

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

المركز الجامعي بلحاج بوشعيب - عين تموشنت -
Centre Universitaire BELHADJ Bouchaib- Ain-Temouchent-



Institut de la Technologie

Département de Génie de l'Eau et de l'Environnement

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Thème :

**DIMENSIONNEMENT ET CONCEPTION D'UNE STATION
D'EPURATION A BOUE ACTIVE - CAS STEP HAMMAM BOUHADJAR**

Soutenu : Juin 2018

Par:

M^{lle} BELGACEM Fatima Zohra

M^{lle} BELLAHOUEL Fatima Zahra

Devant le jury composé de

Mme N.Baghli

Présidente

MAA

Mme H.Benchakor

Examinatrice

MAA

Mr K.BENMIA

Examineur

Cadre Technique

Mr A. NEHARI

Encadreur

MAA

Mr H. ABABOU

Co-Encadreur

Cadre Technique

Année Universitaire : 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

*Avant tout, nous remercions **ALLAH** qui a illuminé notre chemin et qui nous a armés de courage pour achever nos études.*

*Au nom de vertu de travail et de l'esprit d'élévation de la connaissance, nous Tiendrons à exprimer tous notre respect à notre encadreur: **Mr Nehari Abd Errahman** de nous avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.*

*Un remerciement spécial pour notre Co-encadreur **Mr Ababou Habib**, aucun mot ne serait exprimer notre très haute considération et notre grande admiration pour son ardeur au travail.*

Nos vifs remerciements à nos examinateurs de nous avoir fait l'honneur D'accepter d'examiner et de discuter ce travail.

Nous n'oublions pas de remercier aussi l'ensemble des professeurs du Département de Génie de l'eau et de l'environnement.

Nous tenons à remercier aussi Tous ceux qui ont contribués de près ou de loin dans l'élaboration de notre mémoire.

DEDICACE

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes sincères sentiments à

*Mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans les
quelles je ne serais jamais*

Arrivé à ce niveau que Dieu les garde.

Ma sœur Fozia et mon frère Amine et Bouazza

Toute la famille qui prend le nom Belgacem

Et pour ma collègue de travail Fatima

Belgacem Fatima Zohra

DEDICACE

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer mes sincères sentiments à

Mon père et ma mère pour leurs sacrifices et leurs conseils, sans lesquels je ne serais jamais

Arrivé à ce niveau que Dieu les garde.

Mon frère Younas pour ses soutiens moral et ses conseils précieux tout au long de mes études.

Mes sœurs Hajar, Amina et Khadija qui ne m'ont jamais cessé de m'encourager et me soutenir.

Mes chers amis : Aboubakr Es-seddik, Badr eddine, Ikram qui m'ont beaucoup aidé.

Ma chère binôme Fatima pour sa entente et sa sympathie

Et à tous mes amis.

Bellahouel Fatima zahra

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1 INTRODUCTION.....	3
I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	3
I.3 RESEAU HYDROGRAPHIQUE.....	4
I.4 CARACTERISTIQUE DE LA FORME DU BASSIN VERSANT	6
I.5 GÉOLOGIE DE PIÉMONT.....	6
I.6 SISMICITE	7
I.7.1 Evolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet	7
I.8 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES	9
I.8.1 Température :.....	9
I.8.2 Précipitations	10
I.8.3 L'Ensoleillement.....	11
I.8.4 L'évaporation.....	11
I.8.5 Vitesse des vents.....	12
I.8.6 Humidité.....	13
I.9. L'INDICE D'ARIDITE DE DEMARTON :.....	14
I.10 DIAGRAMME OMBROTHERMIQUE :.....	15
I.11 CARACTERISTIQUES DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT EXISTANT	15
I.11.1. Etat du réseau et taux de raccordement :.....	15
I.11.2 Débits des eaux usées :.....	16
I.12 DETERMINATION DU NOMBRE D'EQUIVALENTS - HABITANTS	18
I.13 ETUDE DE CHOIX DE SITE	19
I.13.1 Site de la Station d'Epuratation :	19
I.13.2 Tableau comparatif des deux variantes	22
I.14 CONCLUSION	23
Chapitre II : enquête de pollution.....	25
II.1 INTRODUCTION	25
II.2 PRELEVEMENT DES ECHANTILLONS	25
II.3 PARAMETRES A ANALYSER	26
II.4 RESULTATS D'ANALYSE.....	27
2.64.....	28
II.5 NORME DE REJET.....	30

SOMMAIRE

II.5.1 Normes internationales	30
II.5.2 Normes Algériennes	30
II.6 INTERPRETATION DES RESULTATS D'ANALYSE	32
II.6.1 la température.....	32
II.6.2 pH	33
II.6.3 La Turbidité.....	34
II.6.4 Matière En Suspension (MES).....	35
II.6.4.1 MES 105°C	35
II.6.4.2 MVS 600°C.....	36
II.6.5 La demande biochimique en oxygène (DBO5).....	36
II.6.6 La demande chimique en oxygène (DCO).....	37
II.6.7 Rapport DCO/DBO ₅	38
II.6.8 Ammonium (dit azote ammoniacal ou N _{NH4})	39
II.6.9 Sulfate (SO₄)	40
II.6.10 chlorures (Cl ⁻)	41
II.6.11 Azote Total.....	42
II.6.12 Nitrate	43
II.6.13 Phosphates.....	44
II.6.14 Les métaux lourds.....	45
II.6.15 Les matières décantables.....	46
II.6.16 Analyses bactériologiques.....	47
II.6.16.1 Les Coliformes fécaux.....	47
II.6.16.2 Les Coliformes totaux.....	48
II.6.16.3 des œufs d'helminthe	49
II.6.17 la Conductivité	49
III .1 INTRODUCTION.....	52
III .2 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES.....	52
III.2.1 Paramètres de dimensionnement	52
PARAMETRES.....	54
UNITE.....	54
III .3 LES PRETRAITEMENTS	56
III.3.1 Dégrillage :.....	56
III.3.1 .1 Critères de conception :	57
III.3.1 .2 Grille grossière :.....	57

SOMMAIRE

III.3.1.3 Grille fine :	59
III.3.2 Le Déssableur-Déshuileur.....	60
III.4 TRAITEMENT BIOLOGIQUE :.....	62
III.4.1 Zone de contact	63
III.4.2 La zone anoxie	64
III.4.3 Déphosphatation.....	65
III.4.4 bassin d'aération.....	67
III.4.5 Besoin en oxygène	69
III.4.6 Production des boues :	71
III.4.6.1 Détermination des boues produites ΔX_2 :	71
III.4.6.2 Age des boues :	72
III.4.6.3 Recirculation des boues :	73
III.4.6.4 Débit de recirculation des boues	73
III.5 REGARD DE DEGAZAGE	74
III.6 CLARIFICATEUR	75
III.7 LA DESINFECTION	77
III.8 TRAITEMENT DES BOUES :	78
III.8.1 Epaississement	78
III.8.2 La fosse à boue :	80
III.8.3 lits de séchage de secours :	81
III.8.4 Déshydratation mécanique.....	83
III.9 Conclusion	85
IV.1 INTRODUCTION.....	87
IV.2. Dimensionnement du réseau d'évacuation Des eaux pluviales de la STEP.....	87
IV.2.1. Bases théoriques :	87
IV.2.2 Vérification d'auto-curage:.....	88
IV.2.3 Calculs des cotes de terrain :	88
IV.2.4 Evaluation des débits d'eaux pluviales	90
IV.2.5 Dimensionnement du réseau des eaux pluviales :	91
IV.3 Dimensionnement canalisations de liaison entre ouvrages	93
IV.3.1 Bassin de Prétraitement- Répartiteur de débit :	93
IV.3.2 Répartiteur de débit – bassin de contacte :	94
IV.3.3 Dégazeur – Clarificateur :	94
IV.3.4 Clarificateur – Bassin de désinfection :	95

SOMMAIRE

IV.3.5 Désinfection – Canal Venturi – Regard –Oued :	95
IV.4.1 Pompage de la fosse à boue vers la zone de contact :.....	96
IV.4.1.1 Le diamètre D:	97
IV.4.2.1 la Hauteur manométrique totale (HMT) :.....	97
IV.4.2 Pompage de la fosse à boue vers l'épaississeur :	99
IV.4.2.1 la Hauteur manométrique totale (HMT) :.....	100

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Hammam Bouhdjar.....	4	
Figure I.2 : Moyennes mensuelles des températures.....	9	
Figure I.3 : Moyennes mensuelles des Précipitations.....	10	
Figure I.4 : Moyennes mensuelles de l'insolation.....	11	
Figure I.5 : Moyennes mensuelles de l'évaporation.....	12	
Figure I.6 : Distribution mensuelle des vents – station de Benisaf.....	13	
Figure I.7 : Moyennes mensuelles de l'humidité.....	14	
Figure I.8 : Diagramme Ombrothermique.....	15	
Figure I.9 : Photos du site de la variante I	Figure I.10 : Photos du site de la variante....	20
Figure I.10 : Photos du site de la variante II.....		21
Figure I.11 : Image Satellite <i>des</i> deux sites préconisé pour l'implantation de la future STEP de la commune de Hammam Bouhdjar.....	21	
Figure II 1 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la température.....	32	
Figure II 2 : Représentation graphique des résultats d'analyse du pH.....	33	
Figure II.3 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la turbidité.....	34	
Figure II.4: Représentation graphique des résultats d'analyse MES 105°C.....	35	
Figure II.5: Représentation graphique des résultats d'analyse MES 600°C.....	36	
Figure II.6 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la DBO ₅	37	
Figure II.7 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la DCO	38	
Figure II.8 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la DCO/DBO ₅	39	
Figure II.9 : Représentation graphique des résultats d'analyse de l'azote ammoniacal...	40	
Figure II.10 : Représentation graphique des résultats d'analyse des sulfates.....	41	
Figure II.11 : Représentation graphique des résultats d'analyse des Chlorures.....	42	
Figure II.12 : Représentation graphique des résultats d'analyse de L'Azote Total.....	43	
Figure II.13 : Représentation graphique des résultats d'analyse du Nitrate.....	44	

LISTE DES FIGURES

Figure II.14 : Représentation graphique des résultats d'analyse du Phosphates.....	45
Figure II.15 : Représentation graphique des résultats d'analyse des matières décantables..	47
Figure II.16 : Représentation graphique des résultats d'analyse des coliformes fécaux.....	48
Figure II.17 : Représentation graphique des résultats d'analyse des coliformes totaux.....	48
Figure II.18 : Représentation graphique des résultats d'analyse des œufs d'helminthe.....	49
Figure II.19 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la conductivité.....	50
Figure III.1: schémas représentatifs du dégrilleur.....	55
Figure III.2: schémas représentatifs du traitement biologique.....	56
Figure III.2: schémas représentatifs de la STEP.....	63
Figure IV.1 : Schéma représentatif de la conduite de recirculation de la boue vers la zone de contact.....	97
Figure IV.2 : Schéma représentatif de la conduite de refoulement de la fausse a boue vers l'épaississeur.....	99

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristique du bassin versant.....	6
Tableau I.2 : Evolution de la population.....	8
Tableau I.3: Evolution de la population future de la commune de Hammam Bouhdjar.....	8
Tableau I.4 : Moyennes mensuelles et annuelle des températures période : 1994 – 2010....	9
Tableau I.5: Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations Période : 1986-2010.....	10
Tableau I.6 : Moyennes mensuelles d’enseillement Période : 1994-2010.....	11
Tableau I.7 : Moyennes mensuelle et annuelle de l’Evaporation Période : 1994-2010	11
Tableau I.8: Moyennes internationales des vents de la station de BENI SAF Période : 1994-2010	12
Tableau I.9 : Moyennes mensuelles de l’humidité Période : 1950-2005jt.....	13
Tableau I.10 : Indice d’aridité.....	14
Tableau I.11: Estimation des débits des eaux usées urbaines de la ville de Hammam Bouhdjar	16
Tableau I.12: Estimation des débits des équipements de la ville de Hammam Bouhdjar..	17
Tableau I.13 : Estimation des débits journaliers et les débits de pointe de la ville de Hammam Bouhdjar.....	18
Tableau I.15 : comparaison des deux variantes.....	19
Tableau I.14: Détermination d’équivalent habitant.....	22
Tableau II.1 : les échantillons des prélèvements de rejet 1 rejet.....	26
Tableau II.2 Résultats des analyses physico-chimiques et microbiologiques de la ville de Hammam Bouhdjer.....	28
Tableau II.3 Résultats des analyses physico.-chimiques et microbiologiques Ouras EL Maida...	29
Tableau II.4: Normes de rejets internationales (eaux épurées).....	30
Tableau II.5 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur (Eaux épurées).....	31
Tableau II.6 : Moyennes des résultats d’analyse de la température (°C).....	32
Tableau II.7 : Moyennes des résultats d’analyse du pH.....	33
Tableau II.8 : Moyennes des résultats d’analyse de la turbidité en NTU.....	34

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.9 : Moyenne des résultats d'analyse de la matière en suspension MES 105°C en mg/l.....	35
Tableau II.10 : Moyenne des résultats d'analyse de la matière en suspension MES 600°C en mg/l.....	36
Tableau II.11 : Moyennes des résultats d'analyse de la DBO ₅ en mg/L d'O ₂	37
Tableau II.12 Moyennes des résultats d'analyse de la DCO en mg/L.....	38
Tableau II.13 : Moyennes des résultats d'analyse de la DCO en mg/L	39
Tableau II.14 : Moyennes des résultats d'analyse de l'azote ammoniacal en mg/L.....	40
Tableau II.15 : Moyennes des résultats d'analyse des sulfates en mg/L.....	41
Tableau II.16 : Moyennes des résultats d'analyse des Chlorures en mg/L.....	42
Tableau II.17 : Moyenne des résultats d'analyse DE l'Azote Total mg/L.....	43
Tableau II.18 : Moyennes des résultats d'analyse du Nitrate mg/L.....	44
Tableau II 19 : Moyennes des résultats d'analyse du Phosphates mg/L.....	45
Tableau II.20 : Moyennes des résultats d'analyse des métaux lourds en mg/L.....	46
Tableau II.21 : Moyennes des résultats d'analyse des matières décanales mg/L.....	46
Tableau II.22 : Moyennes des résultats d'analyse des Coliformes fécaux.....	47
Tableau II.23 : Moyennes des résultats d'analyse des Coliformes totaux.....	48
Tableau II.24 : Moyennes des résultats d'analyse des œufs d'helminthe.....	49
Tableau II .25. Moyennes des résultats d'analyse du Conductivité (µS/cm).....	50
Tableau III.1. Ratios théoriques à l'entrée arrêtés.....	53
Tableau III.2 : Les donnes principales pour le dimensionnement de la station.....	54
Tableau III.3 : paramètre nécessaire pour le dimensionnement du dégrilleur.....	57
Tableau III.4 : Valeurs caractéristiques pour le dimensionnement du Désableur-Déshuileur.....	61
Tableau III.5 : <i>Temps de séjour hydraulique</i>	64
Tableau III.6 : les charger massique et charge volumique.....	67

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.7: Résumé du dimensionnement des ouvrages de la STEP.....	84
Tableau IV.1: Nomination des traçons et leur longueur.....	89
Tableau IV.2 : Regard et leur cote de terrain naturel.....	89
Tableau IV.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	90
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif	93

Liste des abréviations

ABH-OCC	Agence de Bassin Hydrographique - Oranie - Chott -Chergui
DPSB	La Direction de la Programmation et Suivi Budgétaires
ONM.....	Office national de la météorologie..
Hab	Habitant
EU.....	Eau Usée
EH.....	Equivalent habitant
RGPH.....	Recensement Général de la Population et de l'Habitat
NTU.....	.Nephelometric Turbidity Unit.
ADE.....	.Algérienne des eaux.
AEP.....	Alimentation en eau potable.
R.N.....	Route nationale.
ONM.....	Office national de la météorologie..
CTN.....	. Cote terrain naturel.
Qps.....	Débit plein section.
Vps.....	Vitesse plein section
l/s.....	litre par seconde.
l/hab/j.....	litre par habitant par jour

RESUME

Le dimensionnement de la STEP est établi en se basant sur les ratios théorique cette technique est utilisé dans le cas d'absence des données représentatif des eaux usées .ce travail est devisé en deux grands parties la première partie concerne les ouvrages de la ligne eau et la seconde concerne la ligne boue.

