} = L^2$$

On aura : $L = \sqrt{S} = \sqrt{13.3} = 3.64 m$



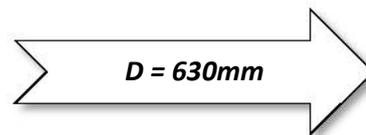
V.2.2. La conduite de refoulement

D'après la formule de BONNIN :

$$D_{\text{éco}} = \sqrt{Q_p} \quad (m)$$

On a : $Q_p = 0,399 m^3/s \Rightarrow D_{\text{éco}} = 0,63m$

Donc le diamètre normalisé est :

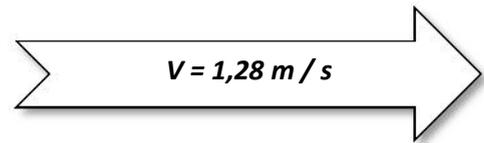


La vitesse d'écoulement est :

$$V = \frac{4.Q}{\pi . D^2} \ggggggg VI.5.$$

On trouve :

$$V=1.28\text{m/s}$$



V.2.3. Calcul de la hauteur manométrique de la pompe

$$\text{HMT} = H_g + \Sigma h_{p \text{ lin}} + \Sigma h_{p \text{ sin}} + P_{\text{exh}} \dots \dots \dots \text{V.4.}$$

Où H (m): pertes de charge totale dans la conduite sous pression ;

H_g(m) : différence des cotes (partie souterraine et surface);

$\Delta H = \Sigma h_{p \text{ lin}} + \Sigma h_{p \text{ sin}}$: pertes de charge linéaire et singulière = $1,05 \Sigma h_{p \text{ lin}}$

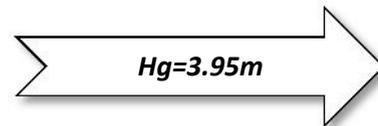
P_{exh} - pression a l'exhaure P_{exh}= (1 ; 1,5) m

Les pertes de charge en longueur feront :

Le refoulement se fera avec une conduite de **D= 630 mm** et d'une longueur de **85.21 m** vers les dégrilleurs.

$$H_g = h_2 - h_1$$

$$H_g = 1060.05 - 1056.1 = \mathbf{3.95m.}$$



- ✧ H_g : Hauteur géométrique
- ✧ h₁ : cote au niveau de la bache de réception.
- ✧ h₂ : cote au niveau de l'ouvrage d'entrée (dégrilleur).

Nous avons choisi le PEHD (Polyéthylène à haute densité), comme matériau pour notre conduite car il présente une bonne caractéristique du point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité ...

Tableau V.1 : Les valeurs de K, m et β

| Tuyau | K | M | β |
|---------------|--------------------|-----------|----------|
| Acier | 0,00179 à 0,001735 | 5,1 à 5,3 | 1,9 à 2 |
| Fonte | 0,00179 à 0,001735 | 5,1 à 5,3 | 1,9 à 2 |
| Amianteciment | 0,00118 | 4,89 | 1,85 |
| Plastique | 0,001052 | 4,774 | 1,77 |

Dans notre projet on a opté pour le PEHD, donc on prend :

- ✧ K=0,001052 ;
- ✧ m=4,774 ;
- ✧ β=1,77.

L'expression de perte de charge s'écrit :

$$\Delta H = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \dots\dots\dots V.5.$$

- ✓ K : coefficient de perte de charge (K=0,001052)
- ✓ Q : débit pompé qui est de 0,227 m³/s
- ✓ L : longueur de la conduite qui est de 72.8 m
- ✓ D : diamètre de la conduite 500 mm
- ✓ β : coefficient dépendant du régime d'écoulement
- ✓ β = 1,77 pour le régime turbulent rugueux.
- ✓ m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite (m=4,774)

Donc :

$$\Delta H = \frac{0.001051 * 85.21 * 0.399^{1.77}}{0.63^{4.774}} = 0.16 \text{ m}$$

$$HMT = H_g + \Delta H + P_{exh} \Rightarrow HMT = 3.95 + 0.16 + 1.4 = 5.51 \text{ m}$$



V.2.4. Choix de la pompe

On utilise des pompes d'assainissement pour le relevage des eaux usées du puisard vers l'ouvrage d'entrée. Donc pour choisir le type de pompe on utilise le catalogue de **KSB**

Tableau V.2 : Caractéristiques de la pompe choisie

| Variante | N | Q _{cal} = Q _f /n (m ³ /h) | HMT (m) | Pompe choisie | η (%) | Nombre de tours (tr/min) | P _{abs} (Kw) | (NPSH) _r (m) |
|----------|---|---|------------|--|----------|--------------------------------|---------------------------|----------------------------|
| 1 | 1 | 1436.4 | 5.51 | Pompe centrifuge radial(pose à sec) | 82.6 | 580 | 34.5 | 3.94 |

Toutes les caractéristiques de la pompe et le moteur sont représentées sur la fiche technique.

(Annexe VI- 3).

Le nombre de pompe est deux, (1+1) une qui fonctionne et une autre de secoure identiques.

V.3. Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, puis relier ces niveaux par une ligne appelée (ligne piézométrique).

