

**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 DE SIDI BOUBKEUR (W.SAIDA)**

PRESENTE PAR :

M^{me} : DAOUDI Ikram

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : SALAH Boualem	Professeur	Président
M ^{me} : MOKRANE Wahiba	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : CHENITI Nawal	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : BOUCHAMA Hassina	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} : SALHI Chahrazed	M.C.B	Promotrice

Septembre - 2016

Dédicace

« Elle est la splendeur des splendeurs

Elle est la sève, Elle est le miel »

K.Girac

À Ma Maman

Remerciement

Je suis très reconnaissante à ma promotrice Madame SALHI Chahrazed qui m'a motivée et qui m'a poussée à m'investir dans ce travail.

Un grand merci tout spécial pour mes parents d'avoir été là pour moi, mes deux sœurs et mes amis, pour leur soutien au cours de mes années d'étude en particulier en cette dernière année. Grâce à eux j'ai pu faire face aux difficultés.

Je remercie les membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

Résumé

En absence d'une station adéquate de traitement des eaux usées à SIDI BOUBKEUR situé à l'Ouest algérien, ces dernières sont directement déversées dans le milieu naturel conduisant ainsi à une pollution hydrique pathogène, altérant la qualité des eaux souterraines et de ce fait aggrave le problème de pénurie d'eau.

La finalité de notre travail est la réalisation d'une station d'épuration par boues activées dans la ville citée. Cette étude traite deux principaux volets :

Le premier consiste à faire une analyse qualitative et quantitative des eaux usées de SIDI BOUBKEUR, les valeurs moyennes enregistrées en MES, DCO et DBO5 dépassent la norme de rejet et mettent en évidence la prédominance domestique.

Le deuxième volet traite le dimensionnement de la station par deux variantes, pour l'horizon 2031 soit un équivalent habitant de 29158 et une extension (augmentation de la capacité de traitement initiale) soit 38108 équivalent habitant.

Mots clés : SIDI BOUBKEUR, traitement des eaux usées, pollution hydrique, boues activées.

Abstract

In the absence of an adequate waste water treatment, SIDI BOUBKEUR suffer from pathogenic water pollution due to the direct discharge of wastewater into the environment which is leading to deterioration of groundwater and there by worsens the water shortage problem. Sewage water treatment is being an interesting way to develop a new water resource, especially for agriculture; the field which is the greatest consumer of water in ALGERIA.

Through this work we aspire to establish a unit of wastewater treatment using activated sludge, it is composed of two main parts:

The first is to make an analysis of the quality and the quantity of wastewater of the study area; the average values of BOD₅, SS and DOC exceed the standard discharge and reveal the domestic dominance.

The second deals with the design of the unit using two processes for 2031 caused by 29158 inhabitants, and the extension (increasing the initial capacity) for 38108 inhabitants in 2046.

Key-words: SIDI BOUBKEUR, waste water treatment, water pollution, activated sludge.

ملخص

تعاني مدينة سيدي بوبكر من نقص الموارد المائية بالإضافة إلى تفشي ظاهرة التلوث المائي مما حث السلطات على تبني تقنيات معالجة المياه المستعملة. فزيادة على حماية البيئة و الموارد المائية الجوفية، تمكن معالجة المياه المستعملة من المساهمة في توفير موارد مائية جديدة قابلة للاستعمال في مختلف الميادين كالميدان الزراعي.

من خلال عملنا هذا نطمح إلى إقامة محطة تطهير مياه الصرف الصحي، باستخدام طريقة الطين المنشط بحيث ينقسم إلى طريقتين رئيسيتين :

الأولى تتجلى في تحديد كمية و نوعية مياه الصرف الصحي لسيدي بوبكر. حيث أن هذه الدراسة بينت أن القيم المتوسطة المسجلة للطلب البيوكيميائي للأكسجين و الموارد العالقة و غيرهم، تتجاوز مستوى التفريغ المتاح (الصادر في الجريدة الرسمية).

أما المرحلة الثانية ، تتمثل في حساب قياسات محطة معالجة مياه الصرف الصحي بتقنيتين مختلفتين في الأفق 2031 ثم توسيع المحطة في الأفق 2046.

كلمات البحث : سيدي بوبكر، تطهير مياه الصرف الصحي، التلوث المائي، الطين المنشط.

Tables des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone e d'étude.

Introduction.....	4
Situation géographique.....	4
Présentation de la commune de SIDI BOUBKEUR.....	4
Présentation du site d'implantation de la station d'épuration.....	5
A. Analyse de l'état initial.....	5
B. Paysage.....	5
Les données naturelles du site.....	6
Situation géologique.....	6
Situation topographique.....	6
Séismicité.....	6
Situation hydrogéologique.....	7
Caractéristique hydrologiques.....	7
Situation climatologique.....	9
a) La pluviométrie.....	9
b) Température.....	10
c) Régime des vents.....	10
Espace agricole et forestier.....	11
Situation hydraulique.....	12
a) Assainissement.....	12
b) Alimentation en eau potable.....	13
I.4 Evolution de la population.....	13
I.4.1 Estimation de la population.....	14
Pollution et nuisance.....	14
Conclusion.....	16
Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative	
Introduction.....	18

Généralité sur les eaux usées.....	18
Origine des eaux usées	18
a) Origine domestique	18
b) Origine industrielle.....	19
a) Origine agricole.....	19
Type de pollution	19
A. Pollution organique	19
B. Pollution minéral.....	19
C. Pollution microbiologique.....	20
Caractéristiques des eaux usées.....	20
A. Paramètres physique.....	20
B. Paramètres organoleptique	21
C. Paramètres chimiques.....	21
D. Paramètres bactériologiques.....	23
E. Impact du réseau d'assainissement.....	24
Normes de rejet	25
Définition d'une norme	25
Analyse physico-chimiques et bactériologiques des eaux de SIDI BOUBKEUR... ..	26
Interprétation des résultats.....	27
Estimation des rejets d'eaux usées	29
a) Estimation de la population de SIDI BOUBKEUR.....	29
b) Notion d'équivalent habitant.....	29
c) Evaluation des charges hydrauliques.....	30
d) Charges polluantes	31
e) Composition moyenne des eaux résiduaires urbaines	31
Conclusion.....	32

Chapitre III : Les procédés d'épuration des eaux résiduaires

Introduction... ..	34
Les procédés d'épuration des eaux résiduaires	34
Prétraitement	34

Relevage	35
Dégrillage	35
Dessablage –désuilage.....	35
Traitement primaire.....	35
Traitement secondaire	36
Traitement physico-chimique.....	36
Coagulation – Flocculation	36
Décantation.....	36
Filtration	37
Traitement biologique	37
Les procédés extensifs.....	38
A. Méthode lagunaire.....	38
Les procédés intensifs	39
A. Boues Activées	39
B. Lit bactérien.....	40
C. Disque biologique.....	40
D. Bassin séquentiel continu SBR.....	41
Traitement tertiaire (traitement complémentaire)	44
Déphosphatation.....	44
Désinfection	44
Les stations d'épuration du futur.....	46
la station d'épuration de STAHNSDORF	46
la station d'épuration d'HONFLEUR	46
WATER RECOVERY SYSTEM.....	47
III.8 Conclusion.....	47

Chapitre IV : Le procédé d'épuration par boues activées

Introduction	49
Principe d'épuration par Boues activées	49

Théorie de l'épuration par Boues activées	50
Croissance des micro-organismes	50
Paramètres de fonctionnement	51
A. Facteurs de charge	51
B. Besoins en éléments nutritifs	52
Bassin d'aération (Réacteur biologique)	52
Bassin d'anoxie	54
Clarificateur.....	54
Filière de traitement des boues.....	55
Différents type de boues.....	55
Les méthodes de traitements de boues	56
A. Stabilisation des boues	56
B. Epaissement	56
1. Epaissement gravitaire	57
2. Epaissement dynamique.....	57
C. Déshydratation	58
1. Déshydratation mécanique	58
2. Déshydratation naturelle	59
IV.8 Conclusion.....	60

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction	62
Prétraitement.....	62
Dimensionnement du dégrilleur	62
Dimensionnement du dessableur-déshuileur	68
Traitement biologique	73
Etude de la variante à faible charge en bassin unique.....	73
Horizon 2031	73
A. Dimensionnement du bassin d'aération	73
B. Bilan de l'azote.....	77
C. Besoins théoriques en oxygène	80

D. Bilan des boues.....	83
E. Clarificateur.....	87
horizon 2046.....	88
Etude de la variante à faible charge avec bassin d’anoxie en tête.....	94
A. Bassin d’anoxie en tête.....	94
B. Bassin d’aération.....	95
C. Bilan des boues.....	97
D. Bilan de l’azote.....	97
E. Les besoins en oxygène.....	101
Traitement tertiaire (la désinfection).....	106
Horizon 2031.....	107
A. La dose du chlore à injecter journallement (Dj).....	107
B. La quantité d’hypochlorite de sodium pouvant remplacer la quantité du chlore (MNaOCl).....	107
C. La quantité journalière d’hypochlorite de sodium (Qj NaOCl).....	107
D. La quantité annuelle d’hypochlorite de sodium.....	108
E. Dimensions du bassin de désinfection.....	108
Horizon 2046.....	109
Traitement des boues.....	111
L’épaississeur.....	111
Déshydrations des boues.....	113
V.6 Conclusion.....	117

Chapitre VI : Aspect économique

Introduction.....	119
Coût du projet.....	119
Coût de l’investissement.....	119
Coût de fonctionnement.....	119
Coût de la première variante « Faible charge en bassin unique ».....	119
Coût d’investissement.....	119
Coût de terrassement.....	119
Coût du béton.....	121
Coût des VRD.....	122

Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations Hydromécaniques

123

Coût total des investissements de la station	123
Coût de fonctionnement	123
Le coût de main d'œuvre	123
Coût de l'énergie (consommation électrique)	123
Le coût des réactifs chimiques	123
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	124
Le coût des frais financiers	124
Le coût de fonctionnement total	124
Calcul du coût de l'amortissement	124
Le coût total de la station	124
Le coût du mètre cube d'eau épurée	124
Le coût du mètre cube d'eau sans frais d'amortissement	125
Coût de la variante à faible charge en bassin d'anoxie en tête	127
Conclusion	128

Chapitre VII : Calcul hydraulique

VII.1 Introduction	130
VII. 2 Calcul des caractéristiques de la conduite d'amenée	130
Calcul des caractéristiques de la conduite de refoulement	130
Diamètre de la conduite	130

Vitesse de l'écoulement	130
Hauteur manométrique de la pompe	131
Critères de choix des pompes	132
VII.4 Dimensionnement du poste de relevage.....	133
VII.4.1 Volume de la bêche d'aspiration.....	133
Profil hydraulique.....	134
Conclusion.....	137
Conclusion Général	139

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Récapitulatif des Caractéristiques Morpho métriques du sous bassin de SIDI BOUBKEUR.....	8
Tableau I.2 : Caractéristiques de la station météorologique de SAIDA	9
Tableau I.3 : Pluies moyennes mensuelles à SIDI BOUBKEUR	9
Tableau I.4 : Températures moyennes mensuelles (° C)	10
Tableau I.5 : Fréquence des vents.....	11
Tableau I.7 : Répartition générale des terres	12
Tableau N°I.8 : Caractéristiques du réseau d'assainissement	12
Tableau N°I.9 : Ouvrages annexes du réseau d'assainissement	12
Tableau I.10 : Caractéristiques du réseau d'AEP	13
Tableau I.11 : La capacité de stockage d'eau potable de SIDI BOUBKEUR	13
Tableau II.1 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)	22
Tableau II.2 : normes de rejet pour les eaux usées	26
Tableau II.3 : Résultat final des paramètres physico-chimiques et bactériologiques de SIDI BOUBKEUR	27
Tableau II.4 : Evolution de la population de SIDI BOUBKEUR.....	29
Tableau II.5 : Récapitulatif de la composition des eaux usées brutes de SIDI BOUBKEUR.....	32
Tableau III.1 : Analyse comparative des différents systèmes de traitement	42
Tableau III.2 : Comparaison des traitements de déphosphatation.....	44
Tableau III.3 : Technique de désinfection les plus répandues.....	45
Tableau IV.1 : Interprétation de la représentation schématique de l'épuration	50
Tableau IV.2 : Classification des procédés de traitement par boues activées.....	51
Tableau IV.3 : Méthodes de stabilisation des boues.....	56
Tableau V.1 : Epaisseur et espacement des barreaux pour grilles grossières et moyennes	63
Tableau V.2 : Coefficient β' en fonction de la forme des barreaux.....	65

Tableau V.3: Dimensions des grilles	68
Tableau V.4 : Dimensions du dessableur-déshuileur	72
Tableau V.5 : Résultats du dimensionnement de l'unité du traitement biologique des horizons 2031 et 2046 de la variante faible charge en bassin unique	89
Tableau V.6 : Résultats du dimensionnement de l'unité du traitement biologique des horizons 2031 et 2046 de la variante faible charge avec bassin d'anoxie en tête	101
Tableau V.7 : Dimensionnement de l'unité de désinfection pour les horizons 2031 et 2046....	110
Tableau V.8 : Dimensionnement de l'épaississeur et lit de séchage pour la variante faible charge en bassin unique.....	115
Tableau V.9 : Dimensionnement de l'épaississeur et lit de séchage pour la variante faible charge avec bassin d'anoxie	116
Tableau VI.1 : Prix du terrassement suivant les différentes formations.....	120
Tableau VI.2 : Coût du terrassement des différents ouvrages	121
Tableau VI.3 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.....	122
Tableau VI.4 : Résultats de la variante faible charge en bassin unique	126
Tableau VI.5 : Résultats de la variante faible charge en bassin d'anoxie en tête	127
Tableau VII.1 : Les valeurs de K, m et β	132
Tableau VII.2 : Dimensions du puisard.....	134
Tableau VII.3 : Côtes terrain naturel d'implantation des différents ouvrages	134
Tableau VII.4 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la station.....	135
Tableau VII.5 : récapitulatif des résultats de profil hydraulique	137

Listes des figures

Figure I.1 : Situation géographique de SIDI BOUBKEUR	4
Figure I.2 : Localisation de la station d'épuration projetée	5
Figure I.3 : Classification des zones sismiques en ALGERIE	7
Figure I.4 : Rejet I DN 300 (Pont)	15
Figure I.5 : Rejet II DN 600.).....	15
Figure I.6 : Rejet final de l'agglomération (Oued SAIDA).....	15
Figure I.7 : Pollution de l'Oued SAIDA).....	15
Figure I.8 : Rejet III DN 800.)	15
Figure III.1 : Unité de prétraitement de la station d'épuration de la commune de SAIDA.....	36
Figure III.2 : Principe de fonctionnement du système Densadeg.....	37
Figure III.3 : Schéma d'une filière lagunage naturel type	39
Figure III.4 : Schéma de principe d'un lit bactérien.....	40
Figure III. 5 : Station d'épuration SHANNON pour le traitement des eaux usées sur les chantiers..	41
Figure III.6 : Cycle typique des SBR.....	42
Figure IV.1 : Composante d'une unité de traitement par Boues activées.....	49
Figure IV.2 : Représentation schématique de l'épuration, la croissance et l'oxydation de la boue...	50
Figure IV.3 : Schéma explicatif du système Greebass.....	53
Figure IV.4 : Filière boues activées avec bassin d'anoxie en tête.....	54
Figure IV.5 : Pont racleur-suceur sur un clarificateur secondaire - Station de Meistratzheim France	55
Figure IV. 6 : Principe de fonctionnement de l'épaisseur Flotation AAQUA – DAF P.....	57
Figure IV.7 : Schéma de principe d'une décanteuse centrifugeuse	59
Figure IV.8 : Constitution du massif d'un lit de séchage planté de roseaux.....	59

Liste des planches

Planche 1 : Plan topographique avec l'implantation des ouvrages de la STEP de SIDI BOUBKEUR (W.SAIDA).

Planche 2 : Ouvrages de traitement des boues.

Planche 3 : Ouvrages de traitement des eaux.

Planche 4 : Profil hydraulique.

Introduction générale

Introduction générale

Le monde vit à l'ère d'une inquiétante dégradation de la ressource en eau, tant en quantité qu'en qualité, due à la conjugaison de plusieurs facteurs : explosion démographique, industrialisation, extension de l'agriculture, défaut d'assainissement urbain, mauvaise gestion des déchets, etc. « *Un déficit hydrique global de 40%* » dès 2030, écrivent les experts du programme mondiale des Nations Unies pour l'évaluation des ressources en eau (VALO, 2015). Selon le sommet de Kyoto de 2003, deux milliards de personnes n'auraient pas accès à l'eau potable en 2017. Les pays méditerranéens font partie des régions les plus touchées par ce problème.

En Algérie plusieurs régions souffrent de l'augmentation incessante des besoins en eau, alors que les ressources disponibles restent limitées et mal réparties (ACHOUR, 2014). En effet la population était de 23 millions en 1987 et sera de 46 millions en 2020, soit une consommation en eau potable de l'ordre de 6 milliards de m³/an alors que la mobilisation réelle, à l'époque, était à peine de 3 milliards de m³ (BOUCHRIT, 2010).

Ce déficit hydrique s'accroît actuellement avec le développement du secteur industriel qui, non seulement consomme des quantités élevées d'eau, mais contribue également à la pollution et à la dégradation de la qualité des eaux de surface et souterraines, à cet effet beaucoup de travaux de recherche ont été réalisés (BENCHERKI, 2008 ; ATTOUI, 2014 ; BOUDJEMA, 2015). La production des eaux usées en Algérie par l'ensemble du milieu urbain a été estimée, en 2014 à 600 millions de m³, dont 550 pour les seules agglomérations du nord (HANNACHI et al, 2014). KESSIRA (2013) estime que ce volume pourrait atteindre milliards de m³ à l'horizon de 2020.

Responsable du plus grand fléau de notre planète, la pollution pathogène hydrique reste l'une des premières causes de mortalité dans le monde « *3.6 millions de victimes meurent chaque année, soit 7 morts par minute* » annoncent les experts de l'OMS (CARABIN, 2012). Un bilan lourd qui met en évidence le danger des eaux insalubres rejetées sans traitement. L'exemple le plus récent est la fièvre Zika qui s'est propagé de manière explosive : ce virus, responsable de la microcéphalie (LEBRUN, 2016), a déjà touché 1.5 millions de personnes au BRESIL et 3 à 4 millions de cas sont attendus sur le continent américain en 2016, l'Organisation mondiale de la santé (OMS) a décrété que l'épidémie constituait « *une urgence de santé publique de portée mondiale* » (SANTI et CABUT, 2016). L'impact sur la faune et la flore est tout aussi désastreux (SHAFFER, 2016). Ainsi, le traitement des eaux

Introduction générale

usées est devenu de nos jours, une obligation pour assurer l'harmonie avec la nature mais aussi pour exploiter leur potentialité de valorisation.

De nombreux procédés ont été mis au point et ce depuis les années quatre-vingt où les premiers travaux de recherche furent réalisés par les ingénieurs ADOLPHE MILLE et ALFRED DURANT-CLAY, le plus généralement ils se font par voie biologique, impliquant un large éventail de micro-organismes (essentiellement des algues et des bactéries) (EDELIN, 1993) Ces mécanismes épuratoires sont, fondamentalement, les mêmes que ceux du phénomène d'autoépuration des lacs et des rivières.

La ville de SIDI BOUBKEUR ne fait pas exception, cette dernière reconnaît un problème de pollution hydrique due à la défektivité du réseau d'assainissement (sous dimensionnement, colmatage des conduites et des regards) et aux rejets incontrôlés de ses eaux insalubres dans son principale cours d'eau l'Oued SAIDA. Ces eaux sont souvent réutilisées dans l'agriculture sans traitement au préalable, plusieurs cas d'intoxication ont été enregistrés par les services de santé de la ville.

Ce travail s'inscrit dans la thématique du développement durable visant à promouvoir une meilleure gestion des ressources en eau, il a pour objectif de dimensionner une unité d'épuration permettant ainsi la protection de l'environnement, mais aussi une éventuelle réutilisation dans l'industrie, l'agriculture et d'autres activités. Il a été établi suivant un plan divisé en 8 parties :

- La présentation de la ville de SIDI BOUBKEUR.
- L'analyse qualitative et quantitative des eaux usées de SIDI BOUBKEUR.
- Présentation des procédés d'épurations des eaux usées.
- Théorie du procédé Boues Activées.
- Dimensionnement des ouvrages constituant la station d'épuration.
- L'étude économique de la station.
- Le calcul hydraulique relatif à la station.

L'intérêt de notre contribution est, d'une part, la protection de l'environnement contre la pollution pathogène hydrique, et d'une autre part ; d'apporter une solution alternative pour limiter la pénurie, préserver la ressource naturelle et exploiter le potentiel de valorisation des eaux usées.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

Ce chapitre a pour objectif de déterminer toutes les données nécessaires et les facteurs influençables sur la conception du projet du dimensionnement des stations d'épurations et qui peuvent se répartir comme suit :

- Les données naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération.
- Les données hydrauliques (Assainissement, Alimentation en eau potable).

Ces données influent directement sur le choix des variantes, d'où l'importance de ce volet.

Situation géographique

Présentation de la commune de SIDI BOUBKEUR

SIDI BOUBKEUR ex charrier est une commune qui s'étale sur une superficie de 320km² située au Nord de la wilaya de SAIDA .Elle est limitée au Nord par la commune d'Oued TARIA dépendante de la wilaya de MASCARA, à l'Est par la commune de OULED KHALED, au sud par la commune de SAIDA, à l'Ouest par la commune de YOUB (Figure I.1). La région de SIDI BOUBKEUR est située, entre la zone tellienne au Nord et les monts de SAIDA au Sud en bordure des hautes plaines oranaises.

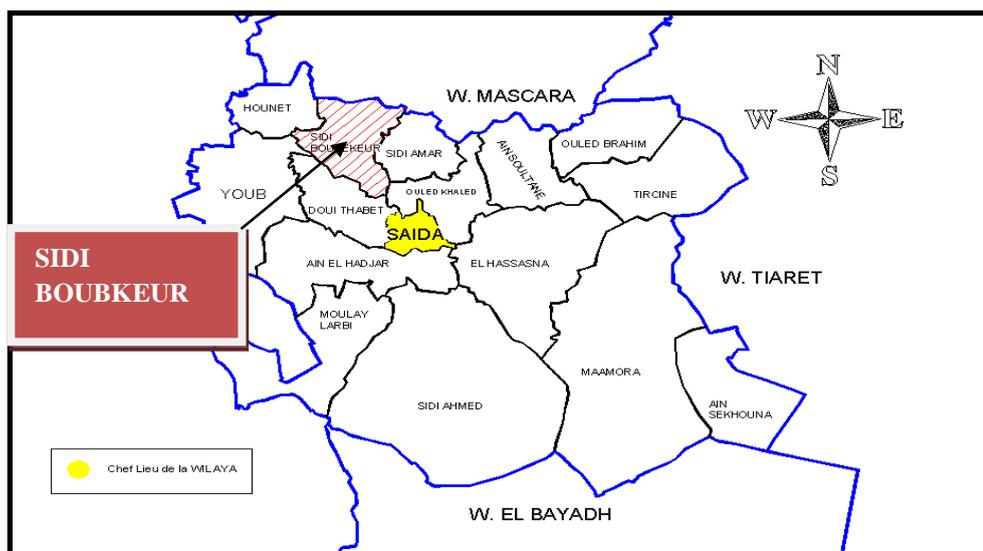


Figure I.1 : Situation géographique de SIDI BOUBKEUR
Extrait de la carte : ALGERIE DU NORD limite administrative. Sans échelle
Source : DIRECTION DES RESSOURCES EN EAUX.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Présentation du site d'implantation de la station d'épuration

A. Analyse de l'état initial

L'étude géologique, hydrogéologique et géotechnique montre que le site objet de l'étude prévu pour la réalisation de la station d'épuration de SIDI BOUBKEUR est caractérisé par un terrain qu'y est généralement constitué marnes jaunâtres et verdâtres à nombreuses intercalations calcaires marneuses.¹

B. Paysage

Le choix de l'implantation de la future station est soumis aux critères cartographiques des principaux éléments paysagers, dont le but de protéger la ville de SIDI BOUBKEUR, les eaux de nappe et l'environnement d'une façon générale contre toute agressivité des eaux épurées.

Cette cartographie nous a conduits de faire une prospection générale sur l'environnement de la zone d'étude et à protéger. La figure I.2 met en évidence le site retenue pour la station à projeter.

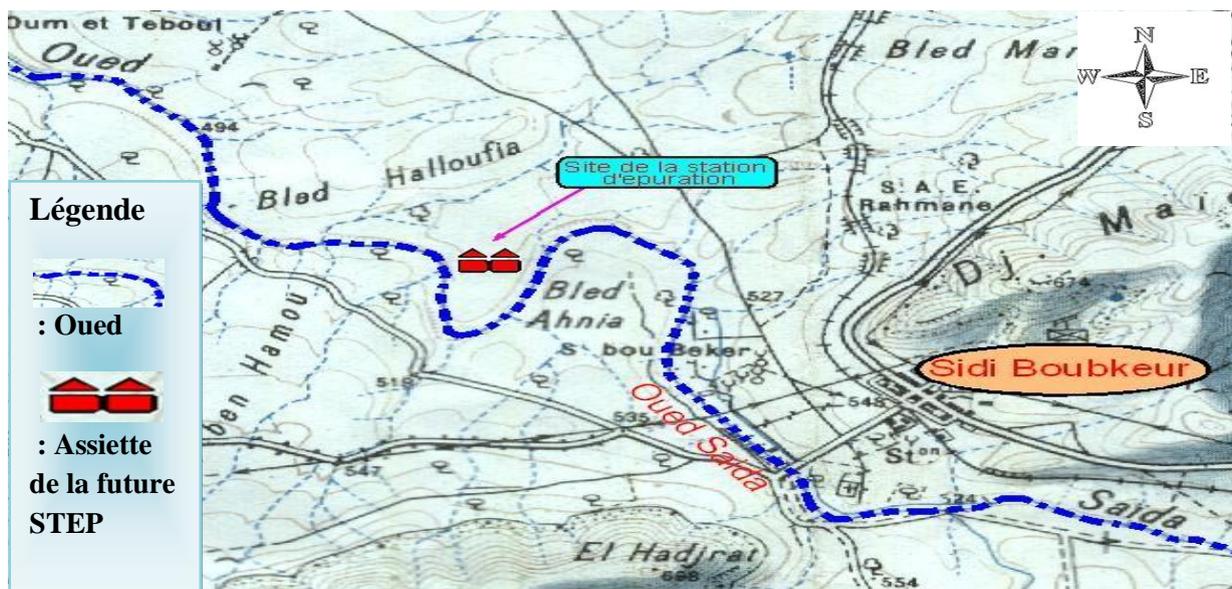


Figure I.2: Localisation de la station d'épuration projetée

Extrait de : CARTE SAIDA 1/50 000.

Source : DIRECTION DES RESSOURCES EN EAUX.

¹Source : DIRECTION DES RESSOURCES EN EAUX – SAIDA (ETUDE DU SOL).

Données naturelles du site

Situation géologique

Le substratum géologique de la région de SIDI BOUBKEUR est varié, il y a quatre formations géologiques distinguées (Figure I.3) :

1. Formation du quaternaires récents : caractérisée par des faciès continental d'origine alluviale colluviales avec des alluvions récentes et subactuelle, occupant les fonds de oued « Oued SAIIDA » avec des limons surmontant un niveau grossier les formations alluvionnaires subactuelles se présentent par des alluvions, terre végétale, sables, des conglomérats constitue un niveau aquifère de faible débit.

2. Crétacé aligo_miocine : est situé généralement dans les terrasses, caractérisé par une formation dans marnes et grés de l'oligocène miocène inférieur, à côté de ces formations s'ajointent sur les feuilles voisines des marnes tendres et des marnes calcaires.

3. Jurassique : sur le versant DJ EL MAIDA affleurent sous la croûte et les éboulis une succession de bancs de calcaires gris parfois conglomératique ou graveleux, souvent recristallisés ou dolomitismes. Ils alternent avec des argiles vertes ou des marnes argileuses brunes et contiennent une pauvre microfaune .La principale nappe rencontrée dans cette zone est la nappe libre dans le barrandien sur une profondeur de 20m.

Situation topographique

Situé dans les monts de Saida, SIDI BOUBKEUR se trouve entre la zone tellienne au Nord et les monts de Saida au Sud en bordure des hautes plaines oranaises.

La commune de SIDI BOUBKEUR fait partie de l'aire d'aménagement de la vallée de SAIDA, le territoire communal présente essentiellement des plaines d'effondrement séparées par des collines et des monts.

Séismicité

La commune de SIDI BOUBKEUR est classé en zone I et est donc caractérisé par une sismicité faible. (Figure I.3).

