

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTÈRE 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: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**CONCEPTIODE LA STATION D'EPURATION PAR
LAGUNAGE NATUREL DE LA VILLE DE BIR NAAM
(W.BISKRA)**

PRESENTÉ PAR:

M^r : GUENI SOFIANE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r : D. KAHLERRAS	M.C.B	Président
M ^r : A. HEBBOUCHE	M.A.A	Examinateur
M ^{me} : L. KADI	M.A.A	Examinateur
M ^{me} : C. SALHI	M.A.A	Examinateur
M ^{me} : TAFAT	M.A.A	Promotrice

Juin - 2017

Remerciements

*Je remercie tous mes proches qui m'ont donné le courage et la patience pour terminer ce modeste travail et particulièrement **mes très chers parents**, qui ont toujours été là pour moi.*

Ce travail n'aurait jamais vu la lumière sans la contribution efficace de tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin, par leur appui en acquisition de documents et de matériels nécessaires, en accès à l'information ou par leurs soutien moral et encouragements. A tous, je suis redevable et reconnaissant.

Je remercie ma promotrice Madame L.TAFAT pour son soutien, ses encouragements et conseils et ainsi que sa disponibilité.

Je remercie aussi tous mes enseignants qui m'ont formé pour arriver à ce niveau-là.

*Je tiens à remercier **le président et les membres du jury** qui me font l'honneur de juger mon travail.*

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو إنشاء محطة تطهير لمياه الصرف لمدينة بئر النعام الواقعة في ولاية بسكرة من أجل حماية الوسط البيئي والصحة العمومية ضد كل تلوث و إمكانية استعمال المياه المطهرة في الفلاحة.

المحطة سوف تصفي المياه القادمة من بلدية بئر النعام و لهذا اقترحنا محطة تصفية بالأحواض الطبيعية لأن هذه التقنية حققت نتائج جد مرضية مقابل مبلغ ضئيل لعملية التصفية بالإضافة إلى أن المنطقة حسب حالتها الجغرافية، الطوبوغرافية و المناخية تتطلب مجموعة من الشروط الملائمة لتحقيق هذا النوع من المحطات.

Résumé :

Le but de ce travail consiste à dimensionner une station d'épuration dans la ville de BIR NAAM ; dans la wilaya de BISKRA, et cela dans le but de préserver le milieu naturel et protéger la santé publique en premier lieu, et en deuxième lieu assurer la réutilisation des eaux épurées en agriculture. Cette station va traiter les rejets de la ville de BIR NAAM pour cela nous proposons une station d'épuration par lagunage naturel, car d'une part ce procédé assure des performances élevées à faible coût, et d'autre part, la ville par sa situation climatologique, morphologique et par sa disponibilité de terrains présente un ensemble de conditions favorable pour la mise en œuvre d'une station d'épuration par lagunage naturel.

Abstract:

The aim of our work is to achieve wastewater treatment plant for BIR NAAM city located in BISKRA to protect public health and environmental risks of throwing the sewage water in nature directly and to ensure reusing purified water in agriculture. The plant will treat the water coming from BIR NAAM city and for this we have proposed wastewater treatment plant by natural stabilization lagoons because, on the one hand, this process ensures high performances at low cost, and on the other hand, the city by its climatological, morphological situation and by its availability of area presents a favorable set of conditions for the implementation of a waste water treatment plant by natural lagoons.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE

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

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

I.1- Caractéristiques générales de la région.....	2
I.1.1- Situation géographique	2
I-2 Cadre géologique de la région d'étude	3
I.2.1. Aperçu géologique	3
I.2.2. Aperçu hydrographique.....	3
I.2.3. Sismicité.....	4
I.3 Des infrastructures routières	5
I.4 Activités agricoles.....	5
I.5 Activités industrielles.....	6
I.6.1 Évolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet	6
I.7 Cadre Climatique	7
I.7.1 Les Températures	7
I.7.2 Précipitations.....	8
I.7.3 Les vents	9
I.7.4 L'évaporation	10
I.7.5 L'ensoleillement:	11
I.8 Besoins en eau de la population	11
I.8.1 Dotation théorique :	11
I.8.2 État du réseau d'assainissement actuel et taux de raccordement	12
I.8.3 Débits des eaux usées.....	12
I.9 Localisation et caractéristiques du site.....	12
I.10 Conclusion générale	13

Chapitre II : Analyse qualitative des eaux usées

II.1 Introduction	14
II.2- Identification des points de prélèvements	15
II.3 Paramètres analysés	15
II.3.1 Paramètres physico-chimiques pris en compte:.....	15
II.4 Normes à respecter:	15
II.4.1 Normes de rejet.....	15
II.5 Présentation des résultats des rejets des eaux usées et discussion de la commune de BIR NAAM.....	16
II.5.1 Résultats des analyses.....	16
II.5.2 Interprétation des résultats.....	17
II.6 Conclusion	21

Chapitre III : Procédé d'épuration par lagunage naturel

III.1 Choix du type de station d'épuration	22
III.2 Historique du lagunage :	22
III-3 Lagunage naturel	23
III.4 Mécanisme de fonctionnement de lagunage naturel	23
III-5 Classification des lagunes.....	23
III.5.1 Classification en fonction du régime	24
III.5.2 Classement selon la place dans la filière épuratoire.....	25
III.5.2.4 Bassin à poissons.....	25
III.6 Performance épuratoire de lagunage naturel :.....	26
III.6.1 Les germes.....	26
III.6.2 l'azote	26
III.7 Avantages et inconvénients du lagunage naturel	27
III.7.1 Les Avantages	27
III.7.2 Les Inconvénients :.....	27
III.8 Conclusion.....	27

Chapitre IV : Etude de faisabilité du lagunage

IV.1 Introduction	28
IV.2 Les facteurs climatiques:.....	28
IV.3 Vent	28
IV.4 L'évaporation	28
IV.5 La température:.....	28
IV.6 La pluviométrie	29
IV.7 Le type et la quantité d'effluents à traiter	29
IV.8 Le réseau	29
IV.9 Etude de reconnaissance des terrains.....	29
IV.9.1 Topographie	30
IV.9.2 Géologie	30
IV.9.3 Hydrogéologie et hydrographie	30
IV.9.4 Etude géotechnique	31
IV.9.5 La mesure du coefficient de perméabilité	32
IV.10 Conclusion	32

Chapitre V: Dimensionnement de la station

V.1 Introduction	33
V.2 Calculs De Base.....	33
V.2.1 Détermination de la capacité hydraulique de la station	33
V.3 Evaluation de la charge polluante	36
V.4 Dimensionnement des ouvrages	37
V.4.1 Prétraitement	37
V.4.2 Procèdes D'épurations Par Lagunage Naturel.....	41
V.4.3 Rendement épuratoire	45
V.4.4 Extension de la station.....	46
V.4.5 Description de la variante retenue	47
V.5 Bâtiments et Ouvrages Annexes.....	47
V.5.1 Bâtiment d'exploitation.....	47

V.6 Principes d'Exploitation de la Station	47
V.6 Calcul Hydraulique.....	48
V.6.1 Déversoir d'orage :	48
V.6.2 Profil hydraulique :	51
V.7 étanchéité des lagunes.....	52
V.8 Conclusion.....	52

Chapitre VI : Etude d'impact de la station sur l'environnement

VI.1 Introduction :.....	53
VI.2 Impacts découlant de l'aménagement et de l'exploitation du système d'épuration sur le milieu naturel.....	54
VI.2.1 Impact lié au choix du site	54
VI.2.2 Impacts des travaux sur le paysage	56
VI.2.3 Impact sur le site choisi.....	57
VI.3 Impacts découlant de l'aménagement et de l'exploitation de la STEP sur le milieu humain	57
VI.3.1 Utilisation du sol	57
VI.3.2 Impacts sur les infrastructures.....	57
VI.3.3 Impacts sur la population	57
VI.3.4 Impacts sur le paysage	58
VI.3.5 Hygiène et sécurité du personnel	58
VI.4 Impacts socio-économiques du projet.....	58
VI.5 Impacts liés aux problèmes fondamentaux concernant le fonctionnement du système d'épuration	59
VI.6 Conclusion	59

Chapitre VII : Mesures à prendre pour réduire les impacts sur l'environnement

VII.1 Introduction.....	60
VII.2 Mesures relatives à la phase de chantier	60
VII.2.1 Mesures relatives à l'Organisation du chantier.....	60
VII.2.2 Mesures à prendre contre l'érosion du sol	60
VII.2.3 Mesures à prendre contre les rejets liquides	61
VII.2.4 Mesures à prendre contre le bruit	61
VII.2.5 Mesures à prendre contre les poussières.....	61
VII.2.6 Mesures liées à l'impact paysager	62
VII.2.7 Mesures relatives aux perturbations de circulation.....	62
VII.3 Mesures à prendre lors de l'exploitation de la STEP.....	62
VII.3.1 Mesures à prendre contre la pollution de l'air par les odeurs	63
VII.3.2 Mesures à prendre pour la sécurité et l'hygiène du personnel.....	63
VII.3.3 Recommandations pour l'esthétique de ce système de lagunage	63
VII.3.4 Recommandations pour une bonne exploitation du système d'épuration	64
VII.3.5 Recommandations relatives à la réutilisation des eaux épurées	64
VII.3.6 Conclusion	65

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale.....	65
--------------------------	----

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Tableau I.1 : Consistance du réseau routier à travers la wilaya.....	5
Tableau I.2 : Répartition générale des terres	5
Tableau I.3 : Évolution de la population future de BIR NAAM.	6
Tableau I.4 : Caractéristiques de la station de Biskra.....	7
Tableau I.5 : Températures moyennes mensuelles en (°C) période 1994-2010.....	7
Tableau I.6 : Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations (1994-2010).....	8
Tableau I.7 : Les vents moyens mensuels et annuels période (1994-2010)	9
Tableau I.8 : Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (période : 1994 – 2010).	10
Tableau I.9 : Ensoleillement mensuel et annuel moyen (période : 1994 – 2010).....	11
Tableau I.10 : Besoins théoriques de la population	11

Chapitre II : Analyse qualitative des eaux usées

Tableau II.1 : les normes du rejet, extrait du décret exécutif N°26 du Journal Officiel du 23 avril 2006.....	16
Tableau II.2 : Les résultats d'analyses enregistrés pour les rejets.....	17
Tableau II.3 : Les valeurs de DBO5 et de DCO et le rapport DCO/DBO5	20
Tableau II.4 : Les valeurs des rapports DBO5/N et DBO5/P.....	20

Chapitre V: Dimensionnement de la station

Tableau V.1 : Estimation des débits moyenne journalière domestique	33
Tableau V.2 : Estimation des débits des eaux usées urbaines	33
Tableau V.3 : Estimation des débits des équipements	34
Tableau V.4 : Estimation des débits journalier d'eau usée	34
Tableau V.5 : Estimation des débits moyens horaires	34
Tableau V.6 : Estimation des débits de pointe en temps sec	35
Tableau V.7 : Estimation des débits de pointes en temps de pluie	35
Tableau V.8 : Estimation d'équivalent habitant	36
Tableau V.9 : Estimation des débits max entrant à la STEP en temps sec et en temps de pluie.	36
Tableau V.10 : Les résultats de calcule des charges polluantes pour les deux horizons	37
Tableau V.11 : Récapitulatif des calculs de base pour le dimensionnement	37
Tableau V.12 : Charge volumique et le rendement de la DBO (Mara et Pearson, 1998).....	42
Tableau V.13 : valeurs de Kt en fonction de la nature de l'effluent	45
Tableau V.15 : Cotes du terrain naturel des différents ouvrages de la station.....	51
Tableau V.16 : Récapitulatif des résultats du profil hydraulique	52

Chapitre VII : Mesures à prendre pour réduire les impacts sur l'environnement

Tableau VII.1 : Le temps de travail admissible en fonction de l'intensité du bruit	61
---	----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la région d'étude

Figure I.1 : Carte des limites administratives	2
Figure I.2 : Carte Géologique de la wilaya de Biskra	3
Figure I.3 : Carte de zonage sismique du territoire national	4
Figure I.4 : Moyennes mensuelles des températures	7
Figure I.5 : Moyennes mensuelles des Précipitations	8
Figure I.6 : Moyennes mensuelles des vitesses des vents en (m/s)	9
Figure I.7 : Rose des vents	10
Figure I.8 : Moyennes mensuelles de l'évaporation (mm)	10
Figure I.9 : Moyennes mensuelles d'ensoleillement (h)	11
Figure I.10 : localisation du projet sur la carte	12

Chapitre II : Analyse qualitative des eaux usées

Figure II.1 : Mécanisme de fonctionnement de lagunage naturel	23
--	----

Chapitre V: Dimensionnement de la station

Figure V.1 : Déssableur-désuilleur	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.2 : lagune étanché par géomembrane	52

Liste des planches

Planche 01 : Plan d'implantation de la station

Planche 02 : profil hydraulique de la chaîne de traitement de la step par lagunage naturel de la ville de BIR NAAM W.BISKRA

Planche 03: Schémas détaillés de différents ouvrages de la station

Introduction générale

Introduction générale

L'eau doit être classée comme un patrimoine universel qui doit être protégé, défendu et traité comme tel. Elle est une ressource vitale pour l'homme, sa survie, sa santé, son alimentation ; elle l'est également pour ses activités agricoles, industrielles et touristiques, et la qualité de son environnement en dépend. Cependant, elle subit l'ensemble des pollutions atmosphériques et de celles qui se déversent dans les cours d'eau.

Selon la nature et l'importance de la pollution, différents procédés peuvent être mis en œuvre pour l'épuration des eaux résiduaires en fonction des caractéristiques de celles-ci et du degré souhaité.

Toutefois, comparé aux techniques d'épuration conventionnelles plus exigeantes et plus coûteuses (boues activées, disque biologique....), le procédé de « **lagunage naturel** » présente un bon rendement et beaucoup d'avantages du point de vue coût, du moment qu'il n'utilise que la seule force épuratrice des micro-organismes présents dans l'eau, l'oxygène de l'air, la température et les rayons solaires.

Nous pouvons retrouver cette technique qui sera l'objet de notre étude.

Il s'agit d'une station qui répond particulièrement bien à des critères technico-économiques, et constitue donc le procédé le mieux adapté pour la ville de Bir Naam située dans la wilaya de Biskra où l'ensoleillement y est très favorable. L'espace est immense, représentant un site idéal à la mise en œuvre d'une station d'épuration par lagunage naturel.

Notre travail devra détailler l'étude de la station d'épuration des eaux usées par lagunage naturel de la ville de BIR NAAM, à partir des données de base existantes et des différents paramètres présentés dans les deux premiers chapitres.

Nous nous attacherons à la présentation de la région d'étude et à la connaissance des caractéristiques des eaux usées ainsi qu'aux paramètres de pollution.

La suite du travail se subdivise comme suit :

- Le troisième chapitre s'intéresse au procédé d'épuration par lagunage naturel.
- Le quatrième chapitre est l'étude de faisabilité de l'épuration des eaux usées par lagunage naturel. Il présente les critères qui devront être pris en compte pour choisir le meilleur site d'implantation de la station, déterminer la nature du terrain et l'efficacité du procédé dans la région étudiée.
- Le cinquième chapitre étudie le dimensionnement de la station
- Le sixième chapitre consiste à analyser l'impact de la station sur l'environnement
- Le septième chapitre est consacré aux mesures à prendre pour réduire les impacts sur l'environnement.

I.1- Caractéristiques générales de la région

I.1.1- Situation géographique

BIR NAAM est une agglomération secondaire de la commune de **CHAIBA** qui s'attache administrativement à la Daïra d'**OULED DJELLEL**.

Elle est distante d'environ 90KM de la wilaya de Biskra et localisée à l'ouest sur l'axe menant vers M'sila, sa superficie représente 20% de la superficie totale de la commune de CHAIBA, soit **337,30 Km²**.

Elle est délimitée par :

- Au nord : commune de Tolga.
 - Au sud : commune de Doucen.
 - A l'est : commune de Legrouss.
 - A l'ouest : commune de Chaiba.

Un plan d'aménagement et d'urbanisation est envisagé par la Wilaya pour rendre l'agglomération de Bir Naam une nouvelle ville.

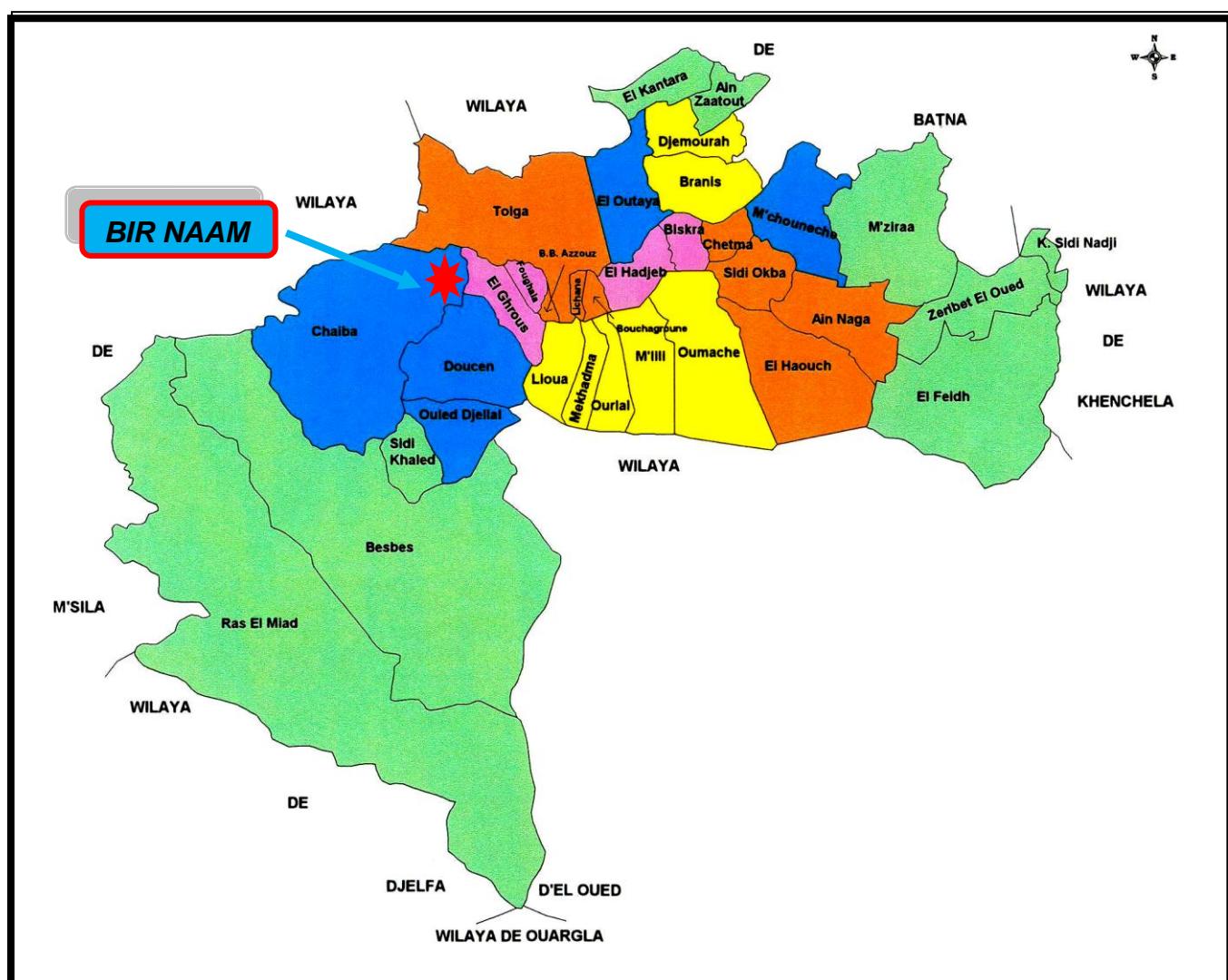


Figure I.1 : Carte des limites administratives

I-2 Cadre géologique de la région d'étude

I.2.1. Aperçu géologique

Le relief de plaines est un immense dépôt de formations quaternaires composées d'alluvions sablonneuses et argileuses. Les zones de plateaux et de steppes sont quant à elles des formations éo-pliocènes avec des poudingues, grès, argiles sableuses, croûte calcaréo-gypseuse, argiles, gypse, anhydrites et calcaires dolomitiques.