En suite on a dimensionné les inters ouvrages en se basant sur la conception de la STEP.

Une combinaison entre le dimensionnement et la conception étai nécessaire afin d'assurer le bon fonctionnement de la STEP.

يعتمد تصميم محطة معالجة مياه الصرف الصحي على النسب النظرية، ويتم استخدام هذه التقنية في غياب بيانات مياه الصرف الصحي التمثيلي.

وينقسم هذا العمل إلى جزأين رئيسيين: الجزء الأول يتعلق بالمياه و الثاني يتعلق بالحماة .

في وقت لاحق تم تحديد حجم الأنابيب بين مختلف الهياكل استناداً إلى تصميم المحطة.

كان من الضروري الجمع بين الحجم والتصميم لضمان الأداء السليم لمحطة معالجة مياه الصرف الصحي.

The design of the WWTP is based on theoretical ratios. This technique is used in the absence of representative wastewater data. This work is divided into two main parts. The first part concerns the water and the second concerns the mud line.

Subsequently the interspecies were sized based on the design of the WWTP.

A combination of sizing and design was necessary to ensure the proper functioning of the WWTP.

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

En 1980 on estimait que 2 milliards d'homme dans le monde n'avaient accès a un point d'eau potable. Par ailleurs l'OMS dans cette même période estimait que 80% des maladies sur la planète sont transmises par les eaux contaminées par les polluants chimiques et organiques [1].

Le rejet des eaux usées dans la nature sans les épurés est l'un des principaux phénomènes qui ont contribué à la pollution de l'environnement, à la contamination des eaux souterraines et par la suite à la propagation des maladies. Pour lutter contre les effets néfastes de ces eaux, l'implantation des stations d'épuration demeure un outil fondamental car elles garantissent des eaux conformes aux normes de rejet. Cependant, pour aboutir aux résultats voulus, différentes dispositions doivent être prises en considération telle que le contexte géologique, démographique et hydrologique.

La ville de Hammam Bouhdjar avec son énorme population non connecté a aucune station d'épuration c'est à dire leurs rejets sont évacuées directement dans le milieu naturel peut engendrer des graves nuisances si la situation reste la même. Donc l'implantation d'une station d'épuration dans cette région s'avère d'une grande importance.

L'objectif de cette étude est de concevoir une station d'épuration des eaux usées pour la ville de Hammam Bouhdjar en dimensionnant les différents ouvrages de différentes étapes. Pour se faire notre travail est décomposé en quatre chapitres.

Dans le premier chapitre, on a décrit la zone d'étude en indiquant sa situation géographique, géologique, réseau hydrographique, ainsi que son climat. Puis, nous allons déterminer le débit des eaux usées et l'équivalent habitant et choisir le site d'implantation de la STEP.

La discussion des résultats des analyses physico-chimique et bactériologique sont présentés en deuxième chapitre.

Le troisième chapitre a été consacré pour le dimensionnement de différents ouvrage que comporte une station d'épuration a boue activée.

Enfin, on a dimensionné les inters ouvrage, et le réseau des eaux pluviales.

CHAPITRE I
PRESENTATION
DE LA ZONE
D'ETUDE

CHAPITRE I :

Présentation de la zone d'étude

I.1 INTRODUCTION

Dans le présent chapitre, nous allons présenter la daïra de HAMMAM BOUHDJAR, en indiquant sa situation géographique, géologique, réseau hydrographique, ainsi que son climat. Puis, nous allons déterminer le débit des eaux usées et l'équivalent habitant et on a terminé par une étude de choix de site.

I.2 SITUATION GEOGRAPHIQUE

L'agglomération de Hammam Bouhdjar, est de création coloniale dont les origines remontent à 1880, située sur des axes importants à environ 18 Km de la ville d'Ain Témouchent. Elle occupe une superficie d'environ 180,34 Km² [2]

Elle est limitée administrativement par les communes :

- ❖ Au NORD: par la grande sebkha d'Oran (Messerghine) ;
- ❖ Au SUD: par les communes de Hassasna et Chentouf ;
- ❖ A L'EST: par la commune de Sidi Boumediene ;
- ❖ A L'OUEST: par la commune de Malah ;
- ❖ Au NORD-OUEST : par la commune de Hassi El Ghella ;
- ❖ Au NORD-EST : par la commune de Ain EL Arbaa ;
- ❖ Au SUD-EST : par la commune de Hassasna ;
- ❖ Au SUD-OUEST : par la commune de Chaabat El Ham.

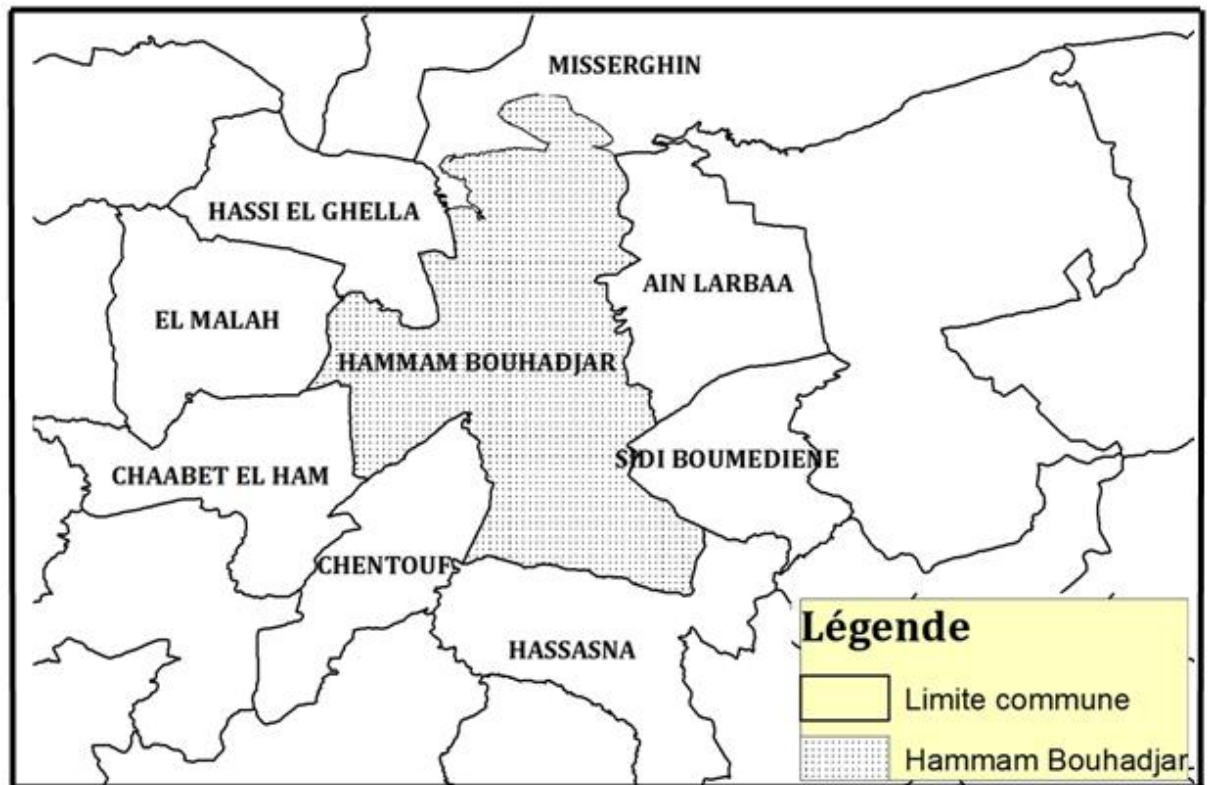


Figure I.1 : Situation géographique de la commune de Hammam Bouhdjar: (ABH–OCC)

I.3 RESEAU HYDROGRAPHIQUE

Le réseau hydrographique est marqué par une indigence, caractéristique des espaces de collines. Le plus important axe hydrographiques est: Oued el Malah

a) Bassin versant d'oued el Maleh

Le bassin versant de l'Oued Malah a une superficie de 408,25 km², il appartient au grand sous bassin des côtiers oranais et prend sa source dans les hauteurs orientales de l'oued Tafna, à Aghlal. L'artère principale coule en amont de façon assez pérenne, du Sud au Nord, en effectuant des méandres très prononcés dans toutes ses parties avalent sur un parcours près de 30 km, couvrant une grande partie de la plaine. Sous différentes formes lithologiques, le thalweg principal collecte des affluents secondaires drainant la partie montagneuse qui constitue une région la plus alimentée en pluviosité du bassin.

L'oued présente en aval une pente régulière moins active, longeant la grande plaine d'Ain Témouchent qui domine le relief. En revanche, la partie amont conserve son caractère continental montagneux jouant un rôle générateur de perturbations pluviométriques fortement Orageuses dont les crues sont accentuées par les pentes abruptes du relief. Ajouté à l'état des terrains hautement dégradés par toutes formes de l'érosion, cet aspect orographique, permettrait, d'emmagasiner un volume significatif d'eau sous les dépôts alluvionnaires de la vallée.

b) Les sous bassins d'oued el Maleh

Les affluents d'Oued El Maleh et leurs caractéristiques sont présentes comme suit [2] :

❖ **Oued Sennane, Teyeb** : Il a une superficie de 161,875 km² avec un apport annuel du sous bassin versant 4563 456,975 m³.

❖ **Oued Aghlal** : Avec une superficie de 132,875 km² de son bassin versant est un apport annuel de 3745 911.015 mm.

❖ **Oued Souff et tell** : Le bassin versant a une superficie 106,375 km² avec un apport annuel de 2998 843.155 m³.

❖ **Oued Meteguer** : Le bassin versant d'oued Meteguer a une superficie de 138,750 km² et un apport annuel 3911 534,55.

❖ **Oued Ouizert** : La superficie de bassin versant est de 47,175 km² est un apport annuel de 1329 921,75m³.

❖ **Oued berkéche** : La superficie de son bassin versant est de l'ordre de 72,500 km² et un apport annuel de 2 043 864,90 m³.

❖ **Oued Delliz**: La surface du bassin versant est de 33,50 km² et l'apport annuel est de 944 406,54mm.

I.4 CARACTERISTIQUE DE LA FORME DU BASSIN VERSANT

Tableau I.1 : Caractéristique du bassin versant

Désignation		Unité	Symbole	Qualité
Surface		Km ²	S	408,25
Périmètre du bassin versant		Km	P	102,29
Longueur du bassin		Km	L	41,24
Largeur du bassin		Km	l	9,9
Indice de compacité de Gravelius		/	K _G	1,41
altitude	Maximum	m	H _{max}	811
	Minimum	m	H _{min}	97
	Moyenne	m	H _{moy}	427,56
longueur du cours d'eau principale		Km	L _p	35,1
pente moyenne du cours d'eau			m/Km	11,16

Source : (DRE Ain Temouchent)

I.5 GÉOLOGIE DE PIÉMONT

Le substrat géologique est constitué de formations volcaniques de type basaltique et de cendres volcaniques. Il est caractérisé par des variations latérales et verticales de faciès ^[2]. Trois grands types de formations peuvent être distingués :

- ❖ Les formations basaltiques et les cendres volcaniques qui seraient d'âge primaire
- ❖ Les formations sédimentaires constituées de calcaires, argiles et de marnes.
- ❖ Les formations quaternaires constituées de tufs, d'alluvions recouvertes de des formations argilo-marneuses, argilo- sablonneuses, de croûtes et d'encroûtement calcaires.

I.6 SISMICITE

La sismicité est un phénomène qui caractérise la région comme la plupart des régions du tell, notamment sa grange littorale soumise au degré d'aléas sismique le plus élevé.

La synthèse des résultats des études géotechnique effectuées par les différents laboratoires dans plusieurs zones confirme l'hétérogénéité des sols et la recommandation de recouvrir souvent au radier général comme type de fondation dans toute la zone.

Un autre risque qui mérite d'être signalé concerne la nature de sols de moyenne portance qui peut être à l'origine phénomène d'affaissement de terrain lié à la présence de formation tendre sur des profondeurs allant jusqu'à dix mètres qui s'incrudent sous des formation dures. Soumises à des mouvements des terrains peuvent être à l'origine d'un déplacement.

ETUDE DEMOGRAPHIQUE

La commune de Hammam Bouhdjar connu un accroissement de la population, d'après la Direction de la Programmation et Suivi Budgétaires :

Le taux d'accroissement était de 1,18 % entre 1998-2008. [3]

I.7.1 Evolution de l'accroissement de la population aux horizons du projet

On évalue la population future de la ville de Hammam Bouhadjar aux horizons :

-Moyen terme (2045)

-Long terme (2060)

Par application de l'expression suivante :

$$P = P_0 (1 + X)^n \quad (I.1)$$

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 ce taux d'accroissement égal (X= 1,31%) pour différents horizons d'études.

P₀ =29521 à la base des résultats RGPH 2008.

Tableau I.2 : Evolution de la population.

Agglomération	RGBH 2008
ACL Hammam Bouhadjar	26503
AS el maida	1340
AS hjairia	1678
Total	29521

Source : DPSB

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

Tableau I.3: Evolution de la population future de la commune de Hammam Bouhdjar

années	x	(1+X)	n	(1+x)ⁿ	population
2008	-	-	-	-	29521
2018	0,0131	1,0131	10	1,14	33624,37
2020	0,0131	1,0131	12	1,17	34511,10
2025	0,0131	1,0131	17	1,25	36831,59
2030	0,0131	1,0131	22	1,33	39308,10
2035	0,0131	1,0131	27	1,42	41951,12
2040	0,0131	1,0131	32	1,52	44771,86
2045	0,0131	1,0131	37	1,62	47782,27
2050	0,0131	1,0131	42	1,73	50995,08
2055	0,0131	1,0131	47	1,84	54423,93
2060	0,0131	1,0131	52	1,97	58083,32

$P_0 = 29521$ à la base des résultats DPSB 2008.

I.8 CARACTERISTIQUES CLIMATOLOGIQUES

L'aspect climatique est un facteur important à considérer pour un projet de station d'épuration, car il intervient dans le fonctionnement du procédé d'épuration d'une part et d'autre part sur le choix du site.

Comme la région de Hammam Bouhadjar est dépourvue d'une station météorologique, l'analyse des paramètres climatiques est basée sur les données de la station la plus proche, celle de Beni Saf.

La pluviométrie est basée sur les données du centre de Hammam Bouhadjar.