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau ci –dessous :

Tableau V.3 : Cotes moyennes du terrain naturel d'implantation des différents ouvrages de la station.

| Désignation des ouvrages | Côtes du terrain naturel (m) |
|--------------------------|------------------------------|
| Déversoir | 1056.8 |
| Station de relevage | 1056.1 |
| Dégrilleur | 1060.05 |
| Déssableur –déshuileur | 1060 |
| Décanteur primaire | 1059 |
| Bassin d'aération | 1058.5 |
| Clarificateur | 1057 |
| Bassin de désinfection | 1056 |

V.3.1. Dimensionnement des conduites reliant les différents ouvrages

Dans notre cas nous avons choisi le PEHD, comme matériau qui présente aussi une bonne caractéristique de point de vue dureté, étanchéité et résistance à la corrosion et faible rugosité.

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots V.6.$$

Avec:

- K : coefficient de perte de charge ;
- Q : débit en m³/s ;(Q=0,399m³/s) ;
- L : longueur de la conduite ;

- D : diamètre de la conduite ;
- β : coefficient dépendant du régime d'écoulement ;
- m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite ;
- Cp_A : Côte du plan d'eau au point A ;
- Cp_B : Côte du plan d'eau au point B.

V.3.1.1. Diamètre

D'après la formule (V-12) le diamètre est donné par cette formule si dessous.

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \dots\dots\dots V.7.$$

V.3.1.2. Longueurs des conduites

Pour les calculs des longueurs ; ils utilisent les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières.

Dans notre cas on a des distances faibles donc on néglige les pertes de charges singulières c'est à dire on prend les longueurs réelles.

Les longueurs sont représentées sur le tableau V.4

Tableau V.4 : Longueurs réelles des conduites entre les ouvrages de la STEP

| Ouvrages | L réelle (m) |
|---------------------------------------|--------------|
| Dégrilleur -Déssableur-déshuileur | 10.25 |
| Déssableur-déshuileur - Décanteur I | 5.64 |
| Décanteur I - Bassin d'aération | 6.56 |
| Bassin d'aération - Décanteur II | 14.53 |
| Décanteur II - Bassin de désinfection | 11.1 |

VI.3.1.3. Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots\dots\dots V.8.$$

- P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
- $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).
- Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).
- H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2)

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées il vient :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc on aura : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$Cp_1' = Cp_2 + H_{1-2}$V.9.

V.3.1.4. Calcul des diamètres des conduites reliant les ouvrages et les cotes piézométriques

a) Conduite dégrilleur & déssableur-déshuileur (A-B)

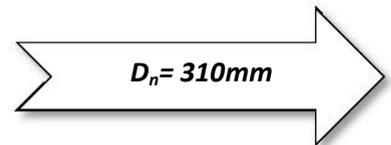
On a :

- Côte du radier du dégrilleur (A) : 1060.05m ;
- Hauteur d'eau : 1 m
- D'où : $Cp_A = 1061.05m$
- Côte du radier du déssableur-déshuileur (B) : 1059m ;
- Hauteur d'eau : 1,5 m
- D'où : $Cp_B : 1060.5m$
- $L = 10.25 m$

✓ **Diamètre**

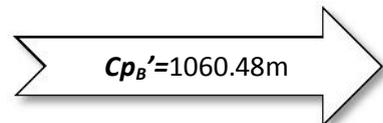
$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 10.25 * 0.399^{1.77}}{1061.05 - 1060.5}} = 0.27 m$$

$D_c = 310mm \Rightarrow$



✓ **Cote piézométrique**

D'où on aura : $Cp_B' = Cp_A - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$



b) Conduite déssableur-déshuileur & bassin de décantation (A-B)

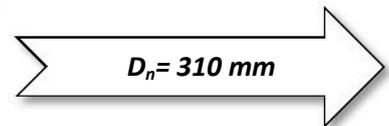
- $C_{PA} = 1060.48m$
- Côte du radier du bassin de décantation (B) : 1057 ;
- Hauteur d'eau : 3m
- D'où : $C_{PB} : 1060 m$
- $L = 5.64 m$

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 5.64 * 0.227^{1.77}}{1060.48 - 1060}} = 0.283m$$

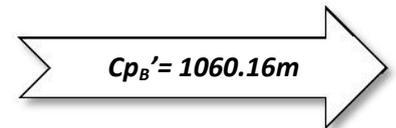
$D_c = 283 \text{ mm}$

\Rightarrow



Cote piézométrique

D'où on aura : $C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$



c) Conduite bassin décantation & aération (A-B)

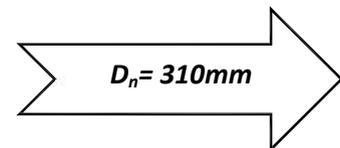
- $C_{PA}' = 1060.16 m$
- Côte du radier du bassin d'aération (B) : 1055.5 m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D'où : $C_{PB} : 1059.5 m$
- $L = 6.56m$

Diamètre

$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA}' - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 14.53 * 0.227^{1.77}}{1060.16 - 1059.5}} = 0.273m$$

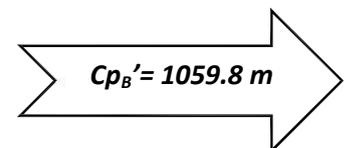
$D_c = 273 \text{ mm}$

\Rightarrow



Cote piézométrique

D'où on aura : $C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$



d) Conduite d'aération & bassin de clarificateur (A-B)