La région est peu affectée par les failles.

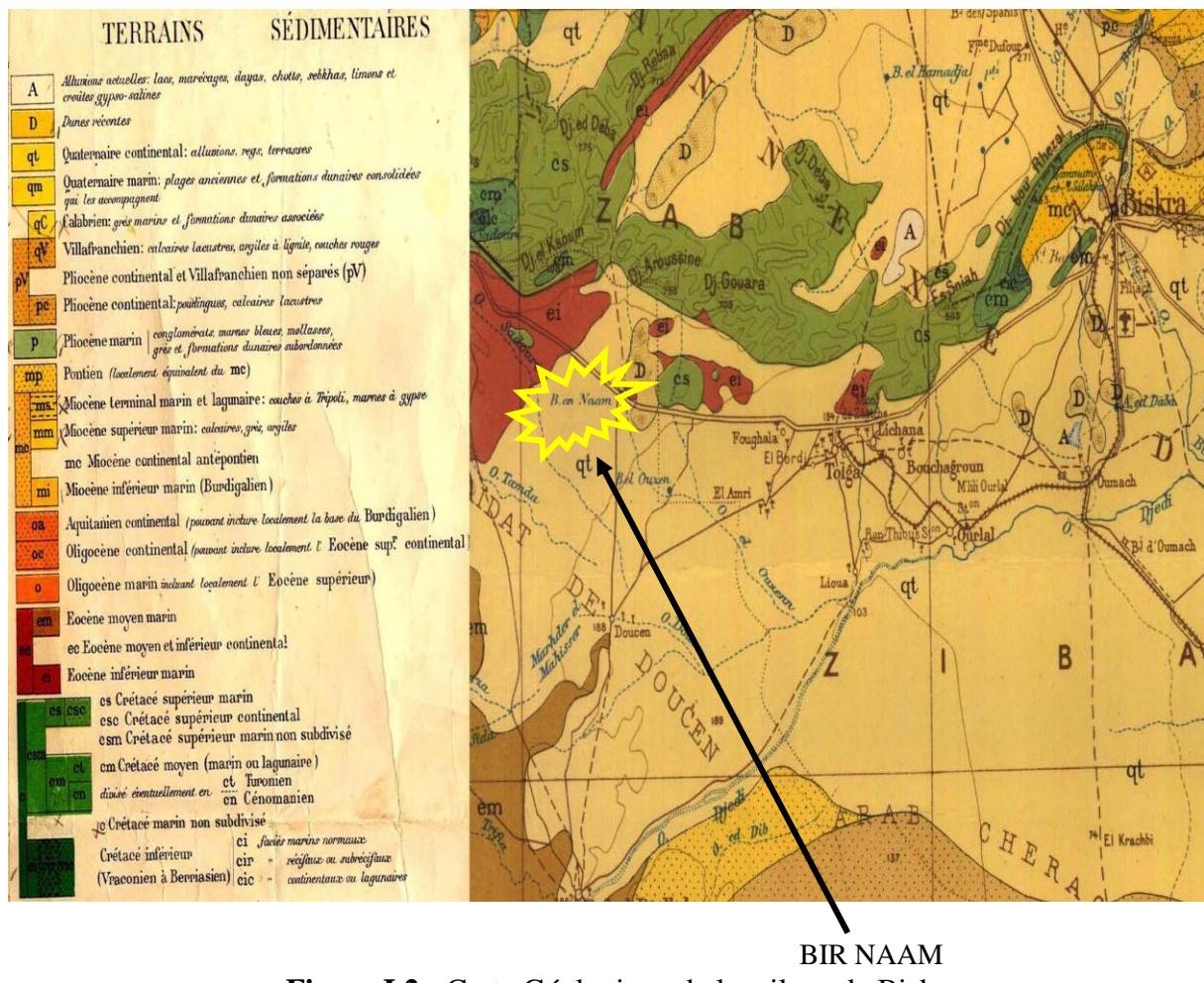


Figure I.2 : Carte Géologique de la wilaya de Biskra

I.2.2. Aperçu hydrographique

Le territoire de **BIR NAAM** est drainé par des oueds assez importants dont l'écoulement se fait en général du Nord au Sud.

Les oueds sont les suivants : Oued Ed Diba ; Oued Naam ; Oued El Ksoum ; Oued Akra.

I.2.3. Sismicité

Un zoning sismique actualisé a été établi par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs.

Le territoire national a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante (Voir carte de zoning sismique ci-après), soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
 - Zone I : Sismicité faible
 - Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
 - Zone III : Sismicité élevée

Dans cette nouvelle classification, notre zone d'étude est située dans la **zone sismique I**, cette partie est caractérisée par des terrains à faible sismicité

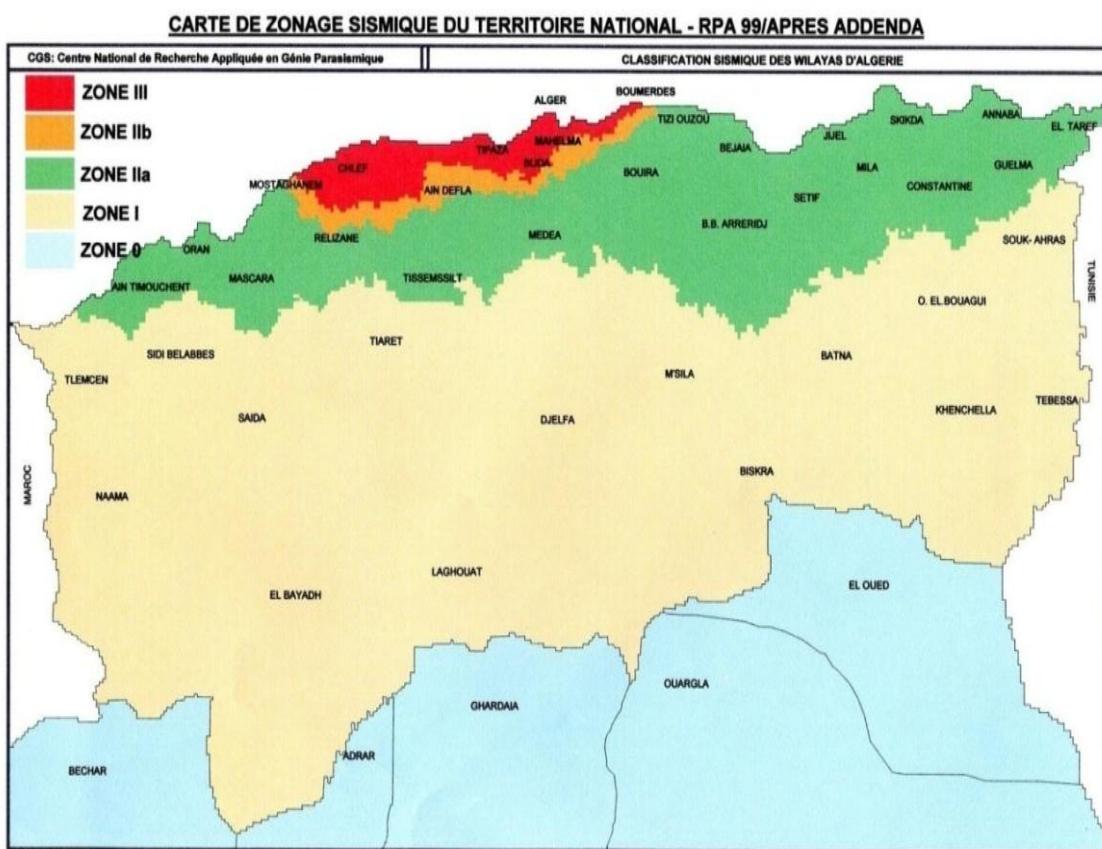


Figure I.3 : Carte de zonage sismique du territoire national

I.3 Des infrastructures routières

L'agglomération de Bir Naam est desservie d'un seul axe routier principal qui est la RN46 qui mène vers BOUSSAADA (wilaya de M'SILA) à l'est et vers BISKRA à l'ouest.

Le réseau routier de BIR NAAM est réparti comme suit :

Tableau I.1 : Consistance du réseau routier à travers la wilaya

Commune	RN (Km)	Chemin Communal (Km)	Distance /wilaya (Km)
CHAIBA	28,5	134	84
Agglomération secondaire Bir Naam	22	00	

Source : monographie de la wilaya de Biskra 201

I.4 Activités agricoles

Selon la direction de l'agriculture, la commune de CHAIBA occupe une superficie agricole utile (S.A.U) de 4414 ha.

Le tableau suivant nous donne la répartition générale des terres :

Tableau I.2 : Répartition générale des terres

	Forêts	Superficie agricole Totale	Superficie agricole utile S.A.U (Ha)	Superficie irrigable (Ha)	Superficie irriguées (Ha)
Superficie (ha)	0	122308	4414	1010	780,62

Source : Direction de l'agriculture de Biskra monographie de la wilaya de Biskra 2010

D'après le tableau ci-dessus, on remarque que :

- La surface agricole utile (S.A.U) est de 4414 hectares, soit 3,60% de la surface agricole totale.
- L'absence totale des surfaces forestières.
- Les terres irriguées occupent une superficie de 780,62 ha.

I.5 Activités industrielles

L'activité industrielle n'est pas développée dans BIR NAAM, on ne trouve aucune unité industrielle, soit dans le secteur public ou privé.

Source : monographie de la wilaya de Biskra 2010

I.6 Etude démographique

La population de BIR NAAM selon le recensement général de la population et de l'habitat (GRPH) de l'année 2008, compte **2154** habitants. Le taux d'accroissement moyen annuel enregistré entre 1998 et 2008 est de 2,3%.

I.6.1 Évolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet

On évalue la population future de **BIR NAAM** aux horizons :

- Moyen terme (**2035**)
- Long terme (**2050**)

Par application de l'expression suivante : $P = P_0 (1 + X)^n$

avec :

P : Population projetée

P₀ : Population à l'année de référence

X : Taux de croissance

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

On fixe le taux d'accroissement égal (**X= 2,3%**) pour différents horizons d'études (**X= 2,3%** taux d'accroissement de la wilaya)

P₀ = 2154 à la base des résultats RGPH **2008**

Les valeurs de la population ainsi calculées sont consignées dans le tableau ci-après :

Tableau I.3 : Évolution de la population future de BIR NAAM.

Année	Taux d'accroissement(%)	Population
2035	2,3	3980
2050	2,3	5598

I.7 Cadre Climatique

Le climat de la wilaya de Biskra est de type Semi - désertique à désertique avec des étés très chauds et secs et des hivers froids et secs.

Pour l'analyse des paramètres climatiques de la zone d'étude nous avons utilisé les données de la station météorologique de Biskra. Les caractéristiques de la station météorologique de Biskra sont portées dans le tableau suivant :

Tableau I.4 : Caractéristiques de la station de Biskra

Station	Altitude	Longitude	Latitude
Biskra	82 m	5° 44'E	34°48'

I.7.1 Les Températures

La température est un élément très important dans le bon fonctionnement d'un système d'épuration biologique.

Le tableau ci-dessous illustre les différentes températures moyennes mensuelles et annuelles en (°C) pour la période (1994-2010).

Tableau I.5 : Températures moyennes mensuelles en (°C) période 1994-2010

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Tmoy	11,80	12,99	17,45	20,11	26,37	31,76	35,29	34,40	27,94	23,01	16,51	12,73	22,52

Source : station de barrage de fontaine des gazelles.

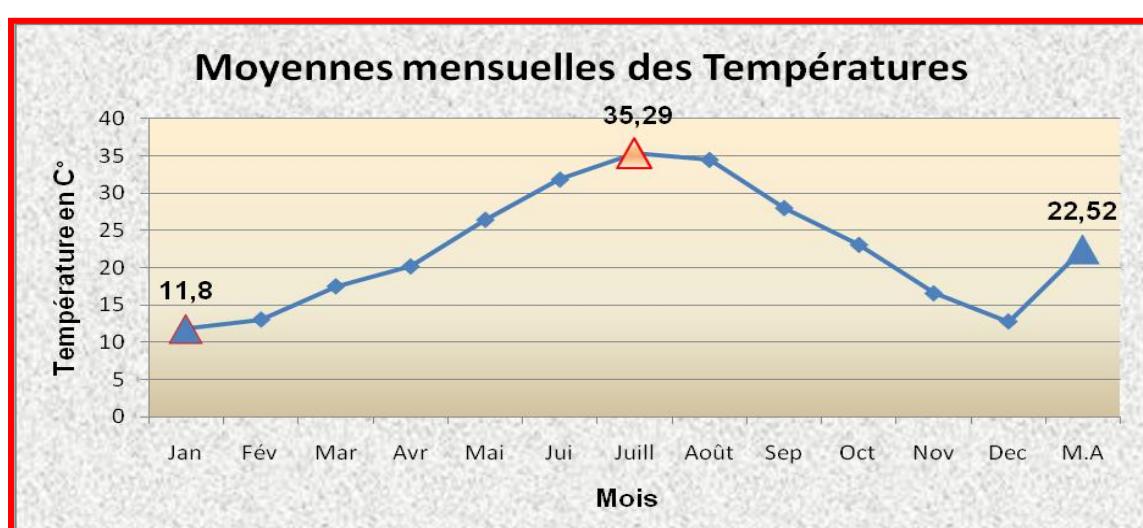


Figure I.4 : Moyennes mensuelles des températures

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 11,80°C en janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) et atteint le maximum de 35,29°C en Juillet. La moyenne annuelle est de 22,52°C.

I.7.2 Précipitations

La moyenne des précipitations mensuelles et annuelles de la région d'étude atteint les 130 mm, les pluies sont généralement des pluies irrégulières.

Tableau I.6 : Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations (Période : 1994-2010)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Précipitations (mm)	33,97	10,96	8,32	14,55	13,42	1,95	2,16	0,88	32,66	7,78	8,38	13,71	148,75

Source : ONM et monographie de la wilaya de Biskra 2010

D'après ce tableau on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de janvier (**33,97 mm**), tandis que le minimum est atteint au mois d'août (**0,88 mm**).

La pluviométrie moyenne annuelle pour cette station est de (**148,75mm**).

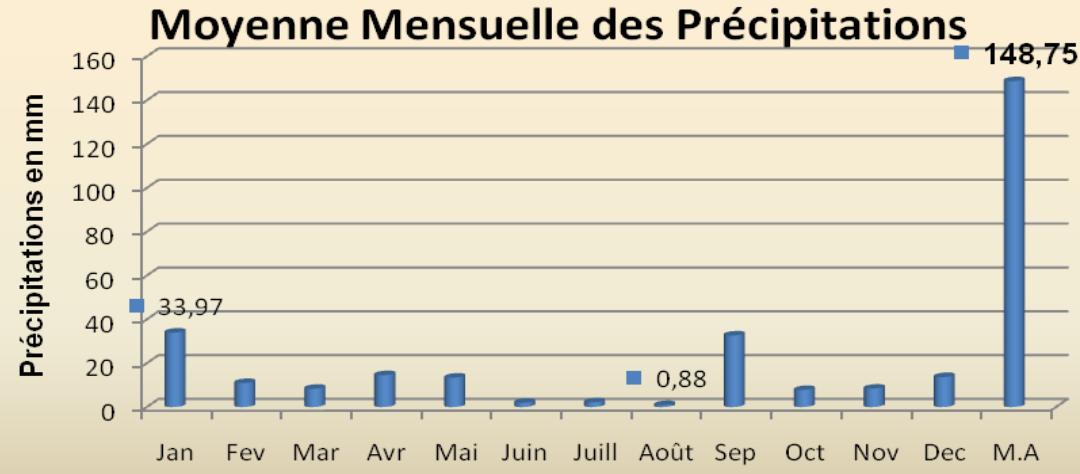


Figure I.5 : Moyennes mensuelles des Précipitations

I.7.3 Les vents

Les vitesses moyennes mensuelles du vent sont généralement modérées. Elles varient entre 3,51 à 5,38 m/s.

Le tableau ci-dessous illustre les vitesses moyennes mensuelles des vents en m/s pour la période (1994-2010).

Tableau I.7 : Les vents moyens mensuels et annuels période (1994-2010)

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Déc	M.A
V (m/s)	4,12	4,42	5,38	5,32	4,87	4,36	3,51	3,61	3,70	3,64	3,75	3,81	4,20

Source : ONM et monographie de la wilaya de Biskra 2010

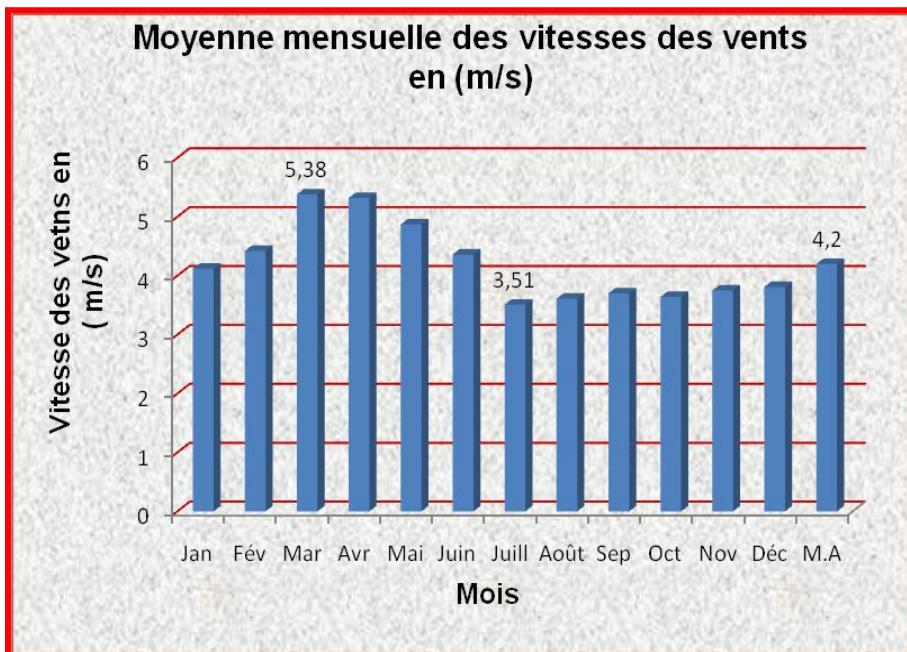


Figure I.6 : Moyennes mensuelles des vitesses des vents en (m/s)

Au pied de l'Atlas saharien, les vents d'hiver dominants sont de Nord-est à Nord-Ouest en passant par le Nord, en été ils sont de Sud à Sud-ouest.

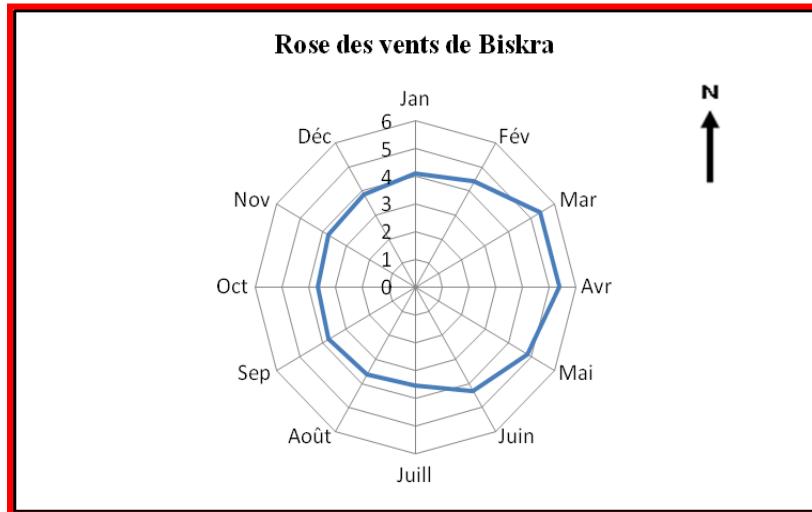


Figure I.7 : Rose des vents

I.7.4 L'évaporation

Dans notre aire d'étude elle est très importante, elle augmente la charge polluante par diminution du débit à traiter, donc elle peut être néfaste.