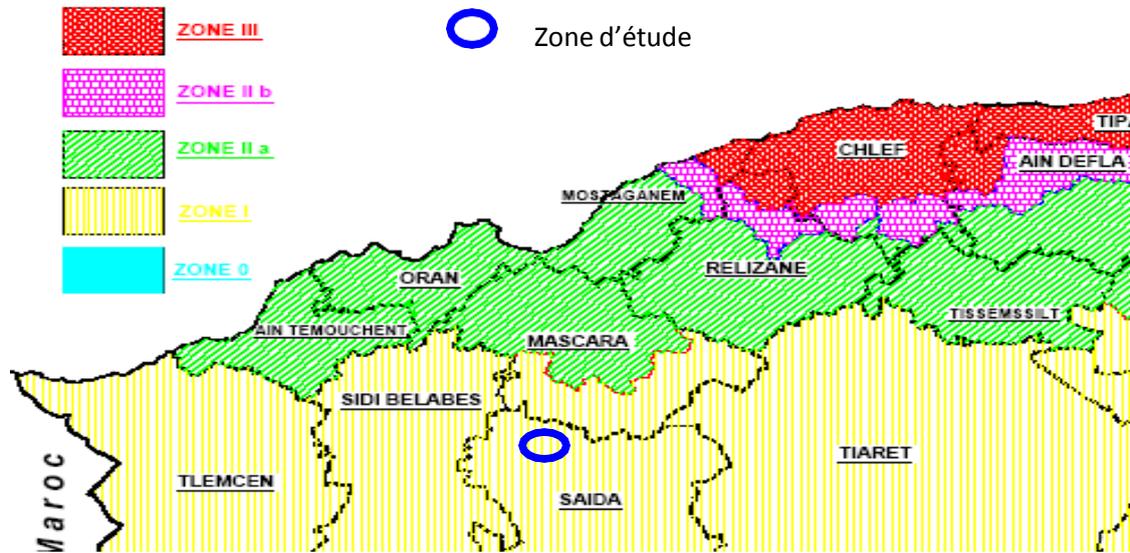


Figure I.3 : Classification des zones sismiques en ALGERIE.

Source : BUREAU D'ETUDE URBAT – SAIDA.

Situation hydrogéologique

Les formations géologiques perméables qui forment le sol donnent naissance à plusieurs nappes aquifères, ces dernières renferment des ressources souterraines qui pourraient être exploitées par des puits et des forages, d'ailleurs on signale l'existence d'une nappe libre dans le Barrenien captés par des puits allant jusqu'à 20 mètres de profondeur. Cependant faute d'études hydrogéologiques poussées, la connaissance de la potentialité réelle des nappes demeure actuellement problématique.

Caractéristiques hydrologiques

Le bassin versant de SIDI BOUBKEUR, appartenant au grand bassin de la MACTA, prend sa source dans les hauteurs des Monts de SAIDA, à AIN EL HADJAR. L'artère principale coule en amont de façon assez pérenne, du Sud au Nord, en effectuant des méandres très prononcés dans toutes ses parties avalées sur un parcours près de 100 km, couvrant une grande partie montagneuse. Sous différentes formes lithologiques, le thalweg principal collecte des affluents secondaires qui drainent les deux rives qui constituent une région la plus alimentée en pluviosité du bassin.

Les caractéristiques du bassin versant sont décrites dans le Tableau I.1.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Récapitulatif des Caractéristiques Morpho métriques du sous Bassin de SIDI BOUBKEUR.

Paramètres	Evaluation	Unité
Superficie du bassin	537.00	Km ²
Périmètre du bassin	105.40	Km
Altitude maximale	1238.00	M
Altitude moyenne	881.00	M
Altitude minimale	524.00	M
Longueur du Thalweg principal	51.70	Km
Longueur du rectangle équivalent	38.89	Km
Largeur du rectangle équivalent	13.81	Km
Quotient des composants C	2.28	-
Indice de compacité K_c	1.27	-
Facteur de forme R_f	4.98	-

Source : (ANRH-SAIDA, 2015).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Situation climatologique

La commune de SIDI BOUBKEUR prise généralement d'un climat qui se caractérise par des rudes conditions climatiques avec des hivers froids et rigoureux et des étés très chauds et secs, cependant la présence de montagnes et de forêts parfois très denses appartenant au mont de DAIA et aux monts de SAIDA peuvent conférer avec la vallée d'Oued SAIDA un climat plus clément et plus doux à la commune de SIDI BOUBKEUR.

Etant donné l'absence d'une station météorologique propre à la région d'étude, nous avons utilisé les données de la station la plus proche, voire la station de SAIDA, dont les caractéristiques sont présentées dans le Tableau N°I.2.

Tableau I.2 : Caractéristiques de la station météorologique de SAIDA.

Station	Altitude	Latitude	Longitude	Période
SAIDA	750 m	34°52' N	00°09' E	1960-2001

Source : (ANRH-SAIDA, 2015).

a) Pluviométrie

La pluviométrie dans cette région est assez faible durant la dernière décennie où la région a connu une période de sécheresse accusant un très grand déficit pluviométrique d'où une influence directe sur l'activité agricole. Les précipitations sont excessivement variables d'une année à l'autre, elles sont de 411 d'eau par an en moyenne. Le nombre de jour de pluie est de l'ordre de 84 j/an par contre la neige et la grêle tombent en quantités très limitées (4.6 jours de neige/an).

Tableau I.3: Pluies moyennes mensuelles à SIDI BOUBKEUR.

Station SAIDA 1989-2010.

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jet	A
P (mm)	18	47	33	46	45	41	64	47	37	17	6	10

Source : (ANRH-SAIDA, 2015).

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

b) Température

Le bassin subit dans l'année deux grandes saisons caractéristiques aux termes des températures qui semblent partager le cycle climatique en deux périodes nettement inégales et irrégulières. Un semestre très froid s'étend de novembre à avril dont la température moyenne minimale avoisine les 7°C, et un semestre sec et chaud ; la température maximale est estimée à 27°C sous l'influence du régime saharien. En période estivale sévère, les maxima absolus peuvent atteindre les 42 °C, les 47°C en temps de sirocco. La proximité de l'influence des continents fait que les températures saisonnières, s'abaissent généralement en dessous de 0°C, d'où l'apparition d'observation des phénomènes de gelée et de verglas. La température moyenne annuelle sous abri est évaluée à près de 16 °C. (Tableau I.4).

La répartition mensuelle des températures de la station de Saida est illustré en figure I.6

Tableau I.4 : Températures moyennes mensuelles (° C).

Station SAIDA 1989-2010.

Mois	J	F	M	A	M	J	Jt	A	S	O	N	D	AN
Min	6,3	6,9	8,2	10,8	13,3	20,6	24,9	24,6	21,7	14,6	10,6	6,8	6,3
Max	9,9	12,3	13,2	16,1	20,7	24,5	28,4	28,1	25,5	19,2	14,7	12,3	28,4
Moy	7,8	9,4	10,9	13,5	16,8	22,8	27,0	26,6	23,2	17,1	12,6	8,9	16,3

Source : (ANRH-SAIDA, 2015).

c) Régime des vents

Le vent est un des éléments les plus caractéristiques du climat, la possibilité de procéder à un projet d'aménagement quelconque, particulièrement dans l'édifice des ouvrages d'art, lui confère un intérêt important en matière de connaissance des vitesses maxima dont la région est soumise.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Le sirocco est le vent causant le plus de dégât et effets désastreux sur les récoltes. Ce vent sec et chaud en été, glacé en hivers souffle en moyenne de 10 à 14j/an.

Principalement durant le mois de juillet et Août généralement les vents sont de direction Sud-ouest avec une fréquence de 33.6.

Tableau I.5 : Fréquence des vents

Direction	N	NE	E	SE	S	SW	W	NW
Fréquence	28	06	01	03	34	74	35	39
%	12.7	2.7	0.4	1.3	15.4	33.6	15.9	17.7

Source : (ANRH-SAIDA, 2015)

Espace agricole et forestier

La pédologie de la zone de SIDI BOUBKEUR fait ressortir quatre catégories de sols selon le relief de la région :

- a) les sols peu favorables à une culture intensive avec exploitation des cours d'eau permanent.
- b) Les sols fertiles.
- c) Les sols calcimagnésique carbonatés à encroûtement calcaire, peu profond, très caillouteux.
- d) Les sols fers illitiques (rouge méditerranéens).

Le potentiel agricole représente 96 % du total de la commune qui de 24570 ha par contre la surface irriguée reste très faible puisqu'elle représente 0.44 %, ce qui est trop faible et reflète un sérieux manque en matière d'irrigation dû à la sécheresse de la région suivant les caractéristiques climatiques, et aux manques de moyens.

La commune possède une richesse considérable des terres forestières qui occupent 43% tandis que les terres improductives représentent 4 % de la surface totale, les terres regroupent les terrasses bâtis, les sols et affleurement rocheux, parcage et parcours.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.7 : Répartition générale des terres.

Commune	SAU		Parcours (ha)	Forêts (ha)
	En sec (ha)	Irriguées (ha)		
SIDI BOUBAKEUR	16100	110	350	6010

Source : (Subdivision Agricoles de SIDI BOUBKEUR, 2016).

Situation hydraulique

a) Assainissement

Le centre de SIDI BOUBKEUR est doté d'un réseau d'assainissement de type unitaire.

Tableau I.8 : Caractéristiques du réseau d'assainissement.

Collecteurs	C. Principaux	C. Secondaires	Emissaire
Diamètre (mm)	600 à 800	200 à 400	300 à 500
Matériaux	Amiante de ciment	Amiante de ciment	Amiante de ciment

Source : (Subdivision de SIDI BOUBKEUR, 2016)

Le réseau d'assainissement du centre est composé de 10 collecteurs principaux, 04 émissaires. Les ouvrages annexes sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I.9 : Ouvrages annexes du réseau d'assainissement.

Ouvrages Existant	Regards de chasse	Regards de visite	Avaloirs
Nombre	03	677	47

Source : (Subdivision de SIDI BOUBKEUR, 2016)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

b) Alimentation en eau potable

L'alimentation en eau potable de la commune de SIDI BOUBKEUR est caractérisée par un réseau d'AEP de 3619 ML.

Tableau I.10 : Caractéristiques du réseau d'AEP

Type de matériau	Mètre linéaire (ml)
Acier	849
Fonte	2042
PVC	728

Source : (Subdivision de SIDI BOUBKEUR, 2016)

Pour ce qui est de la capacité de stockage, elle est d'un total de 1980 m³ et se répartit comme suit :

Tableau I.11 : La capacité de stockage d'eau potable de SIDI BOUBKEUR.

N°	Réservoirs	Capacités (m ³)	Observation
1	Réservoir	1500	En exploitation
2	Château d'eau	300	En exploitation
3	Bâche d'eau	100	En exploitation
4	Bâche d'eau	80	En exploitation

Source : (Subdivision de SIDI BOUBKEUR, 2016)

I.4 Evolution de la population

L'étude de la population occupe une place fondamentale dans notre étude, dans la mesure où elle fournit des éléments appréciables (type de population, catégorie de sous population, comportement social,... etc.) pouvant déterminer le développement urbain.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.4.1 Estimation de la population

D'après l'APC de la commune SIDI BOUBKEUR, la population a été évaluée à partir du dernier recensement (recensement de l'année 2008) à 17585 habitants et un taux de croissance de 1.8%.

L'évolution démographique de la zone étudiée sera présentée dans la partie II.4 du chapitre Analyse qualitative et quantitative des eaux usées de SIDI BOUBKEUR.

Pollution et nuisance

Dans cette partie de l'étude, nous avons identifié les principales nuisances qui contribuent dans une large mesure à la pollution de la zone d'étude. Toutes les formes de pollution dues aux rejets aqueux et solides ont été révélées.

Le centre de SIDI BOUBKEUR est doté d'un réseau d'assainissement de système unitaire composé de 10 collecteurs principaux, 04 collecteurs de rejet.

Néanmoins, le réseau d'assainissement de SIDI BOUBKEUR présente une certaine anomalie qui contribue à la pollution de la ville, parmi lesquelles on cite :

- a) Sous dimensionnement.
- b) Colmatage des conduites.
- c) Colmatage des regards.

Egalement, on note des branchements illicites, certains habitats ne disposent d'aucun réseau d'assainissement et leurs eaux usées coulent à ciel ouvert ce qui défigure le paysage et apporte des odeurs désagréables.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude



Figure I.4 : Rejet I DN 300 (Pont).



Figure I.5 : Rejet II DN 600.



Figure I.6 : Rejet final de l'agglomération (Oued SAIDA).

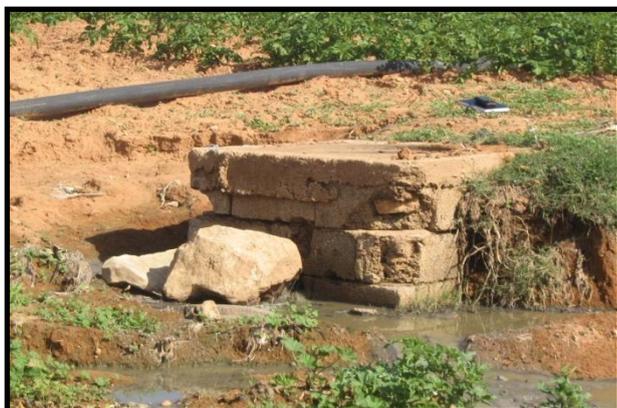


Figure I.7: Pollution de l'Oued SAIDA



Figure I.8 : Rejet III DN 800.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Conclusion

Dans cette partie, les données nécessaires qui serviront de base pour la suite de notre travail ont été définies. Ces dernières concernent la zone d'étude du point de vue topographie, géologique, climatologie, démographie ainsi que la situation hydraulique.

La zone d'étude est située dans les monts de SAIDA, comportant quatre formations géologiques distinctes (Quaternaire continental, Jurassique inférieur, Jurassique supérieur et le Crétacé inférieur). Le centre de SIDI BOUBKEUR est cerné par oued SAIDA, et est caractérisé par un climat sec et aride.

La potentialité de l'agglomération concernant l'hydrogéologie reste problématique bien qu'elle contient des forages et réservoirs exploitables. Son réseau d'assainissement présente des anomalies et rejette ses eaux sans traitement, d'où les problèmes de pollution et nuisance.

Pour cela, l'installation et le dimensionnement d'une station d'épuration dont le but de préserver l'environnement se révèle indispensable.

Chapitre II

Analyse qualitative et quantitative

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

Introduction

Ce présent chapitre a pour objectif d'introduire les différentes origines des eaux usées, de définir les paramètres à analyser d'un point de vue qualitatif et quantitatif.

Ces paramètres ont une influence directe sur le choix des variantes et le dimensionnement de la station d'épuration. Ils consistent en :

- Paramètres physico-chimiques.
- Paramètres biologiques.
- Éléments toxiques.
- Charges polluantes.

Généralité sur les eaux usées

Les eaux résiduaires (ER), où eaux usées, sont des eaux chargées de polluants, solubles ou non, provenant essentiellement de l'activité humaine (REJSEK, 2002).

Les eaux usées présentent une extrême variabilité dans leur composition (RODIER, 2009) ; c'est-à-dire que le caractère dominant de la pollution diffère d'un effluent à un autre. Donc, sous la terminologie d'eau résiduaire, on englobe des eaux d'origines très diverses qui ont perdu leur pureté suite à des activités humaines et qui présentent des comportements spécifiques vis-à-vis des modes de traitement auxquels ils seront soumis (RODIER, 2005).

Origine des eaux usées

a) Origine domestique

Les eaux usées urbaines sont constituées par des eaux ménagères (eau de cuisine, de lavage corporel) et des eaux vannes (eau noire) chargée de fèces et d'urines qui dans le cas d'un réseau unitaire ou pseudo-séparatif sont plus au moins diluées par les eaux de voiries/lavage et les eaux pluviales (BENGOUKA, 2010).

Cet effluent se caractérise par une composition variée (ALAMY, 1990) qui dépend de :

- La taille de la communauté urbaine.
- Les habitudes alimentaires et hygiène des individus.
- Lieu géographique.
- Type du réseau.

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

b) Origine industrielle

Ce sont les eaux usées qui proviennent des locaux utilisés à des fins industriels, commerciales, artisanales ou de services, leurs eaux de refroidissement de pompes à chaleur et de climatisation (ABAABKI, 2012).

La composition des eaux résiduaires industrielles est liée à l'industrie concernée et donc cela exclut le recours à un référentiel unique pour la caractérisation (RODIER, 2009).

Une classification (Standard Industrial Classification) a été établie en 1930 afin de catégoriser les établissements et conformément à l'article 47 du Chapitre 4 de la loi n°05-12 relative au Code de l'eau Algérien (JO/ N°60 du 04 septembre 2005), qui stipule que :
Toute unité industrielle dont les rejets sont reconnus polluants, doit impérativement :

- Prévoir des installations d'épuration appropriées.
- Mettre en conformité leurs installations / procédés de traitement de leurs eaux résiduaires par rapport aux normes de rejet telles que fixées par voie réglementaire.

c) Origine agricole

L'utilisation des produits industrielle où agricole (fertilisant où produits phytosanitaires) dans l'agriculture (ABAANKI ,2012) peut présenter des risque pour l'environnement et plus particulièrement pour la qualité des eaux (GROSCLAUD, 1999).

On peut également citer les eaux pluviales, qui peuvent contenir des pollutions (au contact de l'air par exemple : fumée industrielle) et après ruissellement sur les toits, chaussées (poussière, pesticide, carburant...) (EL HACHIMI ,2012).

Type de pollution

A. Pollution organique

La pollution organique des eaux urbaines se compose principalement de protides, de glucides et de lipides ainsi que des détergents utilisés par les ménages. Il est à noter l'existence d'autres substances organiques utilisées ou fabriquées industriellement, c'est le cas des phénols, des aldéhydes, des composés azotes.

B. Pollution minéral

Ce type de pollution concerne les effluents industriels qui contiennent des substances minérales tels que les sels, les nitrates, les chlorures, les phosphates, les ions métalliques, le plomb, le mercure, le chrome, le cuivre, le zinc et le chlore. Ces substances peuvent causer

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

des problèmes sur l'organisme de l'individu, perturber l'activité bactérienne en station d'épuration, affecter sérieusement les cultures (physiologique et rendement).

C. Pollution microbiologique

Les eaux usées sont des milieux favorables au développement d'un très grand nombre d'organismes vivants, dont des germes pathogènes souvent fécaux. Ils proviennent des effluents hospitaliers, de lavage de linges et de matériels souillés, ou encore dans le déversement de nombreuses industries agro-alimentaires (abattoirs, élevage agricoles,.....).

Caractéristiques des eaux usées

A. Paramètres physiques

1. Température

La température joue un rôle très important dans la solubilité des sels et surtout des gaz ainsi que la détermination du pH. Elle agit aussi comme un facteur physiologique qui agit directement sur le métabolisme de croissances des micro-organismes vivant dans l'eau.

La température des effluents rejetés doit être inférieure à 30 °c.

2. Matière en suspension

La présence de particules, de grande taille supérieure à 10µm en suspension dans l'eau et que l'on peut assimiler aux matières en suspension, induit à une pollution particulière (REJSEK, 2002) qui peut être à l'origine de nombreux problèmes (dépôt de matière).

Les matières en suspension sont les matières non dissoutes contenues dans l'eau comportant à la fois des éléments minéraux(MMS) et organiques(MVS) où même des microorganismes vivant (GAID ,1984) qui agissent en augmentant la turbidité de l'eau réduisant ainsi la pénétration de la lumière.

3. Matière volatiles en suspension

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 550°C ± 25°C pendant deux heures d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles représentent environ 70 à 80 % des MES. Elles s'expriment en mg/L.

4. Matières minérales

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination à 550°C ± 25°C et correspondent à la présence de sels, silice, poussières...

B. Paramètres organoleptiques

1. Turbidité

La turbidité se traduit par la présence de matières en suspension et/ ou de matière colloïdales dans un liquide qui ont tendance à réduire sa transparence et à le rendre trouble (REJSEK, 2002) d'où la difficulté à la lumière de pénétrer.

2. Couleur

La coloration d'une eau est dite vraie ou réelle lorsqu'elle est due aux seules substances en solution. Elle est dite apparente quand les substances en suspension y ajoutent leur propre coloration. (RODIER et Al, 2005).

C. Paramètres chimiques

1. Potentiel hydrogène (pH)

Le pH (potentiel Hydrogène) mesure la concentration en ions H⁺ de l'eau. Il traduit ainsi la balance entre acide et base sur une échelle de 0 à 14, 7(REFEA). La plupart des bactéries peuvent croître dans une gamme de pH comprise entre 5 et 9; l'optimum est situé entre 6,5 et 8,5. Des valeurs de pH inférieures à 5 ou supérieures à 8,5 peuvent affecter la croissance et la survie des micro-organismes aquatiques.

Le pH est le logarithme décimal de l'inverse de la concentration en ion H⁺ (MATHIEU et PIELTAIN, 2003).

2. Conductivité

La conductivité mesure la capacité de l'eau à conduire le courant entre deux électrodes. Elle dépend de la nature de ces ions dissous présent dans le milieu et de leurs concentrations. (REJSEK, 2002). Elle permet d'évaluer, approximativement la minéralisation globale de l'eau. (GAID, 1984).

Lorsque la conductivité est comprise entre 200µ s/cm < Conductivité < 333.33µ s/cm ; elle reflète une minéralisation moyenne (DEGREMONT, 1978).

3. L'oxygène dissous

L'oxygène est un composé essentiel de l'eau. En effet ce paramètre assure le maintien de la vie de la faune et conditionne les relations biologiques qui ont lieu dans les écosystèmes. L'eau usée domestique peut contenir de 2 à 8 mg O₂ / l (LADJEL, 2006).

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

4. Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène consommée par les matières existantes dans l'eau et oxydables dans des conditions opératoires définies. (RODIER, 1996).

Ce paramètre est en fonction des caractéristiques des matières présentes, de leurs proportions respectives, des possibilités de l'oxydation. (RODIER, 2005).

La DCO est mesurée en mg d'O₂/l. (TARADAT ET HENRY, 1992).

5. Demande biochimique en oxygène sur cinq jours

Selon REJSEK (2002), la demande biochimique en oxygène après 5 jours (DBO₅) d'un échantillon est la quantité d'oxygène consommée par les microorganismes aérobies présents dans cet échantillon pour l'oxydation biochimique des composés organiques et/ou inorganiques.

Les conditions communément utilisées sont 5 j (on ne peut donc avoir qu'une dégradation partielle) à 20°C, à l'abri de la lumière et de l'air.

6. Coefficient de La biodégradabilité (DCO/DBO₅)

Le rapport (DCO/DBO₅) exprime le degré de biodégradabilité de l'eau usée qui représente la capacité d'une substance à être décomposée par les micro-organismes. Il renseigne sur le type de traitement à adopter.

Le Tableau II.1 présente le mode de traitement en fonction du rapport DCO/DBO₅.

Tableau II.1 : le mode de traitement en fonction du rapport (DCO/DBO)

Rapport : DCO/DBO	Mode de traitement
$1 < \text{DCO/DBO} < 2$	Facilement biodégradable ↔ Traitement biologique (Concerne un effluent urbain)
$2 < \text{DCO} / \text{DBO} < 3$	Traitement biologique avec adaptation De la souche microbienne
$\text{DCO} / \text{DBO} > 3$	Traitement physico-chimique (Concerne un effluent industriel).

Source : L'analyse de l'eau (2009).

7. Azote

L'azote présent dans les eaux résiduaires provient principalement des déjections humaines, une fois rejeté dans le réseau il se trouve essentiellement sous deux formes réduites organique et ammoniacale avec une légère prédominance de la première forme mais qui au cours du transit dans le réseau change de proportions en faveur de l'azote ammoniacal (DERONZIER, 2001).

8. Phosphore

Le phosphore total est composé du phosphore organique (résidu de la matière vivante) et du phosphore minérale ou orthophosphates (PO_4^{3-}) (agent fertilisant). (TFYECHÉ, 2014).

Le phosphore minéral représente entre 50 à 90% du phosphore total.

L'apport journalier de phosphore est d'environ 4 g par habitant. Il est du essentiellement au métabolisme de l'individu et l'usage de détergent. Les rejets varient d'ailleurs suivant les jours de la semaine. (LADJEL ET BOUCHAFER, 2004).

9. Eléments toxiques

La toxicité d'un élément est défini comme étant la capacité de la substance en question à provoquer des effets mauvais et néfastes sur la santé quelque soit la forme de vie.

L'effet de l'élément peut être directe et donc causer une mortalité brutale où bien suite à une bioaccumulation (indirecte) dans l'organisme.

D. Paramètres bactériologiques

Les eaux usées sont des milieux favorables au développement d'un très grand nombre d'organismes vivants dont certains sont pathogènes (RODIER, 2005). Cette classe d'organismes est importante dans la mesure où elle est un indicateur de contamination et de pollution microbiologique sur les eaux.

1. Coliformes fécaux et totaux

Sous le terme de «coliformes» est regroupé un certain nombre d'espèces bactériennes appartenant en fait à la famille des Enterobacteriaceae. Ils sont intéressants car un très grand nombre d'entre eux vivent en abondance dans les matières fécales des animaux à sang chaud et de ce fait, constituent des indicateurs fécaux de la première importance. (TFEYECHÉ, 2014).

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

Les coliformes fécaux sont appelés aussi les coliformes thermo-tolérants, ce sont des coliformes qui fermentent le lactose mais à 44°C. Le germe *Escherichia coli* est le type de coliformes fécaux d'habitat fécal exclusif, sa recherche est donc extrêmement importante. (RODIER, 2005).

2. Les protozoaires

Les Protozoaires étant souvent unicellulaires, ce sont toujours de petits organismes, approchant le millimètre pour les plus gros, mais pouvant s'associer en colonies, formant alors presque des super organismes .Ils vivent exclusivement dans l'eau ou dans les sols humides ou à l'intérieur d'un organisme (dans le mucus pulmonaire, l'intestin, la panse de certains animaux...) Ils sont connus pour être responsables de nombreuses maladies telle que la malaria .

3. Les clostridium sulfito-réductrices

Elles ne sont pas seulement d'origine fécale, mais sont des germes ubiquistes, dont la présence dans l'eau est souvent révélatrice d'infiltration tellurique ou de matières organiques en putréfaction. (NATHALIE, 2002). Elles se rencontrent normalement dans les matières fécales humaines et animales ; leurs spores peuvent survivre dans l'eau et l'environnement pendant plusieurs mois (FIGARELLA ET AL, 2001).

4. Les helminthes

Les helminthes sont des parasites intestinaux, fréquemment rencontrés dans les eaux résiduaires. Dans les eaux usées urbaines, le nombre d'œufs d'helminthes peut être évalué entre 10 et 10³ germes/l. Le dénombrement des helminthes dans les eaux usées traitées est d'une importance capitale, en particulier lorsque l'on souhaite réutiliser ces eaux dans des usages agricoles.

E. Impact du réseau d'assainissement

1. Système unitaire

Le système unitaire est l'héritage du tout-à-l'égout, né vers 1830. La notion de « tout-à l'égout » est aujourd'hui à proscrire, car elle suggère que tout et n'importe quoi peut être rejeté dans le réseau d'assainissement, ce qui conduit au mauvais fonctionnement de la station d'épuration.

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

L'ensemble des eaux usées et pluviales est, en système unitaire, évacué par un réseau unique, généralement équipé de déversoirs d'orage, vannages. Permettant, en cas de pluies intenses, le rejet par surverse d'une partie des eaux, vers le milieu naturel soit directement soit après un traitement spécifique (SATIN ,2000).

2. Système séparatif

C'est un système usuel depuis les années 1970, formé de deux réseaux distincts, l'un pour les eaux usées raccordées à la station d'épuration, l'autre pour les eaux pluviales. Outre le fait qu'il soit encombrant et onéreux, le système permet un meilleur fonctionnement de la station d'épuration et garantit une préservation du milieu naturel.

3. Système pseudo-séparatif

Dans ce système, une part des eaux pluviales provenant de la voirie est rejetée directement dans le milieu naturel au moyen de caniveaux et de fossés. L'autre part, provenant des toitures, des cours intérieures, est raccordée au réseau des eaux usées.

Il nous permet d'éliminer le problème de faux branchements et de réduire la section des collecteurs traversant la ville, toutes fois, il comporte un inconvénient qui réside dans le disfonctionnement de la STEP vu la variation de la charge polluante en qualité et en quantité.

Normes de rejet

Définition d'une norme

Une norme est une valeur limite. Elle est édictée dans le cadre d'une réglementation. Les normes diffèrent d'un pays à un autre, mais sont préparées avec la coopération et le consensus d'approbation générale de la part de tous les intéressés concernés. Elles sont de trois ordres : concentration ou qualité / émission ou rejet / produit.

Les normes de rejet respectif pour les eaux usées sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

Tableau II.2 : normes de rejet pour les eaux usées.

Paramètres	Unités	Normes (valeurs limites)
T°	°C	30
pH	/	6,5-8,5
[O ₂]	mg/l	05
DBO ₅	mg/l	35
DCO	mg/l	90 à 120
MES	mg/l	35
Zinc	mg/l	03
Chrome	mg/l	0,1
Azote Kjeldahl	mg/l	30
Phosphore total	mg/l	19
Détergents	mg/l	01
Hydrocarbures	mg/l	10
Huiles et graisses	mg/l	20
Cadium	mg/l	0.2
Cuivre total	mg/l	0.5
Mercure total	mg/l	0.01
Plomb total	mg/l	0.5
Chrome total	mg/l	0.5

(Source : journal officiel de la république Algérienne, N°26 du 23/04/2006).

Analyse physico-chimiques et bactériologiques des eaux de SIDI BOUBKEUR

Une campagne d'analyse des paramètres physico-chimiques de l'eau usée brute dans plusieurs points de rejet a été effectuée ; dans cette deuxième partie, il a été procédé au commentaire des résultats obtenues afin de pouvoir cerner les différentes pollutions.

Les échantillons ont été prélevés dans des flacons de polyéthylène bouchés en Téflon maintenus à une température de 4°C.

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

Le tableau suivant représente le résultat final des paramètres physico-chimiques et bactériologiques.

Tableau II.3 : Résultat final des paramètres physico-chimiques et bactériologiques de SIDI BOUBKEUR.