I.8.1 Température :

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

Nous illustrons dans le tableau ci-dessous les données sur les températures moyennes enregistrées pour la période : 1994 – 2010

Tableau I.4 : Moyennes mensuelles et annuelle des températures période : 1994 – 2010

Mois	Jan	fév	mar	Avar	mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	moy ann
température (°C)	12.9	13.4	15	16.6	19.3	22.6	25.5	25.9	23.3	20.5	16.8	14.2	15

Source : ONM

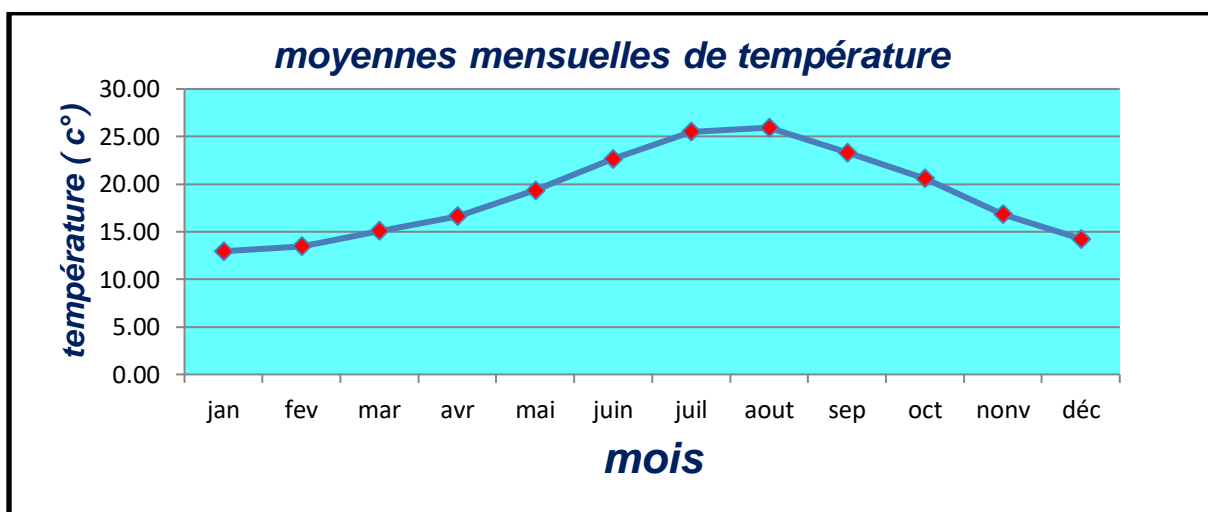


Figure I.2 : Moyenne mensuelle de température.

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d'Hiver (Décembre, Janvier, Février) et atteint le minimum de 13°C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d'été (Juin, Juillet, Août) et atteint le maximum de 26°C en Août. La moyenne annuelle est de 19°C.

1.8.2 Précipitations

Nous illustrons dans le tableau ci-dessous les données mensuelles des Précipitations enregistrées.

Tableau I.5: Moyennes mensuelles et annuelle des Précipitations Période : 1986-2010

Mois	Jan	fév	mar	Avr	mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	moy ann
Précipitation (mm)	43,86	33,35	29,69	22,1	15,17	2,56	1,04	1,1	11	25,82	42,46	27,56	21,30

Source : ANRH

D'après ce tableau on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de janvier (43,86 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de juillet 1,04 mm.

La pluviométrie moyenne annuelle pour cette station est de (21.32 mm).

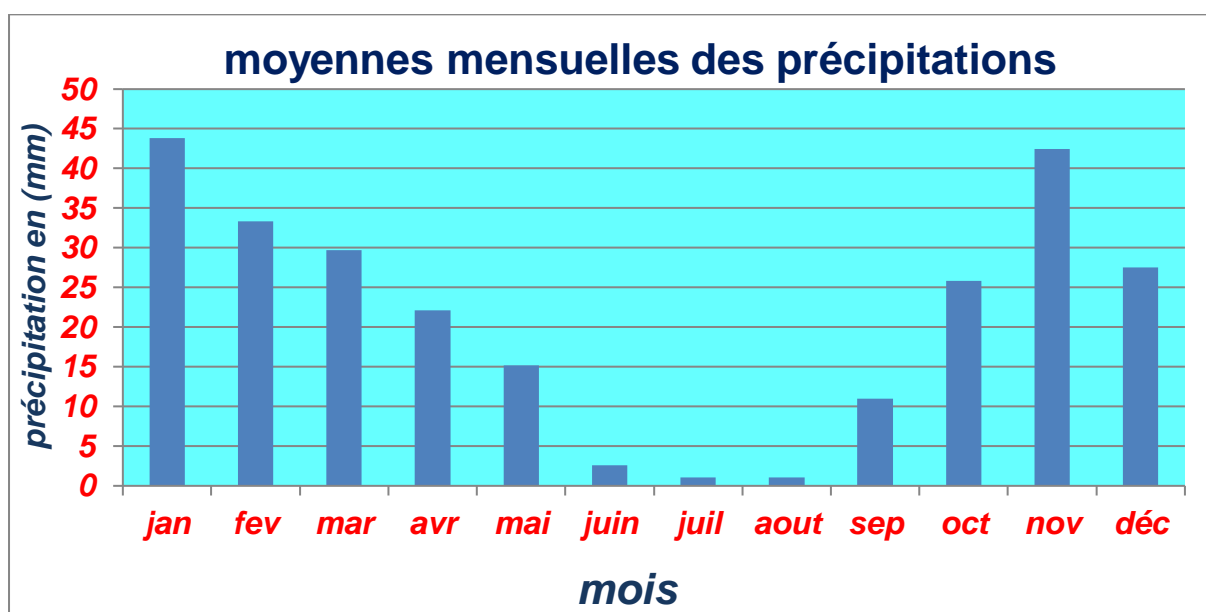


Figure I.3 : Moyennes mensuelles des Précipitations

I.8.3 L'Ensoleillement

Tableau I.6 : Moyennes mensuelles d'ensoleillement Période : 1994-2010

Mois	Jan	fév	mar	Avr	mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
Ensoleillement (h)	193.3	197.1	227.9	259.2	284.7	307.3	302.3	306.2	256.2	236.4	199.2	176

Source : ONM

On peut remarquer que les valeurs les plus importantes sont enregistrées en période allant du mois d'Avril au mois de septembre, la valeur la plus élevée est celle du mois de juin (307,3 heures).

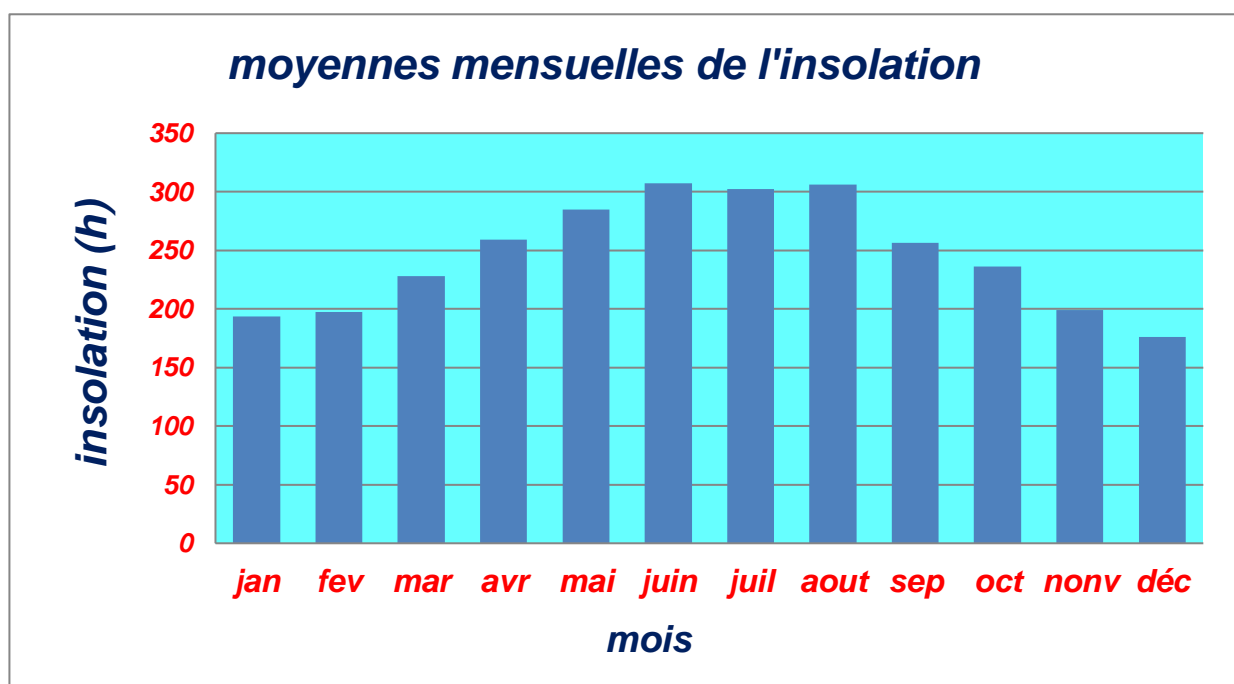


Figure I.4 : Moyennes mensuelles de l'insolation

I.8.4 L'évaporation

Tableau I.7 : Moyennes mensuelle et annuelle de l'Evaporation Période : 1994-2010

Mois	Jan	fév.	mar.	Avr	mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Moy ann
L'évaporation (mm)	61.9	46.7	52.8	57.7	63.3	63.6	77.3	72	67.3	53.4	73.6	62.5	62.67

Source : ONM

Le tableau ci dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois de Juillet avec une valeur de 77,3 mm le minimum est enregistré au mois de février avec une valeur de 46,7 mm.

La moyenne annuelle de l'évaporation est de 62.68 mm.

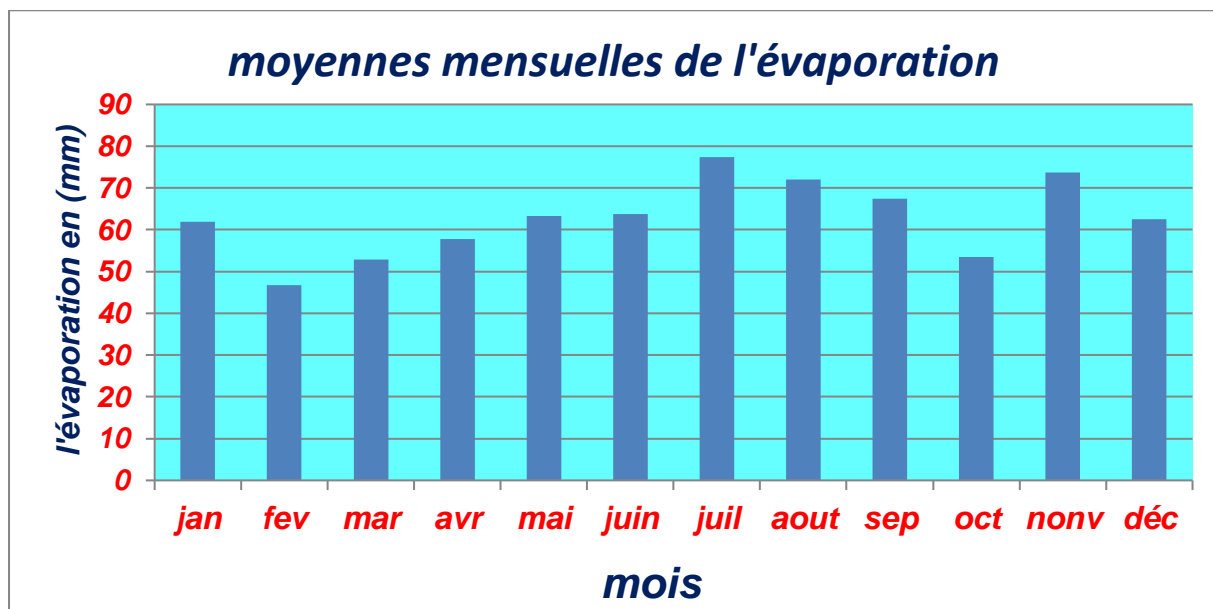


Figure I.5: Moyennes mensuelles de l'évaporation

I.8.5 Vitesse des vents

Ce facteur est important, car il nous contraint à donner une orientation géographique du site d'implantation de la future station d'épuration en fonction de la direction et de l'intensité des vents.

Tableau I.8: Moyennes internationales des vents de la station de Beni Saf Période : 1994-2010

Mois	Jan	fév.	mar.	Avr	mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	moyann
V.moy	26.5	24.3	22.2	22.6	21.3	18.5	17.2	16.5	17.7	15.2	26.2	27.4	21.3
V.max	21.9	21.6	18.3	18.8	16.7	13.8	13.5	13.6	15.3	17	22	20.9	17.8

Source : ONM

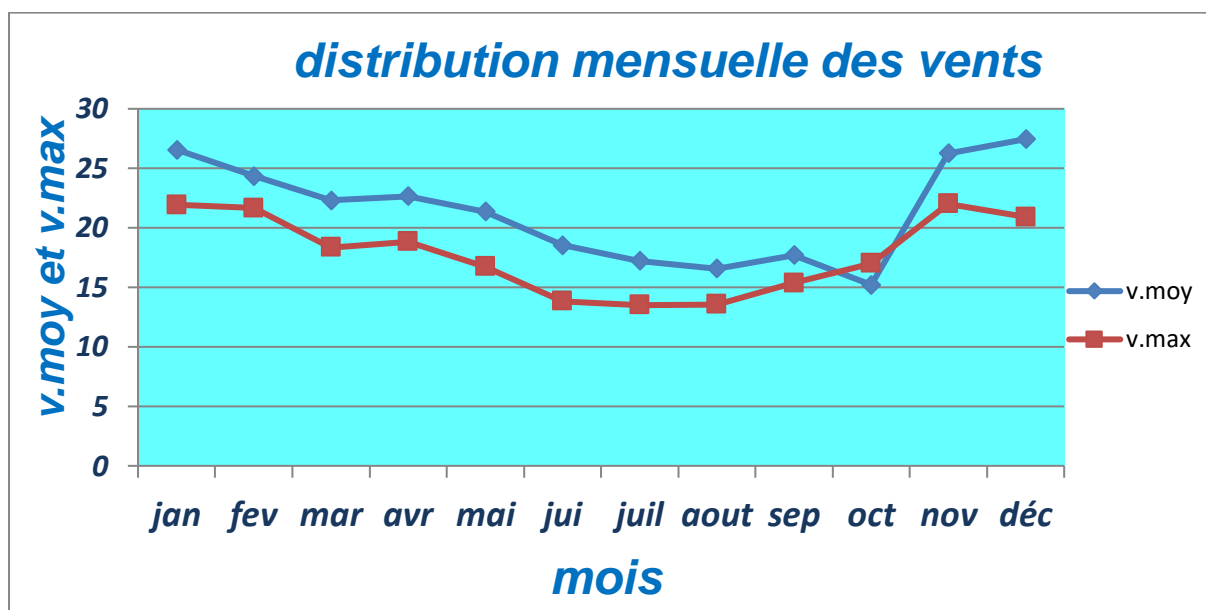


Figure I.6. : Distribution mensuelle des vents – station de Beni saf

I.8.6 Humidité

Tableau I.9 : Moyennes mensuelles de l'humidité Période : 1950-2005

Mois	Jan	fév	mar	Avr	mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc	moyen
Humidité (%)	76.9	78.9	74	69.2	64.5	62.5	60.7	65.3	65.3	74	76.9	76.9	69.1