Tableau I.8 : Evaporation mensuelle et annuelle moyenne (période : 1994 – 2010).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Evap (mm)	113,31	129,06	184,12	233,37	311,25	357,25	407,5	382,43	272,12	191,37	135,62	90,75	2808,18

Source : ONM

Le tableau ci-dessus fait ressortir que l'évaporation est importante en été vu les grandes chaleurs au sud. Elle atteint son **maximum** au mois de juillet avec une valeur de 407,5 mm et son **minimum** au mois de décembre avec une valeur de 90,75 mm. La moyenne annuelle de l'évaporation est de 2808,18 mm.

Le taux d'évaporation en mm/ j $r=7,69\text{mm/j}$

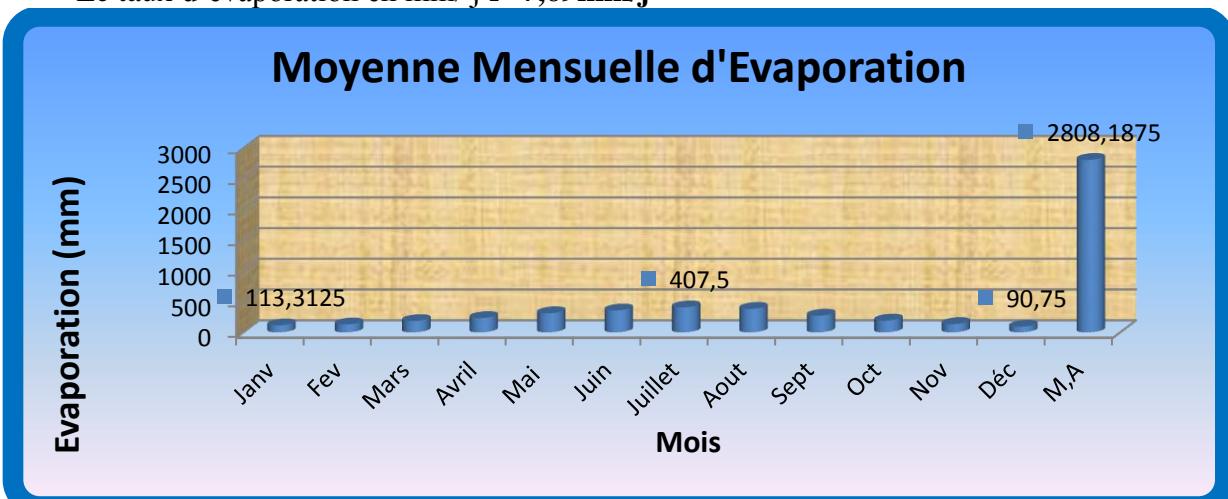


Figure I.8 : Moyennes mensuelles de l'évaporation (mm)

I.7.5 L'ensoleillement:

Ce facteur est primordial pour le bon fonctionnement d'un système d'épuration et ce vu l'apport que peut faire subir le rayonnement solaire sur les différents types de traitement d'éléments fondamentaux.

Tableau I.9 : Ensoleillement mensuel et annuel moyen (période : 1994 – 2010).

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Juill	Août	Sep	Oct	Nov	Dec	M.A
Ensol(h)	227,12	234,56	278,25	288,81	323,93	338,37	354,87	329,37	267,18	261,25	226,75	216,62	3347,12

Source: ONM

La valeur moyenne mensuelle **maximale** de l'ensoleillement à été enregistré au mois de juillet, elle est de l'ordre de 354 Heures ; tandis que La valeur moyenne mensuelle **minimale** de l'ensoleillement à été enregistré au mois de décembre, elle est de l'ordre de 216 Heures.

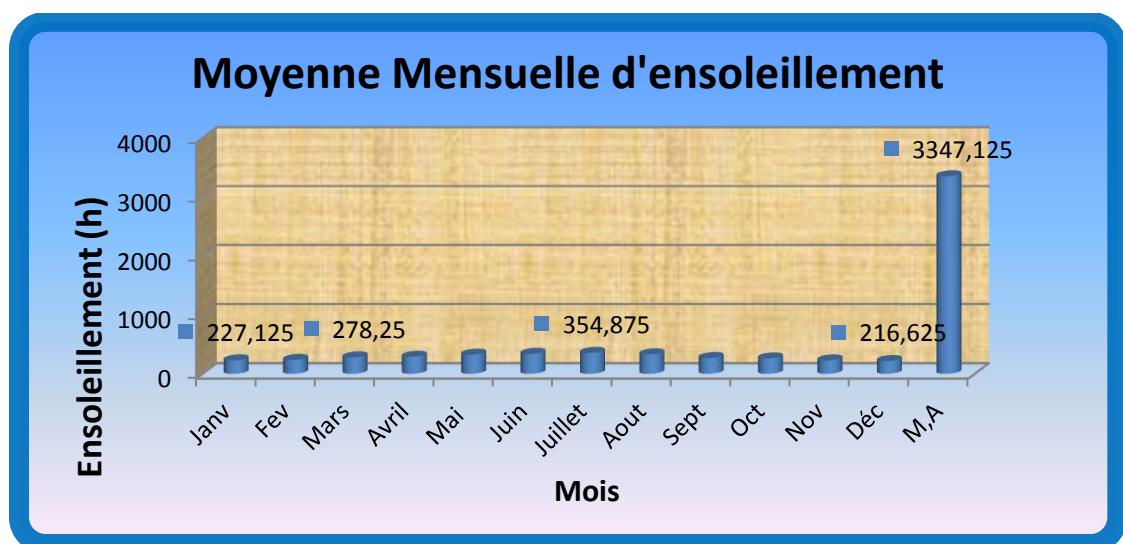


Figure I.9 : Moyennes mensuelles d'ensoleillement (h)

1.8 Besoins en eau de la population

I.8.1 Dotation théorique :

Nous avons pris comme dotation théorique pour l'estimation des besoins futurs de la population les valeurs suivantes 180 et 200 l/hab/j.

Tableau I.10 : Besoins théoriques de la population

Horizons	Population (hab)	Dotation (l/hab/j)	Consommation total en eau potable (m ³ /j)
2035	3980	180	716,4
2050	5598	200	1119,6

I.8.2 État du réseau d'assainissement actuel et taux de raccordement

BIR NAAM possède un réseau d'assainissement de type unitaire où 90% de la population actuelle est raccordée au réseau d'évacuation.

Le réseau a un rejet principal qui se déverse dans le milieu récepteur (**oued Naam**).

Le diamètre des canalisations du réseau d'assainissement varie entre : 250mm, 300mm, 400mm et celui du rejet final est de 500mm, les matériaux utilisés pour les canalisations sont en **Béton Armé** et la longueur totale du réseau d'assainissement est de **3286ml**.

I.8.3 Débits des eaux usées

- Pour l'estimation du débit des eaux usées urbaines , il faut prendre en considération le taux de raccordement qui représente le pourcentage des eaux usées raccordées au réseau d'assainissement d'une part et le taux de rejet des eaux de consommation d'autre part qui est de 80%.

- Pour l'estimation du débit des équipements on prend 10 % du débit des eaux usées urbaines.

NB : Débit des équipements varie entre 10-20 % nous admettons un pourcentage de 10% et 100% pour le taux de raccordement des eaux usées.

Rejet spécifique = 80% de la dotation moyenne journalière

I.9 Localisation et caractéristiques du site

Le site préconisé pour l'implantation de la future STEP de **BIR NAAM** se trouve en aval de toutes les zones urbanisées au Sud de la ville à environ 500 m des dernières constructions les plus proches du périmètre urbain et à proximité d'Oued Naam.

Les coordonnées sont :

X = 694,350-694,425

Y = 3847,250-3847,295

Z = 246

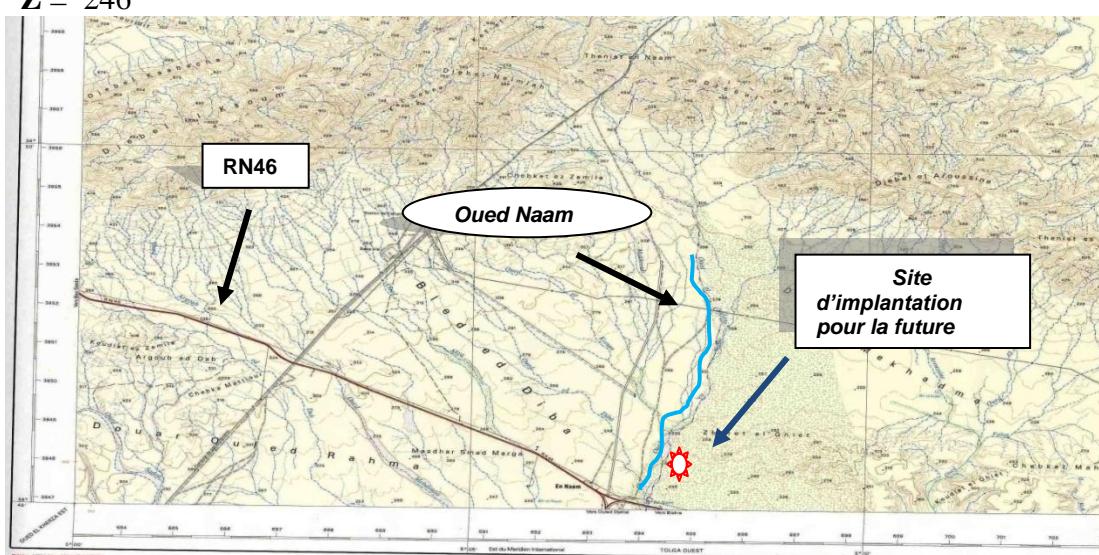


Figure I.10 : localisation du projet sur la carte.

I.10 Conclusion générale

L'agglomération de **BIR NAAM** est limitée administrativement par les communes :

- Au nord : commune de Tolga.
- Au sud : commune de Doucen.
- A l'est : commune de Legrouss.
- A l'ouest : commune de Chaiba.

La population de **BIR NAAM**, d'après les résultats RGPH **2008** est de **2154 habitants**. Le réseau d'assainissement est de type unitaire où 90% de la population actuelle est raccordée au réseau d'évacuation. Le réseau mène vers un seul rejet qui se déverse dans le milieu récepteur (Oued Naam).

II.1 Introduction

Le problème d'altération ou de dégradation du milieu se posera dès qu'un rejet aura un effet sur la qualité de l'eau et le milieu récepteur; Si cet effet a des conséquences jugées négatives, il s'agira alors d'une pollution.

Les milieux récepteurs des eaux usées urbaines ou industrielles sont le sol (nappe), les cours d'eau, les lacs et la mer.

L'objet de toute politique de l'eau est de prendre une série de mesures en vue d'éviter l'altération du milieu récepteur. Comme l'épuration naturelle est un phénomène biologique, une première idée de caractériser la pollution de l'eau par les besoins respiratoires des bactéries épuratrices, c'est la demande biochimique en oxygène ou DBO.

Il existe toutefois des matières peu oxydables biologiquement d'où la notion de demande chimique en oxygène ou DCO, nous citerons aussi la mesure des matières en suspension ou MES, etc.

Donc, afin de caractériser tous ces paramètres, nous devons procéder à l'analyse de l'eau usée et ce, par la prise d'échantillons.

Le point de prélèvement est au niveau du rejet qui se déverse dans oued Naam.

Ces campagnes de prélèvements ont été effectuées dans le souci de connaître la nature des eaux à traiter pour pouvoir par la suite envisager le traitement approprié.

II.2- Identification des points de prélèvements

On a un seul point de prélèvement qui est le rejet situé au sud de la ville et qui rejoint le milieu récepteur (Oued Naam).

On a effectué deux prélèvements par rejet pendant deux jours.

II.3 Paramètres analysés

II.3.1 Paramètres physico-chimiques pris en compte:

Les paramètres physico-chimiques pris en compte dans le cadre du projet, sont les suivants :

- Température;
- pH;
- Conductivité ;
- Turbidité ;
- Oxygène dissous ;
- Demande Biochimique en Oxygène (DBO₅) ;
- Demande Chimique en Oxygène (DCO) ;
- Matières en suspension à 105°C ;
- L'azote kjeldahl ;
- Azote total;
- Azote ammoniacal;
- Nitrites (NO₂);
- Nitrates (NO₃);
- Phosphore total ;
- Sulfates ;
- Métaux lourds ;

II.4 Normes à respecter:

Des normes très sévères commencent à être établies pour les divers usages de l'eau (vie piscicole, baignade...) qui précisent les teneurs limites des différents composants dissous ou transportés pour permettre une utilisation sans risques.

II.4.1 Normes de rejet

Le tableau suivant illustre les normes du rejet, extrait du décret exécutif N°26 du Journal Officiel du 23 avril 2006, réglementant les rejets d'effluents liquides, ce sont les valeurs limites maximales des paramètres de rejet.

Tableau I11 : les normes du rejet, extrait du décret exécutif N°26 du Journal Officiel du 23 avril 2006

Paramètre	Unités	Valeurs limites
Température	°C	30
PH	-	6,5 à 8,5
MES	mg/l	35
DBO ₅	mg/l	35
DCO	mg/l	120
Azote kjeldahl	mg/l	30
Phosphore total	mg/l	10
Métaux lourds		
Zinc (*)	mg/l	3
Cuivre (*)	mg/l	0,5

Nb

PH : Potentiel d'hydrogène

DBO5 : Demande biologique en oxygène pour une période de cinq (5) jours

DCO : Demande chimique en oxygène

MES : Matières en suspension

Caractéristiques de l'effluent traité, exigibles quel que soit le niveau de traitement :

Température < 30°C

pH : Compris entre 5,5 et 8,50.

Substances toxiques : Absence de substances susceptibles d'entraîner la destruction de poissons dans le milieu naturel.

Couleur : La couleur de l'effluent ne doit pas provoquer de coloration visible dans le milieu récepteur.

Pour les autres paramètres la qualité exigible dépend du niveau de traitement que l'on adopte

II.5 Présentation des résultats des rejets des eaux usées et discussion de la commune de BIR NAAM

II.5.1 Résultats des analyses

Les analyses physico - chimiques et métaux lourds ont été réalisés dans le laboratoire suivant : **C.N.T.C Boumerdes (Centre National des Technologies et Consulting)**.

Tableau 12 : Les résultats d'analyses enregistrés pour les rejets.

Commune DE BIR NAAM	Unité	Résultats		Moyenne	Valeurs limites
		1 ^{ère} journée	2 ^{ème} journée		
		Moyenne 1	Moyenne 2		
O₂ dissous	mg/l	0,6	0,61	0,60	/
Température de l'eau	°C	19	19	19	30
PH	/	7,28	7,155	7,21	6,5 à 8,5
Turbidité	(N.T.U)	157	478,5	317,75	-
Conductivité	µS/cm	3030,5	2280	2655,25	-
M.E.S	mg/l	340	455	397,5	35
DCO	mgO ₂ /l	236	161	198,5	120
DBO5	mgO ₂ /l	180	140	160	35
Nitrates(NO₃)	mg/l	1,05	0,05	0,55	-
Nitrites(NO₂)	mg/l	0,35	0,11	0,23	-
Phosphore total	mg/l	1,5	0,9	1,2	10
Sulfates	mg/l	306,68	396,61	351,64	-
Ammonium NH₄	mg/l	138,68	55,3	97	-
Azote total	mg/l	145	62	103,5	30
Azote kjeldahl	mg/l	128	57,5	92,75	-

		1 ^{ère} journée	2 ^{ème} journée		
Métaux lourds	Unité	Moyenne 1	Moyenne2	Moyenne	Valeur limite
zinc	mg/l	2,31	1,52	1,91	3
Cuivre	mg/l	2,61	0,911	1,76	0,5

Source : C.N.T.C Boumerdes

II.5.2 Interprétation des résultats

a. pH

Les valeurs du pH mesurées sont comprises entre **7,12** et **7,31** avec une moyenne de **7,21**, Ces valeurs s'inscrivent dans la fourchette des valeurs généralement observées pour les eaux usées urbaines à caractère ménager (**6,5 – 8,5**). Ce qui montre la neutralité des eaux de rejet.

On peut constater que ces valeurs sont situées dans la bonne gamme d'activité microbienne, qui favorise le traitement biologique.

b. Température

L'activité biologique augmente régulièrement avec la température, ce qui influe sur le rendement d'épuration.

La valeur de la température mesurée est de **19 °C**. Cette valeur est au dessous de la température limite qui est **30° C** donc elle est conforme aux caractéristiques d'une eau usée urbaine et favorise la croissance des micro-organismes et permettant ainsi un bon rendement d'épuration.

c. Conductivité

La mesure de la conductivité permet d'évaluer rapidement la salinité totale de l'eau de rejet, une conductivité électrique de l'eau supérieure à

1500 µS/cm, entraîne une minéralisation excessive. Dans notre cas les valeurs mesurées sont comprises entre **1930 µS/cm** et **4060 µS/cm**, Avec une moyenne de **2655,25 µS/cm**.

d. Matières en suspension (MES)

Les résultats d'analyses obtenues montrent que les teneurs en MES à **105°C** sont élevées avec une moyenne de **397,5 mg/l**, cette valeur confirme que les rejets sont très chargés en matières solides.

e. Turbidité

Les résultats d'analyses indiquent que la turbidité a atteint un pic supérieur à **100 (N.T.U)**, ce pic montre que l'eau est trouble et confirme que les rejets sont chargés en matières solides.

f. Demande biochimique en oxygène (DBO₅)

La demande biochimique en oxygène (DBO) correspond à la quantité d'oxygène nécessaire pour décomposer (par oxydation, et avec l'intervention de micro-organismes), les matières organiques seulement biodégradables d'une eau usée. Les valeurs de la DBO₅ obtenus pour les rejets sont comprises entre **120mg/l** et **180 mg/l**, avec une moyenne de **160 mg/l**. ces valeurs montrent une teneur relativement moyenne en matières organiques biodégradable.

g. Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en Oxygène (DCO) représente la quantité d'oxygène nécessaire pour obtenir une bonne oxydation des matières organiques et minérales présentes dans l'eau.

Les résultats obtenus pour les échantillons analysés font ressortir que:

- La valeur maximale de la **DCO** mesurée égale à **236 mg/l**.
Cette valeur montre que les rejets sont chargés en matières organiques.

h. L'azote ammoniacal (NH_4^+)

L'azote ammoniacal traduit habituellement un processus de dégradation incomplète de la matière organique et sa présence dans les eaux est un indicateur de pollution.

Les résultats d'analyses montrent que les teneurs en azote ammoniacal dans les rejets sont comprises entre **34 mg/l** et **154,56 mg/l**, avec une moyenne de **97 mg/l**, ceci montre que l'eau de rejet est riche en azote ammoniacal.

i. Phosphates

Les résultats d'analyses montrent que les teneurs en phosphates dans les rejets sont comprises entre **0,6 mg/l** et **1,8 mg/l**, avec une moyenne de **1,2 mg/l**, ceci montre que l'eau de rejet n'est pas riche en phosphates.

N.B

Le niveau maximum de phosphate suggéré par **FAO** dans les lignes directrices de la qualité demandée pour les eaux destinées à l'irrigation est de **6,2 mg/l** (Selon les recommandations FAO 29 rev1 1988).