Paramètres	Unité	Valeurs
Température	C°	19,75
PH	uPH	7.1
Conductivité	Ms/cm	2,76
Turbidité	N.T.U	74,45
MES	Mg/l	492
Azote Kjeldhal	Mg/l	99.5
DCO	Mg/l	568
DBO5	Mg/l	303
Phosphore total	Mg/l	6.057
Chrome	Mg/l	0,003
Cadium	Mg/l	0,100
Fer	Mg/l	0,963
Plomb	Mg/l	0,005
Manganèse	Mg/l	0,074
Coliforme fécaux	U/100ml	899
Coliforme totaux	U/100ml	1138
O.d'helminthe	U/100ml	609

Source : Bureau d'études HPO.

Interprétation des résultats

Les campagnes des prélèvements ont été effectuées sur des périodes débutant du **10/11/12** au **07/12/13**.

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

pH : le potentiel hydrogène des eaux usées de SIDI BOUBKEUR est de 7.1, cette valeur s'inscrit dans les normes de rejets des eaux usées de nature urbaine, et est très favorable à un traitement biologique et à la croissance des micro-organismes responsables sur l'épuration.

Température : la température moyenne de l'effluent se situe autour de 20°C, elle est dans la fourchette dans des valeurs habituellement observées pour les eaux usées.

La conductivité : les valeurs moyennes de la conductivité reflètent une bonne minéralisation.

MES : Les concentrations moyennes des matières en suspension (MES) des échantillons analysés se situent dans les valeurs enregistrée dans une eau usée domestique moyennement chargée en matières en suspension, ce qui nécessite un traitement approprié.

DCO et DBO5 : la concentration moyenne de la DBO5 dans l'effluent brute se situe entre 200 et 400 mg/ l, la valeur de la DCO est inférieure à 750 mg/l, nous pouvons donc dire que l'eau usée de SIDI BOUBKEUR est à prédominance domestique.

DCO/DBO5 : il est de l'ordre de $1,90 \approx 2$ et la valeur de DCO est de 568mg/l, montrent la possibilité de la biodégradation de ces eaux et est caractéristique des apports habituellement rencontrés dans les effluents domestiques.

Azote Kjeldhal : la concentration moyenne de l'azote Kjeldhal dans notre eau usée est supérieure à la valeur admise dans les normes de rejet, d'où la nécessité de prévoir un traitement assurant l'élimination de l'azote.

Phosphore total : la valeur moyenne du phosphore total des eaux usées de SIDI BOUBKEUR se situe dans la fourchette des concentrations enregistrées d'une eau usée domestique.

Métaux lourds (Fer, Cuivre, Chrome, Plomb, Mercure, Cadmium) : l'analyse chimique de nos échantillons fait apparaître que la totalité des produits toxiques se trouvent sous forme traces et par conséquent, il ne peut y avoir d'inhibition de l'épuration ou un effet toxique sur l'activité des micro-organismes épurateurs.

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

Estimation des rejets d'eaux usées

a) Evaluation de la population de SIDI BOUBKEUR

L'évolution démographique en Algérie est calculée suivant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_n = P_o(1 + \tau)^N \dots \dots \dots (II. 1)$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon (hab) ;

P_o : Population de l'année de référence (hab) ; $P_o = 17585$ Habitant.

T : Taux d'accroissement : $T=1.8\%$ d'après l'APC de la commune

N: nombre d'années d'écart entre l'année de référence et l'année de l'horizon.

L'évaluation de la population, selon les différents horizons, est estimée comme suit :

Tableau II.4 : Evolution de la population de SIDI BOUBKEUR

Horizon	2020	2031	2046
Population (hab)	21782	26505	34638

b) Notion d'équivalent habitant

La notion d'équivalent habitant est utilisée pour quantifier la pollution émise par un habitant et par jour .Elle se calcule comme suit :

$$EH = \frac{Q_{moy.j} * 1000}{D * Crj} \dots \dots \dots (II. 2)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier des eaux usées (m^3/j).

D : Dotation (150 l/ hab/j) (**DRE SAIDA**).

Crj : Coefficient de rejet, égale à 80%(**DRE SAIDA**).

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

c) Evaluation des charges hydrauliques

1. Débit moyen journalier des eaux usées domestiques

Les rejets d'eau usée sont fonction de la consommation d'eau potable. Elle est proportionnelle à la consommation en eau potable et au confort de vie des agglomérations.

$$Q_{\text{moy. j}} \text{ m}^3/\text{j} = Q_{\text{con. dom}} + Q_{\text{con. equi}} * C_{\text{rej}} \dots \dots \dots \text{ (II. 3)}$$

Avec :

$$Q_{\text{con. j}} = \text{Dotation} * N. \text{ Habitant} \dots \dots \dots \text{ (II. 4)}$$

La dotation est prise égale à 150 l/hab/ j

Et

$$Q_{\text{équipement}} = 10\% * Q_{\text{con. dome}} \dots \dots \dots \text{ (II. 5)}$$

Le coefficient de majoration « Autres usagers » est de 10% du débit de consommation domestique. (SOURCE : DIRECTION DES RESSOURCES EN EAUX – SAIDA.)

2. Débit moyen horaire des eaux usées domestiques

C'est le débit moyen observé au cours de la journée mesuré à l'arrivée à la station d'épuration.

Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy. h}} = \frac{Q_{\text{moy. j}}}{24} \dots \dots \dots \text{ (II. 6)}$$

Avec :

$Q_{\text{moy. h}}$: Débit moyen horaire (m^3/h).

3. Débit diurne

Ce débit correspond à la période T heure consécutive au cours de laquelle la station d'épuration reçoit le plus grand volume d'eau usée. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{diu}} = \frac{Q_{\text{moy. j}}}{T} \dots \dots \dots \text{ (II. 7)}$$

4. Débit de pointe de temps sec

Le débit de pointe par temps sec peut être déterminé soit par :

- Débit moyen journalier.
- Positionnement de la conduite dans le réseau.

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

- Connaissance des habitudes de l'agglomération en question.

Etant donné le manque de données, le coefficient de pointe sera calculé à partir du débit moyen journalier, comme suit :

$$Q_{pts} = Q_{moy.j} * K_p \dots \dots \dots (II.8)$$

Avec :

Si $Q_{moy.j} < 2.8 \text{ l/s}$

$$K_p = 3 \dots \dots \dots (II.9)$$

Sinon

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{Q_{moy.j}} \dots \dots \dots (II.10)$$

5. Débit de pointe en temps de pluie

Le débit de pointe en temps de pluie est donnée par :

$$Q_{ptp} = 2 - 5 Q_{pts} \dots \dots \dots (II.11)$$

d) Charges polluantes

La pollution d'une eau usée urbaine est estimée en fonction de son débit, de sa concentration en matières en suspension, et de sa demande biochimique en oxygène.

La charge polluante d'une eau usée est donc donnée par le produit du débit d'eau à traiter et de la concentration des matières polluantes :

$$\text{Charge (Kg/j)} = \text{débit (m}^3/\text{jour)} * \text{concentration (Kg/m}^3) \dots \dots \dots (II.12)$$

e) Composition moyenne des eaux résiduaires urbaines

Les concentrations moyennes dans les ERU sont les suivantes :

- 150 à 500 mg/l de MES ; 300 à 1000 mg/l de DCO ; 100 à 400 mg/l de DBO5
- 30 à 100 mg/l d'azote Kjeldahl (azote organique et ammoniacal).
- 10 à 25 mg/ de phosphore total (phosphore organique et phosphate).

Le tableau II.4 présente un récapitulatif de la composition des eaux usées de SIDI BOUBKEUR .

Chapitre II : Analyse qualitative et quantitative

Tableau II.5: Récapitulatif de la composition des eaux usées brutes de SIDI BOUBKEUR.

Paramètres	Unité	Horizon	
		2031	2046
Capacité	Eq.Hab	29158	38108
Charge hydraulique			
• Débit moyen journalier	m ³ /j	3499	4573
• Débit moyen horaire	m ³ /h	146	191
• Coefficient de pointe		1.9	1.84
• Débit de pointe en temps sec	m ³ /j m ³ /s	6566 0.076	8467 0.098
• Débit de pointe en temps de pluie	m ³ /j m ³ /s	13132 0.152	16934 0.196
Charge polluante			
DBO5			
Concentration	mg/l	303	303
Charge journalière	kg/j	1060	1386
DCO			
Concentration	mg/l	568	568
Charge journalière	kg/j	1987	2597
MES			
Concentration	mg/l	492	492
Charge journalière	kg/j	1722	2250
NTK			
Concentration	mg/l	99.5	99.5
Charge journalière	kg/j	348	455

Conclusion

Ce chapitre s'était donné pour objectif de caractériser et d'évaluer le degré de pollution des eaux résiduaires de SIDI BOUBKEUR. En effet les résultats des prélèvements montrent que pour la majorité des paramètres analysés la pollution est évidente et la norme algérienne des rejets (extraite du **journal officiel de la république Algérienne, N°26 du 23/04/2006**) est dépassée. Les valeurs moyennes enregistrées en MES, DCO et DBO5, mettent en exergue la prédominance domestique et la possibilité de la biodégradation.

Chapitre III

Les procédés d'épurations des eaux résiduaires

III.1 Introduction

Une station d'épuration est une installation destinée à épurer les eaux usées domestiques ou industrielles et les eaux pluviales avant le rejet dans le milieu naturel. Cette définition datant des années quatre-vingt où les premiers travaux furent réalisés par les ingénieurs ADOLPHE MILLE et ALFRED DURANT-CLAY se voit modernisée avec l'évolution de la technologie et des sciences qui ont conduit à exploiter l'énorme potentialité de la valorisation des eaux usées (OLARD ,2014) et qui s'inscrivent dans une dimension de développement durable. Parmi ces travaux, nous citons : HONFLEUR (FRANCE)¹, WATER RECOVERY SYSTEM (ETAT UNIS)² SPHERE (FRANCE)³ CARISMO (ALLEMAGNE)⁴, AIX LA CHAPELLE (ALLEMAGNE)⁵.

Dans ce chapitre, un aperçu sur les principales filières de traitement des eaux usées sera présenté mais aussi sur quelques nouvelles station d'épuration « Les stations du futur ».

III.2 Procédés d'épuration des eaux résiduaires

Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, une chaîne de traitement des eaux est composée de trois niveaux :

- Le prétraitement et traitement primaire.
- Le traitement secondaire ou biologique.
- Le traitement tertiaire.

Prétraitement

Le prétraitement sert à retirer les matières pouvant être facilement collectées des eaux usées brutes, et à les éliminer. Les matières typiques qui sont retirées au cours de ce traitement comprennent les matières grasses, le sable, les graviers et les pierres, les substances solides et les matériaux flottants de plus grande dimension pouvant décanter (comme des chiffons, des bâtons et des bidons). Il consiste en :

¹ (LIPOVETZKY, 2004)

² (SICELOFF, 2008)

³ (PERRIN, 2010)

⁴ (NIETHAMMER, 2015)

⁵ (BOUCHER, 2015)

Relevage

Une station de relevage est préconisée lorsque le niveau des eaux usées collectées est plus bas que le niveau de l'unité de dépollution, il peut être assuré par des pompes (Multicanales fermées, immergées) ou par des vis d'Archimède.

Dégrillage

Le dégrilleur permet de piéger les matières volumineuses et déchets de toutes sortes contenues dans les conduites d'assainissement, dans le but d'empêcher leur entraînement vers les équipements électromécaniques et de réduire le colmatage des conduites mise dans la station. Les grilles sont classées selon leurs écartements.

Il existe des grilles manuelles qui généralement ont une inclinaison de 60° composées de barreaux droite, ronde ou rectangulaire. Ce type de grille nécessite un nettoyage quotidien, mais aussi des grilles automatiques équipées d'un dispositif de relevage.

Dessablage –désuilage

Cette opération repose sur le principe de décantation intensifiée par l'insufflation d'air, c'est-à-dire qu'à l'intérieure de cet ouvrage l'eau s'écoulant lentement entraine le dépôt des matières lourdes (Graviers, sables) au fond et la remontée des matières légères (Huiles et Graisse) en surface. Les premières seront récupérées au moyen de pompes, tandis que les deuxièmes seront raclées (écumage manuel ou mécanisé). Il est a noté qu'il existe des stations (Cas de la station de LORIENT, FRANCE) qui traitent les sables dans des ouvrages spéciaux (PIERRE, 2009), ils sont d'abord égouttés dans un classificateur puis nettoyés au moyen de tables vibrantes et de jets à haute pression, permettant ainsi leur recyclage éventuel pour les travaux de voirie (Figure III.1 ; 5).

Traitement primaire

Le traitement primaire élimine plus de 50% des matières en suspension et constitue une pré-épuration non négligeable quoique insuffisante pour garantir la qualité du rejet en milieu naturel. Faisant appel aux procédés physiques ou chimiques, les matières en suspension organiques ou non se déposent au fond en raison d'une densité supérieure à celle de l'eau. Elles y sont raclées et évacuées formant ainsi les boues primaires. Dans certains cas si les éléments à éliminer ont une densité légèrement inférieure à celle de l'eau, on les élimine par

flottation avec ou sans adjonction de polymère (BELMOKHTAR, 2014). De fine bulles sont injectées à la base du bassin pour favoriser la remontée des boues et ces dernières sont éliminées par un raclage de surface (Cas de la station de la raffinerie Zone 27 d'ARZEW, ALGERIE).



Figure III.1 : Unité de prétraitement de la station d'épuration de la commune de SAIDA, Juillet 2014 (1 : piège à sable, 2 : Vis d'Archimède, 3 : dégrilleur ,4 : pont racleur ,5 : dessableur-déshuileur, 6 : Extraction des huiles (Pompe)).

Traitement secondaire

Traitement physico-chimique

Le traitement se déroule comme suit :

Coagulation - Flocculation

Ce processus facilite l'élimination des solides en suspension et des particules colloïdales. La coagulation consiste à neutraliser les forces qui tendent à faire séparer les particules et ce par ajout de réactif chimique quant à la flocculation, par l'ajout d'un flocculant (généralement polymère) elle permet leur agglomération en micro flocs puis en flocs volumineux.

Décantation

Cette étape a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Elles s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les

extrait périodiquement. L'eau clarifiée située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration.

Filtration

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux. Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'y accumulent, il faut donc nettoyer ce milieu de façon continue ou de façon intermittente.

Des travaux de recherches approfondies ont permis de mettre un procédé permettant d'accélérer le traitement physico-chimique. Le Densadeg est aujourd'hui la technologie la plus robuste, la plus compacte et la plus polyvalente de l'industrie pour le traitement de l'eau potable et des eaux usées ((Figure III.2).

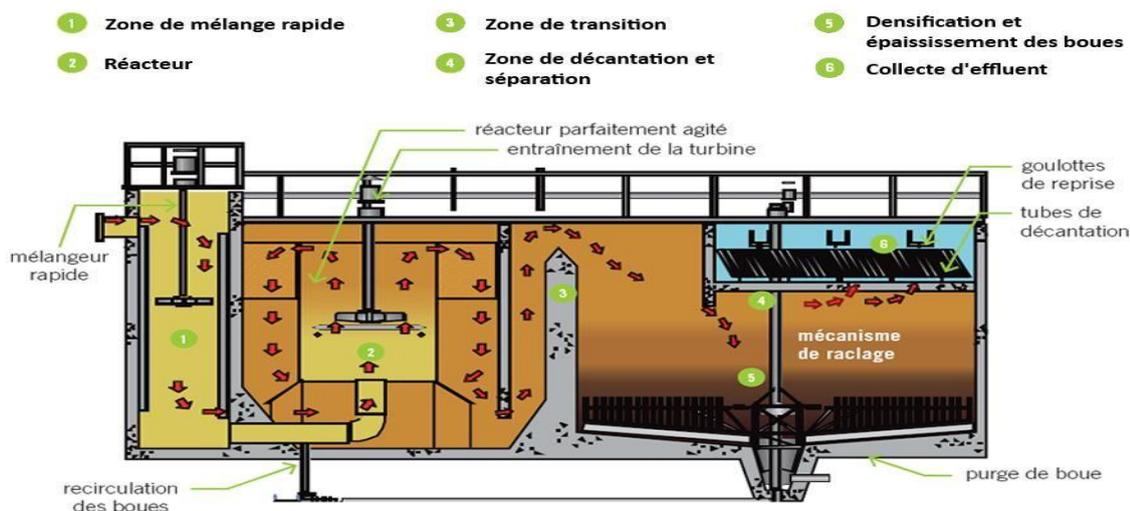


Figure III.2 : Principe de fonctionnement du système Densadeg.

SOURCE : Suez- Environnement.fr /procédé-Densadeg.

Traitement biologique

Le traitement biologique des eaux usées dépend de l'activité biologique qui a pour fonction de réduire la quantité de matières organiques. Il est assuré par une combinaison de procédés aérobies et anaérobies, impliquant un large éventail de micro-organismes (essentiellement des algues et des bactéries). Les mécanismes épuratoires et les micro-

organismes qui y participent sont, fondamentalement, les mêmes que ceux du phénomène d'autoépuration des lacs et des rivières (RODIER, 2009).

On distingue des procédés biologiques intensifs et d'autres extensifs.

Procédés extensifs

Ces procédés fonctionnent avec peu ou pas d'énergie et aucuns réactifs chimiques. Bien qu'inférieures aux rendements d'épuration des procédés intensifs, leurs performances épuratoires sont de très bonne et s'adapte parfaitement aux petites collectives qui généralement ont de l'espace nécessaire à la mise en œuvre.

A. Méthode lagunaire

Le système de lagunes est une des méthodes les plus populaires dans le traitement des eaux usées mais également l'une des plus simples et des moins chères (en coût d'investissement et d'exploitation). Le principe des lagunes se base sur l'utilisation d'énergie naturelle (CROS, 2010). Nous citons :

i. Lagunage naturel

Le lagunage naturel est un procédé biologique d'épuration des eaux usées entièrement naturel, constitué de bassins artificiels étanches et faisant intervenir les algues et les bactéries présentes dans les eaux usées sous l'action de l'énergie solaire. Il comprend le plus généralement 3 bassins :

- Bassin anaérobie : Elles sont dépourvues d'oxygène dissous et algues. Le fonctionnement de ces lagunes est considéré comme analogue à celui d'une fosse septique ouverte où la dégradation de la pollution est accomplie par une première étape de sédimentation, suivie d'une digestion anaérobie en un temps de séjours relativement court (1 à 5 jours) (RACAULT, 1997).
- Bassin facultatif : habituellement, elle est placée en aval de la lagune anaérobie, elle se caractérise par une profondeur moyenne de 1 à 2 m.
- Bassin de maturation : assure principalement l'élimination des pathogènes et contribue au traitement des polluants.

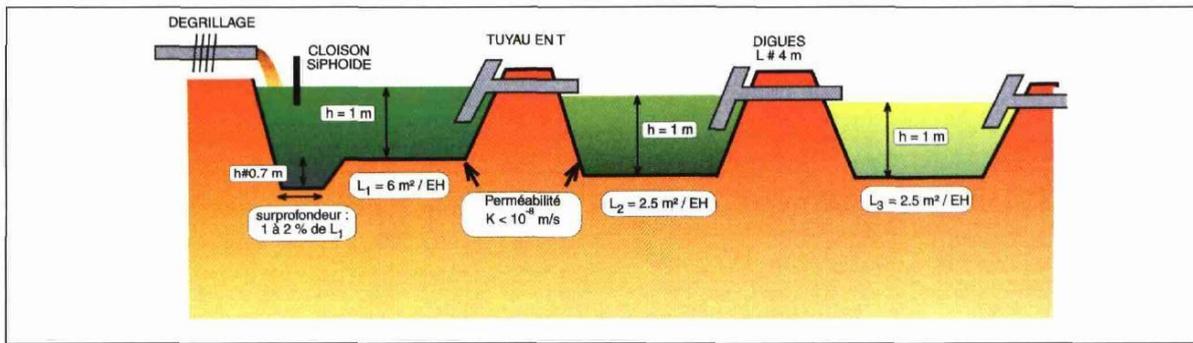


Figure III.3 : Schéma d'une filière lagunage naturel type.

Source : Le lagunage naturel, les leçons tirées de 15 ans de pratique de France, 1997.

ii. Lagunage aéré

C'est un procédé d'épuration biologique avec un apport artificiel d'oxygène nécessaire au maintien des conditions aérobies des bactéries épuratrices. Il se différencie des boues activées par l'absence du maintien d'une concentration fixée de micro-organisme grâce à une recirculation des boues. Une installation de lagunage aéré comprend un bassin d'aération relativement profond où l'oxygénation est réalisée par aérateurs/ diffuseurs et un bassin de décantation où les matières organiques oxydées sédimentent.

Procédés intensifs

Les procédés intensifs sont compacts, voraces en énergie et en éventuellement en réactifs chimiques, ils s'adaptent parfaitement aux collectivités ayant de grandes quantités d'effluents à traiter. Leurs rendements d'épuration sont meilleurs quand ils sont bien conçus et bien exploités. Parmi ces procédés, nous citons :

A. Boues Activées

Le principe du procédé consiste à développer une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons (boues activées) dans un bassin brassé et aéré, alimenté par l'eau usée à traiter. Le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser la biomasse dans l'eau usée dont le mélange est appelé liqueur mixte. Il sera abordé en détails dans le chapitre suivant.

B. Lit bactérien

Le lit bactérien est un réacteur biologique aérobie, où les microorganismes sont fixés sur un support inerte, reproduisant industriellement l'effet épurateur du sol (EDELIN, 1993). Il s'agit de faire ruisseler l'eau à traiter sur un garnissage grossier sur lequel se fixent peu à peu les micro-organismes, un film biologique aéré de 1 mm d'épaisseur environ, est donc créée, qui permet l'élimination de la pollution organique dissoute. Les supports couramment utilisés sont : de la pouzzolane, des galets concassés de 4 à 8 cm, des garnissages plastiques, du polystyrène. Le film biologique est constamment renouvelé par érosion due au passage de l'eau. Les boues ainsi détachées du support seront séparées de l'effluent traité. La figure III.4 présente un schéma de principe du lit bactérien.

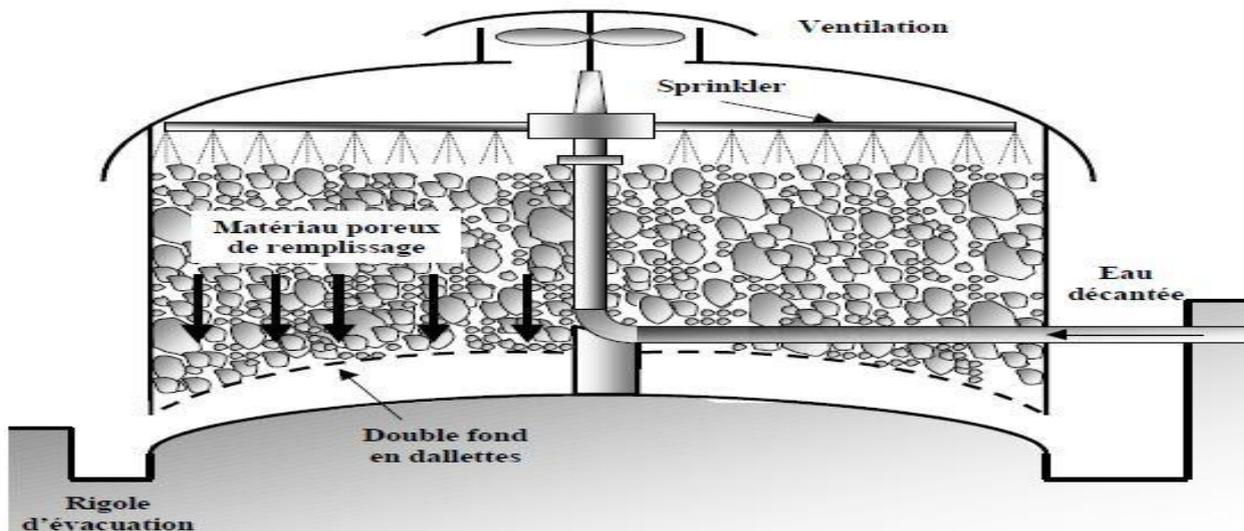


Figure III.4: Schéma de principe d'un lit bactérien.

Source : Les procédés biologiques de traitements, Université de Tunis 2008.

C. Disque biologique

Les biodisques sont des réacteurs à lit rotatif fixe adapté pour des petites et moyennes collectivités. Le procédé consiste à développer une biomasse épuratrice fixée dans des conditions aérobies sur des disques supports maintenus en rotation. Enfin, un ouvrage assure la séparation entre l'eau traitée et la biomasse décrochée des disques (BOUTIN et al, 2016).

Le plus généralement, les disques biologiques sont précédés par un décanteur-digester pouvant être remplacé par un dessableur-dégraisseur et/ou un tamis rotatif, et sont suivis d'un

clarificateur pouvant être remplacé par un décanteur lamellaire ou par des lits de clarification-séchage plantés de roseaux .Ils sont souvent rencontrés dans d'autres pays (notamment germanique et scandinaves) où des aménagements concernant la robustesse et la fiabilité du matériel mécanique ainsi que l'arrivée de nouveaux supports avec une surface développée plus grande sont observés (AERM, 2007).

Le bureau d'étude NEVE Environnement a développé une micro station SHANNON fonctionnant par disques biologiques (Figure III.5).

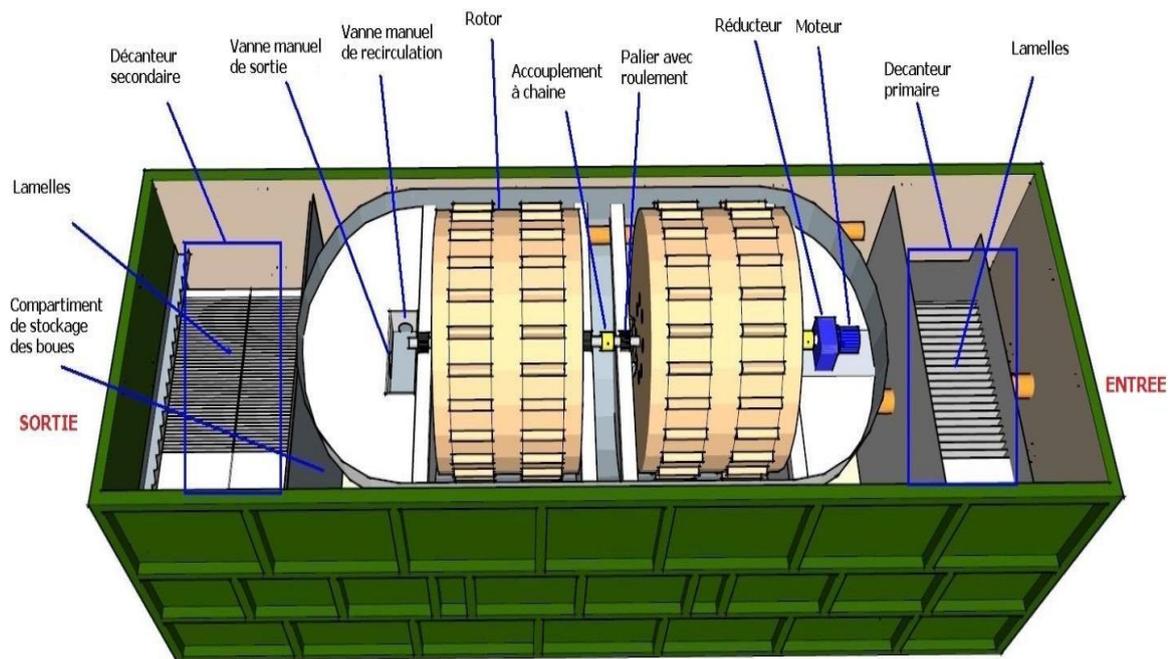


Figure III. 5: Station d'épuration SHANNON pour le traitement des eaux usées sur les chantiers.

Source : www.neve.fr/actu/assainissement-autonome-bases-vie-solution-adaptée

D. Bassin séquentiel continu SBR

Le réacteur discontinu séquentiel, communément appelés SBR (Sequencing Batch Reactor) est un procédé discontinu en culture mixte à biomasse en suspension, constitue une solution alternative aux traitements par systèmes à boues activées continus en effectuant le traitement du carbone, la séparation liquide-solide et l'élimination des nutriments au sein d'un bassin unique grâce à une gestion adéquate des cycles temporels de réaction (CROS, 2010).

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux résiduaires

Ces procédés utilisés en Amérique du NORD et du SUD et en ASIE, offrent des coûts d'investissement et d'exploitation réduits par rapport à un procédé à boues activées et auraient un large spectre d'applications, tant sur la typologie de l'eau à traiter que les éléments à éliminer (CASELLAS, 2002). Le fonctionnement du SBR est présenté dans la figure III.6.

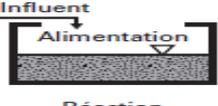
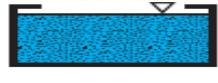
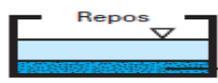
Séquence	Volume occupé (en % du volume)	Durée de la séquence (en % durée du cycle)	Étape du cycle	But de la séquence	Air
1	60 à 100	33		Apport de substrat (dénitrification)	Avec ou sans (optionnel)
2	100	33		Élimination carbone (et nitrification)	Avec
3	100	16		Clarification	Sans
4	100 à 65	14		Évacuation eau traitée	Sans
5	65 à 60	4		Boues en excès	Sans

Figure III.6: Cycle typique des SBR.

Source : www.suezwaterhandbook.fr/reacteurs-biologiques-continus.

Remarque

Le procédé d'épuration par Boues Activées sera abordé en détails dans le **chapitre IV**.

Tableau III.1 : Analyse comparative des différents systèmes de traitement.