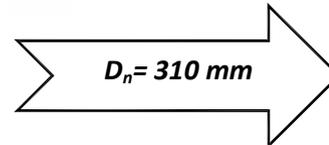
- $C_{PA}' = 1059.8 m$

- Côte du radier du bassin de clarification (B) : 1055 m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D'où : C_{PB} : 1059m
- $L= 14.53$ m

Diamètre

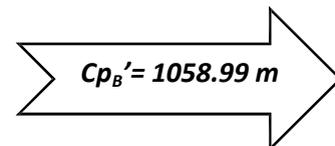
$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 14.53 * 0.227^{1.77}}{1059.8 - 1059}} = 0.31 m$$

$D_c = 310$ mm \Rightarrow



Cote piézométrique

D'où on aura : $C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$



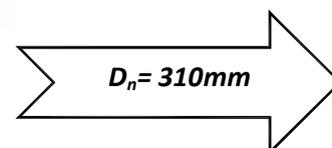
e) Conduite clarificateur & bassin de désinfection (A-B)

- $C_{PA}' = 1058.99$ m
- Côte du radier du bassin de désinfection (B) : 1054 m ;
- Hauteur d'eau : 4 m
- D'où : C_{PB} : 1058 m

Diamètre

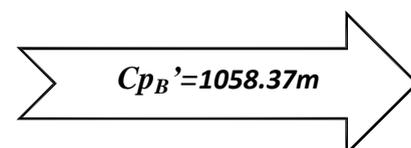
$$D = \sqrt[m]{\frac{K * L * Q^\beta}{(C_{PA} - C_{PB})}} \Rightarrow D = \sqrt[4.774]{\frac{0.001052 * 11.1 * 0.227^{1.77}}{1058.99 - 1058}} = 0.280 m$$

$D_c = 280$ mm \Rightarrow



Cote piézométrique

D'où on aura : $C_{PB}' = C_{PA}' - \frac{K * L * Q^\beta}{D^m} \Rightarrow$



Les résultats obtenus sont résumés sur le tableau ci- dessous

Tableau VI.5 : Récapitulatif des différentes cotes des ouvrages de la STEP

| Désignations | Cote du terrain (m) | Cote du radier (m) | Plan d'eau (m) | Cote piézométrique (m) |
|--------------|---------------------|--------------------|----------------|------------------------|
|--------------|---------------------|--------------------|----------------|------------------------|

| | | | | |
|------------------------|---------|---------|-----|---------|
| Dégrilleur | 1060.05 | 1060.05 | 1 | 1061.05 |
| Déssableur -déshuileur | 1060 | 1059 | 1,5 | 1060.48 |

Suite du tableau **V.5** :

| | | | | |
|------------------------|--------|--------|---|---------|
| Bassin d'aération | 1058.5 | 1055.5 | 4 | 1059.8 |
| Décanteur secondaire | 1057 | 1055 | 4 | 1058.99 |
| Bassin de désinfection | 1056 | 1054 | 4 | 1058.37 |

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons déterminé les diamètres des conduites qui relient les ouvrages et les cotes des radiers, afin d'assurer la bonne circulation de l'eau entre les ouvrages de notre station.

Chapitre VI :
Etude économique

Introduction

Après avoir terminé le partie dimensionnement des différentes ouvrages de la chaînes de traitement d'eau usée, on doit faire une évaluation économique afin d'avoir une décision finale du choix de la variante la plus économique.

VI.1.Les différents coût de réalisation d'une station d'épuration :

➤ Le coût d'investissement

IL comprend:

- Coût des travaux de génie civil (terrassement et coût des ouvrages en béton).
- Les équipements (racleurs, turbine, pompes aérateurs, tuyauterie...).
- Cout des travaux du VRD

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{eq} + C_{vrd} \dots \dots \dots VI.1.$$

Avec :

C_{ti} : le coût d'investissement ;

C_{eq} : le coût des équipements ;

C_{vrd} : le coût de VRD.

➤ Le coût de fonctionnement

- Coût d'exploitation courante.
- Coût de renouvellement du matériel électromécanique.
- Frais financiers et de la main d'œuvre.

Remarque : les prix unitaire dans les calculs suivant sont de l'année 2012 (source DRE)

VI.2.Coût de la variante à moyenne charge

VI.2.1.Coût d'investissement

VI.2.1.1.Coût de terrassement

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

Le prix du mètre cube de terrassement sera évalué à 150 DA.

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression :

$$V = 0,3 * S_{hi}$$

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré.

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C_t = 150. V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré ;

Ct : le coût de terrassement.