Remarque :

- La concentration en phosphates (PO_4^{3-}), provenant essentiellement de **sources ponctuelles** (rejets urbains) diminue avec la dilution quand les débits augmentent.
- D'origine urbaine (composants des détergents) et agricole (lessivage d'engrais), les orthophosphates sont comme les nitrates un nutriment majeur des végétaux et peuvent entraîner leur prolifération à partir de 0,2 mg/l. On considère généralement que les phosphates constituent l'élément limitant des phénomènes d'eutrophisation.

j. Métaux lourds

L'analyse chimique de nos échantillons fait apparaître que les teneurs des produits toxiques observés sont généralement dans les normes, il ne peut y avoir d'inhibition de l'épuration ou un effet toxique sur l'activité des micro-organismes épurateurs.

k. Autres paramètres importants

k.1. Biodégradabilité et nature de rejet

Un effluent brut de type domestique présente les caractéristiques suivantes :

DCO inférieure ou égale à **1000 mg/l**

DCO/DBO5 inférieure ou égale à **2,5**

Tableau 13 : Les valeurs de DBO5 et de DCO et le rapport DCO/DBO5

Paramètres	Résultats	
	1 ^{ère} journée	2 ^{ème} journée
DCO (mg/l)	236	161
DBO ₅ (mg/l)	180	140
DCO / DBO ₅	1,31	1,15
(DCO/ DBO ₅) moyen	1,23	

Le tableau ci-dessus fait ressortir que le rapport (DCO/ DBO₅) moyen égale à **1,23** ce qui montre que nous sommes en présence d'une eau usée urbaine chargée en **matières organiques biodégradables**.

k.2 Teneur nécessaire en substances nutritives

Pour que les micro-organismes aient un métabolisme normal, il est indispensable que certaines substances nutritives minérales soient présentées à coté des substances organiques biodégradables, ce sont essentiellement l'azote et le phosphore.

Il est indispensable de vérifier les proportions **N/DBO₅** et **P/DBO₅** :

Si : - N/ DBO₅ \geq 05%

- P/DBO₅ \geq 0,6%

Pas d'apport de phosphore et d'azote.

Si : - N/ DBO₅ \leq 05%

- P/DBO₅ \leq 0,6%

Il est nécessaire de prévoir un poste d'apport de phosphore et d'azote.

Tableau 14 : Les valeurs des rapports DBO5/N et DBO5/P

Paramètres	Moyenne
DBO ₅	160
PO ₄	1,2
NH ₄	97
→P PO ₄	0,39
→N NH ₄	75,44
N/DBO ₅ (%)	47,15
P/DBO ₅ (%)	0,24

Dans le cas de la projection d'un système épuratoire biologique et au vu des résultats obtenus, nous pouvons conclure que la proportion en azote est suffisante pour l'enclenchement du processus épuratoire.

Quand au phosphore, le rapport P/DBO₅ est inférieur à la norme requise qui est **0,6%** donc l'installation d'un poste d'apport de phosphore est nécessaire pour assurer le bon fonctionnement du système épuratoire.

II.6 Conclusion

Les analyses des eaux usées de la **commune de BIR NAAM** font ressortir que :

Les valeurs de la **DCO** et le rapport **DCO/DBO** reflètent le caractère urbain et biodégradable des rejets analysés.

La conductivité mesurée montre que l'eau usée est moyennement minéralisée.

Les valeurs de pH mesurés sont autour de **7**, ce qui signifie que l'eau de rejet présente un pH neutre.

Les valeurs du pH ne varient pas beaucoup, ce qui est expliqué par le fait que les rejets sont de nature domestique.

Les rejets sont riches en azote mais nécessite un apport de phosphore.

Au vu des résultats obtenus, nous pouvons conclure que :

Les eaux usées de la **commune de BIR NAAM** ne peuvent être rejetées dans un milieu récepteur sans traitement préalable.

Les eaux usées de la **commune de BIR NAAM** peuvent être traitées par des systèmes d'épurations réservés aux eaux usées urbaines.

III.1 Choix du type de station d'épuration

Après l'évacuation des eaux usées domestiques et pluviales, le problème d'assainissement ne serait résolu que si un dispositif de traitement des eaux usées est mis en place. C'est dans le même ordre d'idée que nous préconisons un système épuratoire naturel de type lagunage naturel qui est non seulement moins coûteux mais aussi présente un rabattement important surtout en période de forte chaleur. Le lagunage naturel est un procédé de traitement naturel des eaux usées comprend essentiellement 3 bassins, dont le 1er fonctionne sous condition anaérobiose d'où son nom de bassin anaérobiose, le second bassin facultatif plus profond que le premier et enfin le troisième nommé bassin de maturation. Le lagunage naturel peut s'implanter sur un terrain présentant un fort ensoleillement, un sol relativement imperméable naturellement et surtout une superficie adaptée.

III.2 Historique du lagunage :

Le principe de base des phénomènes d'auto-épuration qui s'établissent naturellement sont connus depuis l'antiquité et utilisé pour l'élevage des poissons en Chine, en Sicile et en Grèce. [1] Il était déjà utilisé par les Romains, puis par les populations d'Europe centrale. Le procédé par lagunage a connu ses premières applications au tout début du XX^e siècle.

Dès 1901, la ville de San Antonio au Texas aménagea un lac artificiel de 275 ha connu aujourd'hui sous le nom de "Lac Mitchell" et toujours en service. [1]

Dans les années 20, le lagunage se développa largement de par le monde, notamment aux Etats-Unis, au Canada, en Australie, en Suède. [1] En France, il était en fait déjà utilisé depuis des siècles, mais son optimisation et la mesure scientifique de ses performances ne datent aussi que du début du XX^e siècle avec par exemple les études du professeur Albert Calmette à Lille à l'Institut Pasteur. Celui-ci vers 1900-1910, avait testé la capacité de certaines plantes d'épurer l'eau en installant un lagunage dans les fossés de la ville. [2]

La première lagune à haut rendement fut construite en 1960 en Californie. Une étude d'une organisation mondiale, réalisée en 1964, précise que seulement 7 des 39 pays étudiés utilisent les bassins de stabilisation utilisent le système d'épuration par lagunage. Ces pays sont surtout européens : Finlande, Pays-Bas, Roumanie.

Les Etats-Unis détiennent le plus grand nombre de lagunage (plus de 20000) dont la moitié traite les eaux domestiques, le reste les rejets industriels. [1]

En Algérie, les premières installations ne datent que d'une quinzaine d'années et restent encore peu exploitées [3]

Les efforts consentis pour adopter cette technique aux conditions spécifiques de la région restent encore insuffisantes.

III-3 Lagunage naturel

Le principe du lagunage consiste à envoyer les eaux usées dans plusieurs bassins en cascade, généralement trois. Le processus d'auto-épuration qui s'établit dans les bassins, est dû en grande partie à des organismes vivants (algues, bactéries...) qui prolifèrent et trouvent leur équilibre en fonction des conditions de milieu. [4]

Le procédé par lagunage est la méthode de traitement la plus commune lorsqu'on dispose de grandes surfaces de terrain, et en extension tant sur le plan technique que scientifique. Le lagunage est très utilisé dans de nombreux pays, notamment les pays en voie de développement.

« *Le lagunage est simple, écologique, rustique, fiable et peu onéreux du fait de son fonctionnement non mécanisé, avec des résultats hautement satisfaisants en matière de décontamination* » [5]

III.4 Mécanisme de fonctionnement de lagunage naturel

La technique de l'épuration des eaux usées par lagunage consiste à faire circuler lentement un effluent (prétraité) dans une succession de bassins (appelés lagunes). Au cours de ce cheminement, la dégradation de la matière organique est assurée principalement par des microorganismes aérobies.

Les matières en suspension de l'eau brute décantent dans le bassin de tête. Leur dégradation se fait par le mécanisme de symbiose algue-bactérie par la photosynthèse concernant les algues, et l'oxydation concernant les bactéries. Au cours de ce traitement, la surface de l'eau est en contact direct avec l'air ce qui active la réaction photosynthétique des algues, donc la libération de l'oxygène qui est nécessaire au développement des bactéries aérobies, ces derniers en même temps libèrent le gaz carbonique (CO_2) et des sels minéraux qui participent au développement et à la multiplication des algues. Au fond du bassin où le milieu est pauvre en oxygène, des bactéries anaérobies dégradent la matière organique par voie de fermentation en dégageant le gaz carbonique et le méthane. [6]

Le lagunage naturel peut être utilisé en traitement complet des effluents ou en traitement tertiaire pour affiner la qualité de l'eau traitée par une boue activée (par exemple pour la désinfection). [7]

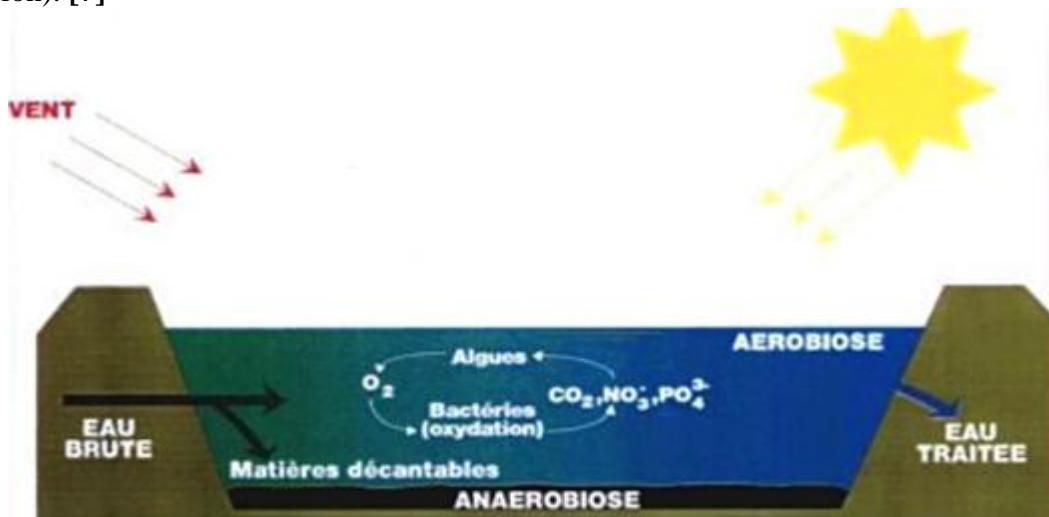


Figure 11 : Mécanisme de fonctionnement de lagunage naturel

III-5 Classification des lagunes

III.5.1 Classification en fonction du régime

III.5.1.1 Lagune à microphytes

Bassin dont la profondeur est d'environ 1 m et où la biomasse végétale est principalement constituée par des bactéries et des algues microscopiques (phytoplancton). La minéralisation de la matière organique soluble en suspension est assurée par les bactéries aérobies, elles la transforment en eau, gaz carbonique, nitrates et phosphates. Ces composés simples vont être assimilés par les algues qui, grâce à la lumière du soleil, vont effectuer la photosynthèse pour assurer leur métabolisme et libérer de l'oxygène essentiel pour la vie des bactéries aérobies dans la lagune. Il y a donc une coopération entre les plantes et les micro-organismes. [8]

III.5.1.2 Lagune à macrophytes

Les lagunes à macrophytes constituent le plus souvent le dernier bassin. Ou se développent des algues macroscopiques et des plantes aquatiques qui se nourrissent des algues microscopiques. Et permettent une élimination directe des sels nutritifs assimilés. Ces bassins sont caractérisés par une faible profondeur d'eau, variant de 0.3 à 0.6 m [9]

III.5.1.3 Lagune composite (mixte)

Ce type de bassins regroupe une partie composée de microphytes et une plantée de macrophytes. Il faut pour cela aménager les bassins, bien dimensionner et localiser les zones plantées afin de pouvoir assurer un fauchage régulier des végétaux. [4; 9]

III.5.1.4 Lagune anaérobie

Typiquement, ces lagunes ont une profondeur de 2 à 5 m et le temps de séjour de l'effluent y est de 2 à 5 jours. Ils reçoivent des effluents bruts et mènent à des réductions de la DBO₅ de 40 à 60 % et des solides en suspension de 50 à 70 %. [10]

La charge organique volumétrique admissible dans les bassins anaérobies est comprise entre 100 g DBO/m³ /j et 400 g DBO/m³ /j (Mara et Pearson, 1998). La charge organique minimale de 100 g DBO₅ /m³ /j est nécessaire pour permettre de créer les conditions anaérobiques dans le bassin anaérobie et la limitation de la charge organique à 400 g DBO₅ /m³ /j a pour objectif d'éviter les nuisances olfactives pouvant résulter de l'émanation de l'hydrogène sulfureux en cas de surcharge organique (Mara, 1976). Au fond du bassin, les bactéries anaérobies dégradent la matière organique décantée et engendre un dégagement de biogaz. Les « croûtes » de boues qui se forment à la surface des bassins sont signes de bon fonctionnement, et permettent de maintenir l'anaérobiose. Ce type de bassin est conçu pour des influents ayant les caractéristiques suivantes : DCO/ DBO < 3 ; **DBO / N / P = 100/5/1**. L'inconvénient majeur que présente le bassin anaérobie est le dégagement d'odeur qui est due à l'élimination de l'hydrogène sulfuré [11]

III.5.1.6 Lagune facultative

Les lagunes facultatives comportent trois zones. Une zone anaérobie en fond de bassin et une zone aérobie en surface qui reçoit l'oxygène du processus de photosynthèse des algues permettent à une population bactérienne aérobie de se développer [8 ; 9]

Ces bassins jouent un rôle important pour la réduction des bactéries ainsi que la charge polluante. Ils permettent de réduire 70 à 80% de la charge en DBO mais aussi de l'azote et du phosphore. On distingue habituellement trois couches distinctes au sein du bassin : une zone supérieure productrice d'oxygène via la photosynthèse ; une zone centrale peuplée de bactéries utilisant l'oxygène pour transformer la pollution soluble et nourrir ainsi les algues ; une zone inférieure où s'accumulent les matières décantables, en condition anaérobie (zone des boues). A travers l'activité photosynthétique des algues dans le bassin, on note une variation des paramètres au cours de la journée (oxygène dissous monte et descend avec l'intensité lumineuse, pH augmente avec la consommation de CO₂ dissous dans l'eau). On distingue deux types de bassins facultatifs : le bassin facultatif primaire qui reçoit directement les eaux brutes et le bassin facultatif secondaire qui reçoit les eaux traitées du bassin anaérobie. Les eaux traitées du bassin facultatif sont généralement de couleur verte caractérisant ainsi la présence des algues. Elles peuvent aussi être colorées en rouge à cause de la présence de bactéries pourpres réductrices de soufre (Mara, 1997). [11]

III.5.2 Classement selon la place dans la filière épuratoire

On peut distinguer quatre types

III.5.2.1 Bassins de stabilisation primaires Ce sont des bassins qui reçoivent des eaux usées non traitées ou brutes;

III.5.2.2 Bassins de stabilisation secondaires Ce sont des bassins qui reçoivent des effluents de décanteurs primaires ou ceux provenant d'un traitement biologique secondaire;

III.5.2.3 Bassin de maturation C'est un bassin dont la fonction principale est la réduction du nombre des microorganismes pathogènes grâce à un temps de rétention prolongé;

III.5.2.4 Bassin à poissons C'est un bassin de maturation employé pour l'élevage de poissons. [12]

III.6 Performance épuratoire de lagunage naturel :

L'appréciation de l'épuration peut être également effectuée en comparant les concentrations à l'entrée et les concentrations à la sortie du lagunage étant donné que les critères minéraux applicables aux rejets d'effluents liquides dans le milieu naturel sont exprimés ainsi. Cependant, l'utilisation du calcul de rendement épuratoire réalisé sur les concentrations entrée-sortie mesurées le même jour est controversé en raison du temps de séjour élevé dans les bassins et des variabilités climatiques qui induisent une non conservation des débits entre l'entrée et la sortie du dispositif. Pour certains auteurs, il est préférable de calculer le rendement sur le flux de l'influent et de l'effluent qui associent les concentrations aux débits

L'efficacité du Lagunage a été évaluée selon trois méthodes :

- la comparaison des concentrations dans l'influent et l'effluent.
- le pourcentage de réduction des concentrations entrée-sortie.
- le pourcentage d'abattement des paramètres calculé sur les flux entrants et sortants. [13]

L'abattement en DBO_5 est de l'ordre de 40% en conditions hivernales, à charge égale il peut atteindre 50 à 60% en période estivale dans le lagunage anaérobiose, mais la présence des algues rend la mesure de la DBO_5 aléatoire même sur un échantillon filtré (passage possible des micro-algues à travers le filtre).

La teneur en matières en suspension de l'effluent traité reste élevée et varie de façon très sensible suivant les saisons de 50 à 150 mg/l. [14 ; 15]

III.6.1 Les germes

En ce qui concerne l'élimination bactériologique, ce procédé conduit à une réduction très importante des germes, cette élimination des germes constitue un des avantages le plus important. [16]

De nombreux auteurs mentionnent des taux d'abattement du lagunage naturel très élevés allant jusqu'à l'élimination presque totale; [17]

Cette bonne élimination des germes est essentiellement lié au temps de séjour de l'effluent qui est de l'ordre de quelques semaines.

II.6.2 l'azote

Le rendement en azote peut atteindre des valeurs très élevées variant entre 80% et 99% cependant il peut être parfois très faible car il est très sensible à la charge, En moyenne Les rendements sur l'azote et le phosphore sont de l'ordre de 65 % avec des variations saisonnières importantes. [15 ; 17]

III.7 Avantages et inconvénients du lagunage naturel

III.7.1 Les Avantages

Le lagunage naturel présente de nombreux avantages par rapport aux autres procédés :

- Très bonne intégration paysagère;
- Quand le lagunage est bien dimensionné, une large fraction de l'azote et une part importante du phosphore sont éliminé (en été).;
- S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ;
- Pas de construction “en dur”, le génie civil simple ;
- Absence de nuisance sonore ;
- Bon rendement sur les germes pathogènes en été ;
- L'exploitation reste légère mais, si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ;
- Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable ;
- Bon outil pour l'initiation à la nature ;
- Les boues de curages sont bien stabilisées sauf celles présentes en tête du premier bassin. [18]

III.7.2 Les Inconvénients :

- Surface nécessaire très importante ;
- Contrainte possible si l'installation nécessite une imperméabilisation du sol (argile ou géomembrane) ;
- Matière en suspension importante en rejet (organismes planctoniques) problématique pour de petits milieux récepteurs ;
- Variations saisonnières de la qualité d'eau de sortie ;
- Adapté pour un type de pollution organique : n'apprécie pas les grandes concentrations ponctuelles, et les pollutions chimiques ;
- Difficulté et coût important de l'extraction des boues;
- En cas de mauvais fonctionnement ou de mauvais entretien : risque d'odeurs, de développement d'insectes (moustiques), de dysfonctionnement (perforation des digues par les rongeurs). [19]

III.8 Conclusion

En résumé le lagunage naturel présente de multiples avantages : rustique et économique par rapport aux autres procédés d'épuration. Ainsi que leur principe de fonctionnement et ses performances épuratoires.

IV.1 Introduction

L'étude de faisabilité va permettre de choisir le meilleur site d'implantation de lagune, déterminer les caractéristiques des eaux à traiter et la nature du terrain...etc. Ce travail est indispensable, surtout si les terrains disponibles sont hétérogènes. Plusieurs critères interviennent.

Les points suivants devront en particulier être pris en compte.

IV.2 Les facteurs climatiques:

Les facteurs climatiques jouent un rôle très important dans l'épuration par lagunage car cette technique de traitement est soumise à l'action des agents atmosphériques, qui influent directement sur la vitesse de dégradation de la charge organique et le développement bactrien. [3]

IV.3 Vent

Le vent cause des turbulences qui assurent un brassage de la masse d'eau et favorise l'oxygénation et la répartition de la température des eaux dans les bassins, mais qui peuvent aussi dégrader les digues par batillage et entraîner les odeurs aux centres urbaines.