Filière	Avantages	Inconvénients
Lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> - Facilité d'exploitation et faibles coûts d'investissement - Accordement électrique inutile si la dénivelé est favorable - Bonne élimination des pathogènes - Bonne intégration paysagère 	<ul style="list-style-type: none"> - Emprise au sol importante - Contraintes de nature de sol et d'étanchéité -Variation saisonnière de la qualité de l'eau traitée - Maitrise limite de l'équilibre biologique et des processus épuratoire.

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux résiduaires

Lagunage aéré	<ul style="list-style-type: none"> - Procédé simple - Très peu sensible aux variations des charges polluantes - Requiert un personnel moyennement qualifié. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité d'avoir plusieurs bassins de lagune et d'entretenir - quelques matériels électromécaniques - Risque élevé de relargage des algues - Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres.
Boues activées	<ul style="list-style-type: none"> - Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) - Bon rendement d'élimination des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N) - Faible sensibilité aux variations de température. - Absence d'odeurs et de mouches. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coûts d'investissement assez importants - Consommation énergétique importante - Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière - Sensibilité aux surcharges hydrauliques - Forte production de boues.
Lit bactérien Et disque biologique	<ul style="list-style-type: none"> - Faible consommation d'énergie. - Fonctionnement simple demandant peu d'entretien et de contrôle. - Relative insensibilité aux surcharges hydrauliques passagères. - bonne décantation des boues. - plus faible sensibilité aux variations. 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessité de prétraitements efficaces. - Sensibilité au colmatage et au froid. - source de développement d'insectes (en cas de conception et/ou d'exploitation défectueuse). - Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
SBR	<ul style="list-style-type: none"> - Suppression du décanteur secondaire et de la recirculation. - Tolérance aux variations de débits et de charges polluantes. - Construction simple d'où des gains importants sur le génie civil. 	<ul style="list-style-type: none"> - Risque de présence de flottants, d'où nécessité de prévoir un dispositif d'évacuation adapté. - Nécessité d'utiliser un système de vidange élaboré et performant.

Source : Procédés extensifs d'épurations des eaux usées(2001) et Mécanismes d'élimination de l'azote et du phosphore dans les eaux usées domestiques traitées par lagunage sous climat sahélien(2005).

Traitement tertiaire (traitement complémentaire)

L'expression « traitement tertiaire » peut désigner plusieurs types de traitements ou différentes fonctions en vue d'atteindre un niveau de traitement de qualité supérieure à ce que l'on pourrait normalement attendre d'un traitement secondaire. Ce traitement est prescrit lorsque l'eau épurée est rejetée dans une zone sensible ou destinée à un usage particulier.

On distingue :

Déphosphatation

Le phosphore contenu dans les eaux usées d'origine domestique constitue un élément nutritif susceptible d'entraîner une croissance excessive d'organismes végétaux (algues, plantes aquatiques) et causer l'eutrophisation du milieu récepteur. Le tableau III.2 présente une comparaison entre les deux filières de traitement du phosphore, à savoir traitement biologique et traitement physico-chimique.

Tableau III.2 : Comparaison des traitements de déphosphatation.

/	Voie biologique	Voie physico-chimique
Elimination du phosphore	50-70%	Très poussé
Equipement nécessaire	Bassin d'anaérobiose équipé	Système d'injection et de stockage des réactifs
Coût de fonctionnement	Faible	Elevé
Production supplémentaire de boues	Négligeable	20%
Qualité de la boue	Inchangée	Meilleure décantabilité
Impact sur le traitement des boues	Epaississement par voie mécanique obligatoire	Aucun
Impact de la composition de l'eau sur le rendement	Fort	Faible

Source : Traitement du phosphore dans les petites stations à boues activées FNDAE n°29(2004).

Désinfection

La désinfection vise à l'inactivation ou la destruction des micro-organismes pathogènes présents dans les eaux usées qui doivent subir un traitement approprié au préalable. Le choix du système adéquat doit tenir compte des contraintes techniques, économiques et environnementales. Les moyens de désinfections couramment utilisés sont la désinfection

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux résiduaires

chimique par chloration où ozonation et la désinfection physique par rayonnement ultraviolet. Ils sont présentés dans le tableau III.3.

Tableau III.3 : Technique de désinfection les plus répandues.

/	UV	Ozone	Chloration		
			Chlore Gazeux	Bioxyde de chlore	Eau de Javel
Etat	Radiation électromagnétique	Gazeux	Gazeux	Gazeux	Liquide
Principe	Agit directement sur l'ADN des microorganismes et interrompt leur processus de vie et de reproduction	-Décharge électrique dans l'oxygène entre deux électrodes - Production d'un radical détruisant les microorganismes	Puissant désinfectant qui inhibe les fonctions enzymatiques des bactéries		
Avantages	-Pas de sous produits - Facilité d'utilisation et sécurité d'exploitation	-Spectre d'action large - Très efficace contre les virus - Pas de formation de	- Présence d'un résiduel qui garantit la désinfection - Grande facilité d'utilisation	- Grande efficacité contre les pathogènes - Plus efficace que le Cl ₂ - Ne réagit pas avec la matière organique	- Dispon-ible en grande quantité et à bon prix
Inconvénient	- Pas de résiduel (risque de recontamination sur le réseau si casse) - Sensible aux variations de turbidité	- Très instable (génére in situ) - Pas de résiduel - Grande consommation d'énergie - Coûts d'investissement	Reviviscence bactérienne possible (formes de résistances) - Gaz corrosif - Présence possible de sous-produits indésirables	- Instable (génére sur place) - Peut générer des chlorites -Assez cher	- Présence possible de sous-produits indésirables (THM, ...), responsables de mauvaise odeur et goût

Chapitre III : Procédés d'épuration des eaux résiduaires

		importants	(THM, ...), responsables de mauvaise odeur et goût		- Peut provoquer précipitation du calcium - Solution se dégradant dans le temps
Effet rémanent	Non	Non	Oui	Oui	Oui

Source : Les procédés membranaires pour le traitement de l'eau FNDAE n°14 (2002).

Les stations d'épuration du futur

Outre les filières classiques de traitements des eaux usées, ils existent aujourd'hui des stations uniques qui en plus d'assurer la dépollution à l'aide de procédé innovant et utilisent le potentiel énergétique de l'eau usée. Nous citons :

Station d'épuration de STAHSNDORF

Afin de mieux exploiter le potentiel énergétique considérable des eaux usées, un nouveau processus a été développé en ALLEMAGNE par le centre de compétence eau Veolia et la régie de l'eau de BERLIN du nom de CARISMO (Carbon is money). (NIETHAMMER, 2015)

L'idée est de séparer les substances organiques de l'eau en amont du traitement, pour les transférer directement dans les installations de digestion et de traitement des boues (SIMMONDS, 2015). Grâce à ce prétraitement, 75 % des substances organiques et 80 % de la substance fluorescente peuvent être séparées en amont. La boue organique récupérée après épaissement mécanique permet de produire 80 % en plus de biogaz que dans le cas d'un système de traitement en aval. Dans le même temps, la consommation d'énergie diminue de 50 % pour le traitement des eaux usées.

Station d'épuration d'HONFLEUR

Une station unique au monde qui restaure les ressources naturelles par la phytorestauration et qui est l'ensemble des technologies utilisant les plantes comme principal agent de traitement.

Après traitement biologique les eaux usées parcourent 16 chenaux plantés d'espèces végétales épuratives qui permettent de diminuer ou d'éliminer les germes et autres charges polluantes résiduels. Ces jardins filtrants permettent de réduire les volumes et la masse de boues issues de la station, de les minéraliser et d'en filtrer les polluants (jusqu'à 95% des charges polluantes/abattement de 4 log en bactériologie).

L'air est traité à l'intérieur de la station d'épuration, dans une serre qui permet de désodoriser par filtre végétalisé les mauvaises odeurs.

WATER RECOVERY SYSTEM

Le WRS a été conçu par le bureau d'études du central spatial JOHNSON de la NASA à HOUSTON. Cet appareil qui a été installé dans la navette Endeavour, cumule les fonctions d'une station d'épuration des eaux usées (SICELOFF, 2008). Il produit environ 2800 litres d'eau potable par an et il est le premier dispositif de la sorte utilisé dans l'espace.

Son fonctionnement consiste à acheminer l'urine des deux WC de la station qui sera brumisée et injectée dans un cylindre rotatif à grande vitesse qui extrait la vapeur d'eau par centrifugation puis soumise à un processus de distillation sous haute pression qui fournit un liquide appelé Distillat épurée d'urine. Le distillat est combiné avec l'humidité extraite de l'air et traversent un filtre à particules et différentes couches de matériaux absorbants, le liquide est chauffé puis de l'oxygène pur et l'iode sont injectés afin de provoquer l'oxydation des composés organiques et d'éliminer tous microbes ayant pu échapper au traitement.

III.8 Conclusion

Les techniques d'épuration des eaux usées sont nombreuses et ont des caractéristiques relativement différentes selon les conditions de fonctionnement et du milieu dans lesquelles elles y sont installées. Le procédé par Boues Activées est le plus avantageux pour la ville de SIDI BOUBKEUR, car il assure des rendements d'épuration et d'élimination de l'azote meilleure, il s'adapte parfaitement à toutes les tailles de collectivités, nécessite des surfaces plus réduites par rapport aux autres procédés et du fait de son utilisation importante en Algérie, il reste le procédé le mieux exploité.

Chapitre IV

*Le procédé d'épuration
par boues activées*

Introduction

L'épuration biologique peut s'effectuer par voie aérobie ou anaérobie. Dans les deux cas ce sont des micro-organismes adaptés au procédé qui se multiplient en absorbant la pollution organique (bactéries hétérotrophes assimilant les matières organiques) (DHAOUADI, 2008).

Les traitements aérobies sont les plus répandus, les traitements anaérobies restant réservés aux cas de pollution fortement concentrée pour laquelle l'apport d'O₂ en quantité suffisante pose un problème.

Ce chapitre abordera l'épuration biologique aérobie par Boues Activées qui comporte le traitement biologique et le traitement des boues.

Principe d'épuration par Boues Activées

Une eau d'égout aérée permet le développement rapide d'une flore bactérienne capable de dégrader des matières organiques polluantes. Dans les conditions idéales d'aération, les micro-organismes d'une eau usée se développent et s'agglomèrent en flocs. Au repos, ces derniers se séparent très bien de la phase liquide par décantation (EDELIN, 1993), Il est à noter qu'il existe plusieurs variantes pour ce procédé (Système traditionnel, à étages multiple, fossé d'oxydation ...).

La figure IV.1 présente les différentes composantes d'une unité d'épuration par boues activées.

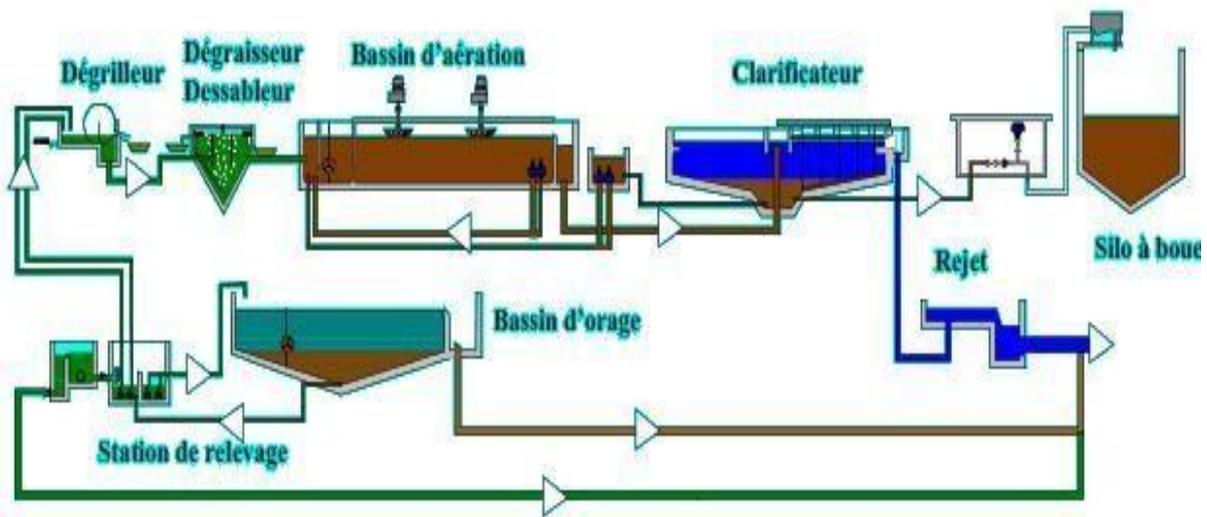


Figure IV.1 : Composante d'une unité de traitement par Boues activées.

Source : Cultures libres, Traitement des eaux usées.

Théorie de l'épuration par Boues Activées

Croissance des micro-organismes

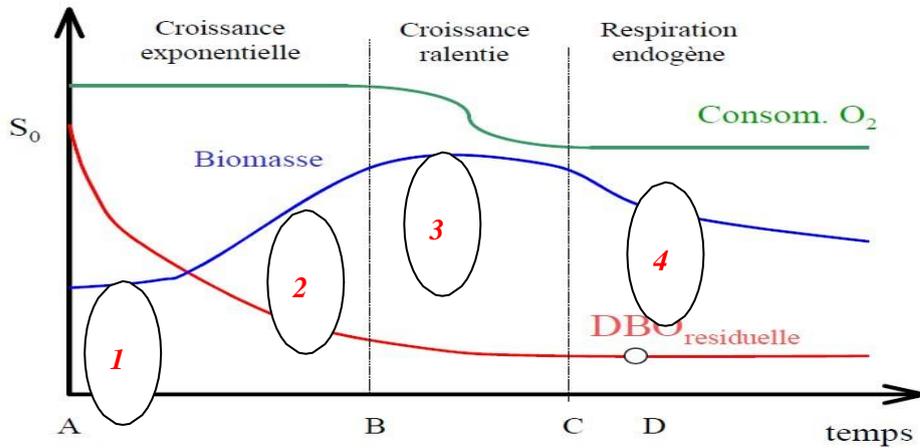


Figure IV.2 : Représentation schématique de l'épuration, la croissance et l'oxydation de la boue.

Source : Les procédés biologiques d'épuration Université de Tunis.

L'ensemencement d'une certaine quantité de milieu de culture, préalablement stérilisé permet de suivre le développement des microorganismes présents (biomasse) jusqu'à épuisement du substrat principal. Cette culture discontinue est appelée croissance en "batch". L'interprétation de la courbe a été résumée dans le tableau suivant.

Tableau IV.1 : Interprétation de la représentation schématique de l'épuration.

/	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4
Nom	Adaptation	Croissance exponentielle	Croissance ralentie	Endogène
Formulation Mathématique	/	$X = X_0 e^{\mu t}$	$\frac{dL}{L} = -X K dt$	/
Biomasse	/	Augmente	Ralentit	Décès des micro-organismes
DBO		Diminue	Disparition de la DBO	/
Vitesse de croissance	Nulle	V croissance = V synthèse	Diminution	/

X : masse bactérienne à l'instant t, X_0 : masse bactérienne à t = 0, μ : Taux de croissance des bactéries, K : constant de croissance ralentie.

Paramètres de fonctionnement

A. Facteurs de charge

On définit les caractéristiques des réacteurs :

➤ **Charge volumique C_v**

C_v est la masse de nourriture arrivant quotidiennement dans le bassin d'aération ramenée au volume du bassin d'activation. Elle est exprimé par :

$$C_v = \frac{DBO_5}{V} \dots \dots \dots (IV. 1)$$

➤ **Charge massique C_m**

C_m La charge massique donne une approximation du rapport entre la quantité journalière de pollution à éliminer et la masse de bactéries épuratrices mises en œuvre.

Elle s'exprime par :

$$C_m = \frac{DBO_{5(entr\acute{e}e)}}{X_t} \dots \dots \dots (IV. 2)$$

Tel que :

$DBO_{5(entr\acute{e}e)}$: Charge entrante de la DBO (KgDBO₅/j)

X_t : Masse totales des MVS (boues) dans le bassin d'aération (Kg).

Le tableau IV.2 présente la classification des procédés de traitement par boues activées.

Tableau IV.2 : Classification des procédés de traitement par boues activées.

Procédé	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge
C_m (KgDBO ₅ /KgMVS.j)	1 à 5	0.2 à 0.5	0.02 à 1
C_v (KgDBO ₅ /m ³ .j)	1 à 6	0.6 à 1.6	0.125 à 0.6
Concentration des boues (KgMVS/m ³)	2 à 4	≈3	≈4
Rendement d'épuration	< 80%	80 à 90%	> 90%
Nitrification	Nulle	Commencée	Très avancée

Source : Traitement de l'azote dans les stations d'épurations des petites collectivités

FNDAE n°25.

B. Besoins en éléments nutritifs

La croissance de la biomasse nécessite en plus du carbone (le substrat) et de l'oxygène (si aérobie) de l'azote et quelques métaux en trace. Il faut donc assurer un apport minimum d'azote et de phosphore dans le milieu.

Pour un développement correct des micro-organismes épurateurs, on admet les rapports suivants:

$$\text{DCO/N/P} = 150/5/1$$

$$\text{DBO/N/P} = 100/5/1$$

Bassin d'aération (Réacteur biologique)

Les réacteurs biologiques sont des ouvrages de transformation de la pollution dissoute (carbonée, azotée et phosphatée) en bioflocs décantables au niveau du clarificateur (YAGOUBI, 2014). Ils constituent un élément fondamental de la filière définie sous le terme de boues activées. Une bonne gestion de l'aération permet également d'assurer les réactions de nitrification et de dénitrification (PRONOST, 2002). Le bassin d'aération peut être avoir de nombreuses configurations différentes. Nous citons :

➤ Bassin à flux piston

L'effluent à traiter et les boues recyclées sont admis en tête du bassin qui est aménagé de façon à constituer un canal de grande longueur. Les concentrations en substrat et les besoins en oxygène de la liqueur de boues activées varient tout au long de son parcours. De ce fait, la puissance d'aération est normalement dégressive d'amont en aval.

➤ Bassin à mélange intégral

Le but recherché est d'obtenir un réacteur totalement homogène qui présente en tout point des concentrations identiques en micro-organismes, oxygène dissous et substrat résiduel.

➤ Bassin à boucle fermé

Cette technique se rapproche de celle du mélange intégral. Cependant, la longueur de la boucle et la disposition ponctuelle des aérateurs conduisent à des variations de la teneur en oxygène dissous tout au long du bassin. L'eau est mise en mouvement par des mobiles d'agitation.

Chapitre IV : Le procédé d'épuration par boues activées

L'apport d'oxygène et le brassage (pour éviter les zones mortes) dans le bassin d'aération peut être assuré par :

- Les dispositifs d'injection d'air surpressé à fines bulles (diffuseurs poreux à haut rendement d'oxygénation: 12 %), à moyennes bulles (diffuseurs à clapets) ou à grosses bulles (diffuseurs à larges orifices) à faible rendement d'oxygénation: 5 %.

- Les aérateurs de surface qui se divise en 3 catégories :
 1. Aérateurs à axe vertical à faible vitesse, aspirant l'eau par le fond et la rejetant directement à l'horizontale.
 2. Aérateurs à axe vertical à grande vitesse (1000 à 1800 tr mn⁻¹).
 3. Aérateurs à axe horizontal permettant l'oxygénation par pulvérisation d'eau dans l'air.

Suez- environnement a mis en place un système d'aération innovant permettant une réduction de 10 à 15 % des consommations énergétiques par rapport aux anciens systèmes. Doté de sondes, Greenbass mesure les concentrations en ammonium et nitrate et d'un algorithme standard breveté introduit dans un programme, il régule les débits d'air insufflés de l'aération séquencée des boues activées (Figure IV.3).



Figure IV.3 : Schéma explicatif du système Greenbass.

Source : www.degremont.fr/fr/savoir-faire/eaux-municipales/eaux-usees/regulation-aeration-sequencee-boues-actives-greenbass

Bassin d'anoxie

Le bassin d'anoxie est une zone non aérée et brassée placée à l'amont du bassin d'aération, il est préconisé pour assurer une élimination de la charge azotée. L'apport de nitrates est assuré par la boucle de recirculation des boues depuis le clarificateur ainsi que par une boucle de recirculation dite « de la liqueur mixte » allant du bassin d'aération vers la zone d'anoxie.

L'apport de carbone organique nécessaire à la dénitrification est assuré par les eaux usées prétraitées entrant dans la zone d'anoxie (DERONZIER, 2001).

Cependant il faut savoir que l'élimination d'une charge azotée peut se faire dans un bassin unique ; le bassin d'aération et ce par l'alternance des phases aérobies/anoxies.

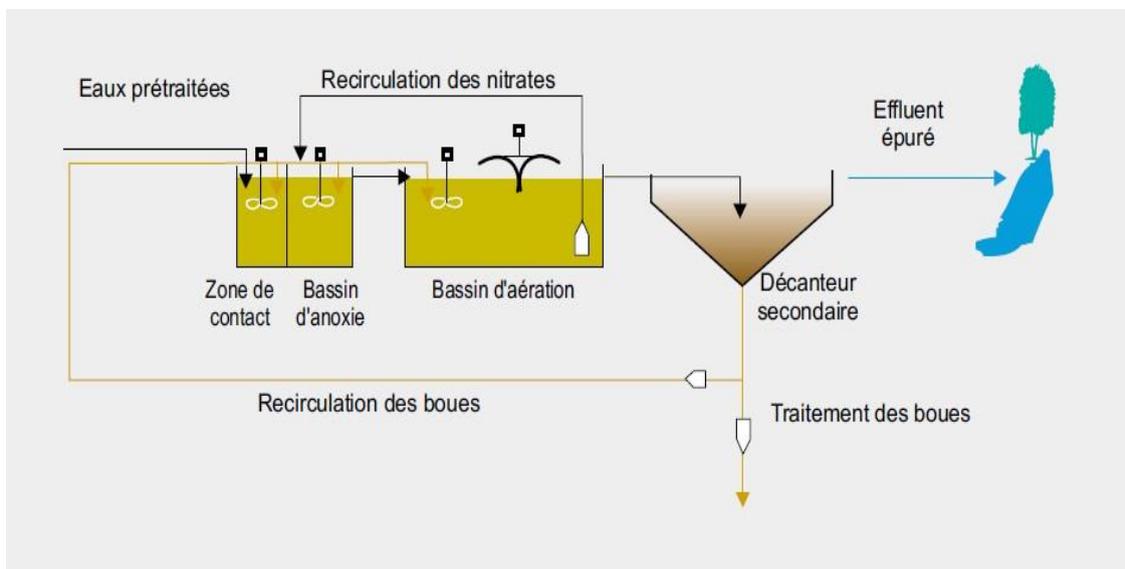


Figure IV.4 : Filière boues activées avec bassin d'anoxie en tête.

Source : Traitements de l'azote dans les stations d'épurations des petites collectivités
FNDAE n°25.

Clarificateur

Le clarificateur est un ouvrage, placé en sortie du bassin d'aération qui présente trois fonctions : une première consistant en la séparation de la boue et de l'eau épurée, une seconde d'épaississement en permettant par la suite une recirculation de boues vers le bassin d'anoxie (s'il existe) et enfin un stockage temporaire des boues.

En final de la phase de clarification, l'eau épurée rejoint le milieu naturel. Voire parfois une désinfection préalable nécessaire selon la nature de ce milieu.



Figure IV.5 : Pont racleur-suceur sur un clarificateur secondaire - Station de Meistratzheim France.

Source: www.uved-ensil.unilim.fr/co/Clarification_1.html

Filière de traitement des boues

La filière boue constitue un élément crucial de la chaîne de traitement mise en œuvre dans les stations d'épuration des eaux usées (GIRAULT et al, 2014). Dans la plupart des stations de capacité moyenne à importante, les boues ne peuvent pas faire l'objet d'une valorisation directe et doivent subir un certain nombre de processus de traitement avant d'être valorisées en épandage ou en incinération.

Différents types de boues

➤ **Les boues primaires**

Elles sont issues de la décantation des matières en suspension au sein d'un décanteur. Ces boues dites «Boues fraîches» sont extrêmement fermentescibles.

➤ **Les boues secondaires**

Les boues biologiques sont issues de la décantation des eaux usées après une épuration biologique en bassin d'aération. Les boues mixtes correspondent à un mélange de boues primaires et de boues biologiques.

➤ **Les boues physico-chimiques**

Elles sont issues d'un traitement tertiaire des boues qui vise à améliorer les rendements de la station notamment en ce qui concerne la DCO, le phosphore.

Les méthodes de traitements de boues

A. Stabilisation des boues

La stabilisation a pour objectif de diminuer le caractère fermentescible des boues et ainsi supprimer les mauvaises odeurs. Le tableau IV.3 suivant présente les différentes méthodes de stabilisation.

Tableau IV.3 : Méthodes de stabilisation des boues.

Types de stabilisation	Biologique		Chimique	Thermique
	Aérobie	Anaérobie		
Caractéristiques	Bassin de stabilisation ou compostage	Boue digérée et biogaz méthane	Après déshydratation préalable, ajout de chaux	Après déshydratation mécanique
Produit final	Boues déshydratées+ déchets vert	Digestat pâteux et biogaz	Boues pâteuse ou solide	Siccité forte
Valorisation essentielle	Epandage agricole	V. énergétique (méthane), fertilisant (digestat)	Epandage agricole intéressant en sol acide	Indifférenciée

Source : www.cd2e.com/node/286

B. Epaissement

Les procédés d'épaississements permettent de réduire le volume des boues grâce à l'extraction de leur eau. Ils sont très simples, ils peuvent être utilisés pour les stations des petites collectivités car ils n'entraînent pas de dépense d'énergie de fonctionnement, et entraînent une réduction importante du volume des boues (GIRAULT et al, 2014). On distingue :

1. Epaissement gravitaire

Cette technique consiste à introduire la suspension boueuse dans un ouvrage appelé épaisseur de façon à permettre une concentration des boues au fond de l'ouvrage.

Une fois concentrées, les boues sont retirées de l'appareil et alimentent les autres maillons de la chaîne de traitement.

2. Epaissement Dynamique

➤ Par flottation

Dans ce type d'épaissement, les fines bulles d'air formées par dépressurisation s'accrochent aux floes des boues, le mélange air matière s'élève à la surface où il est éliminé par raclage de surface.

➤ Egouttage

Il s'agit d'égoutter les boues en les mettant sur un support filtrant, cela provoque un épaissement rapide de la boue qui doit être préalablement floculée. On ajoute souvent un polymère afin de constituer les floes. Ce produit permet d'agglomérer les boues entre elles et de les séparer de l'eau (figure IV.6) L'égouttage permet une réduction du volume de boues de l'ordre de 6 à 7, soit une siccité de l'ordre de 5-8%.

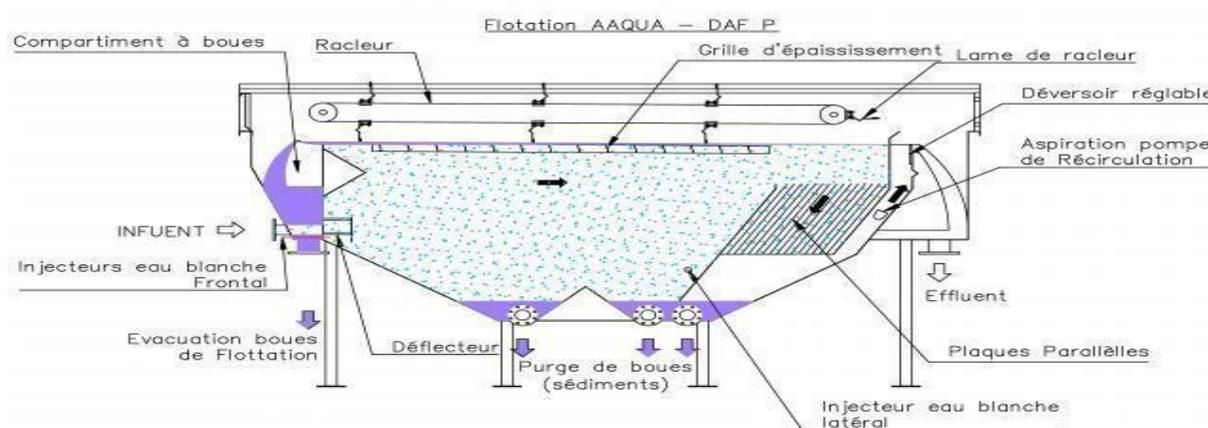


Figure IV. 6 : Principe de fonctionnement de l'épaisseur Flotation AAQUA – DAF P.

Source : www.aaqua.be/fr/technologie/produit/flottation-pour-boues-activ%C3%A9es

C. Déshydratation

La déshydratation permet de diminuer la teneur en eau des boues, et d'atteindre en sortie une siccité allant de 15 à 40%, variable selon la filière de traitement des eaux, la nature des boues et la technique de déshydratation utilisée. Elle s'opère sur un mélange de boues primaire, secondaire voire tertiaire. Elle peut se faire par procédés mécaniques ou naturelles.

1. Déshydratation mécanique

Cette technique, placée après des étapes d'épaississement ou d'égouttage, permet de réduire le volume de boues à au moins 1/8 de son volume initial. La déshydratation s'opère par filtration ou centrifugation (OLIVIER, 2016).

a) Filtration

➤ Filtre à bande

Le principe de ces appareils est de comprimer la boue à travers deux toiles filtrantes qui suivent un arrangement de rouleaux, au moyen desquels s'applique la pression. Ils sont classés en 3 catégories

➤ Filtre sous pression

Cette technique permet d'extraire l'eau libre et l'eau interstitielle contenue dans les boues. Les filtres sous-pression sont moins encombrants que les filtres sous vide. Le grand avantage du filtre- presse est qu'il est le seul dispositif permettant d'assurer une filtration sous forte pression et d'atteindre des siccités élevées.