Tableau VI.1 : Le coût de terrassement de chaque ouvrage

| Ouvrages | Surface horizontal | Volume | Coût |
|------------------------|-----------------------|----------------|---------|
| | m ² | m ³ | DA |
| Dessableur-déshuilleur | 95,76 | 28.73 | 14364 |
| Décanteurprimaire | 718,2 | 215.46 | 107730 |
| Bassin d'aération | 345,81 | 103.74 | 51871.5 |
| Décanteur secondaire | 510,72 | 153.21 | 76608 |
| Bassin de désinfection | 159,6 | 47.88 | 23940 |
| Epaisseur | 105,5 | 31.65 | 15825 |
| Stabilisateur aérobie | 55,21 | 16.56 | 8281.5 |
| Lit de séchage | 1200 | 360 | 8281.5 |
| Coût total | 478620 | | |

Donc le coût total du terrassement est $C_{tt} = 478620$ DA

VI.2.1.2. Coût de Béton armé

Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement $P_u = 25000$ DA ;

Le coût du béton sera donc : $C_b = P_u * V_{tb}$;

Epaisseur des murs des ouvrages $e_m = 0,15$ à $0,4$ m on prend $e_m = 0,30$ m ;

Epaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r = 0,3$ à $0,4$ m on prend $e_r = 0,35$ m ;

Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer ;

Le kilogramme de fer coûte actuellement 90 DA ;

On prendra la valeur 90 Kg de fer / m³ de béton.

Le coût de béton armé sera :

$$C_{tba} = C_b + C_f \dots \dots \dots \text{VI.2.}$$

$$C_b = 25000 \text{ DA}$$

$$C_f = 90 \times 90 = 8100 \text{ DA}$$

$$C_{tba} = 33100 \text{ DA}$$

Avec :

C_{tba} : coût total de béton armé ;

C_b : coût de béton ;

C_f : coût de fer ;

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :

- V_{br} : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage $V_{br} = e_r * S_h$
- V_{bm} : Volume du béton des murs de chaque ouvrage $V_{bm} = e_m * P * H$

P : périmètre de l'ouvrage ;

H : hauteur de l'ouvrage.

Tableau VI.2 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage

| Ouvrages | Sh | Volumes | | Vtb | Coût |
|------------------------|----------------|-----------------------|-----------------------|-------------------|-------------------|
| | m ² | Vbr (m ³) | Vbm (m ³) | (m ³) | (DA) |
| Dessableur-déshuilleur | 95,76 | 33.52 | 20.98 | 54.50 | 1804082.4 |
| Décanteur primaire | 718,2 | 215.46 | 128.18 | 343.64 | 11374727.6 |
| Bassin d'aération | 345,81 | 121 | 100.44 | 221.47 | 7330772.85 |
| Décanteur secondaire | 510,72 | 178.75 | 114.66 | 293.42 | 9712101.05 |
| Bassin de désinfection | 159,6 | 55.86 | 74.52 | 130.38 | 4315578 |
| Epaississeur | 105,5 | 36.92 | 39.56 | 76.49 | 2531785.9 |
| Stabilisateur aérobic | 55,21 | 19.32 | 42.52 | 61.85 | 2047185.35 |
| Lit de séchage | 1200 | 420 | 81.6 | 501.6 | 16602960 |
| Coût total | | | | | 55719193,2 |

Avec :

S_h : surface horizontale de l'ouvrage

Vtb : volume total de béton

Donc le coût total du béton armé est $C_{tba} = 55719193,2$ DA.

VI.2.1.3.Coût totale du génie civil

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculé précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{tba} = 478620 + 55719193,2 = 56197813,2\text{DA}$$

$$C_{gc} = 56197813,2\text{DA}$$

VI.2.1.4.Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 * C_{gc} = 0,25 * 56197813,2 = 14049453,3\text{DA}$$

$$C_{VRD} = 14049453,3$$

VI.2.1.5.Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations

hydromécaniques

Il estimé à 40% du $(C_{gc} + C_{VRD})$

$$C_{éq} = 0,4 * (56197813,2 + 14049453,3) = 28098906,6\text{DA}$$

$$C_{éq} = 28098906,6\text{DA}$$

VI.2.1.6.Coût total des investissements de la station

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{éq} = 56197813,2 + 14049453,3 + 28098906,6 = 98346173\text{DA}$$

$$C_{ti} = 98346173 \text{ DA}$$

VI.2.2.Coût de fonctionnement

VI.2.2.1.Le coût de main d'œuvre

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{m.o} = 0,05 * C_{ti} = 0,05 * 98346173 = 4917308,65\text{DA}$$

$$C_{m.o} = 4917308,65\text{D}$$

VI.2.2.2.Le coût de l'énergie (consommation électrique)

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante :

$$C_e' = P_u * E_c$$

P_u : prix unitaire du Kwh, $P_u = 4,18$ DA

E_c : énergie totale consommée (Kwh),

$$E_c = 70 \text{ KWh (logiciel KSB)}$$

En suppose que notre station fonction 14h/24h

$$C_e = E_c * C_e' * P_u * 14 * 365 =$$

$$C_e = 70 * 14 * 365 * 4.18 = 1495186.1 \text{ DA/an}$$

$$C_e = 1495186.1 \text{ DA/an}$$

VI.2.2.3. Le coût des réactifs chimiques

Le prix de m³ de NaCl=1200DA

Calculons le prix annuel d'hypochlorite :

La quantité annuel d'hypochlorite est de 368.65 m³ (NaClO)/an

Le coût annuel est de : $C_{aj} = Q_a * P_u = 368.65 * 1200 = 442380 \text{ DA/an}$

$C_{aj}=442380 \text{ DA/an}$

VI.2.2.4. Le coût de renouvellement du matériel électromécanique

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total :