Il permet également le renouvellement de la pellicule d'air située immédiatement au dessus de la surface d'eau évaporant et collabore aux échanges d'azote sous forme de N₂ ou de NH₃. [3]

Et nous permet de fixer l'implantation du système de telle sorte à éviter le rabattement sur les habitations des mauvaises odeurs susceptibles de provenir de l'installation. [10]

Donc, il faut connaître l'intensité et la direction des vents dominants.

IV.4 L'évaporation

L'évaporation influence le bon fonctionnement des lagunes et doit être prise en compte lors des calculs de dimensionnement des différents bassins car elle diminue la quantité des effluents à traiter et augmente le temps de passage

IV.5 La température:

Les variations de température du milieu lagunaire influent sur le bon fonctionnement de la lagune puisqu'elles affectent la production d'oxygène par photosynthèse et agissent sur le mécanisme de croissance et de survie des micro-organismes qui peuplent ces bassins.

L'optimum de production d'oxygène se situe vers 20°C. Le lagunage ne peut fonctionner normalement qu'entre 5°C et 35°C. [3]

I.6 La pluviométrie

Elle doit être connue pour le calcul de la hauteur des digues, afin d'éviter tout risque d'inondation. [10]

IV.7 Le type et la quantité d'effluents à traiter

Toutefois, avant de concevoir tout procédé d'épuration, il est impératif de caractériser l'effluent à traiter, qualitativement et quantitativement. Les facteurs à prendre en compte sont:

- Population : elle doit être définie précisément sur un terme de 10-15 ans, qu'elle soit sédentaire ou saisonnière.
- Débit : à mesurer soigneusement. Il est de l'ordre de 150 à 200 l / habitant / jour
- Charge organique : exprimée en DBO5, elle doit être connue afin de dimensionner correctement les installations.

Les concentrations bactériennes : elles varient peu : dans 100 ml d'effluent, on trouvera en moyenne, 10^8 coliformes totaux, 10^7 coliformes fécaux, 10^6 streptocoques fécaux, 10^2 salmonelles, ainsi que le lagunage naturel permet un abattement considérable des concentrations en bactéries (de 10^4 à 10^5). [20]

IV.8 Le réseau

Le type de réseau d'accordement a son impact sur la qualité des effluents, car les effluents concentré provenant des réseaux séparatifs sont les plus adaptés à ce traitement, ceux amenés par un réseau unitaire ne sont pas à exclure, à condition de bien dimensionner les bassins. [21]

IV.9 Etude de reconnaissance des terrains

Une fois qu'on a examiné les contraintes relatives aux facteurs climatiques, à la nature du réseau et la qualité de l'effluent.

On passe aux contraintes dues au site en effectuant une étude préalable des sols essentiellement pour déterminer leurs perméabilités dans la mesure où ils peuvent être mis en œuvre pour la réalisation des lagunes, en effet, il s'agit des études suivantes:

IV.9.1 Topographie

Il faut évidemment, plutôt choisir un terrain plat qu'un terrain accidenté. Il est nécessaire de posséder un plan topographique détaillé, tant au stade des études préliminaires que du projet.

Au stade des études préliminaires, il permet d'implanter les travaux de reconnaissance, de relier toutes les observations et d'étudier l'hydrographie du site.

Au stade du projet, il permet notamment d'apprécier la surface au sol nécessaire, en fonction de la pente du terrain naturel, et de rattacher la lagune à son environnement (au lit d'un oued, aux autres ouvrages du dispositif d'assainissement, à l'exutoire...) [22]

IV.9.2 Géologie

La structure géographique du site peut être étudiée, dans une première approche, à partir d'une carte géologique locale.

Il s'agit alors de repérer les affleurements rocheux et de noter leurs caractéristiques. On essaie, ensuite, de les relier entre eux. Lorsqu'aucun affleurement ne peut être observé, il faut se contenter d'étudier la nature du sol en surface et de noter ses variations ainsi que celles de la végétation.

Cette base minimale, permet de définir les zones les plus favorables à la construction de la lagune.

Les conclusions portent en principe sur :

- _ La présence ou non de blocs pouvant gêner les travaux et la profondeur du substratum
- _ Les risques de fuites dans les terrains et le rocher de substratum ;
- _ La position des zones humides ou des sources :
- _ La nature des matériaux du site ;
- _ La nature des matériaux des carrières voisines et susceptibles d'être utilisés ;
- _ L'existence de zones meubles plus adaptées à servir de ballastières. [22]

IV.9.3 Hydrogéologie et hydrographie

Cette étude est utile pour confirmer l'épaisseur de la couche étanche et pour déceler d'éventuelles couches perméables. Et il faut connaître le niveau de la nappe phréatique et ses fluctuations, pour pouvoir apprécier les risques de contamination des eaux souterraines, surtout si la nappe est exploitée.

Par ailleurs, les travaux de réhabilitation des bassins sont aussi générés par la proximité d'une nappe. [22]

IV.9.4 Etude géotechnique

C'est, généralement l'étude la plus importante à réaliser pour pouvoir apprécier la nature du sol. Et ça permet, également, de vérifier la bonne homogénéité du terrain.

Cette étude comprend une reconnaissance géotechnique du site et des essais in situ et en laboratoire. [22]

IV.9.4.1 Essais de laboratoire

Les essais faits en laboratoire sur les échantillons prélevés pendant la campagne de reconnaissance doivent permettre d'identifier correctement les matériaux, d'en déterminer certaines caractéristiques mécaniques, et les normes de réemploi s'ils doivent être utilisés dans les remblais. [22]

a. L'analyse granulométrique

Faite par tamisage pour les éléments les plus grossiers (supérieurs à 0,08 mm) et par sédimentométrie pour les éléments les plus fins. A la suite de cet essai, on peut préciser la classe du matériau considéré. [22]

b. La teneur en eau naturelle c. La mesure de la teneur en matières organiques

Qui donne une idée de l'état de saturation du matériau en sol, et de son aptitude au compactage. [22]

c. La mesure de la teneur en matières organiques

Où les fortes teneurs risquent d'entraîner des tassements importants. Des dégagements de gaz par fermentation avec possibilité de soulèvement d'une éventuelle géomembrane peuvent aussi se produire. [22]

d. Les limites d'Atterberg

Qui sont les teneurs en eau correspondant à un changement d'état des argiles (passage de l'état liquide à l'état plastique, et de ce dernier à l'état solide). Ces valeurs permettent de préciser le comportement du sol au compactage. [22]

e. Essais concernant les conditions de réemploi

L'essai de compactage Proctor permet de déterminer en laboratoire la teneur en eau des terres qui donne le meilleur compactage pour une énergie donnée et la meilleure densité sèche maximale correspondante. Sur ce matériau compacté, on peut faire des mesures de perméabilité et imposer des normes de compactage pour une bonne exécution et un choix d'engin pour mise en œuvre aux travaux. [22]

IV.9.5 La mesure du coefficient de perméabilité

Avec un perméamètre permet de préciser cette valeur pour du matériau en place, mais plutôt pour du matériau remanié et traité par compactage.

A l'exception des cas très délicats (fortes pentes, profondeur importante du plan d'eau ou très mauvaise qualité des terrains de fondation), les essais mécaniques (cedométrie ou triaxial) ne seront pas nécessaires. [22]

IV.10 Conclusion

L'étude de faisabilité permet de choisir, définitivement, le terrain d'implantation de la lagune et de conclure sur sa faisabilité et elle conduit aux meilleurs choix pour la conception de la station.

V.1 Introduction

Une station d'épuration doit être dimensionnée de sorte qu'elle puisse répondre aux deux principaux objectifs : capacité et efficacité. Ces différents ouvrages doivent permettre le traitement des débits et des charges polluantes prévus.

V.2 Calculs De Base

V.2.1 Détermination de la capacité hydraulique de la station

V.2.1.1 Consommation moyenne journalière domestique

En tenant compte des besoins en eau domestiques et des équipements, la consommation moyenne journalière se détermine par la formule suivante :

$$Q_{\text{cons},j} = (D * N) / 1000 \quad (\text{m}^3/\text{j}) \quad \dots \dots \dots \quad (\text{V.1})$$

$Q_{\text{cons},j}$: la consommation moyenne journalière (m^3/j)

N : Nombre de consommateur

D : Dotation moyenne journalière.

TableauV1 : Estimation des débits moyenne journalière domestique

Année	Population (Hab)	Dotation 1/hab/j	$Q_{\text{cons},j}$ (m^3/j)
2035	3980	180	716,4
2050	5598	200	1119,6

V.2.1.2 Débits des eaux usées urbaines

Pour l'estimation du débit des eaux usées urbaines, il faut prendre en considération le taux de raccordement qui représente le pourcentage des eaux usées raccordées au réseau d'assainissement d'une part et le taux de rejet des eaux de consommation d'autre part qui est de 80%.

C_{rej} : coefficient de rejet d'eaux usées égal à 0.8

Q_{EU} : débit moyen journalier d'eaux usées en (m^3/j) :

$$Q_{\text{EU}} = Q_{\text{cons},j} * C_{\text{rej}} \dots \dots \dots \quad (\text{V.2}) \quad [30]$$

Tableau V.2 : Estimation des débits des eaux usées urbaines

Année	Population (Hab)	Taux de raccordement	Population raccordée (hab)	$Q_{\text{cons},j}$ (m^3/j)	Q_{EU} (m^3/j)
2035	3980	1	3980	716,4	573,12
2050	5598	1	5598	1119,6	895,68

V.2.1.3 Débits des équipements (Q_{équi})

Pour l'estimation du débit des équipements on prend 10 % du débit des eaux usées urbaines.

Tableau V.3 : Estimation des débits des équipements

Année	Q _{EU} (m ³ /j)	Q _{équi} (m ³ /j)
2035	573,12	57,31
2050	895,68	89,56

V.2.1.4 Le débit totale journalier d'eau usée rejetée (Q_{moy,j})

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy,j} = Q_{EU} + Q_{équi} \dots \dots \dots (V.3)$$

Tableau V.4 : Estimation des débits journalier d'eau usée

Année	Q _{moy,j} (m ³ /j)
2035	630,43
2050	985,25

V.2.1.5 Le débit moyen horaire (Q_{moy,h})

Le débit moyen horaire est calculé par la formule : [30]

$$Q_{moy,h} = Q_{moy,j} / 24h \dots \dots \dots (V.4)$$

Tableau V.5 : Estimation des débits moyens horaires

Année	Q _{moy,h} (m ³ /h)
2035	26,27
2050	41,05

V.2.1.6 Le débit moyen diurne (Q_{md})

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

Il est calculé comme suit : [30]

$$Q_{md} = Q_{moy,j} / 16h \dots \dots \dots (V.5)$$

V.2.1.7 Le débit de pointe en temps sec ($Q_{pte,sec}$)

Le débit de pointe en temps sec est calculé par la formule suivante : [30]

$$Q_{pte,sec} = K_p \times Q_{moy,j} \dots \dots \dots \quad (V.6)$$

Avec :

K_p : coefficient de pointe défini par :

$$K_p = \begin{cases} 1,5 + (2,5 / \sqrt{Q_{moy,j}}) & \text{si } Q_{moy,j} \geq 2,8 \text{ l/s} \\ 3 & \text{si } Q_{moy,j} < 2,8 \text{ l/s} \end{cases}$$

Tableau V.6 : Estimation des débits de pointe en temps sec

Année	Population (Hab)	$Q_{moy,j}$ (l/s)	K_p	$Q_{pte,sec}$ (l/s)	$Q_{pte,sec}$ (m^3/h)
2035	3980	7,3	2,43	7.28	63,71
2050	5598	11,40	2,24	25,55	91,97

V.2.1.8 Le débit de pointe en temps de pluie $Q_{pte,p}$

Ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte,p} = (2-5) * Q_{pte,sec} \dots \dots \dots \quad (V.7)$$

Nous avons choisi un facteur de dilution égal à 2 car la région d'étude est caractérisée par une moyenne pluviométrie.

$$\Rightarrow Q_{pte,p} = 2 * Q_{pte,sec}$$

Tableau V.7: Estimation des débits de pointes en temps de pluie

Année	Population (Hab)	$Q_{pte,p}$ (m^3/h)
2035	3980	127,43
2050	5598	183,94

V.2.1.9 Détermination du nombre d'équivalents habitants (E.H)

Sur la base des résultats obtenus des débits des eaux usées (Tableau N°30), la capacité en équivalent habitant de la future station d'épuration sera comme suit :

$$EH = \frac{Q_{moy,j}}{R_s} \dots \dots \dots \quad (V.8)$$

Avec :

Charge de la station = débit de rejet des eaux usées entrant dans la station d'épuration.

R_s : Rejet spécifique = Taux de raccordement * taux de rejet * dotation

Tableau V.8 : Estimation d'équivalent habitant

Année	Taux de raccordement	Dotation l/hab/j	$Q_{moy,j}$ (m ³ /j)	Rejet spécifique (l/hab/j)	Equivalents Habitants (E.H)	Equivalents - Habitants (E.H) avec majoration
2035	1	180	630,43	144	4378	4400
2050	1	200	985,25	160	6158	6200

Donc, les capacités en équivalent habitant de la future station d'épuration en 2035 et en 2050 sont respectivement de 4400 E.H et 6200 E.H. On refait les calculs précédents, on trouvera les débits max entrant à la STEP (m³/s) en temps sec et en temps de pluie, les résultats sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau V.9 : Estimation des débits max entrant à la STEP (m³/s) en temps sec et en temps de pluie.

Année	Débit total (m ³ /j)	<u>Equivalents Habitants (E.H) avec majoration</u>	Débit total (m ³ /j) <u>avec majoration</u>	C_p	Q_{pTs} (m ³ /h)	Q_{pp} (m ³ /h)
2035	630,43	4400	633,60	2,43	64,15	128,30
2050	985,25	6200	992	2,24	92,59	185,18

V.3 Evaluation de la charge polluante

Il faut prendre le cas le plus défavorables en considérant que les productions moyennes admises sont :

54 g/hab/j de DBO₅
70 g/hab/j de MES

A partir de ces valeurs on calcule les charge journalières exprimées en Kg/j :

$$C_{DBO5} = 54 * EH * 10^{-3}$$

$$C_{MES} = 70 * EH * 10^{-3}$$

Les concentrations seront calculées par les formules suivantes :

$$[DBO5] = C_{DBO5} / Q_{moy,j}$$

$$[DES] = C_{MES} / Q_{moy,j}$$

Tableau V.10 : Les résultats de calcule des charges polluantes pour les deux horizons

Horizon d'étude	2035	2050
DBO5		
Rejet spécifique (g/hab/j)	54	54
Charge journalière C_{DBO5} (kg/j)	237,6	334,8
Concentration (mg/l)	375,0	337,5
MES		
Rejet spécifique (g/hab/j)	70	70
Charge journalière C_{MES} (kg/j)	308	434
Concentration (mg/l)	486,11	437,5

Tableau V.11 : Récapitulatif des calculs de base pour le dimensionnement

Paramètre	Unité	à l'horizon 2035	à l'horizon 2050	L'extension
Le débit moyen journalier ($Q_{moy,j}$)	m^3/j	633,60	992	358,4
Le débit de pointe à temps sec ($Q_{pte,sec}$)	m^3/h	64,15	92,59	28,44
Le débit de pointe à temps de pluie ($Q_{pte,p}$)	m^3/h	128,30	185,18	56,88
Nombre d'équivalent habitant ($N_{eq,H}$)	EH	6200	4400	1800
C_{DBO5}	kg/j	237,6	334,8	97,2
C_{MES}	kg/j	308	434	126

V.4 Dimensionnement des ouvrages

V.4.1 Prétraitement

Le dimensionnement du prétraitement a été effectué pour l'horizon **2050**.

V.4.1.1 Dégrilleur

Les déchets véhiculés par l'effluent sont éliminés dès leur arrivée dans la station grâce au dégrillage manuel. Les eaux usées passent par des grilles de plus en plus fines où les matières volumineuses sont retenues. Il y a deux types de dégrillage.

La détermination de la section de la grille est donnée par la formule suivante :

$$S = Q_{max} / v$$

Avec :

Q_{max} : Débit max entrant à la STEP (m³/s)

v : Vitesse de passage à travers les grilles : 0,8 m/s

D'où :

$$S = Q_{max} / v$$

$$S = (185,18 / 3600) / 0,8$$

$$S = 0,06 \text{ m}^2$$

Pour une grille à nettoyage manuel: $\delta = 0,25$

L'épaisseur des barreaux du dégrillage fin est de 3 à 10 mm et celui du dégrillage grossier est de 50 à 100 mm

L'espacement des barreaux du dégrillage fin est de 1 mm et celui du dégrillage grossier est de 2 mm

Source : mémento technique de l'eau

a. Le dégrillage grossier

Le dérailleu grossier épure l'eau avec des grilles espacées de quelques millimètres pour retirer les déchets dont le volume est supérieur à 2 ou 3 cm.

Les grilles mises en place sont de type manuel, composées de barreaux droits rectangulaires en inox inclinés à 60° sur l'horizontale.

La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe (Q_{pp}).

Soit :

Espacement entre les barreaux (d = 50 mm)

Épaisseur des barreaux (e = 20mm)

La hauteur de la grille est estimée par :

$$h_{max} = S \times \sin \alpha / \delta \times (1-\beta) \times l \dots \dots \dots \text{(VI.9)}$$

Avec :

S : section de la grille m^2

δ : Coefficient de colmatage de la grille :

β : représente la fraction de surface occupée par les barreaux

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 60°

$\beta = \text{Epaisseur des barreaux} / \text{Epaisseur} + \text{Espace} \text{ment}$

$\beta = e / (d+e)$

$\beta = 20 / (50 + 20) = 0,29$

δ : Coefficient de colmatage.

Pour une grille à nettoyage manuel : $\delta = 0,25$

Largeur de la grille : $l = 1,5m$

D'où:

$$h_{max} = 0,21 \text{ m}$$

Les pertes de charge à travers la grille se calculent par la formule suivante : [30]

$$\Delta h = \beta (e / d)^{4/3} (V^2 / 2g) \sin \alpha \dots \dots \dots \text{(VI.10)} \quad (\text{formule de Kirschmer})$$

Avec :

e : épaisseur des barreaux : 0,02 m

d : espace entre les barreaux : 0,05 m

V : Vitesse amont : 0,8 m/s

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 60°

β : Facteur de forme : 2,42 pour une section rectangulaire

$$\Delta h = 2,42 (0,02 / 0,05)^{4/3} ((0,8)^2 / 2 \times 9,81) \sin 60 = 0,02 \text{ m}$$

$\Delta h = 0,02 \text{ m}$

a.1 Le refus annuel de la Grille grossière

$$V_R = 12/d = 12/5 = 2,4 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 6200 \text{ EH} : V_R = 14,88 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_R' = 15/d = 15/5 = 3 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 6200 \text{ EH} : V_R' = 18,60 \text{ m}^3/\text{an}$$

Avec :

d : Espace entre les barreaux en cm

Donc le volume varie de 14,88 à 18,60 m³/an, avec un volume moyen des refus de **16,74 m³/an**.

b. Le dégrillage fin

Le dérailleuse fin est constitué de grilles encore moins espacées, va éliminer les déchets d'un volume supérieur à 1 cm.

Les grilles mises en place sont de type manuel, composées de barreaux droits rectangulaires en inox inclinés à 60° sur l'horizontale.

La grille est dimensionnée avec une vitesse de passage de l'eau brute (v) au débit de pointe (Q_p_p).