➤ Filtre sous vide

La boue préalablement conditionnée alimente en continu une auge dans laquelle est en partie immergé un tambour recouvert d'une toile filtrante. Ce tambour est constitué de compartiments étanches qui seront alternativement soumis à une pression atmosphérique.

b) Décanteuse centrifugeuse

Dans ces appareils, les boues conditionnées sont placées dans un bol en rotation à grande vitesse (figure IV.7) Les particules solides sont décantées puis comprimées sur les parois du bol tandis que la phase aqueuse reste à l'intérieur. Un principe de vis sans fin évacue la phase solide du côté opposé au liquide. Ce type de procédé permet une déshydratation en continu des boues, et nécessite en principe moins de surveillance que le filtre à bandes lors de son fonctionnement (OLIVIER, 2014).

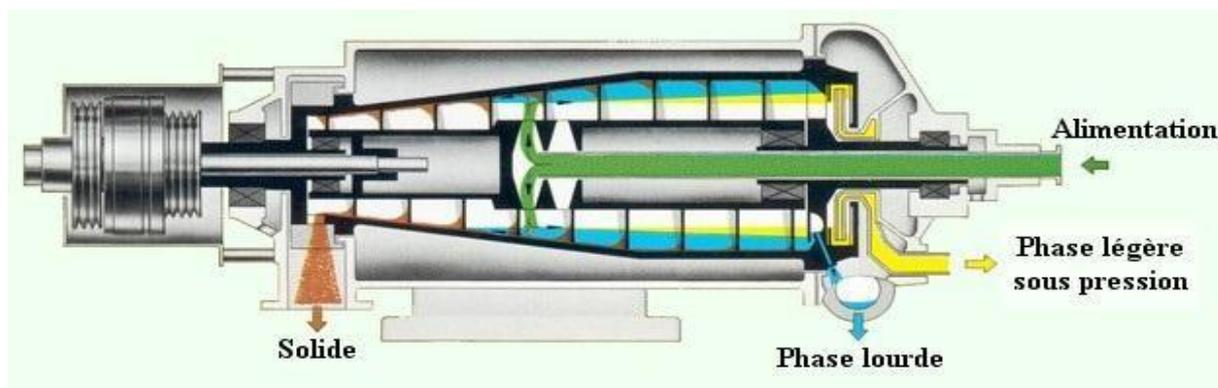


Figure IV.7: Schéma de principe d'une décanteuse centrifugeuse.

Source : www.genie-alimentaire.com/spip.php?article122

2. Déshydratation naturelle

➤ Lit de séchage

Les boues reposent sur un sol artificiel composé, de haut en bas, de 2 couches

- Une couche de sable de 10 à 20 cm d'épaisseur (granulométrie : 0,5 à 1,5 mm).
- Une couche de gravillons à 30 cm (granulométrie 15-25 mm).

Un système de drains à la base de cet ensemble assure l'évacuation des eaux. En sortie des lits de séchage, les boues sont solides.

➤ Lit de séchage planté de roseaux

Le développement d'un important réseau de tiges, rhizomes et racines de roseaux permet à différents processus de se mettre en place pour minéraliser les boues et éliminer l'eau interstitielle (renvoyée entête de station) (LIENARD, 1999). Il existe plusieurs configurations sur la constitution du massif, la plus utilisée c'est celle du Cemagref (figure IV.7)



Figure IV.8 : Constitution du massif d'un lit de séchage planté de roseaux.

Source : Traitement des boues d'épuration sur lits plantés de roseaux.

IV.8 Conclusion

Une filière de traitement des eaux usées par Boues Activées est composée d'un ensemble d'ouvrage permettant d'assurer un degré de dépollution très poussée sur la pollution carbonée et azotée surtout en déployant les nouvelles technologies, permettant ainsi de réduire les consommations énergétiques.

De ce fait, une étude technico-économique de deux variantes à savoir, faible charge en bassin unique et faible charge avec bassin d'anoxie en tête fera l'objet du chapitre suivant. Le choix d'une faible charge pour ces deux variantes revient à la composition des eaux usées de SIDI BOUBKEUR (Azote Kjeldhal = 99.5 mg/l) qui nécessite une nitrification – dénitrification poussée.

Chapitre V

Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction

Les stations d'épuration et leur capacité de traitement sont dimensionnées de façon à traiter le débit de référence, la charge brute de pollution organique, ainsi que les flux de pollution produits par l'agglomération, en tenant compte de ses perspectives de développement.

Dans ce chapitre, nous procéderons en premier lieu au dimensionnement de la station de SIDI BOUBKEUR pour l'horizon 2031, soit un équivalent habitant de 29158, puis à une augmentation de sa capacité de traitement soit équivalent habitant 38108 pour l'horizon 2046.

Prétraitement

Le prétraitement est composé d'un dégrilleur et d'un dessableur-déshuileur. Ces ouvrages seront dimensionnés pour l'horizon 2046.

Dimensionnement du dégrilleur

L'installation du dégrillage est constituée de deux unités successives équipées d'une grille grossière à l'amont de poste de relèvement et d'une grille moyenne en aval de ce dernier. Les deux sont automatiques et ont une inclinaison de 60°. Les refus du dégrillage sont compactés et essorés pour réduire leur teneur en eau et diminuer leur volume, puis transférés automatiquement vers les bennes de stockage.

Un by-pass est nécessaire entre les canaux où se trouvent les grilles, pour éviter les risques de débordement en cas de la panne de la grille (exemple de colmatage).

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

➤ Largeur de la grille

La largeur est donnée par l'expression :

$$L = \frac{S * \sin\alpha}{h_{\max} (1 - \beta \sigma)} \dots \dots \dots (V. 1)$$

Avec :

L : Largeur de la grille (m).

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal =60°à 80°

h_{\max} : Hauteur maximum admissible sur une grille (m).

β : Fraction de surface occupée par les barreaux.

σ : Coefficient de colmatage de la grille

Pour une grille manuelle $\sigma= 0.10$ à 0.3

Pour une grille mécanique $\sigma= 0,4$ à $0,5$

$$\beta = \frac{d}{d + e} \dots \dots \dots (V. 2)$$

Tel que :

d : épaisseur des barreaux (cm).

e : espacement des barreaux (cm).

Tableau V.1 : Epaisseur et espacement des barreaux pour grilles grossières et moyennes.

Paramètres	Grilles grossières	Grilles moyennes
d (cm)	2.00	1 à 2
e (cm)	5 à 10	1 à 3

La surface de la grille est donnée par :

$$S = \frac{Q_{ptp}}{V} \dots \dots \dots (V. 3)$$

Avec :

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (débit entrant à la station) (m³/s).

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

La largeur de la grille est donc :

$$L = \frac{Q * \sin\alpha}{h_{max} * V * 1 - \beta * \sigma} \dots \dots \dots (V. 4)$$

Remarque

La vitesse au travers le dégrillage doit être comprise entre 0,6 à 1,2 m/s. La vitesse d'écoulement de l'effluent est comprise entre (0,6 -1,4) m/set cela pour éviter le colmatage en profondeur des barreaux et pour ne pas provoquer des pertes de charge trop importantes.

h_{max} : Hauteur d'eau maximale admissible sur la grille en (m), généralement entre 0,15 m et 1,5 m.

- $h_{max} = 0,1 \text{ m} < 1000 \text{ EH}$
- $h_{max} = 0,2 \text{ m} < 5000 \text{ EH}$
- $h_{max} = 0,4 \text{ m} < 20000\text{EH}$
- $h_{max} = 0,5 \text{ m} < 50000\text{EH}$
- $h_{max} = 0,6\text{m} < 100000\text{EH}$

➤ Pertes de charges

Les pertes de charges sont exprimées par la relation suivante :

$$\Delta H = \beta' \left(\frac{d}{e} \right)^3 \frac{V^2 \sin \alpha}{2g} \dots \dots \dots (V. 5)$$

ΔH : perte de charge (m).

β' : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

e : espacement entre les barreaux (cm).

d : épaisseur des barreaux.

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

α : angle d'inclinaison de la grille.

V : vitesse d'écoulement dans la grille (m/s).

Le coefficient dépendant de la forme des barreaux est donné dans le tableau V.2.

Tableau V.2: Coefficient β' en fonction de la forme des barreaux.

Type de barreau	β'
Section rectangulaire	2.42
Section rectangulaire en semi circulaire à l'amont	1.83
Section rectangulaire avec arrondi en semi circulaire à l'amont et à l'aval	1.67
Section circulaire	1.79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0.76

➤ Evaluation des refus des grilles

Le volume des détritux retenus par la grille est fonction de l'espacement entre les barreaux et de la qualité des eaux à épurer.

Soit :

$$\frac{12}{e} \leq V \leq \frac{15}{e} \dots \dots \dots (V. 6)$$

e: espacement entre les barreaux en cm.

Horizon 2046

a) Pour la grille grossière

Le débit de pointe Q_{tp} (m^3/s) : 0.196

L'angle d'inclinaison α : 60°

La hauteur d'eau (m) : 0.5

La vitesse de passage (m/s) : 0.9

L'espacement entre les grilles (cm) : 8

L'épaisseur de la grille (cm) : 2

Coefficient de colmatage(m) : 0.5

β : 0.2

- La surface de la grille est de :

$$S = \frac{0.196}{0.9}$$

→ S=0.217 m²

- La largeur de la grille :

$$L = \frac{0.217 * \sin 60}{0.5 - 0.2}$$

→ L=0.936m

- La perte de charge :

$$\Delta H = 1.79 \left(\frac{0.9}{8}\right)^3 \frac{0.9^2}{2 * 9.81} \sin 60$$

→ ΔH = 0.0002 m

- Evaluation du refus :

$$V_{\max} = \frac{15}{e} \text{ et } V_{\min} = \frac{12}{e}$$

→ 0.0002 = 0.0002 / 0.0002

→ 0.0002 = 0.0002 / 0.0002

b) Pour la grille moyenne

Le débit de pointe Q_{ptp} (m³/s) : 0.196

L'angle d'inclinaison α : 60°

La hauteur d'eau (m) : 0.5

La vitesse de passage (m/s) : 0.9

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

L'espacement entre les grilles (cm) : 2

L'épaisseur de la grille (cm) : 2

Coefficient de colmatage(m) : 0.5

β : 0.5

- La largeur de la grille :

$$L = \frac{0.152 * \sin 60}{0.5 \cdot 1 - 0.5 \cdot 0.5}$$

→ L=1.498 m

- La perte de charge :

$$\Delta H = 1.79 \left(\frac{2}{2}\right)^4 \frac{0.9^2}{2 * 9.81} \sin 60$$

→ ΔH = 0.0001 m

- Evaluation du refus :

$$V_{\max} = \frac{15}{e} \text{ et } V_{\min} = \frac{12}{e}$$

→ 15/0.02 = 750 / 12/0.02 = 600

→ 15/0.02 = 750 / 12/0.02 = 600

Les caractéristiques du dégrillage pour l'horizon 2046 sont représentées dans le tableau V.3.

Tableau V.3: Dimensions des grilles.

Caractéristiques du dégrillage	Unité	Horizon
		2046
Débit de la station	m ³ /s	0.196
Grille grossière		
Epaisseur des barreaux	Cm	2
Espacement des barreaux	Cm	8
β	/	0.2
hmax	M	0.5
Perte de charge ΔH	M	0.01
Largeur du dégrilleur	M	0.936
Volume max	l/EH/j	1.875
Volume min	l/EH/j	1.5
Volume moyen	l/EH/j	1.687
Grille moyenne		
Epaisseur des barreaux	Cm	2
Espacement des barreaux	Cm	2
β	/	0.5
hmax	M	0.5
Perte de charge ΔH	M	0.07
Largeur du dégrilleur	M	1.498
Volume max (Vmax)	l/EH/j	7.5
Volume min Vmin	l/EH/j	6
Volume moyen Vmoy	l/EH/j	6.75

Dimensionnement du dessableur-déshuileur

Nous avons opté pour un dessableur-déshuileur de forme rectangulaire et qui sera dimensionné pour l'horizon 2046.

$$Sh = \frac{Q_{ptp}}{V_{asc}} = l \times L \dots \dots \dots (V. 7)$$

Tel que :

$$L = 2 \times l \dots \dots \dots (V. 8)$$

→ Sh=47 m²

Avec :

Sh : surface horizontale du dessableur-déshuileur (m²).

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (m³/h).

V_{asc} : vitesse ascensionnelle comprise entre : (10 < V_{asc} < 20 (m/h)) ; V_{asc} = 15 m/h

L : longueur du dessableur (m).

l : largeur du dessableur (m).

a) Volume du dessableur

$$V = Q_{ptp} * T_s \dots \dots \dots (V. 9)$$

On prend : T_s = 10 min .

→ V= 118.8 m³

b) La hauteur du dessableur

$$H = \frac{V}{Sh} = V_{asc} * T_s \dots \dots \dots (V. 10)$$

Avec :

H : hauteur du dessableur-déshuileur ; H = (1 – 2.5) m.

T_s : Temps de séjour (min).

→ H= 2.5 m

c) La largeur du dessableur

$$L = 2 \times l \dots \dots \dots (V. 11)$$

$$Sh = L \times l \dots \dots \dots (V. 12)$$

$$\rightarrow l = \left(\frac{Sh}{2} \right)^{1/2} \dots \dots \dots (V. 13)$$

→ l = 4.87 m

d) La longueur du dessableur

$$L = 2 \times l \dots \dots \dots (V. 14)$$

$$\rightarrow L = 9.74m$$

e) Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air/m³d'eau.

$$q_{air} = Q_{ptp} * V \dots \dots \dots (V. 15)$$

On prend :

$$V=1.5 \text{ m}^3 \text{ d'air} / \text{ m}^3 \text{ d'eau.}$$

$$\rightarrow q_{air} = 1058.4 \text{ m}^3 \text{ d'air} / h$$

f) Evaluation du volume de sable extrait

$$V \text{ (L/ E.H.an)} = 5 \text{ à } 12$$

$$\rightarrow V_{smin} = 522.07 \text{ L/ j}$$

$$\rightarrow V_{smax} = 1252.87 \text{ L/j}$$

g) Estimation de la quantité de graisses

La quantité de graisse par habitant et par an exprimée en L/j à la sortie de déssableur-déshuileur a une concentration de 50 g/l, soit un volume annuel de 15 L/hab.an.

$$\rightarrow V_g = 1566.08 \text{ L/j}$$

h) Calcul des quantités de matières éliminées par le dessableur

Le dessableur permet d'éliminer 70% de la matière minérale en suspension (MMS) et qui représente 30% de la matière en suspension (MES).

$$MES = 70\% \text{ MVS} + 30\% \text{ MMS} \dots \dots \dots (V. 16)$$

D'après les analyses des eaux usées la concentration des MES est de 492 mg/l.

On aura une charge de : MES= 2250 kg/j

- **Quantité de matière volatile en suspension MVS à l'entrée du déssableur**

$$MVSe = 70\% \text{ MES} \dots \dots \dots (V. 17)$$

$$\rightarrow MVSe = 1575 \text{ kg/j}$$

- **Quantité de MMS à l'entrée du déssableur**

$$MMS_e = 30\% \text{ MES} \dots \dots \dots (V. 18)$$

$$\rightarrow MMS_e = 675 \text{ Kg/j}$$

- **Quantité de MMS éliminée**

$$MMS_{\text{éliminée}} = 0.7 \text{ MMS} \dots \dots \dots (V. 19)$$

$$\rightarrow MMS_{\text{éliminée}} = 472.50 \text{ Kg/j}$$

- **Quantité de MMS à la sortie du déssableur**

$$MMS_s = MMS_e - MMS_{\text{éliminée}} \dots \dots \dots (V. 20)$$

$$\rightarrow MMS_s = 202.50 \text{ Kg/j}$$

- **Quantité de MES à la sortie du déssableur**

$$MES_s = MVSe + MMS_s \dots \dots \dots (V. 21)$$

$$\rightarrow MES_s = 1777.50 \text{ Kg/j}$$

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau V.4.

Tableau V.4 : Dimensions du dessableur-déshuileur

Paramètres	Unité	Horizons	
		2031	2046
Débit de pointe (Q _{ptp})	m ³ /j	/	0.196
Surface horizontale (S _ϕ)	m ²	/	48
Volume (V)	m ³	/	118.8
Longueur (l)	M	/	9.74v
Largeur (L)	M	/	4.87
Hauteur (H)	m	/	2.5
Temps de séjour (Ts)	Min	/	10
Debit d'air à injecter (q _{air})	m ³ d'air / h	/	1058.4
MMS totales	Kg/j	516.6	675
MMS éliminées	Kg/j	361.62	472.50
MMS restantes	Kg/j	154.98	202.50
MVS totals	Kg/j	1205.40	1575
MES à la sortie	Kg/j	1360.38	1777.50

Remarque

Les analyses des eaux usées de SIDI BOUBKEUR montrent que la concentration de l'azote Kjeldhal est de 99.5 mg/l et dépasse la norme de rejet, d'où la nécessité de prévoir un traitement adéquat permettant l'élimination de ce dernier.

Un traitement par voie biologique s'impose, pour assurer le processus de nitrification-dénitrification, et compte tenu de la mortalité des bactéries nitrifiantes, il est nécessaire d'appliquer une charge faible de manière à assurer le maintien de la biomasse nitrifiante.

Deux variantes seront étudiées, à savoir :

- Faible charge en bassin unique.
- Faible charge avec bassin d'anoxie en tête.

Traitement biologique

Etude de la variante à faible charge en bassin unique

Elle se caractérise par :

- Charge massique

$$0.1 < C_m < 0.2 \text{ Kg DBO}_5/\text{Kg MVS j}$$

On prendra : $C_m = 0.1 \text{ Kg DBO}_5/\text{KgMVj}$.

- Charge volumique

$$0.3 < C_v < 0.6 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$$

On prendra : $C_v = 0.3 \text{ Kg DBO}_5/\text{m}^3\text{j}$.

- Age des Boues : 10 à 30 jours.
- Une nitrification possible.

V.3.1.1 Horizon 2031

A. Dimensionnement du bassin d'aération

Le bassin d'aération dont on dispose a une forme rectangulaire des dimensions (L×l×H)

La concentration en DBO d'après les analyses des eaux usées est de

$[\text{DBO}_5] = 303 \text{ mg/l}$, on aura une charge de : $L_0 = 1060 \text{ Kg/j}$

1) Le volume de bassin d'aération

$$C_v = L_0/V \dots \dots \dots (V. 22)$$

Avec :

C_v : la charge volumique (kg DBO₅/ m³.j), on a pris $C_v = 0.3$ (kg DBO₅/ m³.j).

L_0 : La charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération : $L_0 = 1060 \text{ Kg/j}$.

Donc :

$$\rightarrow V = 3533 \text{ m}^3$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Pour une meilleure gestion et facilité d'entretien, on prévoit un système modulaire, c'est à dire deux bassins d'aérations de même volume et qui traite la totalité du débit.

$$\rightarrow Q_2 = Q_1 = 22222 \text{ m}^3$$

La hauteur de bassin est généralement prise entre 3 et 5m, Dans notre travail, on va la prendre 4m.

$$\rightarrow H = 4\text{m}$$

2) Surface horizontale du bassin

$$\rightarrow S_h = 884 \text{ m}^2$$

La surface de chaque sous bassin est de :

$$\rightarrow S_{h1} = S_{h2} = 442 \text{ m}^2$$

3) Calcul des côtés du bassin

$$L = 2 \times B \dots \dots \dots (V. 23)$$

$$S_h = L \times B \dots \dots \dots (V. 24)$$

$$B = \left(\frac{S_h}{2}\right)^2 \dots \dots \dots (V. 25)$$

$$\rightarrow B = 15\text{m}$$

$$\rightarrow L = 30 \text{ m}$$

Pour chaque bassin.

4) Calcul de la masse totale des boues dans le bassin (X_t)

Elle est donnée par la formule suivante :

$$X_t = \frac{L_o}{C_m} \dots \dots \dots (V. 26)$$

Avec :

C_m : Charge massique (kg DBO5/ kg MVS/j). $C_m = 0.1$ Kg DBO5/ kg MVS/j

L_0 : charge polluante à l'entrée du bassin (sans décantation primaire) (kg DBO5/j) ;

$L_0 = 1060$ kg/j

→ **62** = **6666666666**

5) Calcul de la concentration des boues dans le bassin

$$X_a = \frac{X_t}{V} \dots \dots \dots (V. 27)$$

Avec :

X_t : masse totale des boues dans le bassin (Kg) ;

V : Volume du bassin (m³) ;

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin (Kg/m³).

→ **$[X_a] = 3$ Kg/m³**

6) Calcul du temps de séjour

$$T_s = \frac{V}{Q} \dots \dots \dots (V. 28)$$

Avec :

Q : débit entrant à la station (m³/h).

V : volume du bassin (m³).

T_s : temps de séjour (h).

a) Pour le débit moyen horaire

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy. h}}} \dots \dots \dots (V. 29)$$

→ **$T_s = 24.2$ h**

b) Pour le débit de pointe

$$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} \dots \dots \dots (V. 30)$$

→ $T_s = 6.5 \text{ h}$

7) Calcul de la charge polluante à la sortie

La charge polluante à la sortie a une concentration conforme aux normes de rejets fixées à 30 mg/l de DBO5.

$$L_f = [\text{DBO}_5] f * Q_{\text{moy. j}} \dots \dots \dots (V. 31)$$

→ $L_f = 104. \text{ Kg/j}$

8) Calcul de la charge polluante éliminée

$$L_e = L_o - L_f \dots \dots \dots (V. 32)$$

Avec :

L_e : charge en DBO₅ éliminée

L_o : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération

L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

→ $L_e = 955.03 \text{ Kg/j}$

9) Le rendement épuratoire

$$\eta = \frac{L_o - L_f}{L_o} \dots \dots \dots (V. 33)$$

Avec :

L_o : Charge polluante en DBO₅ à l'entrée du bassin d'aération.

L_f : Charge polluante en DBO₅ à la sortie du bassin d'aération.

→ $\eta = 99.9\%$

B. Bilan de l'azote

1) La masse d'azote journalière à nitrifier

$$N_{nit} = N_{Kentrée} - N_{opr} - N_{osr} - N_{ass} - N_{NH4\text{ rejet...}} \text{ (V. 34)}$$

Avec :

$N_{Kentrée}$: masse d'azote Kjeldahl apporté par la brute (Kg/j).

N_{opr} : masse d'azote organique particulaire réfractaire (piégée dans les boues) (Kg/j) ;

$$N_{opr} = 2\% N_{K\text{ entrée.}}$$

N_{osr} : masse d'azote organique soluble réfractaire (rejeté) (Kg/j) : $N_{osr} = 2\% N_{K\text{ entrée.}}$

N_{ass} : masse d'azote assimilée par les bactéries ; $N_{kass} = 5\%$ du flux de DBO5 entrant (Kg/j).

$N_{NH4\text{ rejet}}$: masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée (Kg/j) ; avec

$$[NH_{4.résiduel}] = 1\text{mg/l.}$$

Pour l'horizon 2031, on a :

$N_{k\text{ entrée}} = 348\text{ Kg/j}$ (D'après les analyses des eaux usées [NTK] = 348 mg/l).

$$N_{opr} = 6.96\text{ Kg/j}$$

$$N_{osr} = 6.96\text{ Kg/j}$$

$$N_{ass} = 53\text{ Kg/j}$$

$$N_{NH_{4.résiduel}} = 13.13\text{ Kg/j.}$$

$$N_{nit} = 348 - 6.96 - 6.96 - 53 - 13.13$$

$$\rightarrow N_{nit} = 267.95\text{ Kg/ j}$$

2) La vitesse de nitrification en bassin unique

La vitesse de nitrification est donnée par la formule :

$$V_{nit} = 0.116 \times 1.06^{T-20} \times c_{v,N} \dots \dots \dots \text{ (V. 35)}$$

Avec :

V_{nit} : vitesse de nitrification (mg N/l.h).

$C_{V,N}$: charge volumique en NK (g d'azote Kjeldahl apporté /m³ de réacteur .jour).

$C_{V,N} = 196 \text{ g/m}^3 \text{ j.}$

$$V_{nit} = 0.116 \times 1.06^{T-20} \times 196$$

→ $V_{nit} = 22.74 \text{ mg N/l.h}$

La vitesse de dénitrification en bassin unique

$$V_{d\acute{e}ni} = 0.0072 \times 1.06^{T-20} \times C_{VD\text{CO}} \dots \dots \dots (V. 36)$$

Avec :

◆◆◆: charge volumique en DCO (g DCO apporté/m³ de réacteur .jour)

◆◆◆=1124.5 g DCO/ m³ j.

$$V_{\text{◆◆}} = 0.0072 \times 1.06^{T-20} \times 1124.5$$

→ $V_{\text{◆◆}} = 9 \text{ mg N/l.h}$

3) La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification

$$\text{Durée}_{O_2 \text{ mini}} = \frac{N_{nit} \times 1000}{V_{nit} \times V} \dots \dots \dots (V. 37)$$

Avec :

N_{nit} : masse d'azote journalière à nitrifier (kg/j).

V_{nit} : vitesse de nitrification en bassin unique (mg N/l.h).

V : volume du bassin d'aération (m³).

$$\text{Durée}_{O_2 \text{ mini}} = \frac{267.95 \times 1000}{17.52 \times 1767}$$

→ $\text{Durée}_{O_2 \text{ mini}} = 6.89 \text{ h/j}$

7) La masse totale d'azote nitrique formée

Masse totale d'azote nitrique formée : masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération à l'arrêt des aérateurs + masse d'azote nitrique rejetée

$$NO_{3nit} = NO_{3BA} + NO_{3rejet} \dots \dots \dots (V. 41)$$

$$NO_{3nit} = 230.91 + 17.50$$

$$\rightarrow \mathbf{248.41 \text{ kg}}$$

8) Le rendement d'élimination de l'azote

$$\eta_{Elim. N} = \frac{NO_{nit}}{NK_{entrée}} \dots \dots \dots (V. 42)$$

$$\rightarrow \mathbf{\eta = 71\%}$$

C. Besoins théoriques en oxygène

1) Besoin théorique en oxygène

Le calcul théorique de la consommation d'oxygène est donné par la formule suivante :

$$qO_2 = a' Le + b' Xt + 4.53 N - 2.86 c' N \dots \dots \dots (V. 43)$$

Avec :

Le : DB05 éliminée dans le bassin d'aération pendant la période considérée (Kg).

Xa : quantité de boues (MVS) présentes par jour dans le bassin d'aération (Kg)

a' : la fraction de pollution transformée 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 de la pollution. $0.48 < a' < 0.65$ / $a' = 0.60$

b' : coefficient cinétique de respiration endogène $0.07 < b' < 0.11$ / $b' = 0.07$.

4.53 : taux de conversion de l'azote ammoniacal en azote nitrique.

N : quantité d'azote à nitrifier pendant la période considérée.

2.86 : taux de conversion de l'azote nitrique en azote gazeux.

c' : fraction de l'oxygène des nitrates récupéré par dénitrification. en moyenne 70%.

Et donc, le besoin journalier en oxygène est de :

$$\rightarrow \text{qO}_2 = 2110.65 \text{ KgO}_2/\text{j}$$

2) La quantité d'oxygène horaire

$$qO_{2\ 24} = qO_2 / 24 \dots \dots \dots (V. 44)$$

$$\rightarrow \text{qO}_2 = 87.94 \text{ KgO}_2/\text{h}$$

3) La quantité d'oxygène nécessaire par m³ du bassin

$$qO_{2\ m^3} = \frac{qO_2}{V} \dots \dots \dots (V. 45)$$

Avec :

qO_2 : Besoin journalier en oxygène (Kg/j).

V : volume du bassin d'aération (m³).

$$\rightarrow \text{qO}_{2\ m^3} = \text{?} / \text{?}$$

4) Le besoin de pointe en oxygène

$$qO_{2\ \text{pte}} = \frac{a'Le}{Td} + \frac{b'Xt}{24} + \frac{4.53NTK}{Td} \dots \dots \dots (V. 46)$$

$$\rightarrow \text{qO}_{2\ \text{pte}} = \text{?} / \text{?}$$

5) Besoin réel en pointe en oxygène

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. Le passage des conditions théoriques aux conditions réelles s'effectue à l'aide des coefficients Correcteurs.

$$qO_2 \text{ réel} = \frac{qO_2}{\alpha\beta} \dots \dots \dots (V. 47)$$

Avec :

◆ 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.

$$\alpha = \frac{K_L \text{ eau propre}}{K_L \text{ eau usée}} = 0.8$$

Tel que :

$$\alpha, 0.8 \leq \alpha \leq 0.95$$

On prend :

$$\beta = 0.85$$

$$\rightarrow qO_2 \text{ réel} = 208.86 \text{ Kg } O_2 / \text{ h}$$

6) Caractéristique de l'aérateur

➤ **Calcul de la puissance de l'aération nécessaire (En)**

Les apports spécifiques des aérateurs de surface ont sauvent été compris entre 1et 2 Kg O₂/ h.

$$E_n = \frac{qO_2}{E_a} \dots \dots \dots (V. 48)$$

Avec :

q_{O_2} : besoin réel en oxygène de pointe

E_a : quantité d' O_2 Par unité de puissance.

On prend:

$q_{O_2} = 2 \text{ KgO}_2 / \text{ kwh}$

$\rightarrow q_{O_2} = 2 \text{ KgO}_2 / \text{ kwh}$

➤ **Puissance de brassage**

La puissance de brassage est donnée par la relation suivante :

$$E_b = S_h * P_a \dots \dots \dots (V. 49)$$

Avec :

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.