$C_{rm} = 0,05 * 98346173 = 4917308,65 \text{ DA}$

$C_{rm}=4917308,65 \text{ D}$

VI.2.2.5. Le coût des frais financiers

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total

$C_{ff} = 0,05 * 9832079.53 = 4932079.53 \text{ DA}$

$C_{ff}=4917308,65 \text{ D}$

VI.2.2.6. Le coût de fonctionnement total

$C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff}$

$= 4917308,65 + 14697068,1 + 442380 + 4917308,65 + 4917308,65 = 29891374,1 \text{ DA}$

$C_{ft}=29891374,1 \text{ DA}$

VI.2.3. le coût d'amortissement

$C_{aa} = C_{ti} / t$ avec t: durée d'amortissement t = 30 ans

$C_{aa} = 98346173 / 30 = 3278205,77 \text{ DA}$

$C_{aa}=3278205,77 \text{ DA}$

VI.2.4. Le coût total de la station

$C_t = C_{aa} + C_{ft} + C_{it} = 3278205,77 + 29891374,1 + 98346173 = 131515753 \text{ DA}$

$C_t=131515753 \text{ DA}$

VI.2.5. Le coût de m³ d'eau épurée

$V_a = V_j * 365 = 6422 * 365 = 2344030$

$C_e = C_t \text{ st} / V_a = 131515753 / 2344030 = 56.10 \text{ DA}$

$C_e = 56.10 \text{ DA}$

VI.3. Coût de la variante à faible charge

Les résultats de la variante à faible charge sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Résultats de la variante à faible charge

| Désignation | Unité | Coûts |
|---|-------|-----------|
| Coût d'investissement | | |
| Coût de terrassement | DA | 551299,5 |
| Coût total du béton armé | DA | 62277897 |
| Coût total du génie civil | DA | 62829196 |
| Coût des VRD | DA | 15707299 |
| Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques | DA | 31414598 |
| Coût total des investissements de la station | DA | 109951093 |
| Coût de fonctionnement | | |
| Le coût de main d'œuvre | DA | 5497554,7 |
| Le coût de l'énergie | DA/an | 14697068 |
| Le coût des réactifs chimiques | DA/an | 442380 |
| Le coût de renouvellement du matériel électromécanique | DA | 5497554,7 |
| Le coût des frais financiers | DA | 5497554,7 |
| Le coût de fonctionnement total | DA | 31632112 |
| Coût total | | |
| Le coût total de la station | DA | 145248242 |
| Le coût de m ³ d'eau épurée | DA | 61,96518 |

Conclusion :

D'après l'étude économique, on remarque que le coût de la station ainsi que le mètre cube d'eau à faible charge revient nettement plus cher que la moyenne charge, de ce fait nous opterons donc pour cette dernière qui est la moyenne charge.

Chapitre VII :
**Gestion et exploitation de la station
d'épuration**

Introduction

Pour obtenir la bonne fonction et le meilleur rendement dans notre station d'épuration Il faut assurer :

- ✓ Une assistance technique continue pour le bon fonctionnement des ouvrages de toute la filière de traitement ;
- ✓ Le dépannage immédiat des appareils ;
- ✓ L'entretien des conduites, des accessoires et des équipements mécaniques ;
- ✓ La formation d'une équipe de techniciens ayant pour mission de vérifier au moins quatre fois par an tous les ouvrages de traitement et d'estimer leurs rendements et d'étudier les possibilités de leurs amélioration ;
- ✓ Une formation de base des agents d'exploitation sera orientée vers les techniques de traitement et d'épuration des eaux usées.

VII -1)-Mesures et contrôles effectués au niveau de la station d'épuration :

L'exploitant doit effectuer un certain nombre de mesures et contrôles entrant dans le cadre de l'exploitation et la gestion de la station, dont les principaux sont :

- ✓ Mesure de débit
- ✓ Mesure de pH et de la température

Mesure de pH doit être faite à l'entrée de la station, afin de prendre toutes les dispositions nécessaires pour le déroulement des traitements sensibles à ce paramètre.

Mesure de la température est très recommandée. Pour maintenir la température optimum de bon fonctionnement de certains ouvrages de traitement

- ✓ Mesure de la demande chimique en oxygène (DCO)
- ✓ Mesure de la demande biologique en oxygène (DBO5)
- ✓ Mesure de la quantité d'oxygène dissous
- ✓ Recherche des substances toxiques
- ✓ Mesure concernant les boues :

Pour obtenir un réglage adéquat de la station d'épuration, on doit jouer sur :

- ✓ Le taux de recirculation des boues
- ✓ Le taux d'aération
- ✓ Le taux des boues en excès

Pour régler ces paramètres on aura besoin de savoir :

- ✓ La teneur en oxygène dans le bassin d'aération

- ✓ Le pourcentage de boues dans le bassin d'aération
- ✓ La teneur des MVS dans le bassin d'aération

En fonction des résultats de ces mesures, on fait varier le débit de recirculation, la durée d'aération et le débit de boues en excès jusqu'à savoir une valeur optimale de 4g MVS/L
Si :

MVS > 4g/l on augmente le temps de recirculation et la durée d'aération

MVS < 4g/l on diminue le temps de recirculation et la durée d'aération

VII-2. Equipements de laboratoire

VII-2-1. Matériel spécifique

VII-2-1-1. Mesure de la DBO

- ✓ DBO mètre ;
- ✓ Flacons en verre pour dilution, capacité 1000 ml ;
- ✓ Flacons d'incubation, capacité 150 ml ;
- ✓ Incubateur réfrigéré thermostaté - température de (- 5) à (+ 40°), capacité 150 l ;
- ✓ Paniers pour le rangement des flacons d'incubation ;
- ✓ Un jeu de réactifs spécifiques.