Soit :

Espace entre les barreaux (E = 10 mm)

Épaisseur des barreaux (e = 10 mm)

La hauteur de la grille est estimée par :

$$h_{\text{max}} = S \times \sin \alpha / \delta \times (1 - \beta) \times l$$

Avec :

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 60°

$$\beta = 10 / (10 + 10) = 0,5$$

Largeur de la grille : l = 1,5m

D'où : **h max = 0,3 m**

Les pertes de charge à travers la grille :

$$\Delta h = \beta (e / d)^{4/3} (V^2 / 2g) \sin \alpha$$

Avec :

d : épaisseur des barreaux : 0,01 m

e : espace entre barreaux : 0,01 m

V : Vitesse amont : 0,8m/s

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 60°

β : Facteur de forme : 2,42 pour une section rectangulaire

$$\Delta h = 2,42 (0,01 / 0,01)^{4/3} ((0,8)^2 / 2 \times 9,81) \sin 60 = 0,067 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0,067 \text{ m}$$

b.1 Le refus annuel de la Grille fine

$$V_R = 12/d = 12/1 = 12 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 6200 \text{ EH} : V_R = 74,4 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$V_R = 15/d = 15/1 = 15 \text{ l/EH.an} \quad \text{pour} \quad 6200 \text{ EH} : V_R = 93 \text{ m}^3/\text{an}$$

Avec :

d : Espace entre les barreaux en cm

Donc le volume varie de 74,4 à 93 m³/an, avec un volume moyen des refus de **83,7 m³/an**.

Les résidus comportent des matières non fermentescibles (pierres, métaux), peu fermentescibles (papiers, chiffons, bois) ou très fermentescibles (débris végétaux déjections).

V.4.1.2 Dessablage

Soit : - Une vitesse ascensionnelle de **15 m/h**

- Un temps de séjour de **10 mn**

a. Volume du canal

$$V = Q_{\max} \times t_s \dots \dots \dots \text{(VI.11)}$$

$$V = 185,18 \times 10 / 60 = 30,86 \text{ m}^3$$

$$V = 30,86 \text{ m}^3$$

b. Surface du canal

$$S = Q_{\max} / V_{\text{asc}} \dots \dots \dots \text{(VI.12)}$$

$$S = 185,18 / 15 = 12,34 \text{ m}^2$$

$$S = 12,34 \text{ m}^2$$

Nous adopterons un seul (01) déssableur.

c. La hauteur

$$H = V_{asc} \times t_s \dots \dots \dots \text{ (VI.13)}$$
$$H = 2,5 \text{ m}$$

Les dimensions du déssableur seront définies par le rapport suivant : $L = 6 \times l$
D'où : $S = L \times l = 6 \times l^2$

Chaque ouvrage aura les dimensions planes suivantes :
Longueur : $L = 8,60 \text{ m}$.
Largeur : $l = 1,43 \text{ m}$.

b. Calcul des charges polluantes à la sortie du dessableur

Le dessablage élimine dans les environs de 70% des matières minérales présentes dans les eaux usées : [21]

$$MMS_{sortie} = 30\% MMS_{entrée}$$

$$MES = 70\% MVS + 30\% MMS \quad \text{Avec :}$$

$MMS_{entrée}$: Matières minérales en suspension à l'entrée du déssableur.

MMS_{sortie} : Matières minérales en suspension à la sortie du déssableur.

MVS : Matières volatiles en suspension.

MES : Matières en suspension à l'entrée du déssableur

A partir de ces hypothèses, on peut calculer les quantités des matières éliminées par le dessableur :

$$MMS_{entrée} = 0.3 \times MES = 0.3 \times 434 = 130.2 \text{ kg/j}$$

$$MMS_{sortie} = 0.3 \times MMS_{entrée} = 0.3 \times 130.2 = 39.06 \text{ kg/j}$$

$$MVS_{sortie} = 0.7 \times MES = 0.7 \times 434 = 303.8 \text{ kg/j}$$

$$MES_{sortie} = MMS_{sortie} + MVS_{sortie} = 39.06 + 303.8 = 342.86 \text{ kg/j}$$

$$MES_{éliminé} = MES - MES_{sortie} = 91.14 \text{ kg/j}$$

V.4.1.2 Calcul de Déshuileur

Le lagunage devrait être réservé à des effluents domestiques un dégraisseur séparé n'est donc pas nécessaire. L'élimination des huiles peut être assurée par un bassin en surface de 1 m de profondeur, 0.5 m de largeur et 1.43 de longueur.

V.4.2 Procèdes D'épurations Par Lagunage Naturel

L'épuration des eaux dans le lagunage naturel est assurée grâce à un long temps de séjour dans plusieurs bassins. Les différents bassins de lagunage sont les suivants : bassin anaérobiose (BA), bassin facultatif (BF) et bassin de maturation (BM). Chaque bassin joue un rôle important dans le traitement de l'eau usée

V.4.2.1. Bassin anaérobiose

Les lagunes anaérobies peuvent être dimensionnées de manière satisfaisante, sans risque d'odeur, La méthode semi empirique en utilisant les formules de Mara 1997 [31] basée sur la charge organique volumique en DBO_5 notée λ_a exprimée en ($g DBO_5/m^3 \cdot j$) qui est donnée par la formule : [32]

$$\lambda_a = (L_a \times Q_a) / V_a$$

Avec :

λ_a : Charge volumique , $gDBO/m^3 \cdot j$.

L_a : Charge DBO de l'effluent brut, (375 mg DBO/l).

Q_a : Débit moyen de l'effluent, ($633,6 m^3/j$)

V_a : Volume des lagunes anaérobies, m^3 .

La charge volumique et le rendement de la DBO sont en fonction de la température en appliquant les relations suivantes représentées dans le tableau N°05.

Tableau V.12 : Charge volumique et le rendement de la DBO (Mara et Pearson, 1998).

Température en °C	Charge volumique λ_a gDBO/ $m^3 \cdot J$	Réduction DBO (%)
< 10	100	40
10 – 20	20T –100	2T +20
20 – 25	10T +100	2T+ 20
> 25	350	70

Dans notre cas **T= 11,8°C**

$$\lambda_a = 20T - 100. gDBO/ m^3 \cdot j.$$

Nous adopterons une Charge volumique de **136 gDBO/ $m^3 \cdot j$** . ($20 \times 11,8 - 100$)

Le volume du bassin est donné par la formule :

$$V_a = (L_a \times Q_a) / \lambda_a$$

D'où :

$$V_a = (375 \times 633,6) / 136$$

$$V_a = \mathbf{1747,06 m}^3$$

Pour permettre le bon fonctionnement anaérobie du bassin anaérobie (favoriser la croissance des organismes anaérobies qui conduit à une grande prolifération des algues [33]), nous avons jugé utile de prendre une profondeur de 4m, donc pour une profondeur de 4 m la surface est égale à 436,76 m²

On adoptera deux bassins anaérobies ayant chacun les dimensions suivantes :

$$S_a = \mathbf{218,38 m}^2$$

$$L = \mathbf{25,6 m}$$

$$l = 8,53 \text{ m}$$

a. Calcul du temps de rétention (t_a)

$$t_a = v_a/Q_a = 1747,06/633,6 = 2 \text{ jours } 18 \text{ heures } 14 \text{ minutes}$$

V.4.2.2. Bassin facultatif

Ce bassin est généralement de faible profondeur, de l'ordre de 1 à 1,8 m afin de permettre la pénétration des radiations solaires et le traitement aérobie de la pollution dissoute et une surface plus importante que les bassins anaérobies [34]

Le dimensionnement des lagunes facultatives se fait sur la base de la charge superficielle en appliquant les relations suivantes : [32]

$$\lambda_f = 10 L_f Q_f / A_f$$

Avec :

λ_f : charge surfacique, kgDBO/ha.j

L_f : charge en DBO de l'effluent à l'entrée du bassin facultatif, mg/l

Q_f : débit moyen de l'effluent, m³/j

A_f : surface des lagunes facultatives, m²

La valeur admissible pour λ_f est proportionnelle à la température D'après la formule de Mara : [32]

$$\lambda_f = 350 (1,107 - 0,002T)^{T^\circ - 25}$$

Avec :

T : Température de l'air (11,8°C)

T° : Température de l'eau (La température de l'eau en hiver étant supposée supérieure à celle de l'air de 2 à 4°C) = 11,8+4 = 15,8°C

Le temps de séjour se calcule à partir du volume du bassin, en tenant compte de l'évaporation : [32]

$$t_f = 2A_f P_f / (2Q_f - 0,001rA_f)$$

Avec :

t_f : temps de rétention dans les bassins facultatifs, j

P_f : profondeur du bassin, m

r : taux d'évaporation, mm/j

a. Calcul de la Charge surfacique (λ_f)

$$\lambda_f = 350 (1,107 - 0,002T)^{T^\circ - 25}$$

D'où

$$\lambda_f = 350 (1,107 - 0,002 * 11,8) \text{ puissance (15,8-25)}$$

$$\lambda_f = 167,5 \text{ kgDBO/ha.j}$$

b. Calcul de la surface (A_f)

$$A_f = 10 L_f Q_f / \lambda_f$$

Avec :

$$L_f = L_a * (1-R) = 375 * (1-43,6/100) = 211,5 \text{ mg/l}$$

$$A_f = 10 * 211,5 * 633,6 / 167,5 = 8000,38 \text{ m}^2$$

Pour une profondeur de **1,8 m** la surface est égale à **8000,38 m²**

On adoptera deux bassins facultatifs ayant chacun les dimensions suivantes :

$$S_f = 4000,19 \text{ m}^2$$

$$L = 109,54 \text{ m}$$

$$l = 36,51 \text{ m}$$

c. Calcul du temps de rétention (t_f)

$$t_f = 2A_f P_f / (2Q_f - 0,001rA_f)$$

D'où :

$$t_f = 2 * 8000,38 * 1,8 / (2 * 633,6 - 0,001 * 7,69 * 8000,38) = 23 \text{ jours 21 heures 7 minutes}$$

NB

$R = 2*T + 20$ avec $T = 11,8^\circ\text{C}$ voir tableau N°05

$r = 7,69 \text{ mm/j}$ voir Chapitre II (partie cadre climatique)

V.4.2.3. Bassins de maturation

L'étage de bassins de maturation joue le rôle de désinfection de l'eau usée dans le traitement. En effet, ces bassins peu profonds (1-1,5m) permettent une bonne pénétration de la lumière nécessaire à la photosynthèse des algues mais également pour garantir une bonne oxygénation de l'eau tout au long de la journée. [10]

Pour le dimensionnement, Le temps de séjour étant pris égale à 4 jours, la superficie de la lagune serait de: [32]

$$A_m = (2 Q_m x T_m) / (2 P_m + 0,001 x r x T_m)$$

A_m : Surface des lagunes de maturation en m^2 .

r : Taux d'évaporation en mm/ j $r=7,69\text{mm/j}$

Q_m : Débit moyen de l'effluent à la sortie des bassins facultatifs, m^3/ j .

T_m : Temps de rétention dans les bassins de maturation, jours

P_m : Profondeur de bassin de maturation, m

A_f : surface des lagunes facultatives, m^2

a. Calcul du débit moyen (Q_m)

On négligeant les fuites, le débit est donné par la formule [35]

$$Q_m = Q_f - 0,001 x r x A_f$$

D'où :

$$Q_m = 633,6 - 0,001 x 7,69 x 8000,38 = 572,07 \text{ m}^3/\text{j}$$

b. Calcul de la Surface des lagunes (A_m)

$$A_m = (2 x 572,07 x 4) / (2x1,2+0,001x7,69x4) = 1882,76 \text{ m}^2$$

On adoptera deux bassins de maturations ayant chacun les dimensions suivantes :

$$S_m = 941,38 \text{ m}^2$$

$$L = 53,14 \text{ m}$$

$$l = 17,71 \text{ m}$$

$$H = 1,2 \text{ m}$$

Le temps de séjour globale de la station sera égale à la somme des trois temps de séjour : $T_{s1}+T_{s2}+T_{s3}= 30$ jours 15 heures et 21 minutes ce qui est un temps de séjour acceptable pour un lagunage naturel (supérieur à 30 jours)

V.4.3 Rendement épuratoire

La charge organique à l'entrée de la station en mg/l est égale à $S_0=375$ mg/l. La charge organique à la sortie du système d'épuration : $S_1=S_0/(1+K_t \cdot T_s)$ avec K_t : Constatnte de vitesse en jour^{-1}

Tableau V.13 : valeurs de K_t en fonction de la nature de l'effluent

Type d'effluent	K_t en j^{-1}
Effluents urbains bruts	0,35 à 0,39
Effluents d'un traitement primaire	0,35
Effluents d'un traitement secondaire	0,12 à 0,23

$$S_1 = 375 / (1 + 0,35(31)) = 31,75 \text{ mg/l}$$

Le rendement: $R = (S_0 - S_1) / S_0 = (375 - 31,75) / 375 = 91,53\%$. Le rendement épuratoire est excellent, car le lagunage naturel est efficace au niveau de l'élimination de la matière organique.

V.4.4 Extension de la station

Comme nous l'avons vu précédemment, la réalisation de la STEP se fera selon deux tranches :

Première : l'an 2035

Deuxième : l'an 2050

L'extension prévue pour l'an 2050 consistera à rajouter des ouvrages.

V.4.4.1 Prétraitement

Les prétraitements ont été dimensionnés avec un débit correspondant à celui de l'an 2050.

V.4.4.2 Bassin anaérobie

Ceci revient à rajouter un troisième bassin de dimensions suivantes :

Surface : **178,64 m²**

Hauteur : **4 m**

Longueur : **23,14 m**

Largeur : **7,72 m**

V.4.4.3 Bassin facultatif

Comme pour le bassin anaérobie Il y a lieu de rajouter un troisième bassin facultatif de dimensions suivantes :

Surface : **3273 m²**

Hauteur : **1,8m**

Longueur : **99,10 m**

Largeur : **33,03 m**

V.4.4.4 Bassin de maturation

Comme pour le bassin facultatif Il y a lieu de rajouter un troisième bassin de maturation de dimensions suivantes :

Surface : **1096,67 m²**

Hauteur : **1,2 m**

Longueur : **57,36 m**

Largeur : **19,12 m**

V.4.5 Description de la variante retenue

La conception du lagunage que nous proposons est de réaliser :

- Deux bassins anaérobies de **(25,6m x 8,53 m)** avec une profondeur de **04m** correspondants, à moyen terme(2035). Pour long terme(2050), prévoir un bassin anaérobie d'une surface de **178,64 m²** avec une profondeur de **04 m**.

- pour les bassins facultatifs nous proposons deux (02) bassins de **(109,54 m x 36,51m)** avec une profondeur de **1,8m**, correspondant au dimensionnement à moyen terme (2035) .Pour long terme(2050), prévoir un bassin facultatif d'une surface de **3273m²** avec une profondeur de **1,8m**.

- pour les bassins de maturation nous proposons deux (02) bassins de **(53,14 m x 17,71m)** avec une profondeur de **1,2m**, correspondant au dimensionnement à moyen terme (2035). Pour long terme(2050), prévoir un bassin de maturation d'une surface **1096,60 m²** avec une profondeur de **1,2m**.

V.5 Bâtiments et Ouvrages Annexes

V.5.1 Bâtiment d'exploitation

Le bâtiment d'exploitation comprend: Un bureau du Chef de la Station, un bureau de laborantin et salle de contrôle, un laboratoire, un vestiaire et deux blocs sanitaires.

V.5.1.1 Laboratoire

Le laboratoire doit être équipé par les moyens nécessaires au bon suivi et contrôle des paramètres de qualité des eaux brutes et des eaux épurées et des boues en effectuant les analyses suivantes :

- matières en suspension (M.E.S)
- demande chimique en oxygène (DCO)
- demande biochimique en oxygène en 5 jours (DBO5)
- les teneurs en composés azotés et phosphorés.
- Les démembrements des germes témoins de contamination.
- La Qualité des eaux épurées pour la réutilisation en irrigation (type de substances dissoutes «sels», salinité de l'eau et le degré d'alcalinisation...)
- La teneur en métaux lourds et les substances nutritives (azote et phosphore) présentes dans les boues seront valorisées en irrigation.

V.6 Principes d'Exploitation de la Station

Le fait de disposer d'une station d'épuration en parfait état de marche ne suffit pas uniquement en soi pour assurer l'épuration suffisante des eaux usées et l'élimination de ses sous-produits (boue, refus, etc.).

Il faut alors disposer notamment de :

- Personnel suffisamment qualifié en nombre nécessaire ;

- Matériel d'exploitation nécessaire ;
- Manuel d'exploitation clair et pratique ;
- Moyens d'énergie;
- Petits matériels divers et pièces de rechange.

V.6 Calcul Hydraulique

Ces calculs auront pour but le dimensionnement des différentes conduites de rejet, conduit cotes de radier des différents ouvrages pour assurer la circulation de l'eau d'un bassin à un autre et le bon fonctionnement de la station de point de vue hydraulique.

V.6.1 Déversoir d'orage :

Le principe de fonctionnement de cet ouvrage en système unitaire est d'effectuer le déversement dans le milieu naturel des débits d'orage et de ne dérivé vers la station que les débits des eaux usées, appelées « débit en temps sec ».

Dans notre cas on optera pour un déversoir à seuil latéral.

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pte.sec} = 64,15 \text{ m}^3/\text{h} = 0,0179 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le débit pluvial a été estimé à $Q_{pl} = 0,282 \text{ m}^3/\text{s}$ c'est à dire 282 l/s.

Donc le collecteur principal véhiculera un débit de : $Q_v = Q_{pte.sec} + Q_{pl} = 0,0179 + 0,3 = 0,320 \text{ m}^3/\text{s}$

a. A l'amont du déversoir

On calcule le diamètre du collecteur qui véhiculera le débit d'eau total en 2030 :

$$Q_v = 0,320 \text{ m}^3/\text{s}, \quad I = 0,1\%$$

Et d'après l'abaque de Basin (01)

$$D_e = 500 \text{ mm} \quad (diamètre à l'entrer du déversoir) \quad Q_{ps} = 0,368 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{débit à pleine section})$$

$$V_{ps} = 1,88 \text{ m/s} \quad (\text{vitesse à pleine section}) \quad \text{Et d'après l'abaque de Bazin (02)}$$

$$r_Q = Q_v/Q_{ps} = 0,320 / 0,368 = 0,869 \quad (\text{rapport des débits})$$

$$r_H = H_e/D_e = 0,721 \Rightarrow H_e = 0,721 \cdot 500 = 361 \text{ mm} \quad (\text{hauteur de remplissage})$$

$$r_V = V/V_{ps} = 1,111 \Rightarrow V = 1,111 \cdot 1,88 = 2,08 \text{ m/s} \quad (\text{vitesse véhiculer})$$

b. A l'aval du déversoir

$$Q_{pte.p} = 0,035 \text{ m}^3/\text{s}, \quad I = 0,1\%$$

D'après l'abaque de Bazin (01) : $D_s = 300 \text{ mm}$, $Q_{ps} = 0,094 \text{ m}^3/\text{s}$, $V_{ps} = 1,33 \text{ m/s}$

Et d'après l'autre abaque (02) : $r_Q = 0,378$; $r_H = 0,423$, $r_V = 0,916$;

$$\Rightarrow H_s = 127 \text{ mm}, \quad V = 1,22 \text{ m/s}$$

Le débit diversé par le déversoir d'orage est : $Q_d = Q_v - Q_{pte.p} = 0,320 - 0,035$

$$Q_d = 0,285 \text{ m}^3/\text{s}$$

V.6.1.1 Dimensionnement du déversoir d'orage :

La hauteur d'entrée **He = 361 mm**

La hauteur de sortie **Hs = 127 mm**

La lame d'eau déversée : $Hd = (He - Hs) = (361 - 127) = 234$ mm. Donc la largeur du seuil déversant sera :

$$b = (3 * Qd) / 2m(2g)^{1/2}Hd^{3/2}$$

avec :

m : coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversée pour les crêtes minces $m = 0,42$

g : L'accélération de la pesanteur m^2/s

$$b = (3 * 0,285) / \{2 * 0,42 * (2 * 9,81)^{1/2} * 0,234^{3/2}\} = 1,98 \text{ m on prend } b = 2 \text{ m.}$$

V.6.1.2 Dimensionnement de la conduite de fuite :

C'est une conduite qui sert à évacuer l'eau de pluie rejetée par le déversoir d'orage vers l'oued ainsi pour avoir un bon écoulement, cette conduite doit être en béton.