$\rightarrow P_a = 80 \text{ w/m}^2$

➤ **Calcul du nombre d'aérateur**

$$N_a = \frac{E_n}{E_b} \dots \dots \dots (V. 50)$$

$\rightarrow N_a = 2 \text{ aérateurs}$

D. Bilan des boues

1) Calcul de la quantité des boues en excès

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

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m \cdot L_e - bX_t - X_{eff} \dots \dots \dots (V. 51)$$

Avec :

X_{min} : boues minérales (30% MES)

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (30 à 35 % des MVS).

a_m : rendement cellulaire (g cellulaires formées /g DBO₅ éliminées, varie entre 0.55 et 0.65)

L_e : DBO₅ éliminée

b : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène,

on prend $b = b'/1.42 = 0.049$.

tel que b' : coefficient cinétique de respiration endogène.

X_t : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg).

X_{eff} : MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg / l).

Remarque

La divergence entre la prévision théorique et la production réelles a conduit à redéfinir d'autres modèles de calcul après validation sur terrain, nous citons : Modèle AGHTM ; Modèle CEMAGREF, Modèle CIRSEE.

La charge des MES à la sortie du Dessableur-Déshuileur est de : 1360.38 kg/j.

La charge de la DBO₅ éliminée est de : 955.03 kg/j

La masse totale de MVS dans le bassin est de : 10600 kg

$X_{min} = 408.11$ kg/j

$X_{dur} = 241.89$ kg/j

$a_m L_e = 573.018$ kg/j

$bX_t = 519.40$ kg/j

$X_{eff} = 104.97$ kg/j

$$\Delta X = 408.11 + 241.89 + 573.018 - 519.40 - 104.97$$

$$\rightarrow \Delta \diamond = 778.65 \text{ Kg/j}$$

2) Concentration de la boue en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots \dots \dots (V. 52)$$

Avec :

X_m : concentration de boues en excès (kg/m^3).

I_m : l'indice de Mohlman, il est compris entre 100 et 150 mg/l, on le prend égale à 125 mg/l. Cet indice appelé indice des boues traduit l'état d'hydratation des boues. Il permet de mettre en évidence, l'aptitude des boues à la décantation.

$$X_m = \frac{1200}{125}$$

→ $X_m = 9.6 \text{ Kg/m}^3$

3) Débit de boues en excès

La formule du débit est donnée par :

$$Q_b \text{ excès} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots \dots \dots (V. 53)$$

Avec :

ΔX : quantité de boues en excès (kg/j).

X_m : concentration des boues en excès (kg/m^3).

$Q_b \text{ excès}$: débit de boues en excès (m^3/j).

$$Q_b \text{ excès} = \frac{778.65}{9.6}$$

→ $Q_b \text{ excès} = 81.11 \text{ m}^3/\text{j}$

4) Débit spécifique par m^3 du bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} \dots \dots \dots (V. 54)$$

Avec :

ΔX : quantité de boues en excès (kg/j).

V : volume du bassin d'aération (m³).

$$q_{sp} = \frac{778.65}{1767}$$

$$\rightarrow q_{sp} = 0.44 \text{ kg/ m}^3 \text{ j}$$

5) Taux de recyclage

Il est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{[Xa]}{X_m - [Xa]} \dots \dots \dots (V. 55)$$

Tel que :

R : taux de recyclage(%)

[Xa] : concentration des boues dans le bassin = 3 Kg/m³.

$$R = \frac{3}{9.6 - 3} \times 100$$

$$\rightarrow R = 45.5 \%$$

6) Le débit des boues recirculées

$$Q_r = R * Q_{moy} \dots \dots \dots (V. 56)$$

Avec :

R : taux de recyclage (%).

Q_{moy} : débit moyen journalier (m³/j).

$$Q_r = 0.455 \times 3499$$

$$\rightarrow Q_r = 1592.05 \text{ m}^3/\text{j}$$

7) L'âge des boues

Il est donné par la formule suivante :

$$A_b = \frac{X_t}{\Delta X} \dots \dots \dots (V. 57)$$

Avec :

X_t : masse totale de MVS présente dans le bassin d'aération (kg).

ΔX : quantité de boues en excès (kg /j).

→ $A_b = 13.6$ jours

E. Clarificateur

Données de départ

Temps de séjour ; $T_s = 1.5$ heure.

Débit de pointe en temps de pluie ; $Q_{ptp} = 547.2$ m³/h.

1) Volume du clarificateur

$$V = Q_{ptp} \times T_s \dots \dots \dots (V. 58)$$

$$V = 547.2 \times 1.5$$

→ $V = 821$ m³

2) Hauteur du clarificateur

La hauteur du décanteur est : $H = (3 - 5)$ m.

On prend : $H = 4$ m.

3) Surface horizontale du clarificateur

$$S_h = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (V. 59)$$

$$Sh = \frac{821}{4}$$

→ Sh = 205.2m²

4) Diamètre du clarificateur

$$D = \frac{\sqrt{4 \times Sh}}{\pi} \dots \dots \dots (V. 60)$$

→ D = 16.2m.

5) Temps de séjour

$$Ts = \frac{V}{Q} \dots \dots \dots (V. 61)$$

- Pour le débit moyen horaire

$$Ts = \frac{821}{146}$$

→ Ts = 5.6 h

- Pour le débit de pointe en temps sec

$$Ts = \frac{821}{547}$$

→ Ts = 1.5 h

horizon 2046

La même méthodologie de calcul est utilisée pour l'horizon 2046 après calcul de la différence des débits et des charges.

$$Q_{\text{différence}} = Q_{2046} - Q_{2031} \dots \dots \dots (V. 62)$$

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

- Pour le débit moyen journalier

$$Q_{\text{moy.j}} = 4573 - 3499$$

$$\rightarrow Q_{\text{moy.j}} = 1074 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Pour le débit de pointe

$$Q_{\text{pt}} = 16934 - 13132$$

$$\rightarrow Q_{\text{pt}} = 3802 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau V.5 : Résultats du dimensionnement de l'unité du traitement biologique des horizons 2031 et 2046 de la variante faible charge en bassin unique.

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (extension)
Donnée de base			
Débit moyen journalier ($Q_{\text{moy.j}}$)	m^3/j	3499	1074
Débit moyen horaire ($Q_{\text{moy.h}}$)	m^3/h	146	44.75
Débit de pointe (Q_{pt})	m^3/j	13132	3802
Charge polluante à l'entrée L_0	Kg/j	1060	326
Charge polluante à la sortie L_f	Kg/j	104.97	32.22
Charge polluante éliminée L_e	Kg/j	955.03	293.78
MES à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	1360.38	417.12
MVS à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	1205.40	1575

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (extension)
Charge polluante en DCO	Kg/j	1987	610
Rendement de l'épuration (η)	%	90.1	90.1
Dimensionnement du bassin d'aération			
Nombre de bassins	/	2	1
Hauteur du bassin (H)	m	4	4
Volume du bassin (V)	m ³	1767	1087
Hauteur du bassin avec revanche (H+h)	m	4.8	4.8
Surface horizontale du bassin (Sh)	m ²	442	272
Largeur du bassin (B)	m	15	12
Longueur du bassin (L)	m	30	24
La masse totale des boues dans un bassin (Xt)	Kg/j	10600	3260
La concentration de boues dans un bassin (Xa)	Kg/m ³	3	3

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (extension)
Temps de séjour dans le bassin d'aération :	H		
• pour le débit moyen		24.2	24.4
• pour le débit de pointe		6.5	4
Bilan des boues			
Quantité des boues en excès (ΔX)	Kg/j	778.65	197.04
Concentration des boues en excès (X_m)	Kg/m ³	9.6	9.6
Débit de boues en excès (Q_b excès)	m ³ /j	81.11	20.52
Débit spécifique par m ³ du bassin (q_{sp})	Kg/ m ³ /j	0.44	0.18
Taux de recyclage (R)	%	45.5	45.5
Le débit de boues recyclé (Q_r)	m ³ /j	1590.5	488.2
Age des boues (A_b)	Jour	13.6	16.5
Bilan de l'azote			
La masse de l'azote Kjédhal dans l'effluent ($N_{k_{entrée}}$)	Kg/j	348	107
La masse d'azote à nitrifier (N_{nit})	Kg/j	267.95	77.47
La vitesse de nitrification en bassin unique (V_{nit})	mg N/l.h	22.74	11.42

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (extension)
La vitesse de dénitrification en bassin unique ($V_{\text{dénit}}$)	mg N/l.h	9	4.04
La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification	h/j	6.89	6.25
La durée journalière cumulée d'anoxie nécessaire à la dénitrification dans le bassin d'aération (t_{anox})	h/j	15.25	14.52
La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération ($\text{NO}_{3\text{BA}}$)	Kg/j	230.91	70
La masse d'azote nitrique rejetée ($\text{N-NO}_{3\text{rejet}}$)	Kg/j	17.50	5.37
La masse totale d'azote nitrique formée ($\text{NO}_{3\text{nit}}$)	Kg/j	248.41	75.37
Le rendement d'élimination de l'azote ($\eta_{\text{Elim. N}}$)	%	71	70.4
Les besoins en oxygène			

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (extension)
Besoins journalier en oxygène (qO_2)	KgO ₂ /j	2110.65	600.31
Besoins horaire en oxygène (qO_2_{24})	KgO ₂ /h	87.94	25.01
La quantité d'oxygène nécessaire par m ³ du bassin ($qO_2_{m^3}$)	KgO ₂ / m ³	1.19	0.55
Besoin de pointe en oxygène (qO_{2pte})	KgO ₂ /h	142.03	52.64
Besoin réel en pointe en oxygène	KgO ₂ /h	208.86	77.74
Caractéristiques de l'aérateur			
Puissance de l'aération (En)	KW	104.43	57.16
Puissance de brassage (E _b)	KW	35.36	21.76
Nombre d'aérateur	/	2	1
Caractéristiques du clarificateur			
Nombre de clarificateur	/	2	1
Surface horizontal (Sh)	m ²	102.6	101.3
Hauteur du clarificateur (H)	m	4	4
Volume du clarificateur (V)	m ³	410	405

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046 (extension)
Diamètre du clarificateur (D)	m	11.5	11.4
Temps de séjour pour le débit moyen horaire	h	5.6	9.1
pour le débit de pointe		1.5	9.05

Etude de la variante à faible charge avec bassin d'anoxie en tête

A. Bassin d'anoxie en tête

1) Volume du bassin d'anoxie

$$V_{BA} = T_p \times Q_{ptp} \dots \dots \dots (V. 63)$$

Avec :

V_{BA} : volume du bassin d'anoxie (m³).

T_p : temps de passage (h) ; $T_p = 2h$.

Q_{ptp} : débit de pointe en temps de pluie (m³/h).

$$\rightarrow V_{BA} = 1095 \text{ m}^3$$

2) Hauteur du bassin d'anoxie

La hauteur du bassin prise est : $H = 4 \text{ m}$.

On doit aussi prendre la hauteur h de revanche pour éviter un risque de débordement, elle doit être égale ou supérieure à 0.8.

Dans notre cas, on prend : $h = 0.8 \text{ m}$

$$\rightarrow H_{rev} = 4.8 \text{ m}$$

3) Surface horizontale du bassin d'anoxie

$$S_h = \frac{V_{ba}}{H_{ba}} \dots \dots \dots (V. 63)$$

$$\rightarrow S_h = 228.12 \text{ m}^2$$

4) Largeur du bassin d'anoxie

On opte pour un bassin d'anoxie rectangulaire de dimensions $H_{ba} \times L_{ba} \times B_{ba}$;

en tenant compte des relations de TABASSARAN

$$1 < \frac{L_{ba}}{H_{ba}} < 5 \dots \dots \dots (V. 64)$$

$$3 < H_{ba} < 5$$

On prend :

$$B_{ba}/H_{ba} = 4$$

$$\rightarrow L_{ba} = 19.2 \text{ m}$$

5) Longueur du bassin d'anoxie

$$L_{ba} = \frac{S_h}{B_{ba}} \dots \dots \dots (V.65)$$

$$\rightarrow L_{ba} = 11.88 \text{ m}$$

B. Bassin d'aération

1) Volume du bassin d'aération

Le volume de l'ensemble (bassin d'aération + bassin d'anoxie en tête) est égal au volume du bassin d'aération d'un bassin unique déterminé selon les calculs exposés dans la première variante (la variante à faible charge en bassin unique).

Donc, le volume est donné par :

$$V = V_1 - V_{ba} \dots \dots \dots (V.66)$$

Avec :

V : volume du bassin d'aération (m³).

V₁ : volume du bassin d'aération de la première variante (bassin unique) (m³).

V_{ba} : volume du bassin d'anoxie (m³).

$$\rightarrow V = 2439 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow L_{ba} = L_{ba} = L_{ba}$$

2) Hauteur du bassin d'aération

On prend une hauteur de 4 m et on ajoute une hauteur de revanche de 0.8 m pour éviter les risques de débordement.

3) Surface horizontale du bassin d'aération

$$S_h = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (V.67)$$

$$S_h = \frac{2439}{4.8}$$

$$\rightarrow S_{\text{a}} = 508.13 \text{ m}$$

$$\rightarrow S_{\text{a}} = S_{\text{a}} = 508.13 \text{ m}$$

4) Largeur du bassin d'aération

$$B = 4 \times H \dots \dots \dots (V. 68)$$

$$B = 4 \times 4.8$$

$$\rightarrow B = 19.2 \text{ m}$$

5) Longueur du bassin d'aération

$$L = \frac{S_{\text{h}}}{B} \dots \dots \dots (V. 69)$$

$$L_{\text{ba}} = \frac{254.17}{19.2}$$

$$\rightarrow L_{\text{ba}} = 13.23 \text{ m}$$

6) La masse totale des boues présente dans le bassin

$$X_{\text{t}} = \frac{L_0}{C_{\text{m}}} \dots \dots \dots (V. 70)$$

Avec

X_{t} : Masse totale des boues dans l'aérateur en (Kg)

C_{m} : Charge massique en (kg DBO5/ kg MVS.j).

On prend: $C_{\text{m}} = 0,12 \text{ Kg DBO5/Kg MVS.j}$.

L_0 : Charge polluante à l'entrée du l'aérateur (Kg DBO5/j).

$$\rightarrow X_{\text{t}} = 8833.34 \text{ kg}$$

7) La concentration des boues présente dans le bassin

$$X_{\text{a}} = \frac{X_{\text{t}}}{V} \dots \dots \dots (V. 71)$$

Avec :

X_t : masse totale des boues dans le bassin (Kg).

V : Volume du bassin (m^3).

$[X_a]$: concentration des boues dans le bassin (Kg/m^3).

$$\rightarrow [X_a] = 3.62 \text{ Kg/m}^3$$

8) Calcul du temps de séjour

$$T_s = \frac{V}{Q} \dots \dots \dots (V. 71)$$

Avec :

Q : débit entrant à la station (m^3/h).

V : volume du bassin (m^3).

T_s : temps de séjour (h).

- Pour le débit moyen horaire :

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{moy. h}} \dots \dots \dots (V. 72)$$

$$\rightarrow T_s = 16.71 \text{ h}$$

- Pour le débit de pointe :

$$T_s = \frac{V}{Q_{\text{ptp}} \dots \dots \dots (V. 73)$$

$$\rightarrow T_s = 4.5 \text{ h}$$

C. Bilan des boues

Les formules appliquées pour la première variante restent valables pour cette dernière, le calcul est le même, le résultat est présenté dans le tableau V.6.

D. Bilan de l'azote

Le même calcul se fait que pour la première variante sauf :

1) La vitesse de nitrification

La vitesse de nitrification est donnée par la formule :

$$V_{\text{nit}} = 0.128 \times 1.06^{T-20} \times C_{v,N} \dots \dots \dots (V. 74)$$

Avec :

V_{nit} : vitesse de nitrification (mg N/l.h).

$C_{v,N}$: charge volumique en NK (g d'azote Kjeldahl apporté /m³ de réacteur .jour) : $C_{v,N} = 142.68 \text{ g/m}^3 \text{ j.}$

$$V_{\text{nit}} = 0.128 \times 1.06^{T-20} \times 142.68$$

$$\rightarrow V_{\text{nit}} = 18.26 \text{ mg N/l.h}$$

2) La vitesse de dénitrification

Pour cette deuxième variante, on distinguera une nitrification dans le bassin d'anoxie et dans le bassin d'aération. On utilisera des vitesses spécifiques de dénitrification exprimées en mg N-NO₃/g MVS.h.

3) La vitesse de dénitrification dans le bassin d'anoxie

$$V_{\text{dénit.ZA } T} = V_{\text{dénit.ZA } 20} 1.06^{T-20} \dots \dots \dots (V. 75)$$

Avec :

$V_{\text{dénit.ZA.T}}$: Vitesse spécifique de dénitrification à la température T ;

$V_{\text{dénit.ZA.20}}$: Vitesse spécifique de dénitrification à 20°C, elle est égale à 3 mg N-NO₃/gMVS.h.

T : Température en °C. On a dans nos analyses T = 19.75°C.

$$\rightarrow V_{\text{dénit}} = 2.95 \text{ mg N/ l.h}$$

4) La vitesse de dénitrification dans le bassin d'aération

La vitesse de dénitrification dans le bassin d'aération considérée comme indépendante de la température et, qui, en l'absence de données plus précises sera estimée à 1,5 mg N-NO₃/g MVS.h.

5) La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification

$$\text{Durée}_{\text{O}_2 \text{ mini}} = \frac{\text{Nnit} \times 1000}{\text{Vnit} \times V} \dots \dots \dots (\text{V.76})$$

Avec :

Nnit : masse d'azote journalière à nitrifier (kg/j).

Vnit : vitesse de nitrification en bassin unique (mg N/l.h).

V : volume du bassin d'aération (m³).

$$\text{Durée}_{\text{O}_2 \text{ mini}} = \frac{267.95 \times 1000}{18.26 \times 2439}$$

→ ~~267.95~~ ~~1000~~ mini = 6.02 h/j

6) La masse d'azote dénitrifiée

➤ **Dans le bassin d'aération**

$$\text{NO}_{3\text{BA}} = \text{V}_{\text{dénit.BA}} \times [\text{MVS}] \times V \times t_{\text{anox}} \times 10^{-3}$$

Avec :

V_{dénit.BA} : vitesse de dénitrification dans le bassin d'aération (mg N-NO₃/g MVS.h).

V : volume du bassin d'aération (m³)

t_{anox} : durée journalière d'anoxie (h/j)

[MVS] : concentration en MVS dans le bassin d'aération.

Tel que :

$$[\text{MVS}] = \text{CMVS} / \text{Qm.j} \dots \dots \dots (\text{V.77})$$

C_{MVS} : La quantité des matières volatile en suspension à l'entrée de l'aérateur biologique en (Kg/j).

Q_{mj} : Débit moyen journalier en (m³/j).

→ [MVS] = 0.34 Kg/m³

$$Q_{NO_3} = 1.5 \times 2439 \times 0.34 \times 18.26 \times 10^{-3}$$

$$\rightarrow Q_{NO_3} = 176.6 \text{ kg/j}$$

➤ **La masse d'azote dénitrifiée dans la zone d'anoxie (NO₃ ZA)**

$$NO_{3\text{za}} = (Q_r + Q_c) \times NO_{3\text{rejet}} \dots \dots \dots (V. 78)$$

Avec :

Q_r : débit de recirculation du décanteur vers la zone d'anoxie ; le taux de recirculation des boues est de l'ordre de 100% par rapport au débit moyen journalier.

Q_c : débit de recirculation de la liqueur mixte du bassin d'aération vers le bassin d'anoxie ; le taux de recirculation est de 400% de débit moyen journalier.

NO_{3rejet} : concentration de l'azote à la sortie du bassin d'aération (kg/m³).

Tel que :

$$NO_{3\text{rejet}} = (NO_{\text{dénit}} - NO_{3\text{BA}}) / (Q_m + Q_r + Q_c) \dots \dots \dots (V. 79)$$

$$\rightarrow Q_{NO_3} = 250.18 \text{ kg/j}$$

7) La masse d'azote nitrique rejetée

$$NO_{3\text{rejet}} = [N-NO_3] \times 10^{-3} \times Q_{m,j} \dots \dots \dots (V. 80)$$

Avec :

Q_{m,j} : Débit moyen journalier en (m³/j) ;

[N-NO_{3rejet}]: La concentration en azote nitrique rejetée, on a une norme de [N-NO₃ rejet] = 5 mg/l.

$$NO_{3\text{rejet}} = 5 \times 10^{-3} \times 3499$$

$$\rightarrow Q_{NO_3} = 17.495 \text{ kg/j}$$

8) La masse totale d'azote nitrique formée

Masse totale d'azote nitrique formée : masse d'azote dénitrifiée dans la zone d'anoxie + masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération à l'arrêt des aérateurs + masse d'azote nitrique rejetée

$$NO_{3nit} = NO_{3BA} + NO_{3ZA} + NO_{3rejet} \dots \dots \dots (V. 81)$$

$$NO_{3nit} = 22.71 + 250.18 + 17.50$$

$$\rightarrow NO_{3nit} = 290.39 \text{ kg/j}$$

9) Le rendement d'élimination de l'azote

$$\eta_{\text{élim.N}} = \frac{NO_{3nit}}{NK_{\text{entrée}}} \times 100 \dots \dots \dots (V. 82)$$

$$\eta_{\text{élim.N}} = 83 \%$$

E. Les besoins en oxygène

Pour le calcul des besoins en oxygène on utilise les mêmes étapes que le cas d'un bassin unique.

Les résultats de calcul de la variante à faible charge avec bassin d'anoxie sont représentés dans le tableau V.6.

Tableau V.6 : Résultats du dimensionnement de l'unité du traitement biologique des horizons 2031 et 2046 de la variante faible charge avec bassin d'anoxie en tête.

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046(extension)
Donnée de base			
Débit moyen journalier (Qmoy.j)	m ³ /j	3499	1074

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046(extension)
Débit moyen horaire (Qmoy.h)	m ³ /h	146	44.75
Débit de pointe (Qtp)	m ³ /j	13132	3802
Charge polluante à l'entrée L _o	Kg/j	1060	326
Charge polluante à la sortie L _f	Kg/j	104.97	32.22
Charge polluante éliminée L _e	Kg/j	955.03	293.78
MES à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	1360.38	417.12
MVS à l'entrée de bassin d'aération	Kg/j	1205.40	1575
Charge polluante en DCO	Kg/j	1987	610
Rendement de l'épuration (η)	%	90.1	90.1
Dimensions du bassin d'anoxie			
Nombre de bassins	/	1	1
Hauteur du bassin (H)	m	4	4
Volume du bassin (V)	m ³	1095	540
Hauteur du bassin avec revanche (H+h)	m	4.8	4.8
Surface horizontale du bassin (Sh)	m ²	228.12	112.5
Largeur du bassin (B)	m	19.2	19.2

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046(extension)
Longueur du bassin (L)	m	11.88	5.86
Dimensionnement du bassin d'aération			
Nombre de bassins	/	2	1
Hauteur du bassin (H)	m	4	4
Volume du bassin (V)	m ³	1220	547
Hauteur du bassin avec revanche (H+h)	m	4.8	4.8
Surface horizontale du bassin (Sh)	m ²	254.17	113.96
Largeur du bassin (B)	m	19.2	19.2
Longueur du bassin (L)	m	13.23	6
La masse totale des boues dans un bassin (Xt)	Kg/j	8833.3	2716.6
La concentration de boues dans un bassin (Xa)	Kg/m ³	3.62	4.9
Temps de séjour dans le bassin d'aération : <ul style="list-style-type: none"> • pour le débit moyen • pour le débit de pointe 	H	16.71 4.5	12.22 2.02
Bilan des boues			
Quantité des boues en excès (ΔX)	Kg/j	865.202	223.619
Concentration des boues en excès (Xm)	Kg/m ³	9.23	9.23

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046(extension)
Débit de boues en excès (Qb excès)	m ³ /j	93.74	24.22
Débit spécifique par m ³ du bassin (qsp)	Kg/ m ³ /j	0.70	0.41
Taux de recyclage (R) : Du clarificateur vers le bassin d'anoxie	%	100	100
Du bassin d'aération vers le bassin d'anoxie		400	400
Age des boues (Ab)	Jour	10.20	12.15
Bilan de l'azote			
La masse de l'azote Kjedhal dans l'effluent (Nk _{entrée})	Kg/j	348	107
La masse d'azote à nitrifier(N _{nit})	Kg/j	267.95	77.47
La vitesse de nitrification en bassin d'aération (V _{nit})	mg N/l.h	18.26	25.04
La vitesse de dénitrification : Dans le bassin d'anoxie (V _{dénit.ZA.T})	mgN-NO ₃ /l.h	2.95	2.95
Dans le bassin d'aération (V _{dénit.BA})		1.5	1.5

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046(extension)
La durée journalière cumulée de présence d'oxygène nécessaire à la nitrification	h/j	6.802	5.65
La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'aération ($\text{NO}_{3\text{BA}}$)	Kg/j	22.71	9.88
La masse d'azote dénitrifiée dans le bassin d'anoxie ($\text{NO}_{3\text{BA ZA}}$)	Kg/j	250.18	73
La masse d'azote nitrique rejetée ($\text{N-NO}_3_{\text{rejet}}$)	Kg/j	17.50	5.37
La masse totale d'azote nitrique formée ($\text{NO}_{3\text{nit}}$)	Kg/j	290.39	88.25
Le rendement d'élimination de l'azote ($\eta_{\text{Elim. N}}$)	%	83	82.4
Les besoins en oxygène			
Besoins journalier en oxygène ($q\text{O}_2$)	KgO ₂ /j	1868.73	581.61
Besoins horaire en oxygène ($q\text{O}_2_{24}$)	KgO ₂ /h	77.86	24.23
La quantité d'oxygène nécessaire par m ³ du bassin ($q\text{O}_2_{\text{m}^3}$)	KgO ₂ / m ³	1.53	1.06

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizons	
		2031	2046(extension)
Besoin de pointe en oxygène (qO_{2pte})	KgO ₂ /h	137.43	42.08
Besoin réel en pointe en oxygène	KgO ₂ /h	202.10	61.88
Caractéristiques de l'aérateur			
Puissance de l'aération (En)	KW	101.05	57.16
Puissance de brassage (E _b)	KW	40.65	21.76
Nombre d'aérateur	/	2	1
Caractéristiques du clarificateur			
Nombre de clarificateur	/	2	1
Surface horizontale (Sh)	m ²	102.6	101.3
Hauteur du clarificateur (H)	m	4	4
Volume du clarificateur (V)	m ³	410	405
Diamètre du clarificateur (D)	m	11.5	11.4
Temps de séjour : pour le débit moyen horaire pour le débit de pointe	h	5.6	9.1
		1.5	9.05

Traitement tertiaire (la désinfection)

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, bactéries, virus et parasites ainsi que la majorité des germes banals moins résistants.

En outre c'est une post-oxydation, elle est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl_2 , le dioxyde de chlore ClO_2 , l'ozone O_3 et dans certain nombre de cas, par un procédé physique comme le rayonnement UV.

Pour des raisons économiques et de disponibilité, on réalise ce traitement par l'hypochlorite de sodium ($NaOCl$) aussi appelé eau de Javel.

Remarque

Le traitement tertiaire est le même pour les deux cas, à faible charge en bassin unique et avec bassin d'anoxie en tête.

V.4.1 Horizon 2031

A. La dose du chlore à injecter journallement (D_j)

La dose du chlore nécessaire dans les conditions normales pour un effluent traité est de 5 à 10 mg/l pour un temps de contact de 30 minutes.

On utilise une dose de 10 mg/l pendant un temps de contact de 30 mn.

$$D_j = Q_{m,j} \times [Cl_2] \dots \dots \dots (V. 83)$$

$$D_j = 3499 \times 0,01 = 34.99 \text{ Kg/j}$$

$$\rightarrow D_j = 43.99 \text{ Kg/j}$$

B. La quantité d'hypochlorite de sodium pouvant remplacer la quantité du chlore (M_{NaOCl})

On prend une solution d'hypochlorite à 20°

$$\left. \begin{array}{l} 1^\circ \text{ de chlorométrie} \rightarrow 3,17 \text{ g de } Cl_2 / 1 \text{ de } NaOCl \\ 20^\circ \text{ de chlorométrie} \rightarrow M_{NaOCl} \end{array} \right\}$$

$$M_{\text{NaOCl}} = (3,17 \times 20) / 1 = 63,4 \text{ g de Cl}_2/\text{l de NaOCl}$$

$$\rightarrow M_{\text{NaOCl}} = 63,4 \text{ g de Cl}_2/\text{l de NaOCl}$$

C. La quantité journalière d'hypochlorite de sodium ($Q_j \text{ NaOCl}$)

$$\begin{array}{l}
 1 \text{ m}^3 \text{ de NaOCl} \rightarrow 63,4 \text{ Kg de Cl}_2 \\
 Q_j \text{ NaOCl} \quad \quad \rightarrow 34,99 \text{ Kg} \\
 Q_j \text{ NaOCl} = 34,99 / 63,4 \Rightarrow 0,55 \text{ m}^3 \text{ NaOCl/j}
 \end{array}$$

$$\rightarrow Q_j \text{ NaOCl} = 0,55 \text{ m}^3 \text{ NaOCl/j}$$

D. La quantité annuelle d'hypochlorite de sodium

$$Q_a \text{ NaOCl} = Q_j \text{ NaOCl} \times 365 \dots \dots \dots (V. 84)$$

$$\rightarrow Q_a \text{ NaOCl} = 201,44 \text{ m}^3 \text{ NaOCl/an}$$

E. Dimensions du bassin de désinfection

On a :

$$Q_p = 547,16 \text{ m}^3/\text{h} \text{ (débit de pointe).}$$

$$T_c = 30 \text{ mn (temps de contact).}$$

Le bassin est de forme rectangulaire

➤ **Le volume du bassin (V)**

$$V = \frac{Q_p \times T_c}{60} \dots \dots \dots (V. 85)$$

$$V = \frac{547.16 \times 30}{60}$$

→ V = 274 m

➤ **La hauteur du bassin**

On fixe H = 4 m

➤ **La surface horizontale (S_h)**

$$S_h = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (V. 86)$$

$$S_h = \frac{274}{4}$$

→ S_h = 68.5 m²

➤ **La largeur et la longueur**

Notre bassin est de forme rectangulaire ; on prend :

$$L = 2 \times B \dots \dots \dots (V. 87)$$

Avec :

B : Largeur du bassin de désinfection.