Source : ONM

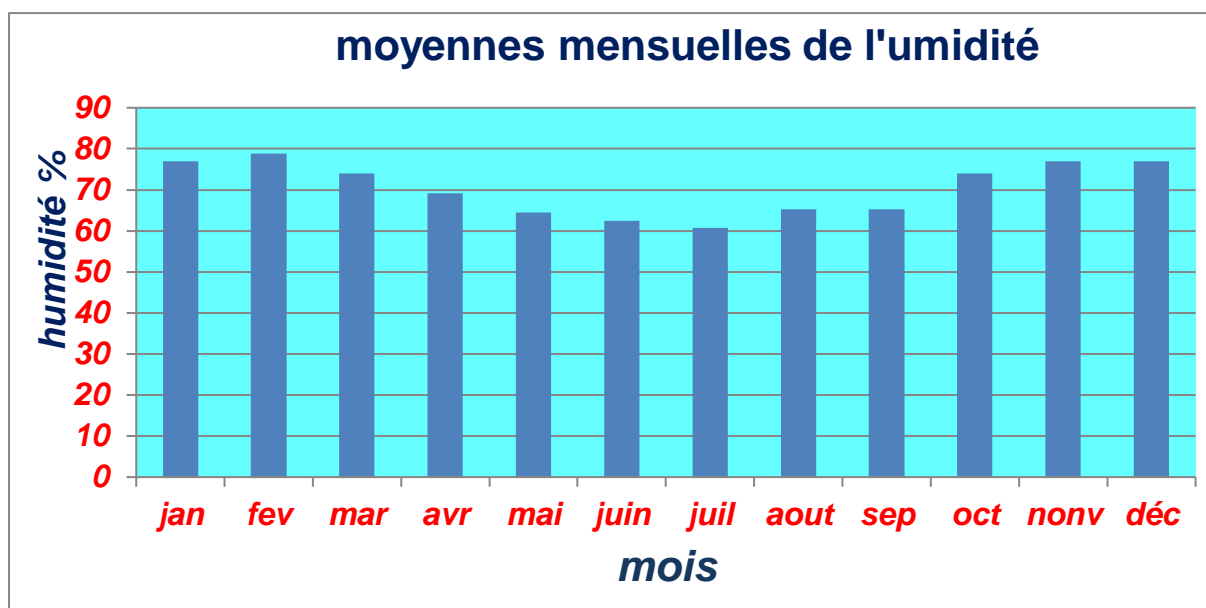


Figure I.7 : Moyennes mensuelles de l'humidité

I.9. L'INDICE D'ARIDITE DE DEMARTON :

Il est défini par la formule suivante :

$$I = 12 P / (T + 10) \quad (I.2)$$

Avec :

P : Pluviométrie moyenne mensuelle

T : Température moyenne mensuelle

I : Indice d'aridité

Tableau I.10 : Indice d'aridité

Mois	Jan	fév.	mar.	Avr	mai	Juin	Juil.	Aout	Sep	Oct.	Nov.	Déc.
I (°C)	28.5	25.7	14.8	13	6.33	1.47	1.32	1.23	7.63	13.5	25.8	13

Le tableau ci-dessus met en évidence deux catégories :

Une saison humide et longue s'étale du mois d'Octobre au mois d'avril dont l'indice d'aridité atteint le maximum (28,5°C) au mois de janvier.

Une saison sèche et courte s'étale de mai à Septembre dont la valeur minimale est celle du mois d'Août (1,23°C).

I.10 DIAGRAMME OMBROTHERMIQUE :

En appliquant la formule $P = 2T$, le diagramme permet de déterminer la période sèche, où le mois sec est celui où le total moyen des précipitations est inférieur ou égal au double de la température moyenne mensuelle exprimée en degrés centigrades.

Quand la courbe de température est au dessus de celle des précipitations, la zone délimitée représente la zone sèche.

Etabli pour la station de BENI SAF, il ressort une période sèche qui s'étale du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.

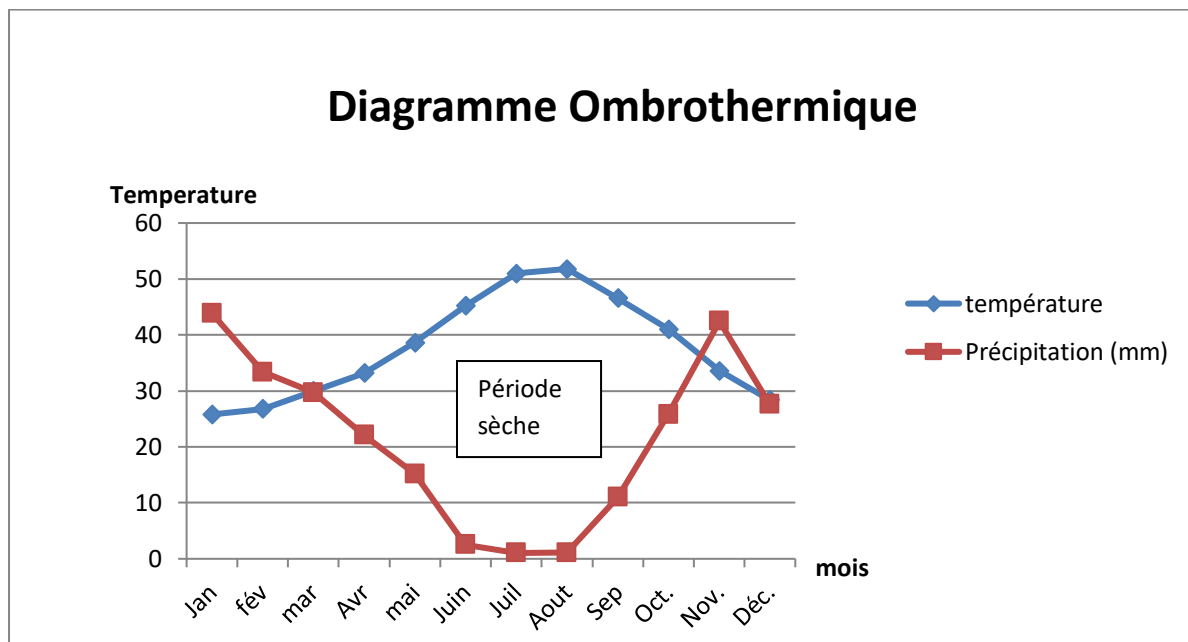


Figure I.8 : Diagramme Ombrothermique

I.11 CARACTERISTIQUES DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

I.11.1. Etat du réseau et taux de raccordement :

La ville de Hammam Bouhadjar possède un réseau d'assainissement de type unitaire où 100% de la population est raccordée au réseau d'évacuation.

Le réseau aura trois rejets seulement se fait dans oued el Malah.

Les différents diamètres posés sont : le; Ø 300; Ø 400 ; Ø 500 ;

Ø 600 ; Ø 700; Ø 900 ; Ø 1000 les matériaux utilisés pour les canalisations sont en Béton Armé.

I.11.2 Débits des eaux usées :

Pour l'estimation du débit des eaux usées urbain , 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 vari entre 10-20 % nous admettons un pourcentage de 10%

Rejet spécifique = 80% de la dotation moyenne journalière.

Tableau I.11: Estimation des débits des eaux usées urbaines de la ville de Hammam Bouhdjar

Année	Population (Hab)	Taux de raccordement	Population raccordée (hab)	Dotation l/hab/j	Rejet spec (l/hab/j)	Débit EU (m ³ /j)
2018	33624,37	1	33624,37	250	200	6724,87
2020	34511,10	1	34511,10	250	200	6902,22
2025	36831,59	1	36831,59	250	200	7366,32
2030	39308,10	1	39308,10	250	200	7861,62
2035	41951,12	1	41951,12	250	200	8390,22
2040	44771,86	1	44771,86	250	200	8954,37
2045	47782,27	1	47782,27	250	200	9556,45
2050	50995,08	1	50995,08	250	200	10199,02
2055	54423,93	1	54423,93	250	200	10884,79
2060	58083,32	1	58083,32	250	200	11616,66

Tableau I.12: Estimation des débits des équipements de la ville de Hammam Bouhdjar

Année	Population	débit EU (m ³ /j)	Q équipement (m ³ /j)
2018	33624,37	6724,87	672,49
2020	34511,10	6902,22	690,22
2025	36831,59	7366,32	736,63
2030	39308,10	7861,62	786,16
2035	41951,12	8390,22	839,02
2040	44771,86	8954,37	895,44
2045	47782,27	9556,45	955,65
2050	50995,08	10199,02	1019,90
2055	54423,93	10884,79	1088,48
2060	58083,32	11616,66	1161,67

Le débit total des eaux usées de la ville de Hammam Bouhdjar donné par la formule suivante :

$$Q_{total} = Q_{eu} + Q_{eq} \quad (I.3)$$

Le débit de pointe est calculé par la formule suivante :

$$Q_p = C_p \times Q_{total} \quad (I.4)$$

Avec C_p : coefficient de pointe

$$C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_t}} \quad (I.5)$$

Ou : Q_t en l/s

Tableau I.13 : Estimation des débits journaliers et les débits de pointe de la ville de Hammam Bouhdjar

Années	Population	Qt (m ³ /j)	Qt (l/s)	C _p	Q _p (m ³ /j)	Q _p (m ³ /h)
2018	33624,37	7397,36	85,62	1,77	13094,69	545,61
2020	34511,1	7592,44	87,88	1,77	13413,49	558,90
2025	36831,59	8102,95	93,78	1,76	14246,22	593,59
2030	39308,1	8647,78	100,09	1,75	15132,64	630,53
2035	41951,12	9229,25	106,82	1,74	16076,31	669,85
2040	44771,86	9849,81	114,00	1,73	17080,99	711,71
2045	47782,27	10512,10	121,67	1,73	18150,70	756,28
2050	50995,08	11218,92	129,85	1,72	19289,72	803,74
2055	54423,93	11973,26	138,58	1,71	20502,64	854,28
2060	58083,32	12778,33	147,90	1,71	21794,34	908,10

I.12 DETERMINATION DU NOMBRE D'EQUIVALENTS - HABITANTS

Sur la base des résultats obtenus des débits des eaux usées (Tableau I.13), la capacité en équivalent habitant de la future station d'épuration sera comme suit :

$$EH = \frac{\text{Charge de la station d'épuration}}{\text{Rejet spécifique}} \quad (I.6)$$

Avec :

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

Rejet spécifique = 80% de la dotation journalière

Tableau I.14: Détermination d'équivalent habitant

Années	Q_t (m ³ /j)	rejet spec (l/hab/j)	EH
2018	7397,36	200	36987
2020	7592,44	200	37962
2025	8102,95	200	40515
2030	8647,78	200	43239
2035	9229,25	200	46146
2040	9849,81	200	49249
2045	10512,1	200	52561
2050	11218,92	200	56095
2055	11973,26	200	59866
2060	12778,33	200	63892

I.13 ETUDE DE CHOIX DE SITE

Les terrains proposés pour l'implantation de la future station d'épuration des eaux usées de la commune de Hammam Bouhdjar, se trouve a l'ouest de la commune à proximité d'oued el Malah.

I.13.1 Site de la Station d'Epuration :

Les deux sites préconisé pour l'implantation de la future STEP, se trouvent à l'ouest à 2400 m de la commune et en aval de toutes les zones urbanisées à droite de la route vers AinTémouchent (RN108) et à proximité d'oued d'el Malah.

Deux variantes seront présentées pour l'implantation de la future station d'épuration des eaux usées de la ville de Hammam Bouhdjar

❖ Variante I $X_1 - X_2 = 681,19 - 681,3$

$Y_1 - Y_2 = 3915,84 - 3916$

Lieu d'implantation (Hammam Bouhadjar)

Le principe de cette variante est que Les eaux usées des rejets ont assainirent gravitairement vers la station d'épuration implantée à la cote 114 NGA. Le choix de l'implantation de la station d'épuration à été fait, sur la base que le rejet sera acheminé gravitairement vers la STEP projeté au 1er site.



Figure I.9 : Photos du site de la variante I

❖ Variante II $X_1 - X_2 = 680,53 - 680,73$

$Y_1 - Y_2 = 3916,19 - 3916,3$

Lieu d'implantation (Hammam Bouhadjar)

Le principe de cette 2^{eme} variante est pratiquement le même sauf que le deuxième site a été préconisée pour l'implantation de la STEP à la cote 107 NGA.



Figure I.10 : Photos du site de la variante II

Deux variantes d'implantation seront présentées pour l'amélioration du mode d'assainissement de la ville de Hammam Bouhdjar.



Figure I.11 : Image Satellite des deux sites préconisé pour l'implantation de la future STEP de la commune de Hammam Bouhdjar(Google Earth)

I.13.2 Tableau comparatif des deux variantes

Tableau I.15 : comparaison des deux variantes

Site n°1 variante I	Site n°2 variante II
<p style="text-align: center;"><u>Avantage</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ❖ Cheminement des eaux gravitairement. ❖ Accès facile vers la STEP ❖ Amené d'énergie facile ❖ Réutilisation des eaux épurées gravitairement ❖ Nature juridique du site: E.A.C ❖ Site n'est pas inondable <p style="text-align: center;"><u>Inconvénient</u></p> <p>-Le site de l'implantation se trouve à proximité de la route nationale (R N 108) à environ 20 m, donc nécessite une précaution particulière :</p> <p>-Il est nécessaire de prendre des Mesures relatives aux perturbations de circulation, Donc le code national de la route devra obligatoirement être respecté.</p> <p>-Il est nécessaire de prendre des mesures pour empêcher la production d'odeurs</p> <p>-Les directions dominantes des vents se situent vers l'ouest.et le site se trouve au Ouest de la ville</p>	<p style="text-align: center;"><u>Avantage</u></p> <ul style="list-style-type: none"> ❖ Cheminement des eaux gravitairement ❖ Le site d'implantation il se trouve loin de la route nationale (R N 108) à environ 700 m. ❖ Accès facile vers la STEP ❖ Amené d'énergie facile ❖ Nature juridique du site: E.A.C ❖ Le site suffisamment isolé des zones résidentielles. ❖ Les directions dominantes des vents se situent vers l'ouest.et le site se trouve au Nord Ouest de la ville ❖ Réutilisation des eaux épurées gravitairement ❖ Site n'est pas inondable <p style="text-align: center;"><u>Inconvénient</u></p> <p>-Réalisation d'un long collecteur d'amené (700 m) vers la STEP.</p>

Source : E.A.C (Exploitation Agricole et Collectif)

I.14 CONCLUSION

Les deux variantes s'avèrent réalisable, néanmoins, la deuxième présente un coût d'investissement élevé par rapport à la première, puisque elle nécessite la réalisation d'un collecteur d'amené vers la STEP, néanmoins, l'emplacement de la première variante proche à la route nationale (RN108) présente un inconvénient majeur, Ceci nous permettra d'être plus disposer à maîtriser et proposer des mesures adéquates, et à réduire les impacts du projet sur l'environnement.

Et comme le système d'épuration représente l'un des outils d'intégration de la dimension environnementale dans un développement qui vise à satisfaire les besoins des générations présentes et futures.

Elle constitue un atout pour un environnement sain, contribuant fortement dans le concept de développement durable. Pour des raisons environnementales nous devons écarter la variante I.

CHAPITRE II

ENQUETE

DE POLLUTION

Chapitre II : enquête de pollution

II.1 INTRODUCTION

Les eaux usées rassemblées par les égouts des agglomérations et déversées dans les milieux récepteurs naturels ont créés des désordres et altérations qui ont monopolisé l'attention des techniciens et des pouvoirs publics.

Le rejet dans le milieu récepteur d'un égout collectif est soumis à la règle de l'interdiction générale, c'est à dire qu'il doit être autorisé par les services compétents. L'autorisation étant assortie de règles techniques à observer qui sont adaptées aux caractéristiques de l'effluent, aux circonstances locales liées à la nature du milieu récepteur et à la protection qu'il nécessite en tenant compte de son aptitude à se régénérer naturellement sans destruction de son équilibre biologique. L'autorisation de rejet est ainsi souvent (*mais pas dans tous les cas*) assortie de l'obligation de la construction d'une station de traitement assurant un effluent traité d'un niveau de qualité adapté aux conditions imposées par les exigences du milieu récepteur.