On impose une pente de 0,6% $Q_d = 0,285 \text{ m}^3/\text{s}$

D'après l'abaque de Bazin (01) on aura : $D_d = 500 \text{ mm}$ $Q_{ps} = 0,368 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{ps} = 1,88 \text{ m/s}$

Donc $r_Q = 0,774$ d'après l'abaque de Bazin (02) on aura :

$$R_h = 0,655$$

$$R_v = 1,100$$

$$V = 2,06 \text{ m/s}$$

V.6.1.3 Dimensionnement des conduites

Le dimensionnement des conduites sera fait en utilisant les abaques de Bazin (**Annexe I et II**)

Q : débit de pointe à temps sec à l'horizon 2035 (m^3/s)

I : pente de la conduite (m/m)

D : diamètre de la conduite normalisé (mm) Q_{ps} : débit à pleine section (m^3/s)

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) . Il faut $0,5 < V < 3,5 \text{ m/s}$ sinon changer de diamètre.

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

R_v : rapport des vitesses $R_v = V/V_{ps}$

R_h : rapport des hauteurs $R_h = h/D$

h : hauteur de remplissage de la conduite (mm)

L'écoulement dans notre station ne nécessite aucun refoulement, il se fait gravitairement de l'amont jusqu'à l'aval, de ce fait on a choisi des conduites en béton armé. Il faut que la vitesse $0,5 < V < 3,5$ m/s sinon on change le diamètre

a. Conduite de liaison entre le dégrilleur et le déssableur déshuileur

Elle a comme dimensions les suivantes :

$$Q = 35.64 \text{ l/s}; I = 0.063 \rightarrow D = 200 \text{ mm}, Q_{ps} = 0.08 \text{ m}^3/\text{s}; V_{ps} = 2.55 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.445$$
$$\rightarrow R_v = 0.961; R_h = 0.467; h = 52 \text{ mm}; V = 2.45 \text{ m/s}$$

b. Conduite de liaison entre le déssableur déshuileur et le répartiteur

Elle est dimensionnée comme suit :

$$Q = 35.64 \text{ l/s}; I = 0.06 \rightarrow D = 200 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.078 \text{ m}^3/\text{s}; V_{ps} = 2.49 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.455$$
$$\rightarrow R_v = 0.968, R_h = 0.474; h = 53 \text{ mm}; V = 2.41 \text{ m/s}$$

c . Conduite de liaison entre le répartiteur et le bassin anaérobie 1

$$Q = 17.82 \text{ l/s}; I = 0.02 \rightarrow D = 200 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}, V_{ps} = 1.44 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.394$$
$$\rightarrow R_v = 0.826, R_h = 0.434; h = 87 \text{ mm}; V = 1.33 \text{ m/s}$$

d. Conduite de liaison entre le répartiteur et le bassin anaérobie 2

$$Q = 17.82 \text{ l/s}; I = 0.02 \rightarrow D = 200 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}; V_{ps} = 1.44 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.394$$
$$\rightarrow R_v = 0.826, R_h = 0.434; h = 87 \text{ mm}; V = 1.33 \text{ m/s}$$

g. Conduite de liaison entre la sortie de bassin anaérobie 1 et l'entré du bassin facultatif 1

$$Q = 17.82 \text{ l/s}; I = 0.02 \rightarrow D = 200 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}, V_{ps} = 1.44 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.394$$
$$\rightarrow R_v = 0.826, R_h = 0.434; h = 87 \text{ mm}; V = 1.33 \text{ m/s}$$

h. Conduite de liaison entre la sortie du bassin anaérobie 2 et l'entré de bassin facultatif 2

$$Q = 17.82 \text{ l/s}; I = 0.02 \rightarrow D = 200 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}, V_{ps} = 1.44 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.394$$
$$\rightarrow R_v = 0.826, R_h = 0.434; h = 87 \text{ mm}; V = 1.33 \text{ m/s}$$

i. Conduite de liaison entre la sortie de bassin facultatif 1 et l'entré de bassin de maturation 1

$$Q = 17.82 \text{ l/s}; I = 0.02 \rightarrow D = 200 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}, V_{ps} = 1.44 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.394$$
$$\rightarrow R_v = 0.826, R_h = 0.434; h = 87 \text{ mm}; V = 1.33 \text{ m/s}$$

j. Conduite de liaison entre la sortie de bassin facultatif 2 et l'entré de bassin maturation 2

$$Q = 17.82 \text{ l/s}; I = 0.02 \rightarrow D = 200 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}, V_{ps} = 1.44 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.394$$
$$\rightarrow R_v = 0.826, R_h = 0.434; h = 87 \text{ mm}; V = 1.33 \text{ m/s}$$

Les autres conduites seront dimensionnées de même façon que les précédentes.

K. Conduite vers le rejet final

Le rejet final se fait au niveau de Oued Naam. La conduite véhiculant le débit épuré est de caractéristiques suivantes :

$$Q = 35.64 \text{ l/s}; I = 0.02 \rightarrow D = 200 \text{ mm}; Q_{ps} = 0.045 \text{ m}^3/\text{s}, V_{ps} = 1.44 \text{ m/s} \rightarrow R_Q = 0.7$$
$$\rightarrow R_v = 1.101; R_h = 1.101; h = 133 \text{ mm}; V = 1.59 \text{ m/s}$$

V.6.2 Profil hydraulique :

Le profil hydraulique consiste à calculer les différents niveaux d'eau le long de la chaîne de traitement, qui nous renseignent sur la position de la ligne de charge.

Les Cotes moyennes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages sont représentées sur le tableau V.13 :

Tableau V.15 : Cotes du terrain naturel des différents ouvrages de la station

Ouvrages	CTN (m)
Dégrilleur	251.94
Déssableur-déshuileur	251.32
Bassins de tête	246.06
Bassins secondaires	245.01
Bassins tertiaire	243.8

V.6.2.1 Calculs des cotes piézométriques des différents ouvrages

On calcule les cotes piézométriques d'après l'équation de BERNOULLI donnée par :

$$P_1/W + V_1^2/2g + Z_1 = P_2/W + V_2^2/2g + Z_2 + H_{1-2} \dots \dots \dots \text{ (V.1)}$$

Avec :

P_1/W et P_2/W : énergies de pression dans les sections (1) et (2).
 $V_1/2g$ et $V_2/2g$: énergies cinétiques en (1) et (2).

Z_2 et Z_1 : cotes des points (1) et (2).

H_{1-2} : pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées on aura donc :

$$P_1/W + Z_1 = P_2/W + Z_2 + H_{1-2}$$

On pose : $P_1/W = H_1$ et $P_2/W = H_2$

Donc : $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + H_{1-2}$

$Cp_1 = H_1 + Z_1$: cote piézométrique au point (1).

$Cp_2 = H_2 + Z_2$: cote piézométrique au point (2).

$Cp_1 = Cp_2 + H_{1-2}$

Tableau V.16 : Récapitulatif des résultats du profil hydraulique

Type de bassin	Cote de fond (m)	Cote de crête (m)	Hauteur d'eau (m)	Cote piézométrique (m)
Dégrilleur	251.94	253.94	1.00	252.94
déssableur-déshuileur	251.32	254.32	2.00	253.32
Bassins anaérobie	246.06	251.06	4.00	250.17
Bassins facultatif	245.01	247.81	1.8	246.81
Bassins de maturation	243.8	247	1.2	246

V.7 étanchéité des lagunes

L'étude géotechnique effectuée au niveau du site d'implantation a révélé l'absence de matériaux étanche. De ce fait les lagunes vont être construites par creusement et évacuation des déblais, et leur étanchéité sera assurée par la mise en œuvre d'une géomembrane au fond des lagunes ainsi que sur leurs parements. La figure ci-dessous montre la mise en œuvre de ce dispositif d'étanchéité :



Figure 12 : lagune étanché par géomembrane

V.8 Conclusion

Ce chapitre, nous a permis de dimensionné les déférents ouvrages de la station d'épuration par lagunage naturel de la ville de BIR NAAM, et ca nous a permis également de dimensionner le déversoir d'orage et déterminer les différents diamètres des conduites reliant les ouvrages de la station ainsi que les côtes piézométriques et les côtes radier afin d'assurer le bon fonctionnement de la station d'un point de vue hydraulique

VI.1 Introduction :

Bien que l'objectif principal de la réalisation et de l'exploitation de la future station d'épuration est la protection de l'environnement, il n'en demeure pas moins qu'une station d'épuration peut être assimilée à une véritable usine pouvant générer des nuisances qu'il s'agira d'identifier et de traiter à travers des mesures appropriées.

Cette partie a pour objet principal d'analyser les impacts attendus de la réalisation du futur système d'épuration de l'agglomération de BIR NAAM sur les constituants de l'environnement.

Les impacts à identifier ne se limitent pas uniquement aux effets négatifs, s'ils existent, mais il s'agira aussi d'identifier les impacts positifs directs ou indirects que pourrait engendrer la réalisation et l'exploitation de la future station d'épuration sur son environnement.

Le site d'implantation de ce système d'épuration est prévu sur un terrain domanial. Le choix de ce site est dicté par son éloignement des habitations.

La source des impacts peut se subdiviser en deux grandes familles

- Impacts liés à la phase de chantier,
- Impacts liés à la phase d'exploitation de la station.

La description des impacts est subdivisée par composantes du milieu. Ainsi, les principales sources d'impacts liées à l'aménagement du site et à l'exploitation du système d'épuration sont passées en revue pour chaque élément des milieux naturel et humain.

VI.2 Impacts découlant de l'aménagement et de l'exploitation du système d'épuration sur le milieu naturel

VI.2.1 Impact lié au choix du site

Le choix du site, par son éloignement par rapport aux habitations les plus proches, par sa proximité du milieu récepteur, est bien judicieux.

En effet, un site suffisamment isolé des zones résidentielles apporte une solution globale à des problèmes susceptibles de se poser par la suite (bruits, odeurs, etc...). Cependant l'implantation du système d'épuration sur un terrain agricole constitue une perte pour le secteur.

VI.2.1.1 Impacts sur le sol

a. Profil et pente d'équilibre du sol

Le terrain choisi pour l'implantation du système d'épuration est plat, cela ne nécessite pas de grands travaux de terrassements.

Les travaux concernant l'établissement des routes d'accès temporaires et permanentes et surtout l'excavation et le terrassement des lagunes et des fossés de drainage, entraîneront une modification permanente de la topographie naturelle du site.

Les pentes des fossés intérieurs et extérieurs risquent de subir une érosion par les eaux de ruissellement, étant donné la qualité du sol (alluvionnaire).

b. Qualité du sol

b.1 rejet liquide

La présence d'huiles usées dans les lieux d'entretien de la machinerie et l'éventualité d'accidents impliquant un déversement de combustibles sur le sol constitue une source d'impact hypothétique. Les quantités d'huiles ou de combustibles impliqués lors de ce type d'accident sont généralement faibles et l'envergure de la contamination demeure concentrée sur les lieux du déversement lorsque les mesures de nettoyage adéquates sont utilisées. L'impact hypothétique est jugé négligeable.

VI.2.1.2 Impacts sur l'eau

a. Qualité des eaux de surface

Les rejets d'eaux contaminées par les germes, et les produits non biodégradables sans épuration peuvent à long terme perturber le milieu récepteur.

L'épuration des eaux usées de l'agglomération de BIR NAAM, permettra d'assurer la sauvegarde de la qualité du milieu récepteur.

Les eaux usées traitées seront rejetées dans l'oued lorsque leur traitement sera complet. L'impact de ces rejets sur les eaux du milieu récepteur est donc directement lié à l'efficacité du traitement et au contrôle effectué sur ces rejets. Les analyses des eaux traitées à la sortie devront se conformer aux normes émises par la réglementation.

b. Qualité des eaux souterraines

En principe la simple existence des installations de traitement des eaux usées et la consommation de surface qui y est liée exercent en permanence une influence sur la nappe souterraine.

En effet, l'imperméabilisation des sols empêche la percolation des précipitations. Ce qui se traduit par la réduction du potentiel de réalimentation des nappes phréatiques. Cet aspect est particulièrement important au mois d'hiver.

Il faut par ailleurs tenir compte du risque de contamination des eaux du site par des hydrocarbures advenant un accident impliquant les engins lors des travaux d'aménagement en période de chantier. Ces hydrocarbures ne pourraient toutefois franchir les limites du site et souiller le milieu environnant.

Par ailleurs, si un accident survenait hors du site, comme sur les routes d'accès, des mesures de nettoyage appropriées permettront de minimiser les effets néfastes. Un impact négligeable est de ce fait considéré.

VI.2.1.3 Impacts sur l'air

a. Ambiance sonore

Les bruits engendrés par les engins lors des travaux d'aménagement des lagunes, les routes d'accès temporaires et permanents et les fossés, généreront un certain niveau sonore sur le site et sur les terrains environnants.

Tous les éléments pouvant influencer le niveau de bruit sont prises en compte (type d'engins, topographie, vent, écran végétal, etc.).

Selon l'analyse de l'état initial, l'impact du bruit serait mineur étant donné la distance à laquelle se trouvent les habitations. En effet selon le scénario le plus négatif, le niveau de bruit ne dépasse pas les limites du niveau sonore recommandées de 50 dB le jour (milieu ouvert).

Cependant, le bruit émis par les machines lourdes constituera une gêne temporaire pour le voisinage immédiat ainsi que pour les ouvriers du chantier.

L'impact est alors considéré comme une perturbation moyenne d'intensité moyenne, d'une durée temporaire et d'étendue locale. L'impact est jugé moyen.

b. Qualité de l'air

Les sources de polluants atmosphériques rattachées au projet d'établissement de la station peuvent être classées en deux grandes catégories.

Tout d'abord, les activités d'aménagement des routes, d'excavation et de terrassement, le transport et la circulation des matériaux, constituent des sources de mise en suspension de particules dans l'air, en raison des matériaux déplacés et d'émissions d'oxydes d'azote (NOx) provenant des véhicules et camions.

Cependant, et compte tenu de la situation du site d'implantation de la future station d'épuration qui est un terrain éloigné des habitations, les émissions de poussières qui seront engendrées par les déblaiements et terrassements seront minimes. Elles n'auront aucun effet sur le voisinage. Cet impact dépend aussi de la période de l'année où les travaux sont effectués.

En second lieu, les émissions d'odeurs provenant de la décomposition des matières organiques et inorganiques pendant l'épuration des eaux usées dans les lagunes constituent une source de contaminants de l'air.

VI.2.2 Impacts des travaux sur le paysage

Le site choisi présente un paysage cohérent à l'observation. Lors des travaux de chantier, il s'ensuivra une modification du cadre paysager actuel et une rupture de la vue actuelle du site, suite à l'installation de la base de vie, des équipements de chantier, du mouvement des engins, des véhicules et des travaux de déblais et remblais.

Le dépôt temporaire des déblais et remblais, peut être considéré comme un obstacle pour le champ visuel et diminuent donc de l'attraction dont disposait le site. Par ailleurs, le mouvement des engins surtout en temps sec affectera également la qualité de l'air et la visibilité par les suspensions de poussières dans l'atmosphère.

L'impact est jugé moyen car la perturbation est considérée moyenne et d'étendue locale.

VI.2.2.1 Impacts sur la flore (couvert végétal)

La perte de couvert boisé constitue la perte d'un écosystème utilisé par la faune local. Les cultures environnantes au site pourraient être altérées par les émissions atmosphériques. Cependant, cet effet dépend de la période d'exécution des travaux. Il est donc impératif de choisir cette période après récolte.

VI.2.2.2 Impacts sur la faune

La faune terrestre du secteur est relativement pauvre, en effet nous retrouvons très peu d'espèces étant donné l'absence d'habitat adapté sur le site.

La faune avienne n'accorde que très peu d'intérêt à la zone d'étude. Cette zone possède très peu d'habitats propices à l'implantation de ce type de faune. Seul un impact mineur est considéré sur la faune terrestre et avienne du secteur.

VI.2.3 Impact sur le site choisi

VI.2.3.1 Consommation et imperméabilisation du terrain

Le terrain du système d'épuration s'étend sur une surface d'environ 07 ha. Cette surface sera imperméabilisée par les superstructures et les lagunes.

Ceci influe sur les ruissellements de surface et sur le renouvellement des nappes phréatiques, et par là même sur le bilan hydrologique des sols. L'échange air-sol se trouvera lui aussi perturbé.

VI.3 Impacts découlant de l'aménagement et de l'exploitation de la STEP sur le milieu humain

VI.3.1 Utilisation du sol

VI.3.1.1 Impacts sur l'espace agricole

Les émissions atmosphériques constituent les sources d'impact susceptibles de toucher le secteur de l'agriculture. En effet, les polluants qui seront émis peuvent favoriser une acidification des sols avoisinants au site et s'accumuler dans les cultures.

VI.3.2 Impacts sur les infrastructures

VI.3.2.1 Impacts sur les infrastructures routières et circulation

L'augmentation du flux de circulation due au transport de matériaux de toutes sortes (Terres, matériaux granulaires, etc.), accélérera la détérioration de l'infrastructure routière et occasionnera également l'augmentation des concentrations en polluants atmosphériques.

VI.3.3 Impacts sur la population

Les principaux risques pour la santé humaine proviennent des émissions atmosphériques. L'exposition de la population environnante est réduite en raison de la localisation du site à environ 400 m de l'agglomération, de son aménagement et des activités de contrôle durant l'exploitation.

En période de chaleur les odeurs désagréables provenant de la décomposition et des hydrogènes sulfurés pourraient être détectées aux abords du site.

VI.3.4 Impacts sur le paysage

VI.3.4.1 Qualité visuelle

La présence d'un chemin d'accès créera une ouverture visuelle vers la station d'épuration. Toutefois, la distance entre les observateurs et le site d'implantation de la STEP est de 400 m environ.

Un plan d'aménagement est prévu afin de créer un écran végétal entre la RN 46 et le site du système d'épuration. Cet écran aura un temps raisonnable pour devenir efficace si on commence cet aménagement depuis le début des travaux, c'est pourquoi nous jugeons que l'impact sera mineur.

Cet aménagement comprendrait notamment la plantation de végétaux divers sur les talus.

La plantation d'arbres et d'arbustes de même que l'ensemencement qui aura été effectué préalablement, améliorera considérablement la qualité visuelle du site actuel. En outre, ces travaux assureront une meilleure harmonisation du site avec son environnement visuel.

VI.3.5 Hygiène et sécurité du personnel

Le système d'épuration prévue peut constituer une source de danger et de nuisance pour le personnel qui est amené à y travailler, ainsi que pour le voisinage.

Il est donc indispensable de prendre des précautions afin d'éviter les accidents suivants :

a. Risques dus à la circulation du personnel

Les chutes et les glissades comptent parmi les accidents les plus fréquents, elles sont généralement dues à l'absence de balustrades et à l'étroitesse des abords des bassins.

b. Risques d'infections

Un contact direct avec l'eau usée et les boues, peut provoquer des risques d'infections, ceci serait d'autant plus prononcé, lors d'un mauvais fonctionnement de la station.

VI.4 Impacts socio-économiques du projet

Les travaux de réalisation du système d'épuration de l'agglomération de BIR NAAM mobiliseront une main d'œuvre assez importante pour la construction de ce système d'épuration.

L'épuration des eaux usées de cette agglomération permettra la sauvegarde de la qualité du milieu récepteur. Ce dernier verra ses eaux moins chargées donc moins polluées, les maladies à transmission hydrique n'auront pas lieu d'être.

L'impact socio-économique est une bonification forte d'intensité forte, d'une durée permanente, d'étendue plus que régionale, soit un impact de forte importance.

VI.5 Impacts liés aux problèmes fondamentaux concernant le fonctionnement du système d'épuration

Le caractère rustique du lagunage lui confère une grande autonomie de fonctionnement.

Il est cependant impératif de procéder à des opérations régulières d'entretien pour garantir le bon écoulement des eaux dans l'installation

Les facteurs qui peuvent engendrer un mauvais fonctionnement de ce système d'épuration seront dus :

- A une pollution accidentelle ;
- A la rupture des digues des ouvrages.