L : Longueur de bassin de désinfection.

Donc, on aura :

$$B = \sqrt{S_h/2} \dots \dots \dots (V. 88)$$

$$B = \sqrt{68.5/2}$$

→ ? = ??

→ ? = ???

Horizon 2046

La même méthodologie de calcul est utilisée pour l'horizon 2046 après calcul de la différence des débits et des charges.

$$Q_{\text{extension}} = Q_{2046} - Q_{2031} \dots \dots \dots (V.89)$$

- Pour le débit moyen journalier

$$Q_{\text{moy.j}} = 4573 - 3499$$

$$\rightarrow Q_{\text{moy.j}} = 1074 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Pour le débit de pointe

$$Q_{\text{p}} = 16934 - 13132$$

$$\rightarrow Q_{\text{p}} = 3802 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau V.7 : Dimensionnement de l'unité de désinfection pour les horizons 2031 et 2046.

Désignation	Unité	Horizon	
		2031	2046
La dose du chlore à injecter journallement (Dj)	Kg/j	34.99	38.01
La quantité journalière d'hypochlorite de sodium (QjNaClO)	m ³ NaClO/j	0.55	0.6
la quantité annuelle d'hypochlorite de sodium (QaNaClO)	m ³ NaClO/an	201. 44	219

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Désignation	Unité	Horizon	
		2031	2046
Volume du bassin (V)	m ³	274	80
Hauteur du bassin (H)	m	4	4
Surface horizontale (S _h)	m ²	68.5	20
Largeur du bassin (B)	m	6	3.2
Longueur du bassin (L)	m	13	6.4

Traitement des boues

La station d'épuration produit en permanence des boues dont l'excès doit être évacué à intervalles réguliers pour garantir un bon fonctionnement du système.

En effet, l'extraction permet de maintenir une quantité de MES nécessaire et suffisante afin d'obtenir une qualité d'épuration optimale.

Pour ce qui concerne les boues provenant d'un traitement par boues activées à faible charge sont fortement minéralisées. Donc, il n'est pas nécessaire de les traiter dans les digesteurs, la filière choisie pour le traitement de ces boues est composée des étapes suivantes :

- L'épaississement
- Déshydratation mécanique (Lit de séchage).

L'épaississeur

a) Boues issus du décanteur secondaire

Les boues secondaires représentent les boues en excès

$$\Delta X_s = 778.65 \text{ kg/j}$$

La concentration des boues en excès X_m est de : 9.6 kg/m^3 .

b) Débit des boues en excès

$$Q_{b \text{ excès}} = \frac{\Delta X_s}{X_m} \dots \dots \dots (V. 90)$$

$$\rightarrow Q_{\text{excès}} = 81.11 \text{ m}^3/\text{j}$$

c) Volume de l'épaississeur

$$V = Q_{b \text{ excès}} \times T_s \dots \dots \dots (V. 91)$$

Avec :

$Q_{b \text{ excès}}$: débit des boues en excès issus du décanteur secondaire (m^3/j)

T_s : temps de séjour (j) ; égale à 2 jours.

→ $V = 163 \text{ m}^3$

d) La surface horizontale

$$S_h = \frac{V}{H} \dots \dots \dots (V. 92)$$

Avec :

V : volume de l'épaisseur (m^3)

H : hauteur de l'épaisseur (m) ; on prend $H = 3.5 \text{ m}$

$$S_h = \frac{163}{3.5}$$

→ $S_h = 46.6 \text{ m}^2$

e) Diamètre de l'épaisseur

$$D = \frac{\sqrt{4S_h}}{\pi} \dots \dots \dots (V. 93)$$

Avec :

S_h : surface horizontale de l'épaisseur (m^2).

$$D = \frac{\sqrt{186.4}}{\pi}$$

→ $D = 8 \text{ m}$

f) Débit des boues épaissies

$$Q_{be} = \frac{\Delta X_s}{C_{be}} \dots \dots \dots (V. 94)$$

Avec :

ΔX_s : boues secondaires en excès issus du décanteur secondaire (kg/j).

C_{be} : la concentration des boues après épaississement C_{be} est de : 80 à 100 g/l.

On prend : $C_{be} = 90 \text{ g/l}$.

$$Q_{be} = \frac{778.65}{90}$$

→ $Q_{be} = 8.65 \text{ m}^3/\text{j}$

Déshydrations des boues

Lit de séchage

a) Surface du lit de séchage

$$S_t = \frac{EH}{N} \dots \dots \dots (V. 95)$$

Avec :

St : surface totale de lit de séchage ;

N : présente l'équivalent habitent pour une surface minimale de 1 m², on le prend égale à 20 eq/hab/m².

EH : nombre d'équivalent habitant ; on a 38108 eq /hab.

→ $S_t = \frac{38108}{20} = 1906 \text{ m}^2$

On aura donc :

$$N_L = \frac{1906}{190}$$

Alors, nous proposons 10 lits de séchages ayant les dimensions suivantes :

L=19 m ; l=10 m ; H_t=0,8m.

Où :

H_t : Hauteur totale de lit de séchage

$$H_t = H_{GG} + H_{GF} + H_S + H_B \dots \dots \dots (V. 96)$$

Avec :

H_{GG} : Epaisseur de la couche gravier gros qui égale à 0.175m ;

H_{GF} : Epaisseur de la couche gravier fin qui égale à 0.075m ;

H_S : Epaisseur de la couche de sable en contact avec les boues qui égale à 0.15m ;

H_B : Epaisseur des boues épandues qui égale à 0.4 m.

Donc :

→ **H_t=0.8m**

b) Calcul de volume total de lit de séchage (V)

$$V = S_t \cdot H_t \dots \dots \dots (V. 97)$$

Avec:

V : Volume de lit de séchage

S_t : Surface totale de lit de séchage

H_t : Hauteur totale de lit de séchage.

Donc :

$$V = 1906 \cdot 0.8 = 1524.8 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow V = 1524.8 \text{ m}^3$$

c) Calcul de volume total des boues épandues sur le lit de séchage

$$V_B = S_t \cdot H_B \dots \dots \dots (V. 98)$$

Avec:

V_B : Volume des boues épandues.

S_t : Surface totale de lit de séchage.

H_B : Epaisseur des boues épandues.

Donc :

$$V_B = 5150 \cdot 0,4$$

$$\rightarrow V_B = 2060 \text{ m}^3$$

Les résultats de dimensionnement sont reportés dans le tableau V.8.

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.8 : Dimensionnement de l'épaisseur et lit de séchage pour la variante faible charge en bassin unique.

Désignations	Unité	Horizons	
		2031	2046
Dimensions de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur secondaire	Kg/j	778.65	197.04
Le débit total de boues issues du décanteur secondaire	m ³ /j	81.11	20.53
Hauteur	m	3.5	3.5
Surface horizontale	m ²	46.6	11.73
Volume	m ³	163	41.06
Diamètre	m	8	4
Lits de séchage			
Nombre d'équivalent habitant	Eq/hab	/	38108
Surface horizontale totale de lit	m ²	/	1906
Nombre de lits de séchage	-	/	10
Longueur d'un lit de séchage	m	/	19
Largeur d'un lit de séchage	m	/	10
Hauteur d'un lit de séchage	m	/	0.8
Volume total des lits de séchage	m ³	/	1524.8
Volume des boues épandues sur les lits	m ³	/	762.4

Chapitre V : Dimensionnement de la station d'épuration

Tableau V.9 : Dimensionnement de l'épaisseur et lit de séchage pour la variante faible charge avec bassin d'anoxie en tête.

Désignations	Unité	Horizons	
		2031	2046
Dimensions de l'épaisseur			
Boues issues du décanteur secondaire	Kg/j	865.252	223.619
Le débit total de boues issues du décanteur secondaire	m ³ /j	93.74	24.22
Hauteur	m	3.5	3.5
Surface horizontale	m ²	53.57	13.84
Volume	m ³	187.48	48.44
Diamètre	m	8	4
Lits de séchage			
Nombre d'équivalent habitant	Eq/hab	/	38108
Surface horizontale totale de lit	m ²	/	1906
Nombre de lits de séchage	-	/	10
Longueur d'un lit de séchage	m	/	19
Largeur d'un lit de séchage	m	/	10
Hauteur d'un lit de séchage	m	/	0.8
Volume total des lits de séchage	m ³	/	1524.8
Volume des boues épandues sur les lits	m ³	/	762.4

V.6 Conclusion

Dans ce chapitre il a été procédé au dimensionnement des ouvrages constituant la station d'épuration par boues activées à savoir : prétraitement, traitement secondaire, traitement complémentaire et traitement des boues, avec deux configurations différentes.

La première variante « Faible charge en bassin unique » présente un rendement d'élimination de l'azote de 71%, il atteint 83 % en présence d'un bassin d'anoxie en tête du bassin d'aération, le rendement d'épuration est le même pour les deux variantes et est de 90.1%.

On en conclut que pour les eaux usées de SIDI BOUBKEUR, les boues activées fonctionnant à faible charge avec ou sans bassin d'anoxie, assurent une nitrification et une dénitrification très poussées, de ce fait une étude économique devra être réalisé afin de pouvoir choisir la variante à retenir.

Chapitre VI

Aspect économique

Chapitre VI : Aspect économique

Introduction

Ce chapitre vise à évaluer l'aspect économique des deux variantes proposées par la démarche « entreprise », qui estime le coût des ouvrages à partir de leurs composantes élémentaires (Béton, acier, excavation, ...) (OLIVIER, 2006). Il a pour objectif, en plus de l'aspect technique, de déterminer la variante à retenir pour le projet de la station d'épuration de SIDI BOUBKEUR.

Cette méthode est détaillée et précise mais les ajustements des prix au fil des temps sont très difficiles, de ce faire, uniquement l'horizon 2031 fera l'objet de l'étude économique.

Coût du projet

L'estimation du coût d'une station d'épuration passe par la détermination des coûts de l'investissement et du fonctionnement.

Coût de l'investissement

Il comprend le coût de :

- Travaux de réalisation génie civil (Terrassement, ouvrages en béton).
- Equipements hydromécaniques, électriques et électromécaniques.
- Voirie et réseaux divers.

Coût de fonctionnement

- Coût de fonctionnement.
- Coût de renouvellement du matériel électrique.
- Frais financier et de la main d'œuvre.

Coût de la première variante « Faible charge en bassin unique »

Coût d'investissement

Coût de terrassement

La détermination des volumes de déblai, remblai et des terres transportées requièrent l'étude géotechnique.

Pour le site de la station d'épuration projetée de SIDI BOUBKEUR , les sondages carottés de 10.0 m de profondeur ont permis d'établir une coupe lithologique présentée dans l'Annexe N°1 .

Chapitre VI : Aspect économique

Le volume de terrassement est donc :

$$V = H \times S_{hi} \dots\dots\dots(VI.1)$$

Tel que :

H : profondeur de la fouille y compris décapage de la terre végétal (m).

S_{hi} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré (m^2).

Le coût de l'excavation diffère d'une formation à une autre, et est représenté dans le tableau suivant :

Le tableau VI.1 présente le prix du terrassement suivant les différentes formations.

Tableau VI.1 : Prix du terrassement suivant les différentes formations.

Formations	Prix du mètre cube (DA)
Terre végétale	400
Encroutement sableux jaunâtre	550
Sable marneux jaunâtre à verdâtre	700
Sable graveleux rougeâtre	950

SOURCE : BUREAU D ETUDES TECHNIQUES « PYRAMIDES»,2016.

Donc :

$$C_t = P_u \times V \dots\dots\dots(VI.2)$$

Où :

C_t : Coût du terrassement de l'ouvrage considéré (DA).

P_u : Prix unitaire du mètre cube de terrassement (DA).

V : Volume à terrasser de l'ouvrage considéré (m^3).

Les résultats des coûts de terrassement des ouvrages sont représentés dans le tableau VI.2.

Chapitre VI : Aspect économique

Tableau VI.2 : Coût du terrassement des différents ouvrages.

Ouvrages	Nombre	Volume (m ³)	Coût (DA)
Dégrilleur	02	2.4	960
Déssableur-Déshuileur	01	47.43	18972
Bassin d'aération	02	884	353600
Décanteur secondaire	02	205.2	82080
Bassin de désinfection	01	68.5	27400
Epaississeur	01	48.6	19400
Lit de séchage	10	2000	800000

Le coût total de terrassement sera donc :

$$\rightarrow C_p = 2\ 022\ 022\ 202\ 2A$$

Coût du béton

1. Béton de propreté

$$C_{bp} = P_u (e_p \times S_{h_i}) \dots\dots\dots(VI.3)$$

Tel que :

e_p : Épaisseur du béton de propreté (cm).

S_{h_i} : Surface horizontale de l'ouvrage considéré + 10cm de débordé de chaque côté (m²).

P_u : Prix unitaire du mètre cube du béton de propreté (DA).

2. Béton armé :

$$C_{ba} = P_u \times V_{ba}$$

Avec :

V_{ba} : Volume du béton armé de l'ouvrage considéré (m³).

P_u : Prix unitaire du mètre cube du béton armé (DA).

Le volume du béton armé de l'ouvrage :

$$V_{ba} = V_{br} + V_{bm}$$

Tel que :

Chapitre VI : Aspect économique

V_{br} : Volume du béton pour le radier de l'ouvrage considéré.

V_{bm} : Volume du béton du mur pour l'ouvrage considéré.

$$V_{bm} = e_m \times P \times H$$

$$V_{br} = e_r \times S_h$$

Avec :

e_m : Épaisseur du mure de l'ouvrage (cm) ; $e_m=0,15$ à $0,4$ m on prend $e_m=0,2$ m.

e_r : Épaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r=0,3$ à $0,4$ m on prend $e_r=0,3$ m.

Le prix du mètre cube du béton armé dosé a 350 kg/m^3 avec sa main est estimé à 35000 DA/m^3 .

Le prix du mètre cube du béton de propreté dosé a 150 kg/m^3 avec sa main est estimé à 10000 DA/m^3 .

SOURCE : BUREAU D ETUDES TECHNIQUES « PYRAMIDES », 2016.

Le tableau VI.3 présente le coût du béton armé de chaque ouvrage.

Tableau VI.3 : Le coût du béton armé de chaque ouvrage.

Ouvrages	Nombre	Volume $V_e \text{ (m}^3\text{)}$	Coût (DA)	Volume V_e	Coût (DA)	Coût total (DA)
Dégrilleur	2	0,32	3 200,00	0,636	22 260,00	25 460,00
Dessableur- déshuileur	1	4,783	47 830,00	28,969	1 013 915,00	1 061 745,00
Bassin d'aération	2	88,48	884 800,00	305,4	10 689 000,00	11 573 800,00
Décanteur secondaire	2	20,812	208 120,00	146,774	5 137 090,00	5 345 210,00
Bassin de désinfection	1	6,89	68 900,00	50,95	1 783 250,00	1 852 150,00
Epaississeur	1	4,88	48 800,00	32,171	1 125 985,00	1 174 785,00
Lit de séchage	10	200,4	2 004 000,00	156	5 460 000,00	7 464 000,00

Chapitre VI : Aspect économique

Le coût total du béton est de : **28 497 150,00 DA**

Le coût total du génie civil est :

→ ~~28 497 150,00~~ **29 799 562,00 DA**

Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil, donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \times C_{gc}$$

→ **C_{VRD} = 7 449 890,50 DA**

Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques

$$C_{eq} = 40\% C_{gc} + C_{VRD}$$

→ ~~28 497 150,00~~ **2 979 956,20 DA**

Coût total des investissements de la station

$$C_{ti} = C_{gc} + C_{VRD} + C_{eq}$$

→ ~~28 497 150,00~~ **40 229 408,70 DA**

Coût de fonctionnement

Le coût de main d'œuvre

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

$$C_{mo} = 0,05 \times C_{ti}$$

→ ~~28 497 150,00~~ **2 011 470,44 DA**

Coût de l'énergie (consommation électrique)

$$C_e = Q \times P_u \times E_c$$

Avec :

Q : débit annuel d'eau traité en l'an (m³/j).

P_u : Prix unitaire du KWh (DA) = 4.18 DA (Source : SONALGAZ - Unité de SAIDA).

Chapitre VI : Aspect économique

E_c : Énergie totale consommée (KWh) ; E_c est estimé à 1, 7 KWh/m³.

$$\rightarrow C_e = 9\,075\,321,31 \text{ DA}$$

Le coût des réactifs chimiques

Le prix de m³ de chlore est de 12412, 27 DA/m³ (Source : ONA- unité de SAIDA)

La masse annuelle est de $M_a = 34.99 \times 365 = 12771.35 \text{ kg /an}$

Le coût annuel est de :

$$\rightarrow C_{ch} = 12412,27 \times 12771,35 = 158\,547\,044,44 \text{ DA}$$

Le coût de renouvellement du matériel électromécanique

$$C_{rm} = 0.05 \times C_{ti}$$

$$\rightarrow C_{rm} = 2\,011\,470,44 \text{ DA}$$

Le coût des frais financiers

$$C_{ff} = 0.05 \times C_{ti}$$

$$\rightarrow C_{ff} = 2\,011\,470,44 \text{ DA}$$

Le coût de fonctionnement total

$$C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{ch} + C_{rm} + C_{ff}$$

$$\rightarrow C_{ft} = 152\,682\,37,31 \text{ DA}$$

Calcul du coût de l'amortissement

Le volume d'eau traitée par an pour l'horizon 2031 est de : 1277135 m³/an.

Le coût d'amortissement annuel est de :

$$C_{aa} = \frac{C_{ti}}{t}$$

t : durée d'amortissement ; t = 15 ans.

$$\rightarrow C_{aa} = 2\,681\,960,58 \text{ DA}$$

Chapitre VI : Aspect économique

Coût total de la station

$$C_{tst} = C_{aa} + C_{ft}$$

$$\rightarrow C_{tst} = 17\,950\,197,89 \text{ DA}$$

Le coût du mètre cube d'eau épurée

$$C_e = \frac{C_{tst}}{V_a}$$

$$\rightarrow C_e = 14,06 \text{ DA}$$

Coût du mètre cube d'eau sans frais d'amortissement

$$C_e' = \frac{C_{ft} + C_{ti}}{V_a}$$

$$\rightarrow C_e' = 43,45 \text{ DA}$$

Les résultats de la variante faible charge en bassin unique sont présentées dans le tableau VI.4

Chapitre VI : Aspect économique

Tableau VI.4 : Résultats de la variante faible charge en bassin unique.

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	1302412,00
Coût total du béton	DA	28 497 150,00
Coût totale du génie civil	DA	29 799 562,00
Coût des VRD	DA	7 449 890,50
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	2 979 956,20
Coût total des investissements de la station	DA	40 229 408,70
Coût de fonctionnement		
Le coût demain d'œuvre	DA	2 011 470,44
Le coût de l'énergie	DA/an	9075321,31
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	158504,69
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	2 011 470,44
Le coût des frais financiers	DA	2 011 470,44
Le coût de fonctionnement total	DA	15268237,31
Calcul du coût de l'amortissement	DA	2 681 960,58
Le coût total de la station	DA	17 950 197,89
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	14,06
Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement	DA	43,45
Total	DA	55 497 646,01

Chapitre VI : Aspect économique

Coût de la variante à faible charge en bassin d'anoxie en tête

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau VI.5.

Tableau VI.5 : Résultats de la variante faible charge avec d'anoxie en tête.

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	1 393
Coût total du béton	DA	29 166 847,00
Coût totale du génie civil	DA	30 560
Coût des VRD	DA	7 640 126,75
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	15 280 253,50
Coût total des investissements de la station	DA	53 480 887,25
Coût de fonctionnement		
Le coût demain d'œuvre	DA	2 674 044,36
Le coût de l'énergie	DA/an	9075321,31
Le coût des réactifs chimiques	DA/an	158504.69
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	2 674 044,36
Le coût des frais financiers	DA	2 674 044,36
Le coût de fonctionnement total	DA	17 255 959,09
Calcul du coût de l'amortissement	DA	3 565 392,48
Le coût total de la station	DA	17 950 197,89
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	16,30
Le coût du m ³ d'eau sans les frais d'amortissement	DA	55.38
Total	DA	70 736 846,34

Conclusion

L'estimation du coût de projet pour les deux variantes montre que la variante faible charge en bassin unique est la meilleure sur le plan économique, en effet le prix du mètre cube de l'eau épurée revient à 14.06 DA alors que pour la variante bassin d'anoxie en tête, il est de 16.30 DA. En combinant l'aspect économique avec la technique, on conclut que la mise en place d'une filière comportant un bassin d'anoxie, plus compliquée et plus coûteuse paraît peu recommandable pour traiter des eaux usées domestiques sauf dans le cas où l'élimination de l'azote ne peut se faire correctement dans le bassin d'aération, et donc le procédé par Boues activée « Faible charge en bassin unique » sera retenu pour traiter les eaux résiduaires de la ville de SIDI BOUBKEUR.

Chapitre VII

Calcul hydraulique

Chapitre VII : Calcul hydraulique

tfuVII.1 Introduction

Ce chapitre aura pour objectif de procéder au calcul des ouvrages assurant la circulation de l'eau dans la station dépuratoire d'un bassin à un autre. Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites reliant les ouvrages pour le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

VII. 2 Calcul des caractéristiques de la conduite d'amenée

On calcule le diamètre de l'émissaire qui véhiculera le débit d'eau total

$$Q_{ptp} = 0.196 \text{ m}^3/\text{s} \quad I = 0.5\%$$

D'après l'abaque de Bazin (Annexes 02 et 03) :

$$\rightarrow D_e = 500 \text{ mm}$$

Le débit et la vitesse en plein section, d'après l'abaque de Bazin :

$$\rightarrow Q_{ps} = 0.260 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\rightarrow V_{ps} = 1.33 \text{ m/s}$$

Les paramètres hydrauliques :

$$\rightarrow r_Q = Q/Q_{pl} = 0.753$$

$$\rightarrow r_V = V/V_{pl} = 1.097$$

$$\rightarrow r_H = H_e/D_e = 0.643$$

$$\rightarrow H = 321 \text{ mm}$$

Calcul des caractéristiques de la conduite de refoulement

Diamètre de la conduite

Il est donné par la **formule de Bonin** :

$$D_{eco} = \sqrt[5]{Q_{ptp} \dots \dots \dots} \text{ (VII. 1)}$$

$$D_{eco} = \sqrt[5]{0.196}$$

$$\rightarrow D_{eco} = 440 \text{ mm}$$

$$\rightarrow D_{so} = 400 \text{ mm}$$

Chapitre VII : Calcul hydraulique

Vitesse de l'écoulement

Elle est calculée par la formule suivante :

$$V = \frac{4 \times Q_{ptp}}{\pi \times D_{eco}^2} \dots \dots \dots (VII. 2)$$

$$V = \frac{4 \times 0.196}{\pi \times 0.5^2}$$

$$\rightarrow V = 2.5 \text{ m/s}$$

Hauteur manométrique de la pompe

La hauteur manométrique est donné par :

$$HMT = H_g + \Delta H + P_{exh} \dots \dots \dots (VII. 3)$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique entre les deux niveaux d'aspiration et de refoulement (m),

$$H_g = 6.23 \text{ m}$$

ΔH : Les pertes de charges totale, tel que : $\Delta H = \Delta H_{lin} + \Delta H_{sin}$

→ ΔH_{lin} : Pertes de charge linéaire.

→ ΔH_{sin} : Pertes de charge singulière ; $\Delta H_{sin} = 0.05 \Delta H_{lin}$.

P_{exh} : pression à l'exhaure, $P_{exh} = (1:1,5) \text{ m}$, on prend $P_{exh} = 1 \text{ m}$.

L'expression de la perte de charge de linéaire de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} \dots \dots \dots (VII. 4)$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge.

Chapitre VII : Calcul hydraulique

Q : débit pompé, $Q = 0.196 \text{ m}^3/\text{s}$.

L : longueur de la conduite, $L = 31.03 \text{ m}$

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite.

Les valeurs K, β , m sont présentés dans le tableau VII.1.

Tableau VII.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
Amiante	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001051	4,774	1,77

On choisit comme matériau des conduites du Polychlorure de Vinyle étant donné qu'il présente les avantages suivant :

- Le PVC résiste mieux à l'usure, aux intempéries et aux autres agents agressifs
- Le PVC est aussi résistant aux flammes.
- Le PVC ne permet aucun développement bactériologique sur sa surface.
- Le PVC est léger et très facile à installer, et il est facilement malléable.
- Il est disponible en plusieurs couleurs

$$\rightarrow \Delta H = 0.0498 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{HMT} = 7.28 \text{ m}$$

Critères de choix des pompes

- 1- Elles doivent assurer HC et Q cal.
- 2- Meilleur rendement.
- 3- Cambrement faible, poids faibles.
- 4- Vitesse de rotation forte.
- 5- Anti-cavitationnel.
- 6- P_{abs} minimale.
- 7- Répond à la construction la plus économique du bâtiment

Chapitre VII : Calcul hydraulique

A l'aide du logiciel KSB easy selecte V6.9, et d'après la HMT et le débit pompé, on opte pour une pompe Amarex KRT K 250-370/206XG-S plus une de secours de type submersible (pompe immergée).

Les différents paramètres et caractéristiques de la pompe sont représentés dans les annexes 4, 5 et 6

VII.4 Dimensionnement du poste de relevage

VII.4.1 Volume de la bache d'aspiration

$$V = \frac{Q_{\text{ptp}} \times T}{4(N - 1)} \dots \dots \dots \text{(VII. 5)}$$

Avec :

Q_{ptp} : Débit totale pompé (m^3/min).

T : durée du cycle de la pompe, T = 10 min.

N : nombre de pompes.

$$V = \frac{11.76 \times 10}{4(2 - 1)}$$

$$\rightarrow V = 29.4 \text{ m}^3$$

On prend la hauteur de la bache d'aspiration $h = 3\text{m}$.

Donc :

$$S = \frac{V}{h} = L \times B \dots \dots \dots \text{(VII. 6)}$$

Et :

$$L = 2 \times B \dots \dots \dots \text{(VII. 7)}$$

$$S = 29.4 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow S = 29.4 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow L = 12 \text{ m}$$

$$\rightarrow B = 6 \text{ m}$$

Chapitre VII : Calcul hydraulique

Le tableau VII.2 présente les dimensions de la bêche d'aspiration.

Tableau VII.2 : Dimensions de la bêche d'aspiration

Désignation	Volume (V)	Hauteur (H)	Surface (S)	Longueur (L)	Largeur (B)
Unités	m ³	m	m ²	m	m
Valeur	29.4	3	9.8	5	2.5

Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseigne sur la position de la ligne de charge.

Les cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantations sont représentées dans le tableau VII.3.

Tableau VII.3 : Cotes terrain naturel d'implantation des différents ouvrages.

Désignation	Cote du terrain naturel CTN(m)
Dégrillage	522.15
Dessablage-déshuilage	522.12
Bassin d'aération	521.56
Clarificateur	520.96
Bassin de désinfection	520.18

Dimensionnement des conduites reliant les ouvrages

$$\Delta H = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots \dots \dots (VII. 8)$$

Avec :

K : coefficient de perte de charge, K= 0.001051.

Q : débit en m³/s.

L : longueur de la conduite (m).

D : diamètre de la conduite (mm).

Chapitre VII : Calcul hydraulique

β : coefficient dépendant du régime d'écoulement, $\beta = 1.77$.

m : coefficient dépendant du type de matériau de la conduite, $m = 4.774$.

C_{pA} : Côte du plan d'eau au point A(m).

C_{pB} : Côte du plan d'eau au point B(m).

a) Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages

Les longueurs des conduites sont calculées à partir du plan de masse de la station d'épuration et pour tous nos calculs on utilisera les longueurs équivalentes pour tenir compte des pertes de charges singulières tel que :

$$L_{eq} = 1.05 \times L_{réelle} \dots \dots \dots (VII. 9)$$

Tableau VII.4 : Longueurs des conduites entre les ouvrages de la Station.

Désignation	Lréelle (m)	Léquivalente (m)
Dégrilleur- Dessableur/ Déshuileur	2	2.1
Dessableur/ Déshuileur – Bassin d'aération	6	6.3
Bassin d'aération – Clarificateur	30	31.5
Clarificateur- Bassin de désinfection	26	27.3

b) Diamètre

$$D(m) = \sqrt[m]{\frac{K \times L \times Q^\beta}{C_{pA} - C_{pB}}} \dots \dots \dots (VII. 10)$$

Chapitre VII : Calcul hydraulique

c) Calcul des cotes piézométriques des différents ouvrages

D'après l'équation de BERNOULLI, on a :

$$\frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots \text{(VII. 11)}$$

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).

$\frac{V_1^2}{2g}$ $\frac{V_2^2}{2g}$: 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).