II.2 PRELEVEMENT DES ECHANTILLONS

Lors de la 1ère mission de reconnaissance, il a été recensé, deux (02) rejets :

- ☞ Rejet « 1 » : représente le prélèvement au niveau de la ville de Hammam Bouhdjer ;
- ☞ Rejet « 2 » : représente le prélèvement au niveau de la ville d'Ouras El Maida.

16 échantillons ont été pris suivant le programme ci-dessous :

Tableau II.1 : les échantillons des prélèvements de rejet 1 et 2

Rejet	Nombre de jour	08h-10h	10h-12h	12h-14h	14h-16h
Rejet 1	J1	+	+	+	+
	J2	+	+	+	+
	J3	+	+	+	+
	J4	+	+	+	+
Rejet 2	J1	+	+	+	+
	J2	+	+	+	+
	J3	+	+	+	+
	J4	+	+	+	+
Nombre total des prélèvements					32

II.3 PARAMETRES A ANALYSER

Les paramètres arrêtés pour les analyses qui serviront à la définition de la chaîne de traitement d'eaux usées domestiques sont :

Température T°, pH, Turbidité, Conductivité ;

☞ Demande biochimiques en oxygène DBO5 ;

☞ Demande chimiques en oxygène DCO ;

☞ Matières en suspension MES à 105 °C et 600 °C ;

☞ Mesure des matières décantables ;

☞ Mesure des Nitrates et Nitrites ;

☞ Mesure de l'azote ammoniacal N_{NH4} ;

☞ Mesure de l'azote total ;

☞ Mesure des phosphates PO₄, Sulfates SO₄ et Chlorures Cl ;

☞ Mesure des métaux lourds (fer, manganèse, cuivre, chrome, cadmium, nickel, étain, mercure et plomb) ;

☞ Les coliformes fécaux, totaux et œufs d'helminthe.

II.4 RESULTATS D'ANALYSE

Les résultats d'analyses obtenus sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau II.2 : Résultats des analyses physico-chimiques et microbiologiques de la ville de Hammam Bouhdjer.

Paramètre	Unité	REJET 1										
		J1		J2		J3		J4		Moy . général ale	Max des Max	
		MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX			
T°	°c	18,05	19,7	16,7	18,1	19,1	19,7	18,75	19,2	18,15	19,7	
pH	u.PH	7.45	7.14	7.24	7.22	7.14	7.32	7.23	7.19	7.265	7.32	
Turbidité	NTU	152.2 5	241	255.5	323	193.2 5	220	139	163	185	323	
Conductivité	mS/C m	2395. 75	2657	2604. 5	2675	2300. 75	2437	2409. 25	2577	2427. 56	2675	
DBO5	mg/L d'O2	76.67 5	198.6	222.9 5	250.7	258.4 5	330.1	203.9	268	190.4 9	330.1	
MVS 600°C	mg/L	125.7 5	244	377.5	428	230	312	204	313	234.3 1	428	
DCO	mg/L	238.2 5	608	651.7 5	770	683.5	872	629	793	550.6 2	872	
DCO/DBO5	/	3.10	3.06	2.92	3.07	2.64	2.64	3.084 84	2.9589	2.89	3.07140	
MES 105 C °	mg/L	310.7 5	579	625.7 5	732	434.7 5	526	442.7 5	701	453.5	732	
MD	mg/L	3.6	6.4	4.725	8	4.25	6	5.3	7.4	4.475	8	
Nitrates	mg/L	9	10	7.5	10	4.75	7	3.5	8	6.18	10	
Nitrites	mg/L	0.077 5	0.1	0.142 5	0.18	0.125	0.15	0.13	0.17	0.12	0.18	
Ammonium	mg/L	133	142	129.9 7	143.9	140.4 7	160.1	126.5 5	130	132.5	160.1	
Azote total	mg/L	191.5 5	206	188.2 7	208.6	199.2	221	177.5 3	185.5	189.1 3	221	
Phosphates	mg/L	27.22	34.5	28.85	36.5	29.17	36	17.32	29	25.64	36.85	
Sulfates	mg/L	58	68	48.5	57	57.25	71	35.25	43	49.75	71	
Chlorures	mg/L	253.4 1	291.23	184.7 9	205.6	208.2 6	290.6 9	151.1 6	189.6	199.4 0	290.69	
Métaux lourds	Fer	mg/L	1.38	1.91	0.73	1.10	0.83	1.287	1.20	1.58	1.040	1.915
	Manganèse	mg/L	0.03	0.04	0.05	0.09	0.04	0.058	0.038	0.062	0.04	0.092
	Cuivre	mg/L	0.008	0.01	0.006	0.009	0.005	0.008	0.005	0.007	0.006	0.011
	Chrome	mg/L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Cadmium	mg/L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Nickel	mg/L	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01
	Mercure Hg	mg/L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Plomb	mg/L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Etain (Sn)	mg/L	0.47	0.63	0.67	0.79	0.74	0.88	0.73	0.81	0.65	0.886
Oeufs d'Helminthes	(oeufs /l)	5950	6700	5800	6700	5950	7200	7075	8000	6193. 75	8000	
Coliformes totaux/100ml		3,99E +07	1,10E +08	5,88E +07	1,00E +08	1,53E +08	3,50E +08	1,00E +08	2,20E +08	8,78E +07	3,50E+08	
Coliformes fécaux/100ml		1,07E +06	2,20E +06	1,43E +07	2,20E +07	6,85E +07	1,10E +08	1,05E +08	3,50E +08	4,71E +07	3,50E+08	

Source : (DRE Ain Temouchent)

Tableau II.3 : Résultats des analyses physico.-chimiques et microbiologiques Ouras El Maida.

Paramètre	Unité	REJET 2										
		J1		J2		J3		J4		Moy. générale	Max desMax	
		MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX	MOY	MAX			
T°C	°c	17,75	19,3	15,85	16	18,6	19,2	18,65	19	17,71	19,3	
pH	u.PH	7.08	7.14	7.20	7.22	7.25	7.32	7.11	7.19	7.16	7.32	
Turbidité	NTU	418.5	521	286.25	402	302.75	362	351	444	339.62	521	
Conductivité	mS/Cm	1608.5	1902	1853.2 5	2068	1930.5	1988	1835.2 5	1902	1806.87	2068	
DBO5	mg/L d'O2	324.4	389.5	309.3 5	425.8	276.4	360.6	299.07	378.8	302.31	425.8	
DCO	mg/L	840.75	985	794.75	1141	718	902	844.5	1089	799.5	1141	
DCO/DBO5	mg/L	2.59	2.52	2.56	2.67	2.59	2.50	0.009	2.87	2.64	2.8748	
MES 105 C °	mg/L	860.5	1195	565.5	865	591	787	590.5	772	651.87	1195	
MVS 600 C °	mg/L	332.5	392	353.75	620	298.75	388	222	302	301.75	620	
MD	mg/L	10.65	14	6.35	10.4	5.15	10	6.52	8.5	7.16	14	
Nitrates	mg/L	4.5	7	7.25	9	3.75	6	2	3	4.37	9	
Nitrites	mg/L	0.12	0.17	0.19	0.23	0.19	0.24	0.21	0.24	0.17	0.24	
Ammonium	mg/L	51.45	58	48.72	53.3	51.15	60.5	44.87	52.3	49.05	60.5	
Azote total	Mg/L	73.62	85.3	69.82	75.6	73.07	85.4	64.65	75.8	70.29	85.4	
Phosphates	mg/L	21.02	23.1	23.32	25.8	17.62	23.7	29.1	36	22.19	36	
Sulfates	mg/L	65	80	74.75	88	89	106	57.25	78	71.5	106	
Chlorures	mg/L	259.57	298	169.24	182.47	198.66	207.26	177.57	215.5	201.26	298	
Métaux lourds	Fer	mg/L	2.49	3.42	1.52	2.22	3.59	6.18	1.22	2.31	2.21	6.186
	Manganèse	mg/L	0.07	0.10	0.07	0.12	0.05	0.08	0.07	0.09	0.06	0.121
	Cuivre	mg/L	0.003	0.009	0.006	0.015	0.01	0.019	0.005	0.006	0.006	0.019
	Chrome	mg/L	0	0	0	0	0.0035	0.01	0.0005	0.002	0.001	0.01
	Cadmium	mg/L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Nickel	mg/L	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01
	Mercure Hg	mg/L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Plomb	mg/L	0.001	0.003	0	0	0	0	0	0	0.00025	0.003
Etain (Sn)	mg/L	0.4	0.45	0.58	0.67	0.33	0.43	0.46	0.66	0.45	0.67	
Œufs d'Helminthes	(œufs/l)	3725	4400	3475	3900	4100	4800	4025	5100	3831.25	5100	
Coliformes totaux/100ml		5,88E+08	1,00E+09	2,29E+08	4,00E+08	4,45E+08	3,50E+08	3,37E+08	1,10E+09	3,99E+08	1,10E+09	
Coliformes fécaux/100ml		3,43E+08	6,00E+08	9,10E+07	2,10E+08	1,64E+08	5,40E+08	1,53E+09	6,00E+09	5,31E+08	6,00E+09	

II.5 NORME DE REJET

II.5.1 Normes internationales

La norme est représentée par un chiffre qui fixe une limite supérieure à ne pas dépasser ou une limite inférieure à respecter. Un critère donné est rempli lorsque la norme est respectée pour un paramètre donné. Une norme est fixée par une loi, une directive, un décret de loi. Les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé pour les eaux usées sont représentées dans le tableau (II.4). [5]

Tableau II.4: Normes de rejets internationales (eaux épurées)

Paramètres	Unité	Normes utilisées (OMS)
PH	-	6,5-8,5
DBO5	mg/l	<30
DCO	mg/l	<90
MES	mg/l	<20
NH4+	mg/l	<0,5
NO2	mg/l	1
NO3	mg/l	<1
P2O5	mg/l	<2
Température T	°C	<30
Couleur	-	Incolore
Odeur	-	Inodore

II.5.2 Normes Algériennes

Les eaux usées se caractérisent par des paramètres physico-chimiques et bactériologiques, qui permettent de déterminer leur éventuelle origine et de connaître l'importance de leur charge polluante. Avant qu'elles ne soient rejetées dans le milieu naturel et ne le dégradent, elles doivent impérativement obéir à des normes établies pour protéger les milieux récepteurs contre la pollution. Pour cela, elles sont acheminées vers une station d'épuration où elles subissent plusieurs phases de traitement.

Selon les normes Algériennes les valeurs limites maximales de rejet d'effluents sont regroupées dans le tableau (II.5) (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006): [6]

Tableau II.5 : Les valeurs limitent des paramètres de rejet dans un milieu récepteur (Eaux épurées)

PARAMÈTRES	UNITÉS	VALEURS LIMITES
Température	°C	30
pH	-	6,5 à 8,5
MES	mg/l	35
DBO5	mg/l	35
DCO	mg/l	120
Azote Kjeldahl	mg/l	30
Phosphates	mg/l	02
Phosphore total	mg/l	10
Cyanures	mg/l	0,1
Aluminium	mg/l	03
Cadmium	mg/l	0,2
Fer	mg/l	03
Manganèse	mg/l	01
Mercure total	mg/l	0,01
Nickel total	mg/l	0,5
Plomb total	mg/l	0,5
Cuivre total	mg/l	0,5
Zinc total	mg/l	03
Huiles et Graisses	mg/l	20
Hydrocarbures totaux	mg/l	10
Indice Phénols	mg/l	0,3
Fluor et composés	mg/l	15
Étain total	mg/l	02
Composés organiques chlorés	mg/l	05
Chrome total	mg/l	0,5
(*) Chrome III +	mg/l	03
(*) Chrome VI +	mg/l	0,1
(*) Solvants organiques	mg/l	20
(*) Chlore actif	mg/l	1,0
(*) PCB	mg/l	0,001
(*) Détergents	mg/l	2
(*)Tensioactifs anioniques	mg/l	10

II.6 INTERPRETATION DES RESULTATS D'ANALYSE

Afin d'en tirer le caractère des eaux usées de la ville de Hammam Bouhdjer, nous allons procéder à l'interprétation de quelques paramètres tel que la DBO5, la DCO, le pH ... etc.

II.6.1 la température

Le bon fonctionnement des systèmes d'épuration est en étroite relation avec la température. En effet, une température inférieure à 10 °c ($T < 10^{\circ}\text{c}$) ralentit les réactions chimiques de la bactérie, par contre une température supérieure à 15°C favorise le développement des micro-organismes. La température des effluents rejetés doit être inférieure à 30°C, au cas où la température du milieu récepteur dépasse 30°C, un écart de 5°C au plus est toléré à l'effluent [6].

La température moyenne générale des deux rejets est d'environ 17,93°C

Tableau II.6 : Moyennes des résultats d'analyse de la température (°C)

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	18.05	16.7	19.1	18.75	18.15
Rejet 2	17.75	15.85	18.6	18.65	17.71
Norme	30	30	30	30	30
Moyenne Générale					17.93

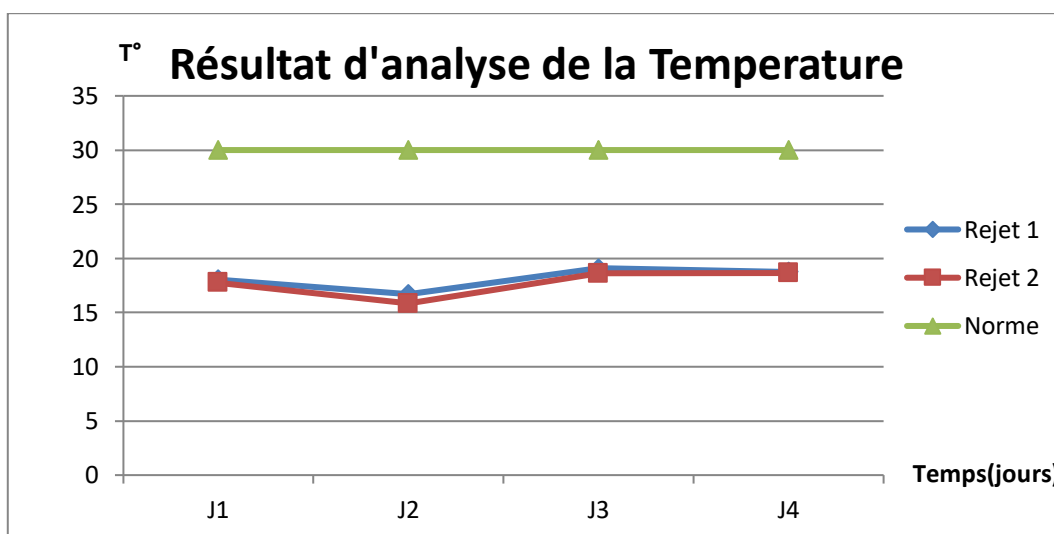


Figure II 1 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la température.

Le Figure II.1 représente l'évolution de la température en fonction du temps, La température enregistrée au niveau des eaux usées des deux rejets varie entre 15.85°C et 19.1°C et ne dépasse jamais 30°C, considérés comme la valeur limite de rejets directs dans le milieu récepteur selon les normes du Journal Officiel de la République Algérienne année 2006.

II.6.2 pH

Le pH ou "potentiel hydrogène" est l'indice d'acidité du milieu. Sa valeur, exprimée sans unité, varie de varie de 1 à 14. 7 représentant le « neutre ». Lorsque le pH est plus petit que 7, il est acide ; lorsqu'il est supérieur à 7, il est basique.