VII.2.1.2. Mesure de la DCO, dès MES, de l'azote et du chlore libre

- ✓ Spectrophotomètre ;
- ✓ Pour chaque type d'analyses précitées, un jeu de réactifs spécifiques.

VII.2.2. Appareils spéciaux

- ✓ Etuve isotherme, capacité 90 litres, température réglable de 20 à 200 °C ;
- ✓ Balance de précision, uni plateau, 160 g à 1/10ème de gramme, avec dispositif dépressage ;
- ✓ pH mètre de laboratoire (1/10 pH) et un set de préparation de solution tampon ;
- ✓ Thermomètre ;
- ✓ Oxymètre portatif ;
- ✓ Conductimètres - résistance à lecture directe ;
- ✓ Réfrigérateur, capacité 240 litres ;
- ✓ Agitateurs magnétiques ;
- ✓ Plaques chauffantes ;
- ✓ Microscope, grossissement de 150 à 1500, et ses accessoires (Lames, lamelles et verres de montre) ;

- ✓ Oxygène de laboratoire ;
- ✓ Centrifugeuse de laboratoire et Tubes à essais avec support.

VII.2.3. Verrerie et petit matériel

- ✓ Flacons de **WINKLER** en verre de chimie transparent d'une capacité de 150 à 300 ml avec embouchure étroite et bouchon en verre rodé
- ✓ Flacons en verre ordinaire blanc d'une capacité d'un litre, embouchure étroite avec bouchon en verre rodé ;
- ✓ Bouteilles en verre brun ordinaire avec bouchon, capacité 1000 ml ;
- ✓ Flacons compte-gouttes en verre de chimie transparent, capacité 100 ml ;
- ✓ Burettes en verre transparent, avec robinet droit, capacité 25 et 50 ml ;
- ✓ Pipettes jaugées, capacité 10, 20, 25 et 50 ml ;
- ✓ Bêchers, forme basse de 500 et 1000 ml ;
- ✓ Ballons jaugés avec bouchon, capacité 1000 ml ;
- ✓ Distillateur ;
- ✓ Cônes Imhof, capacité 1000 ml ;
- ✓ Spatules en inox ;
- ✓ Becs Bunsen avec support ;
- ✓ Pinces pour ballons ;
- ✓ Pinces pour burettes ;
- ✓ Trompes à eau, pour obtenir le vide ;
- ✓ Jeux de brosses de nettoyage de verrerie ;
- ✓ Paires de gants en caoutchouc ;
- ✓ Chronomètres ;
- ✓ Dessiccateurs ;
- ✓ Pipettes graduées, capacité 1, 2, 5, 10, 25, 50 et 100 ml ;
- ✓ Etiquettes de laboratoire,

VII.3. ENTRETIEN DES OUVRAGES

VII.3.1 le dégrilleur : les opérations de contrôle et d'entretien sur cet ouvrage sont :

Le dégrilleur est un ouvrage métallique qui devra être protégé au moyen d'un vernis anti-rouille.

Les déchets de dégrillage contiennent 80 % d'environ des matières organiques qui risquent de putréfier rapidement. Il est donc recommandé d'évacuer ces déchets quotidiennement (éviter les stockages de longue durée (1 à 2 jours)).

Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation (arrêt et mise en service automatique, contrôle de la chaîne d'entraînement de la poche râteau et du dispositif de commande d'ouverture et de fermeture de la poche râteau).

Contrôler tous les mois le réglage du dispositif de réglage.

Noter les quantités de refus journalières.

Nettoyer quotidiennement les postes.

Nettoyer et entretenir chaque jour les tapis transporteurs.

Surveiller et nettoyer chaque jour la prise d'échantillon d'eau brute.

VII.3.2 Le déssableur-deshuilleur :

Il faut veiller à ce que :

La fosse à flottants sera vidangée régulièrement,

Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,

Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation d'insufflation d'air : vanne d'isolement, surpresseur, répartition et régularité de l'air des vannes d'insufflation,

Vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivre le déroulement complet d'un cycle de fonctionnement et ajuster si besoin le réglage des boues de raclage,

Faire fonctionner 24 h / 24 h le pont roulant et l'insufflation d'air,

Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement de la guirlande d'alimentation électrique du pont racleur.

VII.3.3 Le bassin d'aération :

Il faut Maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,

Chaque jour contrôler et intervenir pour que tous les équipements d'aération fonctionnent convenablement,

Vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs,

Noter les paramètres de fonctionnement (débit, oxygène,...),

Mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrant, l'indice de MOHLMAN et la concentration des boues du bassin,

Maintenir à peu près constant la charge massique appliquée en agissant sur les chasses de boues en excès,

Contrôler régulièrement au microscope le flux de boues activées.

VII.3.4 Le clarificateur

Maintenir l'ouvrage en état de propreté,

Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement du dispositif de pompage des écumes,

Analyses contractuelles de l'eau épurée après clarification DBO5, DCO et MES,

Nettoyer quotidiennement par brassage les canaux et déversoirs,

Nettoyage quotidien du pont tournant,

Vérifier chaque jour que les ponts tournants fonctionnent normalement 24 h / 24 h,

Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler et entretenir des structures immergées.