Les variations de vitesses étant très faible, on aura :

$$\frac{P_1}{W} + Z_1 = \frac{P_2}{W} + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots \text{(VII. 12)}$$

On pose :

$$\frac{P_1}{W} = H_1 ; \frac{P_2}{W} = H_2 \dots \dots \dots \text{(VII. 13)}$$

Donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots \text{(VII. 14)}$$

$C_{p1} = H_1 + Z_1$: Cote piézométrique au point 1.

$C_{p2} = H_2 + Z_2$: Cote piézométrique au point 2.

→ $C_{p1}' = C_{p2} + H_{1-2}$

Les résultats du calcul sont présentés dans le tableau VII.5.

Chapitre VII : Calcul hydraulique

Tableau VII.5 : Récapitulatif des résultats de profil hydraulique.

Désignation	Cote terrain naturel (m)	Cote du radier (m)	Plan d'eau (m)	Cote piézométrique (m)	Longueur de la conduite (m)	Perte de charge (m)	Diamètre de la conduite (mm)
Dégrilleur	522.15	523.72	1	524.72	2.1	0.85	200
Degraisieur-déssableur	522.12	521.37	2.5	523.87			
Bassin d'aération	521.56	518.08	4.8	522.85	31.5	1.126	400
Clarificateur	520.96	517,75	4	521.76			
Bassin de désinfection	520.18	516.5	4	520.50	27.3	1.258	400

VII.6 Conclusion

Au terme de ce chapitre il a été procédé à un calcul hydraulique de la station d'épuration de SIDI BOUBKEUR. Ce calcul consiste au dimensionnement des différentes conduites qui relient les ouvrages, à la détermination des côtes radier et des côtes piézométriques afin d'élaborer le profil hydraulique qui est présenté dans la planche N004.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au terme de ce travail, on conclut que l'installation d'une unité d'épuration des eaux usées s'avère nécessaire pour la région de SIDI BOUBKEUR, qui connaît un problème de pollution pathogène hydrique due aux déversements des eaux insalubres directement dans le milieu naturel. Cette station assurera la protection de la santé humaine contre les maladies à transmission hydrique et contribuera à la protection de l'environnement et des nappes phréatiques.

Il ressort de cette étude que la ville de SIDI BOUBKEUR située à l'Ouest Algérien présente un climat semi-aride caractérisé par des hivers froids et des étés très chauds. La topographie présente essentiellement des plaines d'effondrement séparées par des collines et des monts. La défectuosité du réseau d'assainissement (sous dimensionnement, colmatage des regards et des conduites) accentue le problème de pollution dans la ville.

Les analyses des eaux usées confirment l'absence d'unité industrielle importante, en effet les valeurs moyennes enregistrées en DBO5, DCO et MES mettent en exergue la prédominance domestique, le rapport DCO/ DBO5 étant égale à 2 montre la possibilité de la biodégradation, une pollution azotée est enregistrée du fait de la valeur élevée de l'azote Kjeldhal qui atteint 99.5 mg/l.

Le choix donc du procédé revient à la composition des eaux usées et à leurs caractéristiques physico-chimiques qui pour le cas de la ville de SIDI BOUBKEUR est un procédé par boues activées à savoir faible charge en bassin unique et faible charge avec bassin d'anoxie en tête du bassin d'aération.

La première variante « Faible charge en bassin unique » présente un rendement d'élimination de l'azote de 71%, il atteint 83 % en présence d'un bassin d'anoxie en tête du bassin d'aération, le rendement d'épuration est le même pour les deux variantes et est de 90.1%.

Le coût du mètre cube d'eau épurée est de 14.06 DA pour la première variante et de 16.30 DA pour la deuxième, on en conclut que la mise en place d'une filière comportant un bassin d'anoxie, plus compliquée et plus coûteuse paraît peu recommandable pour traiter des eaux usées domestiques sauf dans le cas où l'élimination de l'azote c'est-à-dire la nitrification-dénitrification ne peut se faire correctement dans le bassin d'aération.

C'est donc un grand espoir que nous portons pour la réalisation de cette station et dont le présent travail servira de document d'inspiration.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- Abdelaziz Bencherki, réalisation d'une carte de vulnérabilité des nappes phréatiques de la région de SAIDA, en ALGERIE, avec l'aide des systèmes d'information géographique, faculté des études supérieures et de la recherche, Université de Moncton Décembre 2008.
- Abdelkader Gaid, Epuration biologique des eaux usées urbaines, tome 1 et 2 OPU, Alger, 1987.
- Abderrezzak Boudjema, hydrogéologie vulnérabilité et modélisation de la nappe du Mio Pliocène d'El OUTAYA (Biskra, Sud est algérien), Université Aboubekr Belkaid Tlemcen 2015.
- AERM, Procédés d'épuration des petites collectivités du bassin Rhin-Meuse, Juillet 2007.
- Alain Liénard, déshydratation des boues par lit de séchage planté de roseaux, IRSTEA, édition 1999.
- Alexander Cros et al, étude de l'assainissement des effluents d'une filature, Université de Limoges, 2010.
- Antoine-Georges Sadawski, cultures libres, traitement des eaux usées, Avril, 2003.
Antoine-Georges Sadawski, méthode de calcul d'une filière de traitement par boues activées très faible charge, laboratoire SHU ENGEES, Mars, 2002.
- Badra Attaoui, Etat de la vulnérabilité à la pollution des eaux des grands réservoirs d'eaux souterraines de la région de ANNABA-EL TARF et identification des sites d'enfouissement de déchets, Université Badji Mokhtar ANNABA , 2014.
- Bengouka Fatima, épurations des eaux usées, Université de Ouajda, 2010.
- Catherine Boutin et Olivier Caquel, ouvrages de traitement par disques biologiques, Partenariat 2013-2015 Domaine eau et aménagements urbains Avril 2016.
- Catherine Boutin et Alain Héduit, Technologies d'épuration en vue d'une réutilisation des eaux usées traitées, partenariat Onema-Cemagref ,2008.
- Catherine Boutin et al, Filière de traitement des eaux usées par Boues Activées (BA), Cemagref, 2011.
- Clément Mathieu et Françoise Pieltain, analyse des sols : méthodes chimique choisies Edition TEC & DOC Lavoisier, 2003.
- CODE DE L'eau Algérien (JO/ N°60 du 04 septembre 2005).
- Conseil général du Bas Rhin Traitement des boues d'épuration sur lits plantés de roseaux BILAN 2009.
- DEGREMONT ,Mémento technique de l'eau, Tome I et II, édition du

Références bibliographiques

cinquantenaire, Paris, 1978.

- Francis Edeline, l'épuration biologique de l'eau, 5^{ème} édition. Lavoisier TEC & DOC, 1996.
- Franck Rejsek, Analyse des eaux : Aspects réglementaires et techniques, Décembre, 2002.
- Françoise Breton, Canalisation ; choisir un matériau adapté aux contraintes, l'eau l'industrie les nuisances, Août 2014.
- Gaëlle Deronzier et al, Traitements du phosphore dans les petites stations d'épurations à boues activées, FNDAE N° 29, Cemagref Antony ,2002.
- Gaëlle Deronzier et al, Traitement de l'azote dans les stations d'épuration biologique des petites collectivités, FNDAE N° 25, Cemagref Antony ,2001.
- Girault Romain et al, Déshydratation mécanique des boues d'épurations, office national de l'eau et des milieux aquatiques, 2014.
- Grosclaude, L'eau, tome 1 : Milieu naturel et maîtrise, 1999.
- Hachour. S et al, évaluation de la qualité physicochimique et bactériologique des eaux usées brutes et épurées de la ville d'OUARGLA et de leur possibilité valorisation en irrigation, Université de BISKRA, 2014.
- Hannachi .A et al, Gestion et valorisation des eaux usées en ALGERIE, Université Ferhat-Abbas, 2014.
- Hatem Dhaouadi, Les procédés biologiques d'épuration, Université de Tunis, 2008.
- Hazourli et al, Caractérisation de la pollution des eaux résiduaires de la zone industrielle d'EL-HADJAR(ANNABA) Université BADJI MOKHTAR ANNABA, 2007.
- Hina Derave Maobe, Contribution à la gestion durable et de valorisation des boues de vidange dans la ville de Fada N'Gourma au Burkina Faso, Institut international d'ingénierie de l'eau et de l'environnement, BURKINA FASO, 2009.
- Jean Figarella et al, MICROBIOLOGIE, 2001.
- Jean-Marc Berland et Catherine Juery, Les procédés membranaires pour le traitement de l'eau, FNDAE N°14, 2002.
- Jean Rodier et al, L'analyse de l'eau, Edition 1996, 2005 et 2009.
- Jérémy Olivier études des filtres à bandes pour la déshydratation mécanique des boues résiduaires urbaines, Université de PAU et des pays de l'Adour, 2003.
- Joseph et Rakha Pronost, Stations d'épurations : dispositions constructives pour améliorer leur fonctionnement et faciliter leur exploitation, office international de l'eau CNFME, 2002.

Références bibliographiques

- Kacimi Souad, étude sur la fermentation mécanique des boues activée de la station d'épuration de Bourmedes, 2012.
- Kessira Mohamed, Valorisation des eaux usées épurées en irrigation, Synthèse Internationale du Projet sécurité d'utilisation des eaux usées en agriculture, Juin 2013.
- Ladjel et Boucharef, Exploitation d'une station d'épuration à boue activée niveau 02. Centre de formation et métier de l'assainissement, CFMA-Boumerdes, 2006.
- Magali Casellas, Mise en œuvre, modélisation, optimisation et contrôle d'un procédé discontinu séquentiel, Université de Limoges 2002.
- Marc Satin et al, Guide technique de l'assainissement, édition Le moniteur 1999.
- Mohamed Ouadou, Conception et dimensionnement d'un système d'épuration par lagunage naturel et lagunage aéré, Centre de formation aux métiers de l'assainissement, ONA 2011.
- Nathalie Hyvrard et al, Dysfonctionnement biologique des stations d'épuration Cemagref, FNDA N° 33, Lyon, 2005.
- Office international de l'eau, Les procédés extensifs d'épuration des eaux usées, adaptés aux petites et moyennes collectivités, 2001.
- OLARD et al, L'eau source d'énergie, supplément technique du magazine eau service n° 39 - Juillet 2014.
- Olivier Alexandre, Méthodologie et analyse du coût d'investissement et d'exploitation par unité fonctionnelle STRASBOURG 2006.
- Olivier Alexandre et al, Filières d'épuration adaptées aux petites collectivités, FNDAE N°22, Cemagref Lyon 1998.
- Ouafae El Hachimi, Traitement des eaux usées par lagunage naturel en milieu désertique (oasis de Figuig), performances épuratoires et aspect phytoplanctonique, université de Mohamed Premier (OUAJDA), 2012.
- Philippe Duchène, Elimination de l'azote dans les stations d'épurations des petites collectivités FNDA N° 10, Cemagref Paris, 1990.
- Philippe Duchène, Le lagunage naturel les leçons tirées de 15 ans de pratique en France, Cemagref, 1997.
- Rouissat Bouchrit, La gestion des ressources en eau en Algérie situation, défis et apport de l'approche systémique, Université de Tlemcen, 2010.

Références bibliographiques

- Roula Salaheddine, Caractérisation physico-chimiques et valorisation des boues résiduaires urbaines pour la confection de substrats de culture en pépinière hors-sol, Université de Batna, 2002.
- Sarr Awa, Mécanismes d'élimination de l'azote et du phosphore dans les eaux usées domestiques traitées par lagunage sous climat sahélien - Possibilités et limites de leur réutilisation comme fertilisants en agriculture urbaine à Ouagadougou, Université d'Ouagadougou, 2005.
- Taradat et Henry, Chimie Des Eaux, 2ème Edition, Les éditions du griffon d'Argile, 1992.
- Tfyeché Lyes, Suivi de la qualité physico-chimique et bactériologique des eaux usées d'OUARGLA au cours de leur traitement, Université d'OUARGLA, 2014.
- V. Pierzo et J.-M. Delattre, Agence de l'Eau Artois-Picardie, état de l'art sur l'efficacité des traitements tertiaires de désinfection des eaux résiduaires, mars 2000.
- Vérification et Validation de l'Adéquation & de l'Efficacité de l'Exploitation des Projets STEP - Liban, Maroc et Tunisie MAROC Gestion Intégrée Durable de l'Eau 2014.
- WAEL ABAAKI, Approche expérimentale de l'influence des massifs filtrant vis à vis des performances épuratoires des eaux usées domestiques et industrielles épurées par le procédé d'infiltration percolation d'un rejet de la ville d'ANZA MARCO, faculté des sciences d'Agadir MAROC 2012.
- Zoé Alamy et al, Réglementation des rejets urbains, département environnement et risque, édition 1990.
- Zohra Belmokhtar station d'ARZEW, Diagnostique des équipements de la nouvelle station d'épuration de la raffinerie d'ARZEW (zone 27), Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf USTO-MB 2014.

Références sitographiques

- **Stabilisation des boues** : www.cd2e.com/node/286, consulté le **10/07/2016**.
- **Désinfection des eaux usées** : www.mddelcc.gouv.qc.ca/eau/eaux-usées/désinfection.htm décembre 2015, consulté le 06/06/2016.
- **Station d'épuration unique au monde** : www.nasa.gov/mission_pages/station/behindscenes/waterrecycler.html, consulté le 07/03/2016.
- **Station d'Honfleur** : www.apralechabot.fr/wpcontent/uploads/2013/06/jardins-de-Honfleur.pdf, consulté le **18/04/2016**.

Références bibliographiques

- **Station d'épuration de Lorient** : www.assainissement-eau.lorient.over-blog.com/article-2eme-etape-du-pretraitement-le-dessablage-deshuilage-38506451.html, consulté le **06/06/2016**.
- **Systèmes d'aération** : www.degremont.fr/fr/savoir-faire/eaux-municipales/eaux-usees/regulation-aeration-sequencee-boues-actives-greenbass, consulté le **19/05/2016**.
- **Prix construction** : www.algerie.prix-construction.info, consulté le **07/07/2016**.
- **Station d'épuration unique au monde** : www.rtflash.fr/carismo-station-d-epuration-qui-devient-centrale-electrique/article, consulté le **26/04/2016**.
- **Méthanisation du biogaz** : ww.notre-planete.info/écologie/déchets/methanisation-biogaz.php, consulté le **29/05/2016**.
- **Dimensionnement d'une filière d'épuration par boues activées** : hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0405/beiere/4/html/binome1/modelpcd.htm, consulté le **10/02/2016**.
- **Valorisation de la boue résiduaires urbaines** : www.mapaq.gouv.qc.ca/fr/Productions/Agroenvironnement/bonnespratiques/fertilisants/Pages/eauxusees.aspx, consulté le **22/02/2016**.
- **Analyse de l'eau** www.oieau.fr/ReFEA/fiches/AnalyseEau/Physico_chimie_PresGen.htm, consulté le **28/04/2016**.
- www.ec.gc.ca/lcpe-cepa/default.asp?lang=Fr&n=0DA2924D-1, consulté le **24/06/2016**.
- **Paramètres bactériologiques des eaux usées** : www.cosmovisions.com/protozoaires.htm, consulté le **06/06/2016**.
- **Evacuation des eaux usées** : www.lacledestravaux.fr/plomberie/evacuation-des-eaux-usees-tout-ce-quil-faut-savoir, consulté le **17/03/2016**.
- **Aspect économique des stations d'épuration** : www.books.google.fr/books?id=UjtQD94a8nAC&pg=PA59&lpg=PA59&dq=volume+de+terrassment+du+bassin+d%27a%C3%A9ration&source=bl&ots=TNTQmxdyjc&sig=TDs6q2j3WhkeB3jCT7El8gOd0NQ&hl=fr&sa=X&ved=0ahUKEwiZyKy8oPbNAhVHMh oKHQoqB9EQ6AEINzAD#v=onepage&q=volume%20de%20terrassment%20du%20bassin%20d'a%C3%A9ration&f=false, consulté le **22/03/2016**.
- www.actuenvironnement.com/ae/dictionnaire_environnement/definition/norme.php4, consulté le **19/07/2016**.

Références bibliographiques

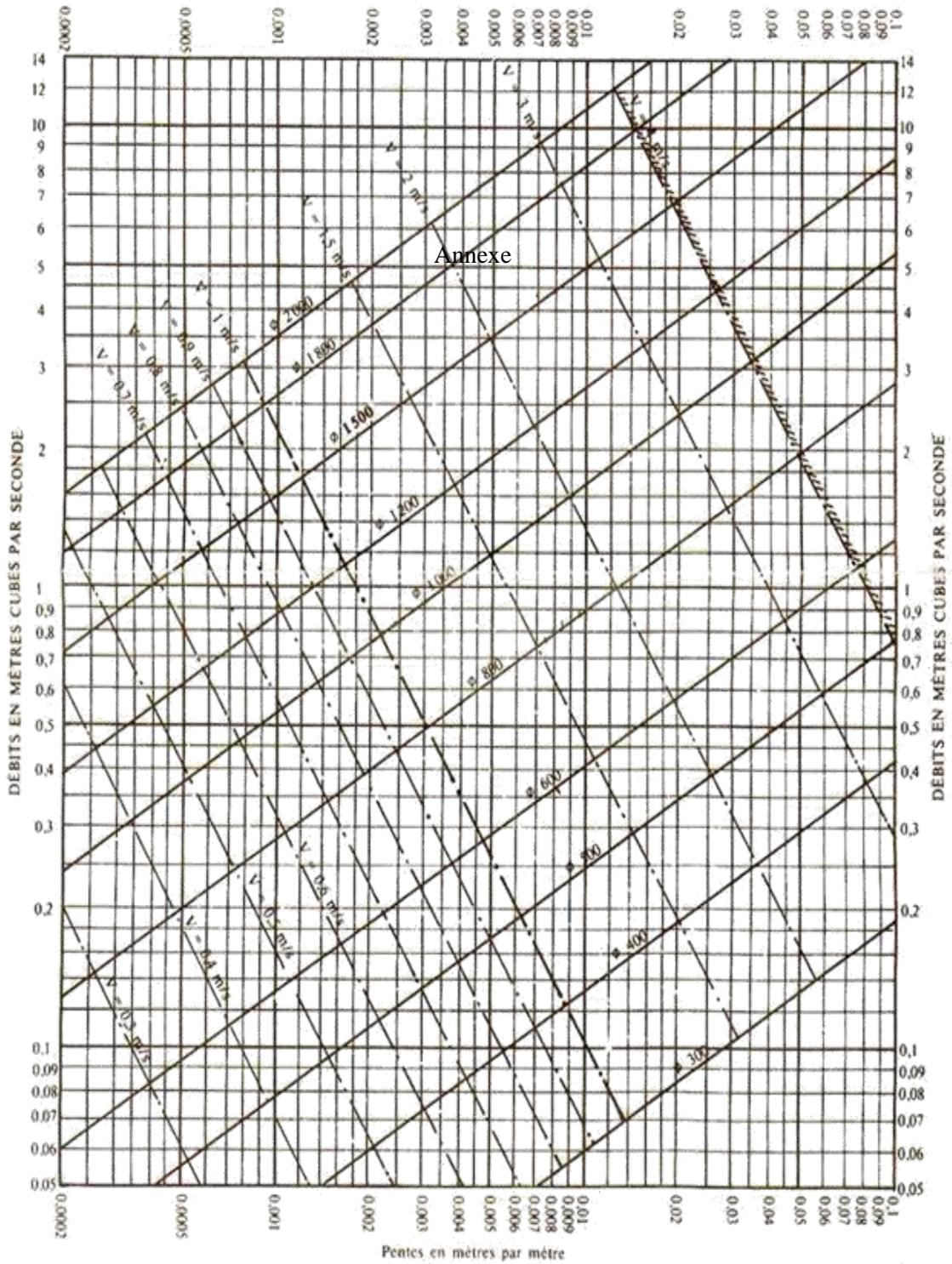
- **Prétraitement des eaux usées** : www.ec-eau.com/traitement_eaux_pre-traitement-des-eaux-usees-traitement-des-boues-et-eaux-usees-industrielles_pre-traitement-des-eaux-usees.phtml, consulté le 06/06/2016.
- **Elimination de l'azote** : www.uved-ensil.unilim.fr/co/Denitrification.html, consulté le 02/04/2016.
- **Bassin d'anoxie** : www.hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/dimensionnement-des-bassins-zone-anoxie-et-aeration, consulté le 03/05/2016.
- **Dimensionnement d'une station d'épuration** : www.hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/calculs-complementaires, consulté le 11/03/2016.
- **Dégazeur** : www.hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/dimensionnement-du-degazeur, consulté le 15/07/2016.
- **Lit de séchage planté de roseaux** : www.epnac.irstea.fr/boues-d-epuration/lits-de-sechage-plantes-de-roseaux, consulté le 14/05/2016.
- **Evaluation des coûts d'exploitation et d'investissement des petites stations d'épuration** : www.set-revue.fr/methodologie-devaluation-des-couts-dinvestissement-et-dexploitation-des-petites-stations-depuration, consulté le 06/06/2016.
- www.delafleur.com/blog/?p=1304, consulté le 18/03/2016.
- www.hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0506/bei/bei_ere/5/html/pdf/pompe.pdf, consulté le 07/05/2016.
- **Disque biologique** : www.neve.fr/actu/assainissement-autonome-bases-vie-solution-adaptee, consulté le 27/06/2016.
- **Réacteur biologiques** : www.suezwaterhandbook.fr/procedes-et-technologies/procedes-biologiques/procedes-a-cultures-libres/reacteurs-biologiques-sequentiels, consulté le 06/06/2016.
- **Stations de pompage** : www.fr.scribd.com/doc/119326485/57388044-Cours-Sur-Les-Stations-de-Pompage, consulté le 28/06/2016.
- J.M.ZINSALO Note de cours, pompes et stations de pompage, université d'ABOMEY CALAVI <http://fr.slideshare.net/jozinz/pompes-et-stationsdepompage>, consulté le 19/04/2016.
- **Clarificateur** : www.uved-ensil.unilim.fr/co/Clarification_1.html, consulté le 27/03/2016.
- **Epaisseur** : www.aaqua.be/fr/technologie/produit/flottation-pour-boues-activ%C3%A9es, consulté le 06/06/2016.

Références bibliographiques

- **Décanteuse centrifugeuse** : www.genie-alimentaire.com/spip.php?article122, consulté le **05/07/2016**.
- **Classification des procédés de traitements par Boues Activées** : www.aquadoc.fr/article.php3?id_article=351, consulté le **05/05/2016**.
- **Système Densadeg** : [Suez- Environnement.fr /procédé-Densadeg](http://Suez-Environnement.fr/procédé-Densadeg). consulté le **15/07/2016**.

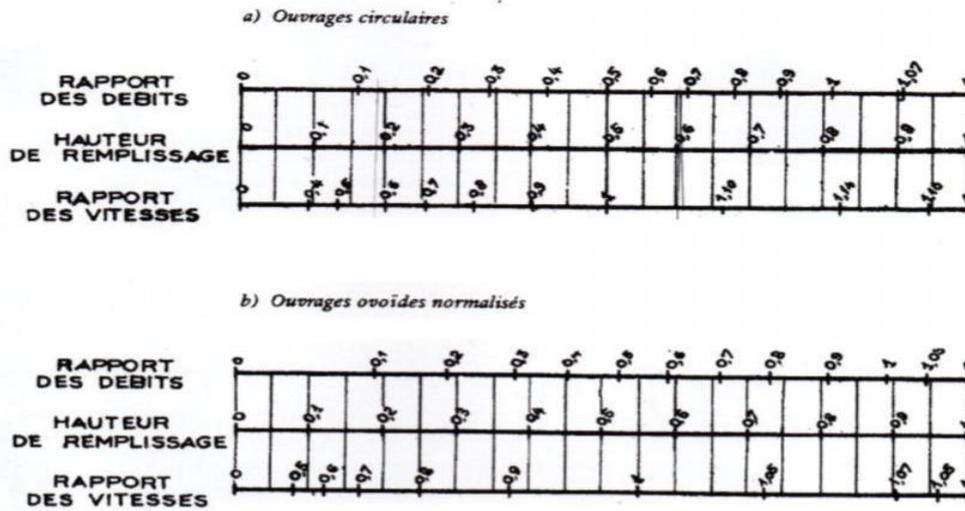
ANNEXES

ANNEXE 2 : Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif (Canalisations circulaires)



ANNEXE 3 :

Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après Formule de Bazin)



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 04 :

Caractéristiques de la pompe

Type de pompes Amarex KRT K 250-370/206XG-S

Caractéristiques techniques

Débit	608	m ³ /h	Fluide	
Hauteur mano.	7,28	m	Densité	0,99819 kg/dm ³
Vitesse de fonctionnement	960	1/min	Viscosité	1,0004 mm ² /s
Puissance absorbée	16,1	kW	Température	20 °C
Rendement	74,6	%		
NPSH requis de la pompe	2,53	m		
Hauteur manométrique H(Q=0)	15,4	m		
Plage d'utilisation	Hauteur mano.	Débit		
	De	12,4 m	210 m ³ /h	
	A	1,88 m	820 m ³ /h	

Type de construction

Constructeur	KSB	Type de roue	Roues multicanales	
Type de construction	Pompe submersible		Fermé	
Gamme	Amarex KRT K	Diamètre de roue	324	mm
Taille	250-370		Maxi.	370 mm
Nombre d'étages	1		Min.	300 mm
Numéro de courbe	K41815/2	Passage libre	85	mm

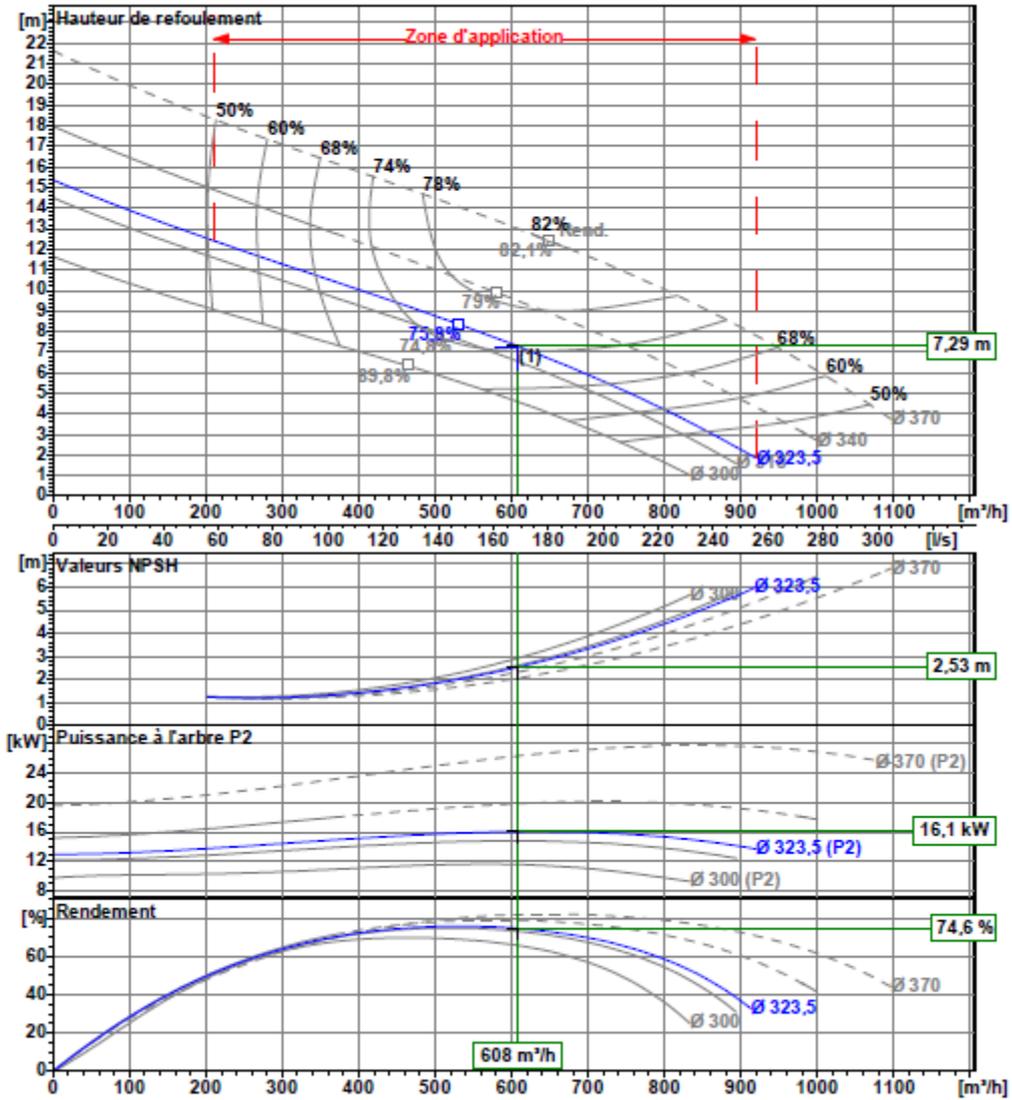
Paliers	Paliers à roulement		
Nombre de paliers	2		
Lubrification	Lubrification à la graisse, lubrifié à vie		
Tubulure d'aspiration	Pression nom.	---	
	Diamètre nom. de conduite	DN 250	
	Normalisé	---	
Tubulure de refoulement	Pression nom.	PN 10	
	Diamètre nom. de conduite	DN 250	
	Normalisé	EN 1092-2	
Tubulure d'aspiration : pompe, tubulure de refoulement : coude à bride			

ANNEXE 05 :

Courbes caractéristiques de la pompe

Type de pompes

Amarex KRT K 250-370/206XG-S



ANNEXE 06 :

Dimensions de la pompe