Pour un traitement biologique, un pH plus ou moins neutre est requis. Dans un traitement aérobie, le pH doit être gardé entre 6,5 et 8,5. Dans un traitement anaérobie, le pH optimal est entre 6,5 et 7,5. Les importantes fluctuations de pH (plus qu'une unité de pH) doivent absolument être évitées. [4]

Tableau II.7 : Moyennes des résultats d'analyse du pH.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	7.45	7.24	7.14	7.23	7.26
Rejet 2	7.08	7.2	7.25	7.11	7.32
Norme	6.5<PH<8.5	6.5<PH<8.5	6.5<PH<8.5	6.5<PH<8.5	6.5<PH<8.5
MOYENNE GENERALE					7.3

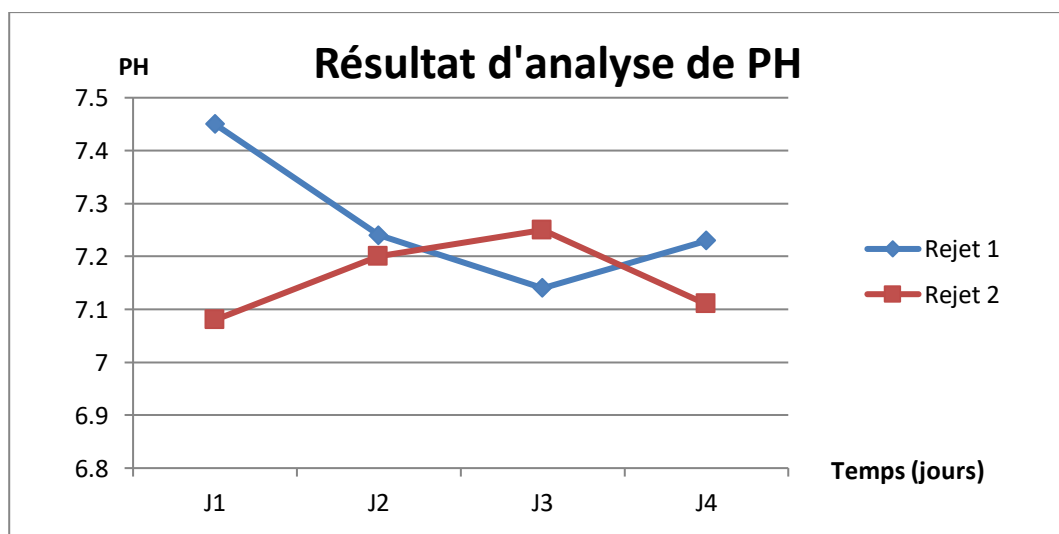


Figure II 2 : Représentation graphique des résultats d'analyse du pH.

Le graphique représente l'évolution du pH en fonction du temps, Les valeurs du pH des eaux usées évacuées par ces deux rejets varient de 7.08 à 7.45, elles sont donc relativement neutres. Les valeurs du pH mesurées sont comprises entre 6,5 et 8,5 donc elles sont acceptables selon les normes de Journal Officiel de la République Algérienne, 2006.

II.6.3 La Turbidité

La turbidité d'eau résiduaire se définit comme l'expression de la propriété optique qui fait que la lumière est dispersée et absorbée plutôt que transmise en ligne droite à travers l'échantillon. [7]

NTU < 5	Eau claire
5 < NTU < 30	Eau légèrement trouble
NTU < 50	Eau trouble

La valeur moyenne générale enregistrée au niveau des rejets est de l'ordre de 262.31 NTU.

Tableau II.8 Moyennes des résultats d'analyse de la turbidité en NTU

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	152.25	255.5	193.25	139	185
Rejet 2	418.5	286.25	302.75	351	339.62
MOYENNE GENERALE					262.31

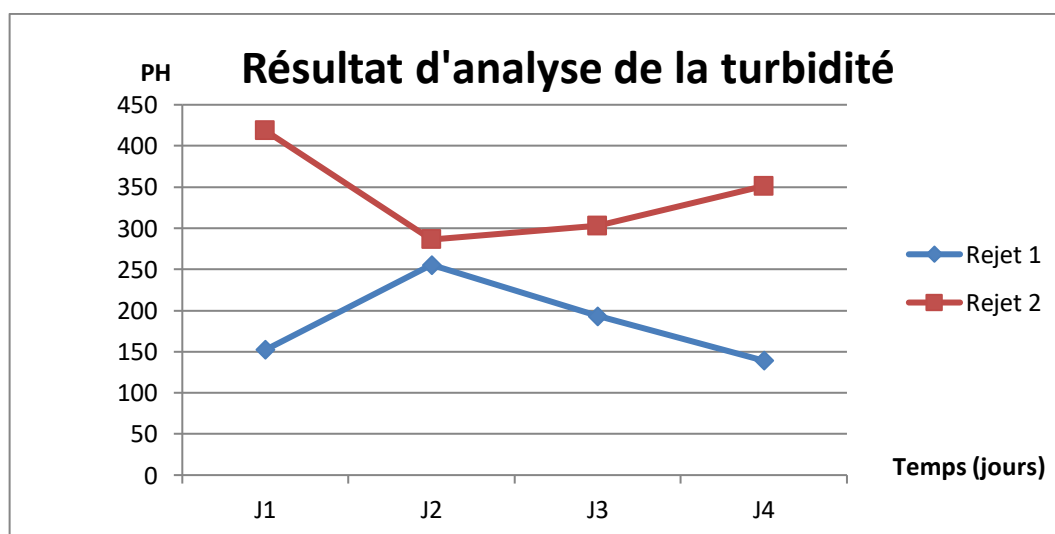


Figure II.3 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la turbidité.

Le graphique représente l'évolution de la turbidité en fonction du temps, La turbidité enregistrée au niveau des eaux usées des deux rejets varient entre 139 NTU et 418.5 NTU, elle est en général très élevée cela est due à la présence de boue dans l'eau (MES).

II.6.4 Matière En Suspension (MES)

La pollution particulaire est due à la présence de particules de grande taille, supérieure à $10\mu\text{m}$, en suspension dans l'eau, et que l'on peut assimiler aux matières en suspension (MES) [8].

Ces les matières en suspension, responsables essentiellement de troubles de l'eau ; les plus lourdes sédimentent rapidement et constituent les matières décantables [4].

II.6.4.1 MES 105°C

Tableau II.9 : Moyenne des résultats d'analyse de la matière en suspension MES 105°C en mg/l.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet1	310.75	625.75	434.75	442.75	453.5
Rejet 2	860.5	565.5	591	590.5	651.875
Norme	35	35	35	35	35
MOYENNE GENERALE					552.68

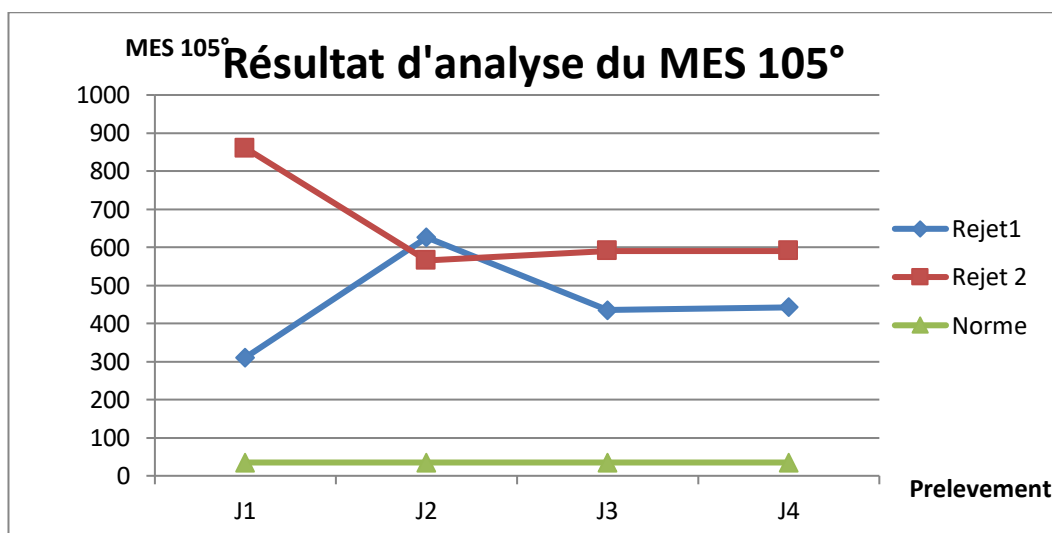


Figure II.4: Représentation graphique des résultats d'analyse MES 105°C.

Le graphique (figure II.4) représente l'évolution de la MES en fonction du temps a 105, ces données ont des concentrations moyennes de 552.68mg/l dépassant les normes des rejets en Algérie 35 mg/l. Ce résultat est lié souvent à la charge importante en matières organiques (Les matières végétales ou animales, excréments, urines...,) et minérales (graviers, sables, métaux, sels minéraux, ..)

II.6.4.2 MVS 600°C

Les matières volatiles en suspension (MVS) désignent la partie des matières en suspension susceptibles d'être volatilisées à 600°C.

Tableau II.10 : Moyenne des résultats d'analyse de la matière en suspension MVS 600°C en mg/l.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	125.75	377.5	230	204	234.3125
Rejet 2	332.5	353.75	298.75	222	301.75
Moyenne Générale					268.031

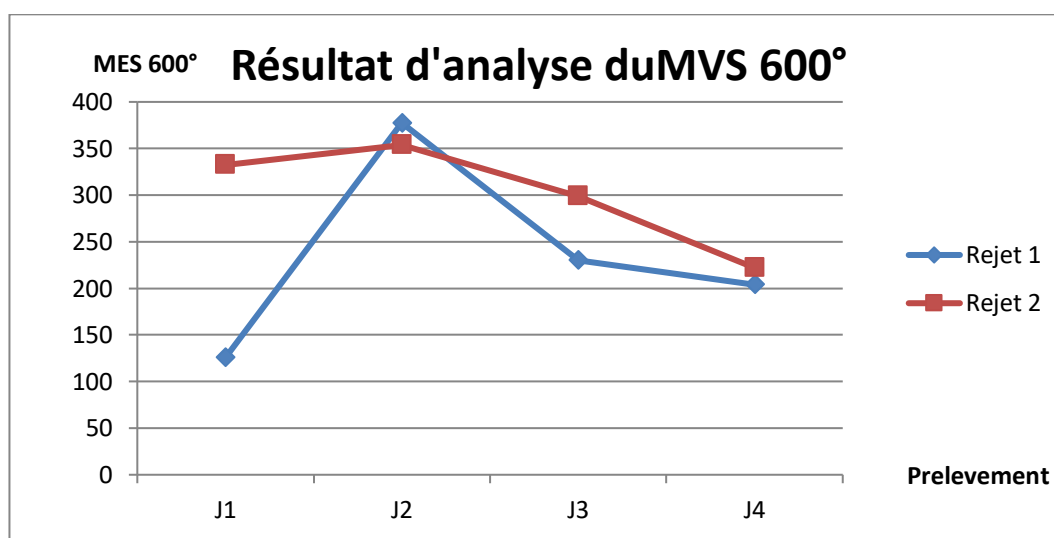


Figure II.5 : Représentation graphique des résultats d'analyse MVS 600°C.

II.6.5 La demande biochimique en oxygène (DBO5)

La demande biochimique en oxygène représente la quantité d'oxygène nécessaire aux micro-organismes pour décomposer par oxydation les matières organiques contenues dans l'eau. Il s'agit donc d'une méthode d'évaluation de la fraction des composés organiques

biodégradables, donc plus restrictive que les méthodes basées sur l'oxydation chimique et catalytique de toutes les matières organiques oxydables. [9]

Tableau II.11 : Moyennes des résultats d'analyse de la DBO₅ en mg/L d'O₂.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	76.67	222.95	258.45	203.9	190.49
Rejet 2	324.4	309.35	276.42	299.07	302.31
Norme	35	35	35	35	35
MOYENNE GENERALE					246.4

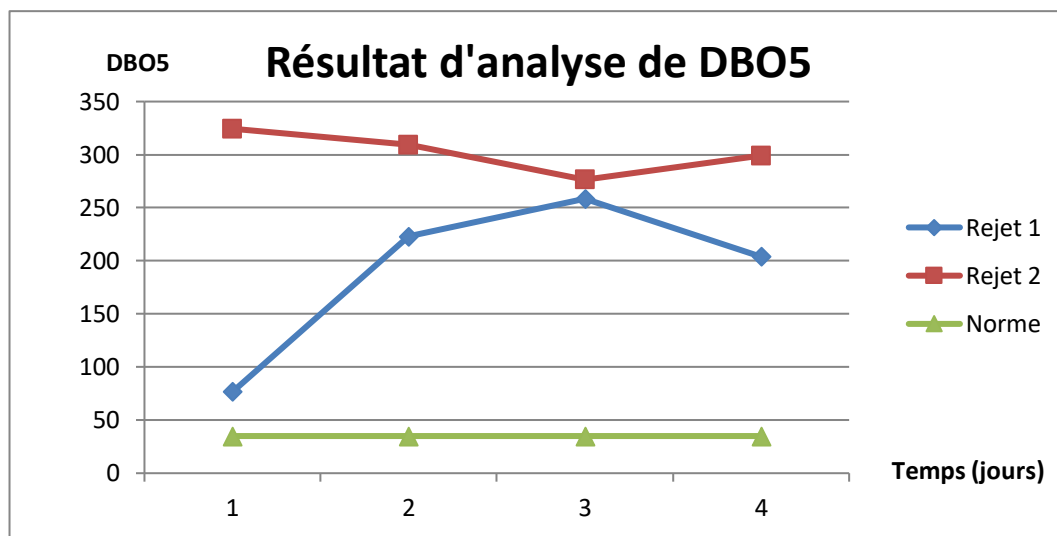


Figure II.6 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la DBO₅.

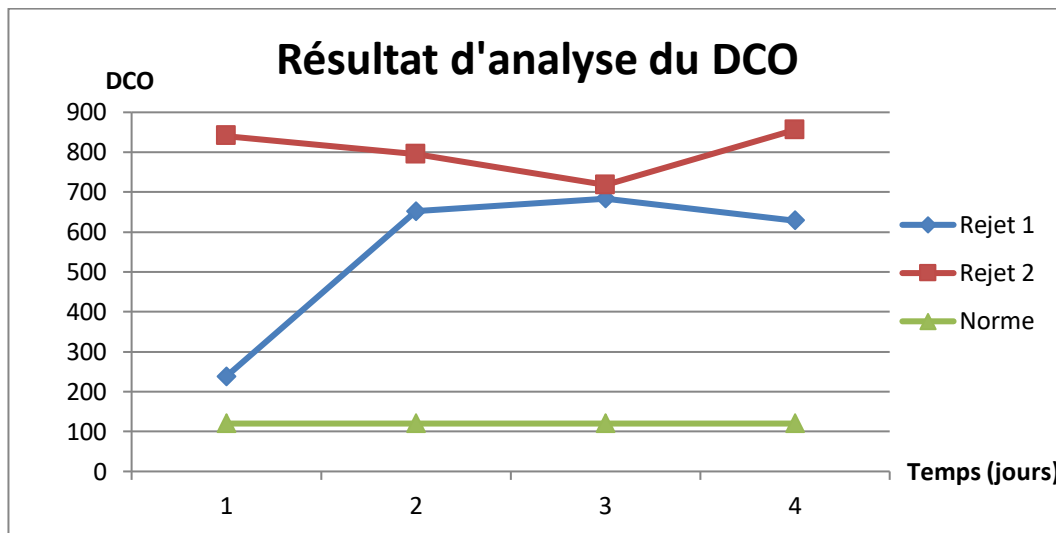
Le graphique représente l'évolution du DBO₅ en fonction du temps. Les valeurs de la DBO₅ des deux rejets sont supérieures aux normes algériennes, ces valeurs se traduisent par la présence de pollution organique importante nécessitant un traitement biologique.