VII.3.5 Désinfection des eaux épurées

Afin de pouvoir utiliser l'eau épurée pour l'irrigation après épuration biologique et clarification, un contact eau épurée – eau chlorée est réalisé dans un bassin.

Maintenir le poste en état de propreté.

Respecter les procédures de mise en route et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs.

Au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité (port de masques).

VII.3.6 L'épaisseur raclé

Maintenir le poste en état de propreté.

Le dispositif de raclage doit fonctionner 24 h /24 h. Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement mécanique et électromécanique de ce circuit.

Contrôler et noter chaque jour le pH des eaux de surverse et des boues épaissies.

VII.3.7 Lits de séchage

- Préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement déshebré et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régularisée.

- les quantités des boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm.

- Le lit de séchage est rempli en une seule fois et il est formellement déconseillé d'admettre de nouvelles boues sur un lit de boues en cours de déshydratation.

- On évitera d'accepter sur ces ouvrages les refus du dégrillage et du dégraissage qui auront pour effet de diminuer le pouvoir drainant du lit.

- Après 2 à 3 utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre.

- Tous les 2 ans, les lits de séchage seront refaits complètement. Les drains colmatés ou brisés seront remplacés.
- Entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique noir destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

VII.4. Personnel exploitant

VII.4.1 Le personnel chargé de gérer la station peut être composé de :

- ✓ (01) chef de station ;
- ✓ (01) Ingénieur électromécanicien ;
- ✓ (02) Techniciens (laboratoire + Equipements électromécaniques) ;
- ✓ (01) Manœuvre ;
- ✓ (01) Ingénieur chimiste (Procès)
- ✓ (01) Ingénieur Procès ;
- ✓ (01) Manœuvre ;
- ✓ (01) Magasinier ;
- ✓ (02) chauffeurs (léger et lourd) ;
- ✓ (02) gardiens (jour et nuit).

Source : (DRE BATNA).

VII.4.2. Formation et recyclage du personnel

La formation de base de l'agent d'exploitation devra s'orienter vers les métiers de mécanique et l'électromécanique, mais celui-ci devra faire preuve d'une grande ouverture d'esprit pour acquérir les connaissances complémentaires indispensables en chimie, biochimie et biologie.

Le personnel exploitant d'une station d'épuration reçoit une formation pluridisciplinaire qui doit lui permettre d'accomplir efficacement les tâches qui lui incombent :

- ✓ Surveillance des eaux usées et traitées ;
- ✓ Réglage des paramètres de fonctionnement de l'épuration primaire et biologique ;

Le personnel exploitant doit être en mesure de rendre compte le plus clairement possible du fonctionnement de la station d'épuration.

Le personnel exploitant doit faire l'objet d'une mise à niveau périodique de ses connaissances afin de permettre une gestion et exploitation moderne et performante de la station suivant les normes admissibles.

CONCLUSION

Le maintien en parfait état des différents ouvrages de la station d'épuration et la garantie des performances épuratoires, reposent avant tous sur :

- Une bonne qualité de l'exploitation, ceci peut être assuré par une qualification et une formation fréquente des personnels chargés de l'exploitation.
- Une application précise (le maximum possible) du procédé d'épuration.
- Un entretien périodique des différents ouvrages et équipements appartenant à la station d'épuration.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion general

A la fin de ce travail on a montré que l'implantation de la STEP de ARRIS est une nécessité pour protéger le milieu récepteur qui a un caractère socio-économique très important stratégiquement soit à l'échelle local ou national et conserver aussi le milieu naturel.

Il est important de préciser que le choix de la technique de traitement dépend des caractéristiques physico-chimiques des effluents à traiter notamment le rapport DCO /DBO5.

En effet les résultats d'analyses, révèle que les eaux usées de rejets présentent un faible rapport DCO /DBO5 (1,85).

On conclu donc que les eaux usées de notre zone d'étude se prêtent bien à un traitement biologique notamment les boues activées.

Aussi deux variantes ont été étudiées ; à faible charge, a moyenne charge, on a trouvé que la variante moyenne charge la meilleure solution et la plus économique.

Enfin, il reste à signaler que le rendement d'une station d'épuration et sa pérennité sont étroitement liées à l'entretien et à la bonne gestion.

Références bibliographiques

[1] Abdelkader. Gaid Tome 1

Epuration biologique des eaux usées urbaines
OPU. Alger. 1984

[2]. Bouzianu M, L'eau, de la pénurie aux malades.
Edition IBN-Khaldoun.2000

[3]. PHILIPPE DUCHENE : les systèmes de traitement de boues des stations d'épuration des petites collectivités ; documentation technique FNDAE N°9.

[4]. Cyril Gommella, Henri Guerree.- Guide de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales : la collecte.- Paris : Eyrolles, 1986.- 239p.

[5]. Gaid , Abdelkader. - Epuration biologique des eaux usées urbaine : T.1.- Alger : OPU, 1987.-261p

[7] Dia Prosiun.