Ces facteurs, contribuent à un rejet d'eau usée partiellement ou totalement non traitée, chargée en polluants divers et dont la qualité sera évidemment non conforme aux normes prescrites.

VI.6 Conclusion

Une des préoccupations principales des responsables locaux est de savoir quels sont les risques pour la santé humaine lors de l'aménagement du système d'épuration dans leur entourage.

Il est certain que l'établissement d'un tel ouvrage peut nuire à la santé si des mesures adéquates ne sont pas prises à temps afin d'intervenir sur les différentes sources génératrices de nuisances.

Un aménagement de ce système d'épuration conformément aux normes environnementales et la rénovation du réseau d'égouttage, feraient en sorte de satisfaire les citoyens situés à proximité du site de cette station et les utilisateurs de la RN46.

L'acceptation par la collectivité d'un tel projet est certaine, car la situation actuelle est peu reluisante.

VII.1 Introduction

Cette partie de l'étude traitera des mesures à envisager de façon à maîtriser et à réduire les impacts du futur système d'épuration sur l'environnement.

Ces mesures se subdivisent en deux catégories :

- Les mesures concernant les impacts de chantier ;
- Les mesures spécifiques au projet d'implantation du système d'épuration des eaux usées de l'agglomération de BIR NAAM par le procédé de lagunage.

VII.2 Mesures relatives à la phase de chantier

Les mesures concernant les impacts de chantier sont communes à tous travaux de réalisation.

Le meilleur moyen de minimiser les impacts pendant le chantier est de choisir la période la plus favorable à l'exécution des travaux (Période ensoleillée car la période pluvieuse empêche l'exécution des travaux).

VII.2.1 Mesures relatives à l'Organisation du chantier

Lors des travaux, il sera mis en place une organisation de chantier optimale, définissant les moyens humains et matériels adéquats. Cette organisation fera l'objet de l'établissement des plannings des travaux, de l'utilisation des moyens humains et des moyens matériels.

VII.2.2 Mesures à prendre contre l'érosion du sol

Afin d'assurer la stabilité des pentes des fossés intérieurs et extérieurs, une inclinaison maximale est donc prévue. Il sera également projeter de végéter les pentes des fossés dans le but de minimiser les pertes de sol.

VII.2.3 Mesures à prendre contre les rejets liquides

Les sols contaminés par le déversement de combustibles ou d'huiles usées dans les lieux d'entretien de la machinerie devront être récupérés et éliminés de façon sécuritaire.

VII.2.4 Mesures à prendre contre le bruit

Pour les nuisances sonores, une attention particulière est accordée au personnel de chantier directement concerné par cette pollution. Il est recommandé l'emploi d'atténuateurs de bruit par des moyens de protection individuelle tels que le port de bouchons antibruit.

Dans le cas de l'incapacité de respect de cette mesure, le personnel du chantier de réalisation doit être soumis à la réduction du temps d'exposition.

Tableau VII.1 : Le temps de travail admissible en fonction de l'intensité du bruit

Durée d'exposition (h/j)	Limite des niveaux acoustiques (dB)
8	85
6	92
4	95
3	97
2	100
1,5	102
1	105
0,5	110
≤ 0,25	≥ 115

Source : Directives Européennes

Pour que le bruit émis par les engins de chantier réponde aux normes en vigueur, il faudra prévoir l'utilisation d'engins en bon état et bien lubrifiés.

Les engins de chantier doivent être utilisées conformément à la réglementation Algérienne, donnée ci-dessous (Source Journal Officiel 93/184), qui admet un niveau sonore maximum de 70 dB.

De même, en phase de chantier pour 8h/jour, il est admis qu'il ne faut pas dépasser 80 dB pendant 5 h/semaine. Ainsi, selon la fréquence du bruit, la durée d'exposition sera :

6 h/j.....91 dB
3 h/j.....94 dB
30 mn.....supérieur ou égale à 100 dB

VII.2.5 Mesures à prendre contre les poussières

Afin de minimiser l'envol des poussières susceptibles d'être émises lors des travaux de chantier et d'assurer un bon climat de travail pour les ouvriers, il est indispensable de prévoir :

- L'arrosage des pistes par pulvérisation d'eau ;
- L'empierrement des chemins d'exploitation afin d'éviter l'envol des poussières ;
- L'imites de vitesse adéquates des véhicules et camions permettront de limiter la mise en suspension de poussière, alors qu'un bon ajustement et l'entretien mécanique des camions réduiront les émissions de NOx.

VII.2.6 Mesures liées à l'impact paysager

Les mesures par rapport à la perception visuelle de l'espace concernent la période de chantier qui n'est que temporaire. Après l'achèvement des travaux, le site sera remis dans son état initial, propre, net et complètement assaini de tout déchet ou restes de construction.

Les résidus tels que fûts, boîtes métalliques, bidons, détritus, et autres déchets seront éliminés. Tous les déblais devront être enlevés et transportés.

Aussi, le matériel de construction défectueux sera transporté à un entrepôt ou parc de stockage après avoir été débarrassé de toute salissure. Le paysage devra ainsi réintégrer son état initial dans la mesure du possible.

VII.2.7 Mesures relatives aux perturbations de circulation

Toutes les mesures nécessaires devront être prises pour que le transport des équipements, depuis leur arrivée à l'agglomération de BIR NAAM et leur acheminement par voie routière sur site, n'apporte aucune gêne ni trouble aux services publics.

Dans tous les cas, le code National de la route devra obligatoirement être respecté.

Les nuisances liées au bruit peuvent être atténuées en tenant compte de l'état des véhicules, leurs charges, les conditions de circulation et aussi du revêtement de la voie empruntée. Le contrôle à l'aide de silencieux d'échappement placés sur le matériel est plus que nécessaire.

Les poussières occasionnées seront réduites par l'humidification de l'assiette du terrain (au moyen de camions citernes) et en évitant la période des vents violents pour empêcher la propagation des poussières.

VII.3 Mesures à prendre lors de l'exploitation de la STEP

L'ensemble des mesures proposées dans le cadre de la présente étude contribue de manière essentielle à la protection de l'environnement dans la zone d'étude.

En effet, le traitement des eaux usées urbaines conformément aux règles de l'art permet d'améliorer la qualité des eaux du milieu récepteur. Les conditions d'hygiène connaîtront à l'horizon futur une nette amélioration.

Les installations de traitement des eaux usées doivent être planifiées, construites et exploitées selon les règles généralement admises dans les techniques d'épuration des eaux usées.

L'application de mesures et de procédés adaptés aide non seulement à minimiser la pollution de l'environnement mais également à éviter l'apparition d'autres pollutions qui peuvent être évités.

Les recommandations techniques et organisationnelles suivantes constituent un minimum à respecter lors de la conception. Elles visent à éviter, atténuer ou compenser les nuisances inadmissibles pour l'environnement.

VII.3.1 Mesures à prendre contre la pollution de l'air par les odeurs

Il est indispensable qu'une station d'épuration soit implantée loin d'habitation ou de laisser des habitations se construire trop près de la station. Il est souhaitable que les contraintes correspondantes soient fixées ou confirmées par des documents d'urbanisme.

En effet, le site d'implantation du système d'épuration de l'agglomération de BIR NAAM est situé à environ 400 m de l'agglomération, éloigné de toute habitation.

La réduction des émissions d'odeurs est possible si certaines conditions sont respectées :

- Un bon fonctionnement du réseau d'assainissement.
- Un bon dimensionnement des ouvrages de lagunage.
- Limitation de la durée de stockage de sables et des refus de dégrillage
- Un rideau d'arbres à feuilles persistantes (type cyprée) permettra de :
 - _ jouer le rôle d'écran et d'amortisseur de propagation des odeurs.
 - _ participer à l'amélioration et la préservation de l'esthétique des lieux.

VII.3.2 Mesures à prendre pour la sécurité et l'hygiène du personnel

VII.3.2.1 Risque de circulation

Les glissades pourront être évitées par :

- Un nettoyage quotidien des sols;
- Une élimination des flaques d'eau ou des boues.

Des barrières de protection en fer seront érigées tout le long des bordures des lagunes.

VII.3.2.2 Risque d'infection

Quelques mesures préventives sont indispensables pour éviter les risques d'infections lors du fonctionnement du système d'épuration, nous pouvons citer :

- Une protection par vaccination appropriée contre les maladies à transmission hydrique
- Une désinfection immédiate et protection des plaies.
- Ces mesures doivent être données à tout le personnel (formation pédagogique, affichage).

VII.3.3 Recommandations pour l'esthétique de ce système de lagunage

Pour bien intégrer ce système de lagunage dans le milieu naturel et afin que l'aspect paysager ne subit pas une grande modification, nous recommandons de ceinturer le site par une rangée d'arbres.

En plus de cette fonction, ces arbres constitueront une brise vent et un rideau contre la propagation des odeurs.

VII.3.4 Recommandations pour une bonne exploitation du système d'épuration

VII.3.4.1 Moyens humains et organisation de l'exploitation

Parmi les avantages du système de lagunage, la nécessité d'un personnel qualifié et spécialisé en la matière n'est pas requise. Les tâches sont simples mais périodiques. Le nombre de personnes d'exploitation est limité.

VII.3.4.2 Entretien courant

Il s'agit d'opérations effectuées par une main d'œuvre non qualifiée. Les principales opérations sont :

- L'élimination des sous produits (refus de dégrillage, graisses, boues,etc)
- Entretien des espaces verts

VII.3.4.3 Gestion du système d'épuration :

La gestion a pour objectif, la recherche d'un fonctionnement optimum de l'installation par un suivi de la qualité de traitement.

Elle consiste donc à réaliser de simples tests d'analyses et leurs interprétations.

VII.3.5 Recommandations relatives à la réutilisation des eaux épurées

Après traitement par le procédé de lagunage naturel, les eaux épurées auront une composition conforme aux normes.

La réutilisation des eaux épurées est une action volontaire et planifiée qui vise la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler les déficits.

Les réalisations les plus nombreuses portent dans l'ordre, sur l'agriculture (vergers, fourrages, produits à consommer après cuisson), les eaux de lavage et d'arrosage, l'industrie, les loisirs.

L'impact d'une telle réutilisation est double, il se traduira par la protection de l'environnement et par l'économie des ressources naturelles en eau. Ces dernières pourront être réservées aux usages nécessitant une eau potable (eau de boisson, industrie alimentaire.....).

La majorité des projets de réutilisation des eaux usées épurées ont une vocation agricole et sont principalement destinés à l'irrigation.

En effet, la meilleure disponibilité des éléments fertilisants apportés par les eaux épurées, la richesse de ces eaux en oligo-éléments et en acide humique peut réaliser des meilleurs rendements que celles obtenus par une irrigation avec de l'eau potable et une fertilisation classique.

Afin de garantir la protection de la santé publique, des normes et réglementation strictes adoptées à la spécificité des différentes cultures agricoles devront être respectées.

VII.3.6 Conclusion

Pour garantir une réalisation respectant les normes environnementales ; il serait nécessaire de prendre des mesures pour supprimer, réduire ou compenser les conséquences dommageables du projet de façon à ce qu'il soit réalisé, dans un souci optimal de respect des exigences techniques et d'intégration dans son environnement. Ces mesures doivent être prises en considération durant l'élaboration de cette étude.

Conclusion générale

La réutilisation des eaux usées, permettra un gain en ressource naturelle, une protection de l'environnement et l'équilibre écologique, ainsi qu'une prévention des maladies à transmission hydrique.

Le lagunage naturel est une technique d'épuration utilisée généralement pour le traitement des eaux usées d'origine domestique. En Algérie, ce procédé a connu ces dernières années un développement considérable, vu nombreux avantages qu'il présente.

L'objectif de notre travail a été d'estimer d'une part le débit des eaux usées à évacuer aux années futures, avec identification de la qualité physicochimiques de ces eaux et la charge polluante en termes de matière organique. D'autre part, d'étudier la possibilité de projeter un système d'épuration des eaux résiduaires.

Après avoir recensé toutes les données sur la région, nous avons étudiée la variante du système d'épuration par lagunage. Les horizons d'étude à court et à long terme sont respectivement l'an 2035 et l'an 2050, où les débits moyens journaliers des eaux usées seront $633,60 \text{ m}^3/\text{j}$ à l'horizon 2035 et $992 \text{ m}^3/\text{j}$ à l'horizon 2050, et la $\text{DBO}_5 = 237,6 \text{ kg/j}$ à l'horizon 2035 et $334,8 \text{ kg/j}$ l'horizon 2050

La ville de BIR NAAM présente par sa situation climatologique, morphologique géotechnique et sa disponibilité de surface, un site favorable à la mise en œuvre d'une station d'épuration par lagunage.

Donc dans notre étude, nous avons opté pour une méthode empirique qui repose sur la charge organique reçue par unité de surface qui donne des résultats satisfaisants concernant le rendement épuratoire et elle s'adapte bien au climat méditerranéen notamment en Algérie cette méthode est actuellement la plus utilisées.

Cependant l'absence de matériaux étanches sur le site d'implantation impose une utilisation de géomembrane pour l'étanchéisation des bassins dans la mesure où l'emploi des matériaux étanches (extraction+transport), n'est pas économique pour l'investissement du projet.

En termes de rentabilité, le lagunage naturel présente de grands avantages, Parmi ces avantages la bonne élimination des germes pathogènes et des nutriments et la simplicité de fonctionnement puisqu'il consiste à faire circuler de l'eau à épurer lentement dans un ou plusieurs bassins, il s'accommode donc parfaitement d'un entretien simplifié (faible coût de fonctionnement).

Le système par lagunage naturel est d'une grande simplicité et de ce fait plusieurs risques disparaissent tels que les risques mécaniques ou les risques dus aux réactifs chimiques, néanmoins, il est toujours utile de rappeler que des dangers existent toujours et seul le respect strict des consignes de sécurité pourra empêcher ces risques de se produire.

Bibliographie

[1] : Auto Saisine du Conseil Economique Social et Environnemental du département de l'AUDE 22 avril 2014

[2] : BALBAHRI.S "Relations eau-sédiments en épuration par lagunage naturel" Thèse de Doctorat d'Etat-Université des Sciences techniques du LAGUUEDOC, Montpellier 1991.

[3] : BOUTIN.C, Y.RACAULT "le lagunage naturel en France :bilan de 15 ans de pratique et perspectives" dans le séminaire "lagunage naturel et lagunage aéré" FUL Belgique 23 et 24 mai 1996.

[4] : Bulletin des Energies Renouvelables, "Bioépuration par lagunage naturel". Par Chaib A., juin 2004.

[5] : Catherine Dhérent : Le lagunage de Deûlémont

[6] : Centre de ressources EnviroB.A.T -Méditerranée "Lagunage écologique" (par DIETTE Serge et VIMONT Margot) 01 juin 2007

[7] : Centre National du Machinisme Agricole du Génie Rural Des Eaux et des Forêts "Le Génie Civil des bassins de lagunage naturel" (par Claude Bernhard Gérard Degoutte)

[8] : Commission européenne Guide "Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adapté aux petites et moyennes collectivités" mise en œuvre de la directive du conseil 21 mai 1991.

[9] : Conseil d'Architecture, d'Urbanisme et de l'Environnement du Loiret

(CAUE) "Epurer les eaux usées quelles solutions alternatives ? "

[10] : DUNCAN MARA : domestic wastewater treatment in developing countries EURTHSCAN london. sterling, 2004.

[11] : FITZGERALD G.P "An Evaluation of stabilisation pond litterature" SEW.Rev,Hydrobiol 1956

[12] : GRISEY Elise "Impact de l'évolution des déchets d'une installation de stockage de déchets non dangereux sur l'environnement" - Site d'étude : l'ISDND d'Etueffont (Territoire de Belfort - France) Thèse de doctorat Université de Franche-Comté 26 juin 2013

[13] : H.ROCHE "fondement théorique dans l'épuration biologique"

[14] : JDAJADI NINGRAT.A.H "hydrodynamique et cintique d'épuraration dans les bassins de stabilisation" Thèse de doctorat –Université des Sciences et Technique du LANGUEDOC-1981

[15] : Kôkôh Rose EFFEBI: « lagunage anaérobiose : modélisation combinant la décantation primaire et la dégradation anaérobiose » Thèse de Doctorat- université de Liège Campus d'Arlon 2008-2009

[16] : KONE Doulaye "Epuration des eaux usées par lagunage à microphytes et à macrophyte en Afrique de l'ouest et du centre : état des lieux, performances épuratoire et critères de dimensionnement" Thèse de Doctorat École Polytechnique de Lausanne 2002.

[17] : L.TAFAT. Polycopie cours d'épuration 5ieme année ENSH 2013.

[18] : L'épuration des eaux usées : le lagunage naturel Cas de la station de Mèze-Loupian Ecosite du Pays de Thau France.

[19] : MARC STIN ,BECHIR SELMI "guide technique d'assainissement" 2^{ème} Ed-paris-1999

[20] : Mémoire de fin d'études (caractérisation et modélisation de l'accumulation des boues dans les bassins de lagunages à microphytes en zone de climat sahélien : cas de la step du l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2ie à Ouagadougou) (par SAMA Héba Marius)

[21] : Mémoire de Fin d'Etudes (Détermination de la pollution résiduelle d'une station d'épuration par lagunage naturel cas de la lagune de bénî-messous) (Par TARMOUL Fateh) Institut des Sciences de la Mer et de l'Amenagement du Littoral - DEUA 2007

[22] : Mémoire de magister 2002 (étude de l'élimination de l'azote et du phosphore dans le lagunage naturel) (par M^{me} HOULI).

[23] : Mémoire master 27 juin 2013 (Elimination de la pollution bactérienne par lagunage à microphyte sous climat sahélien : cas de la station d'épuration de Kossodo après 9 ans de fonctionnement) (par Natacha Wendpannga DJIGUEMDE) Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement 2ie

[24] : Mémoire Master juin 2015 (Etude de faisabilité de l'épuration des eaux usées par un lagunage naturel (Cas de la région de M'rara)) (par **BENMOUSSA Sana et GASMI Imane**) Université de Echahid Hamma Lakhdar El Oued

[25] : **N. Ladegaard, S.E. Jørgensen** Waste stabilization ponds and constructed wetlands design manual Danish University of Pharmaceutical Sciences Copenhagen Denmark

[26] : Projet de fin d'étude (étude comparative entre les procédés de traitement des eaux usées au niveau de la région orientale (par **ARABI Mourad**) université med 1^{er} – Oujda année universitaire 2010/ 2011

[27] : Projet de fin d'étude (Etude comparative des méthodes de conception des étangs d'oxygénation) (par **ADEMBO GUIRASSY**) Ecole Polytechnique de Thiés Sénégal juin 1990

[28] : **RACAULT.Y,BOUTIN.P** " le lagunage naturel en France :Etude de développement technique d'épuration" dans le séminaire "l'épuration des eaux usées par lagunage naturel et lagunage airé" 25 -38 FUL. Belgique 1987

[29] : **RICHARDOND.A** "cell esponse to environnement factors" in hand book of microalgal mass culture, A.RICHMOND Ed C.R.C press,inc Florida 69-99 ,1986.

[30] : **S.RAMDANE** "Généralités et recommandation pour l'étude de faisabilité du lagunage naturel dans la région de BOUGHZOUL .juin 1997 .

[31] : **Société GEB-Environnement, bureau d'études, de conseils et d'expertises en génie environnemental** Elaboration de la fiche technique UNESCO sur le traitement des eaux usées par lagunage.

[32] : **T.MOUTIN** "l'étude du cycle du phosphate dans les écosystèmes lagunaires" Thèse de Doctorat d'Etat-Université des Science technique du LAGUUEDOC, Montpellier Nov 1992.

[33] : www.wikipédia.com « Lagunage »

[34] : **Y.RACAULT** "lagunage naturel les leçons tirées de 15 ans de pratique " 1997

[35] : **YVES PIERASANTA, D.BOOUDON** "le lagunage écologique"

Economica .111-1994