II.6.6 La demande chimique en oxygène (DCO)

La DCO (demande chimique en oxygène) est la mesure de la quantité d'oxygène apportée par un réactif chimique (oxydant) pour détruire toutes les matières organiques biodégradables et non biodégradables, à la différence de la DBO₅, qui ne prend en compte que les matières organiques biodégradables. La DCO est particulièrement indiquée pour mesurer la pollution d'un effluent industriel [10]

Tableau II.12 Moyennes des résultats d'analyse de la DCO en mg/L

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	238.25	651.75	683.5	629	550.625
Rejet 2	840.75	794.75	718	856	799.5
Norme	120	120	120	120	120
MOYENNE GENERALE					675.06

**Figure II.7** : Représentation graphique des résultats d'analyse de la DCO.

Le graphique représente l'évolution du DCO en fonction du temps, Les valeurs de la DCO des résultats des deux rejets sont au dessus de la norme, cela est dû à l'intensité des effluents d'origine domestiques et industriels au niveau de ces rejets.

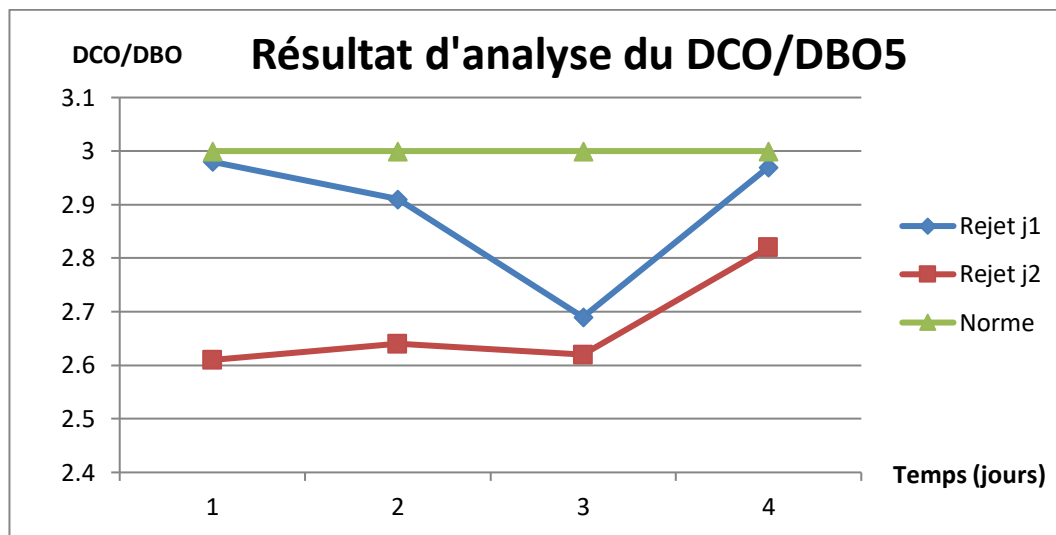
II.6.7 Rapport DCO/DBO₅

Ce rapport évalue la biodégradabilité d'une eau usée, c'est à dire la faculté de transformation de la matière organique en matière minérale, admissible par le milieu naturel. Pour un effluent à dominante domestique, ce rapport est généralement compris entre 2 et 3. Pour les effluents d'industries agroalimentaires, il est inférieur, de l'ordre de 1,5 à 2, ce qui traduit une meilleure biodégradabilité.

Enfin, lorsqu'il est supérieur à 3 cela traduit l'apport d'un effluent industriel plus ou moins difficilement biodégradable [4].

Tableau II.13 : Moyennes des résultats d'analyse de la DCO en mg/L

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	238.25	651.75	683.5	629	550.625
Rejet 2	840.75	794.75	718	856	799.5
MOYENNE GENERALE					675.06

**Figure II.8 : Représentation graphique des résultats d'analyse de la DCO/DBO₅.**

Le graphique représente l'évolution du DCO/DBO₅ en fonction du temps, La moyenne globale des deux points de rejets est d'environ 2.78 inférieurs à 3 et supérieure à 2 donc le rejet est domestiqué ces valeurs confirment l'absence de rejet industriel raccordé au réseau d'assainissement urbain. ces valeurs montrent que les eaux usées des rejets 1 et 2 peuvent subir un traitement biologique.

II.6.8 Ammonium (dit azote ammoniacal ou N_{NH4})

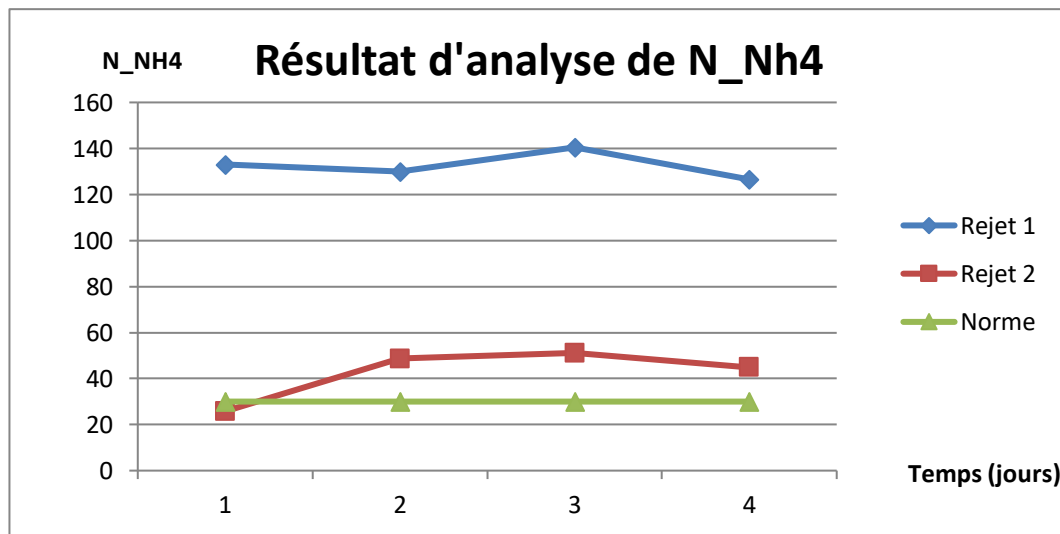
L'ammoniaque constitue un des maillons du cycle de l'azote. Dans son état primitif, l'ammoniac (NH₃) est un gaz soluble dans l'eau, mais, suivant les conditions de pH, il se transforme soit en un composé non combiné, soit sous forme ionisée (NH₄⁺). Les réactions réversibles avec l'eau sont fonction également de la température et sont les suivantes :



Sa concentration usuelle est de 20 à 60 mg/L dans l'eau usée.

Tableau II.14 : Moyennes des résultats d'analyse de l'azote ammoniacal en mg/L

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	133	129.97	140.47	126.55	132.5
Rejet 2	25.78	48.725	51.15	44.87	49.05
Norme	30	30	30	30	30
MOYENNE GENERALE					90.775

*Figure II.9 : Représentation graphique des résultats d'analyse de l'azote ammoniacal.*

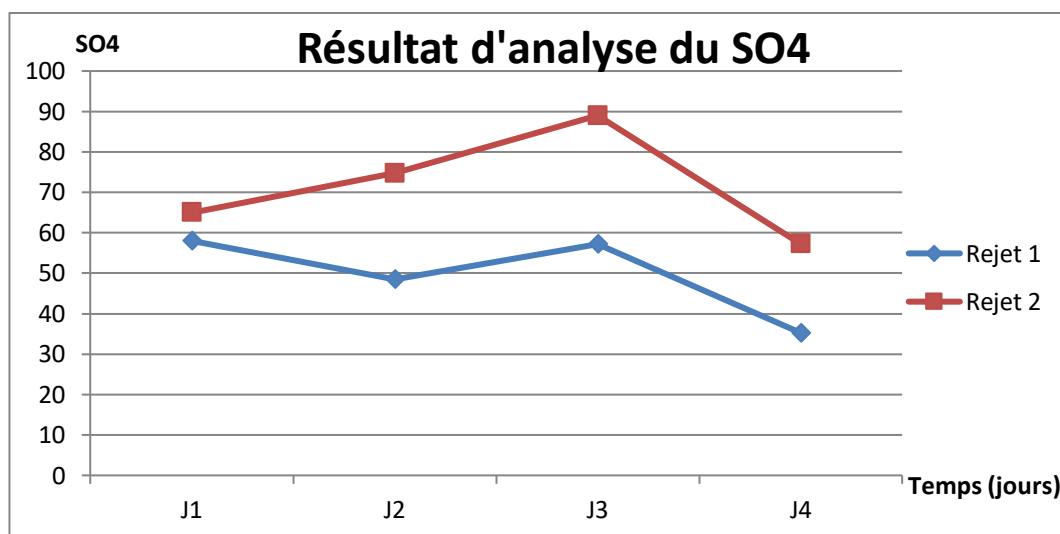
Le graphique représente l'évolution de l'azote en fonction du temps, d'après le graphique les résultats des deux rejets est au dessus de la norme avec une concentration moyenne globale d'environ 90.775 mg/L, due à la présence d'une flore bactérienne très importante de type domestique.

II.6.9 Sulfate (SO₄)

La concentration en ion sulfate des eaux naturelles est très variable. Dans les terrains ne contenant pas une proportion importante de sulfates minéraux, elle peut atteindre 30 à 50 mg/L, mais ce chiffre peut être très largement dépassé (jusqu'à 300 mg/L) dans les zones contenant du gypse ou lorsque le temps de contact avec la roche est élevé. [12]

Tableau II.15 : Moyennes des résultats d'analyse des sulfates en mg/L.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	58	48.5	57.25	35.25	49.75
Rejet 2	65	74.75	89	57.25	71.5
Moyenne Générale					60.62

*Figure II.10 : Représentation graphique des résultats d'analyse des sulfates.*

Le graphique représente l'évolution de sulfates en fonction du temps, les résultats des deux rejets ont de la moyenne générale 60.62mg/L, sa signifie que Les eaux usées de Hammam Bouhdjer et Ouras El Maida contiennent de faible concentration en ion SO_4 .

II.6.10 chlorures (Cl⁻)

La teneur en chlorure observé dans les réseaux d'assainissement est très variable et en fonction de la proportion de l'eau de mer entrant dans le réseau.

En générale la concentration en chlorure en entré de station d'épuration (STEP) est de 80 à 250 mg/l. [13]

Tableau II.16 : Moyennes des résultats d'analyse des Chlorures en mg/L.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	253.41	184.79	208.26	151.16	199.4
Rejet 2	259.57	169.24	198.66	177.57	201.26
Moyenne Générale					200.33

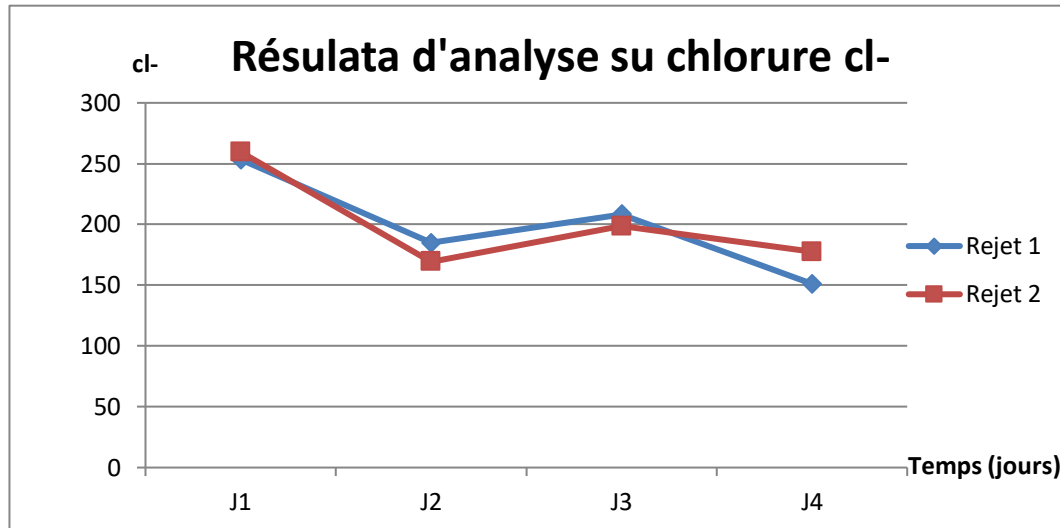


Figure II.II : Représentation graphique des résultats d'analyse des Chlorures.

La courbe représente les changements de concentration en chlore en termes de temps. Où nous notons que la concentration du chlore pour chacun des deux rejets varie entre 151.16mg/L et entre 259.57 mg/L, c'est valeurs restent dans les normes pour des moyennes comprises entre [80-250] mg/l.

II.6.11 Azote Total.

L'azote contenu dans les eaux résiduaires domestique à essentiellement une origine urinaire. [14]

La concentration moyenne de l'azote varie entre 40 et 50 mg/l. [15]

Tableau II.17 : Moyenne des résultats d'analyse DE l'Azote Total mg/L.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	191.55	188.27	199.2	177.53	189.13
Rejet 2	73.625	69.825	51.15	44.875	70.29
Moyenne Générale					129.71

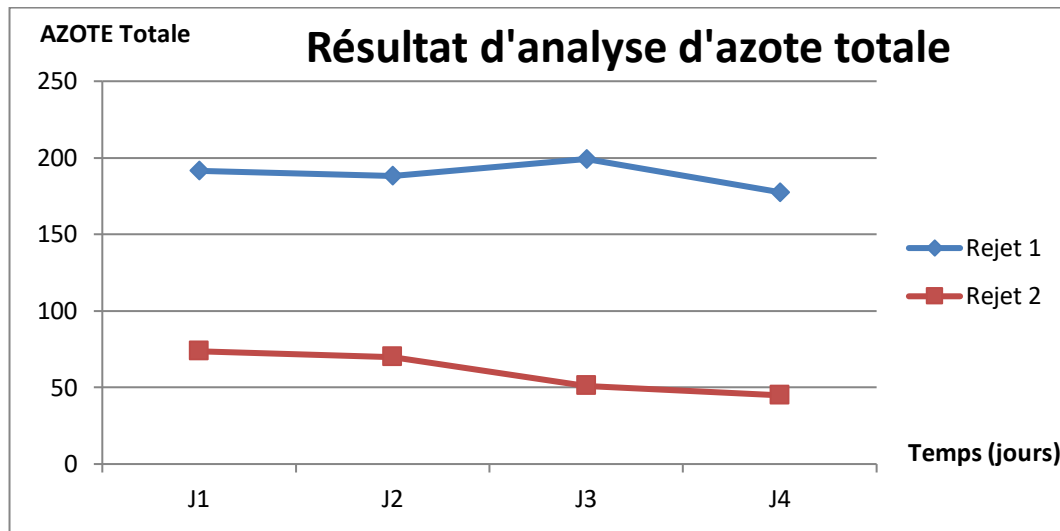


Figure II.12 : Représentation graphique des résultats d'analyse de L'Azote Total.