Technique et économie de l'épuration des eaux résiduaires
Publication de bulletin sein. Normandie. Octobre 71

[8] : DEGREMONT. Mémento technique de l'eau. Tome I et II. Edition du cinquantenaire.
Paris. 1989. Page : 785

[9] : CARLIER. M. Hydraulique générale et appliquée. Edition EYROLLS 1986.Page 534.

[10] : OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU. Conception / Dimensionnement :
Les prétraitements. disponible sur : DFE/CNFME/L:\utilisât\JP\F07\Doc pédago\Les
prétraitements.doc\05/04/2005

[11] : DUCHENE.P. Les systèmes de traitement de boues des stations d'épuration des petites collectivités. documentation technique FNDAE N°9. Page : 22.

NOMENCLATURE

- A : Age des boues.
- a' : Fraction de pollution transformé.
- a_m : Coefficient de rendement cellulaire.
- a'' : Coefficient global de transfert.
- b : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour.
- b_m : Taux de mortalité.
- b' : Coefficient cinétique de respiration endogène.
- C : Conductivité.
- C_{aa} : Coût d'amortissement annuel.
- C_b : Coût du béton.
- C_e : Coût du 1 m³ cube d'eau épurée.
- $C_{\text{éq}}$: Coût des équipements.
- C_{ff} : Coût financier.
- C_{ft} : Le coût de fonctionnement total
- C_{gc} : Coût de génie civil.
- C_m : Charge massique.
- C_{mo} : Coût de main d'œuvre.
- COT : Carbone organique total.
- C_{tb} : Coût total du béton armé
- C_p : Coefficient de pointe.
- C_{rc} : Coût des réactifs chimiques.
- C_{rm} : Le coût de renouvellement des matériels électromécaniques
- C_s : Concentration de saturation.
- C_T : Coût total de la STEP.
- C_t : Coût de terrassement.
- C_{i} : Coût des investissements.
- C_{TS} : Le coût total de la station.
- C_v : Charge volumique.
- C_{VRD} : Coût de VRD.

DBO : Demande biochimique en oxygène.
DCO : Demande chimique en oxygène.
 $.D_j$: Dose journalière de chlore.
 d : Largeur d'un barreau.
 e : Espacement entre les barreaux.
EH : Equivalent habitant
 e_m : Epaisseur des murs des ouvrages.
 e_r : Epaisseur du radier.
H : Profondeur.
 h_{max} : Hauteur d'eau admissible sur une grille
HMT: Hauteur manométrique totale.
 I_M : Indice de MOHALMAN
L : Largeur
 L_f : Charge polluant à la sortie.
 L_0 : Charge polluante à l'entrée.
L : Longueur
MES : Matière en suspension.
MM : Matières minérales.
 MM_e : Matières minérales éliminées.
 MM_r : Matières minérales restantes.
MVS : Matières volatiles en suspension.
N : Nombre d'aérateurs.
 N_{lit} : Nombre des lits.
 P_u : Prix unitaire
R : Taux de recirculation des boues.
 S_h : Surface horizontale.
 S_f : La concentration en DBO_5 à la sortie du bassin d'aération.
 T_s : Temps de séjour.
 t : Durée d'amortissement.
V : Vitesse de l'écoulement.
X : Masse bactérienne.
 X_a : Concentration des boues dans le bassin.
 X_{dur} : Quantité des matières sèches non dégradables.
 X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent.
 X_{min} : Quantité des matières minérales éliminées.

X_r : Concentration des boues recyclées.

X_t : Masse des boues dans le bassin.

α : Angle d'inclinaison de la grille.

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

β_0 : Coefficient de forme.

$\eta_{\text{ép}}$: Rendement de l'épuration.

C.O.V : Les composés organiques volatiles

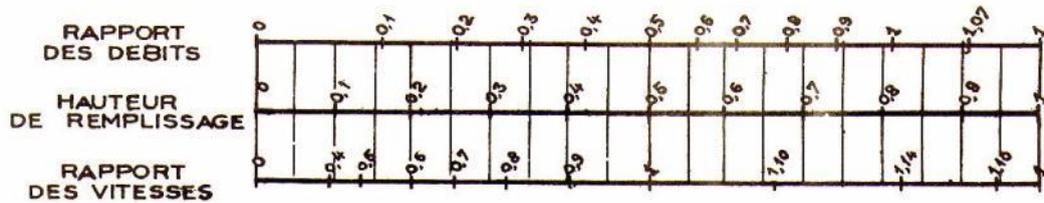
H.A.P : Les hydrocarbures aromatiques polycycliques

ANNEXES

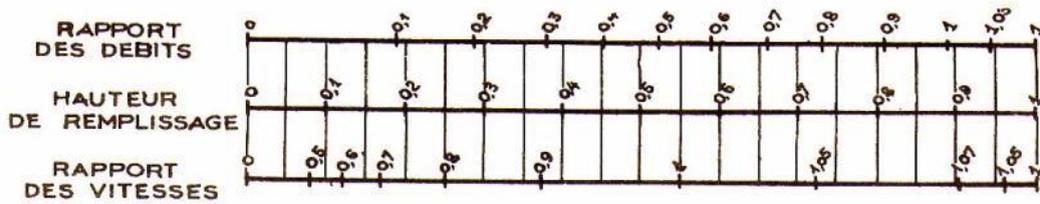
Annexe V-1

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 V-2

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires – Formule de Bazin)