Le graphique représente l'évolution de l'Azote totale en fonction du temps, le graphique montre clairement que la concentration de l'azote total est très élevée avec une concentration moyenne globale d'environ 129.71 mg/L

II.6.12 Nitrate

Les nitrates se trouvant naturellement dans les eaux provenant en grande partie de l'action de l'écoulement des eaux sur le sol constituant le bassin versant. Leurs concentrations naturelles ne dépassent pas 3 mg /L dans les eaux superficielles et quelques mg/L dans les eaux souterraines. [16]

Tableau II.18 : Moyennes des résultats d'analyse du Nitrate mg/L.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	7	7.5	4.75	3.5	6.18
Rejet 2	4.5	7.25	3.75	2	4.37
Moyenne Générale					5.27

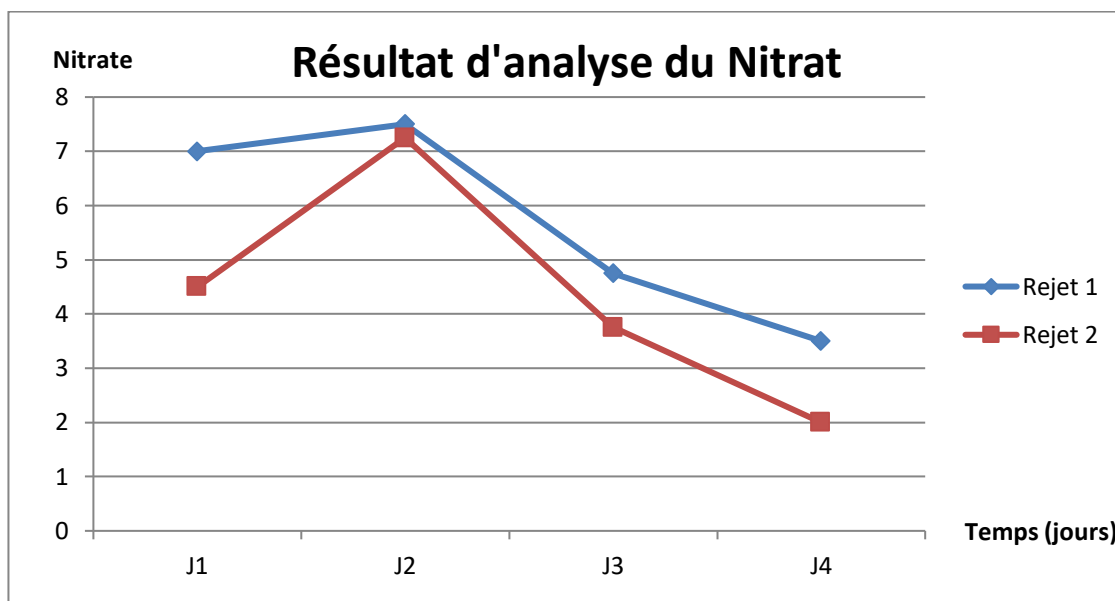


Figure II.13 : Représentation graphique des résultats d'analyse du Nitrate.

La courbe représente les changements de concentration du Nitrate en termes de temps. Où nous notons que sa concentration est très élevée pour les deux rejets.

II.6.13 Phosphates

Les phosphates sont des composés qui contiennent du phosphore. Bien que toxique à l'état pur, le phosphore est l'un des éléments indispensables à la vie. On le retrouve donc souvent combiné à d'autres produits, notamment pour former les phosphates, ou dissout dans l'eau. Différents phosphates sont nécessaires aux plantes et aux animaux pour leurs cellules et leurs squelettes. [17]

La concentration moyenne du phosphate souvent égale 2 mg/l. [15]

Tableau II.19 : Moyennes des résultats d'analyse du Phosphates mg/L.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	27.22	28.85	29.17	17.32	25.64
Rejet 2	21.02	23.32	17.62	26.8	22.19
Norme	2	2	2	2	2
Moyenne Générale					23.92

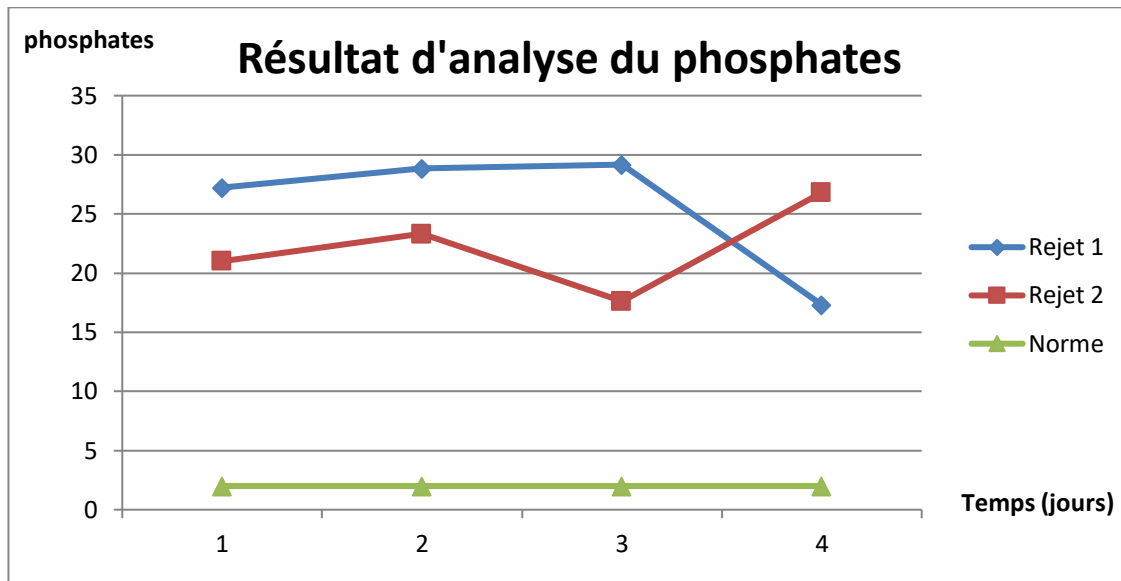


Figure II.14 : Représentation graphique des résultats d'analyse du Phosphates.

Le graphique représente l'évolution de phosphate en fonction du temps, les résultats des analyses indiquent que Les valeurs de phosphate des deux rejets sont élevées par rapport à la norme algérienne, la moyenne générale globale des résultats 23.92 mg/L .

II.6.14 Les métaux lourds

On appelle métaux lourds tout élément métallique naturel dont la masse volumique dépassent 5g/cm^3 . Ceux-ci sont présents le plus souvent dans l'environnement sous forme de traces : mercure, plomb, cadmium, cuivre, arsenic, nickel, zinc, cobalt, manganèse. Les plus toxiques d'entre eux sont le plomb, le cadmium et le mercure ; Ainsi, tous les métaux sont plus ou moins solides à la température ordinaire, il n'y a que le mercure qui fasse exception ; ce métal ne peut se solidifier qu'à une température de 40° au-dessous de 0. ^[12-13]

Tableau II.20 : Moyennes des résultats d'analyse des métaux lourds en mg/L

Paramétré	Unité	REJET 1		REJET 2		Moyenne globale	Norme des rejets
		Moyenne	Max des moyennes	Moyenne	Max des moyennes		
Fer	mg/L	1.04	1.38	2.21	3.59	1.62	3
Manganèse	mg/L	0.04	0.05	0.069	0.07	0.05	1
Cuivre	mg/L	0.006	0.008	0.006	0.006	0.006	0,5
Chrome	mg/L	0	0	0.001	0	0.0005	0,5
Cadmium	mg/L	0	0	0	0	0	0,5
Nickel	mg/L	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	< 0,01	0,5
Mercure Hg	mg/L	0	0	0	0	0	0,01
Plomb	mg/L	0	0	0.0002	0.001	0.00012	0,5
Etain (Sn)	mg/L	0.65	0.74	0.45	0.58	0.55	2

D'après les résultats d'analyse notre eau répond aux normes algérienne et il ya aucun dépassement.

De ce fait, l'eau de Hammam Bouhdjer et Ouras El Maida sont de caractère domestique sans aucune activité industrielle.

II.6.15 Les matières décantables.

Les matières décantables correspondent donc aux matières en suspension qui se déposent au repos pendant une durée fixe de 30 minutes dans un cône Imhoff (exprimée en ml/l). Cette rapide méthode permet d'avoir une idée sur la quantité de solides non dissous présents dans l'échantillon d'eau.

Tableau II.21 : Moyennes des résultats d'analyse des matières décanales mg/L

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	3.6	4.725	4.25	5.325	4.47
Rejet 2	10.65	6.35	5.15	7.22	7.16
Moyenne Générale					5.82

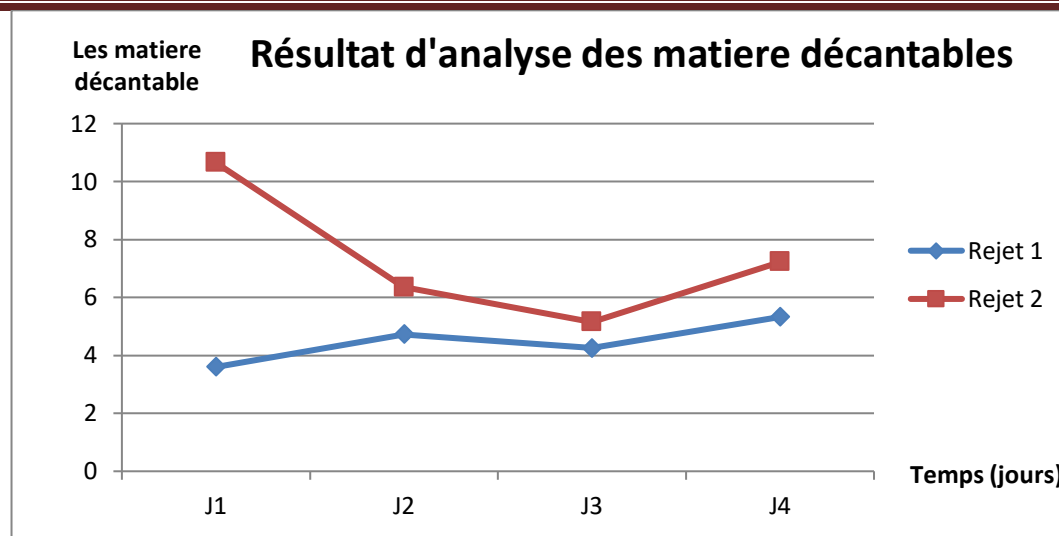


Figure II.15 : Représentation graphique des résultats d'analyse des matières décantables.

Le graphique représente l'évolution des matières décantables en fonction du temps, Les valeurs de la matière décantables des eaux usées évacuées par ces deux rejets varient de 3.6mg/l à 10.65mg/l avec une moyenne globale 5.82mg/l.

II.6.16 Analyses bactériologiques

Les bactéries sont ubiquitaires dans la nature car il s'agit probablement des premiers êtres vivants apparus sur la terre (archéobactéries). Seules quelques dizaines d'espèces sont adaptées à l'homme : la plupart sont inoffensives ou même utiles, étant commensales et faisant partie des flores cutanées, digestive, buccale, génitale ; certaines sont pathogènes, opportunistes ; une minorité est régulièrement pathogène. [12]

II.6.16.1 Les Coliformes fécaux

Proviennent des intestins et des excréments des humains et des animaux à sang chaud. La présence de ces bactéries dites pathogènes est très risquée pour la santé des humains et des animaux. La bactérie e-coli (*Escherichia coli*) appartient à cette catégorie de coliformes

Tableau II.22 : Moyennes des résultats d'analyse des Coliformes fécaux.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rj1	1.07E+06	1.43E+07	6.85E+07	1.05E+08	4,71E+07
Rj2	3.43E+08	9.10E+07	1.64E+08	1.53E+09	5,31E+08
Moyenne Générale					2,89E+08

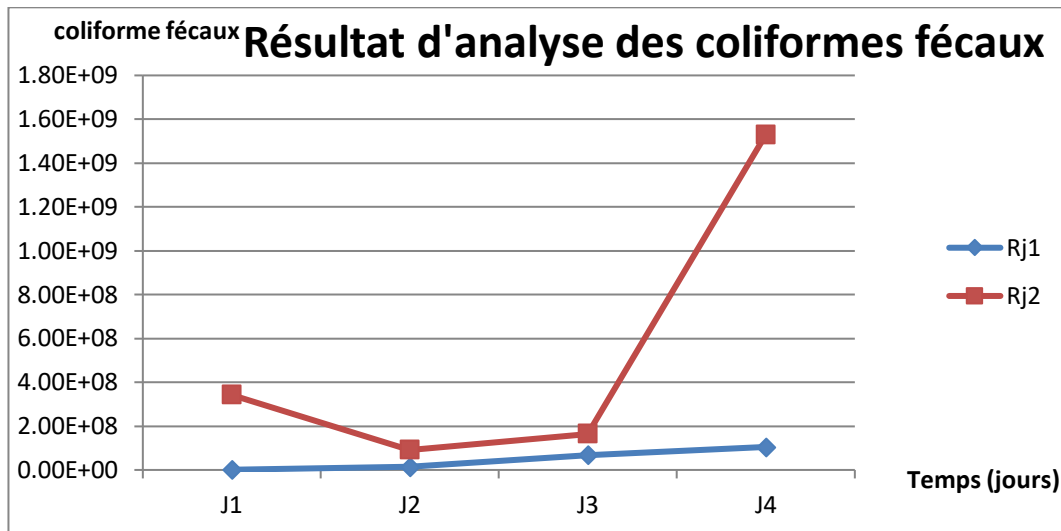


Figure II.16 : Représentation graphique des résultats d'analyse des coliformes fécaux.

II.6.16.2 Les Coliformes totaux

Concernent le décompte total des bactéries de type coliformes. Bien que la plupart dérivent de substances végétales, certains coliformes totaux peuvent être d'origine fécale (de 10 à 15 %).

Tableau II.23 : Moyennes des résultats d'analyse des Coliformes totaux.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	1070000	14300000	68500000	105000000	47217500
Rejet 2	343000000	91000000	164000000	1530000000	532000000
Moyenne Générale					289608750

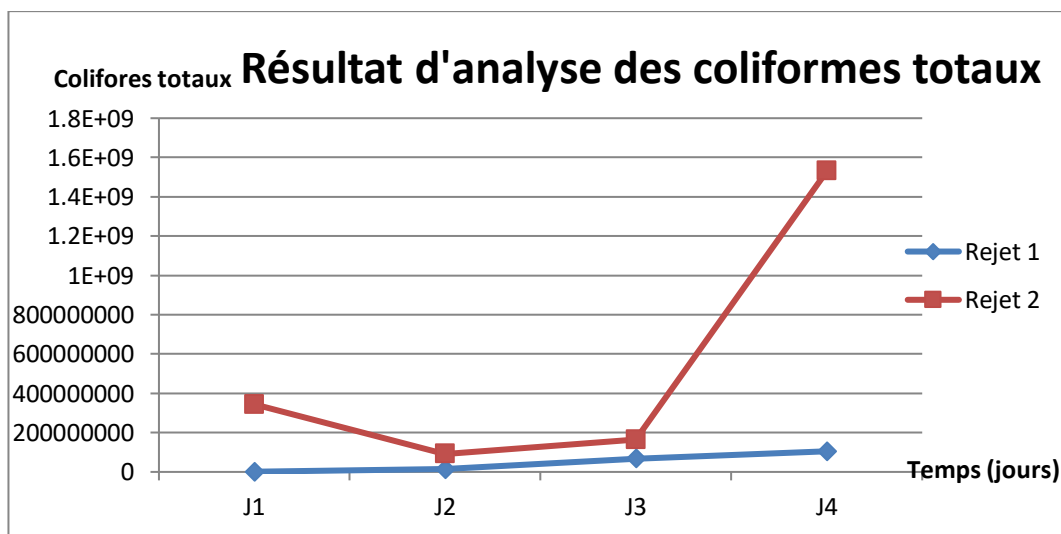


Figure II.17 : Représentation graphique des résultats d'analyse des coliformes totaux.

II.6.16.3 des œufs d'helminthe

Tableau II.24 : Moyennes des résultats d'analyse des œufs d'helminthe.

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	6150	5925	5950	7075	6275
Rejet 2	3725	3475	4100	4025	3831,25
Moyenne Générale					5053,125

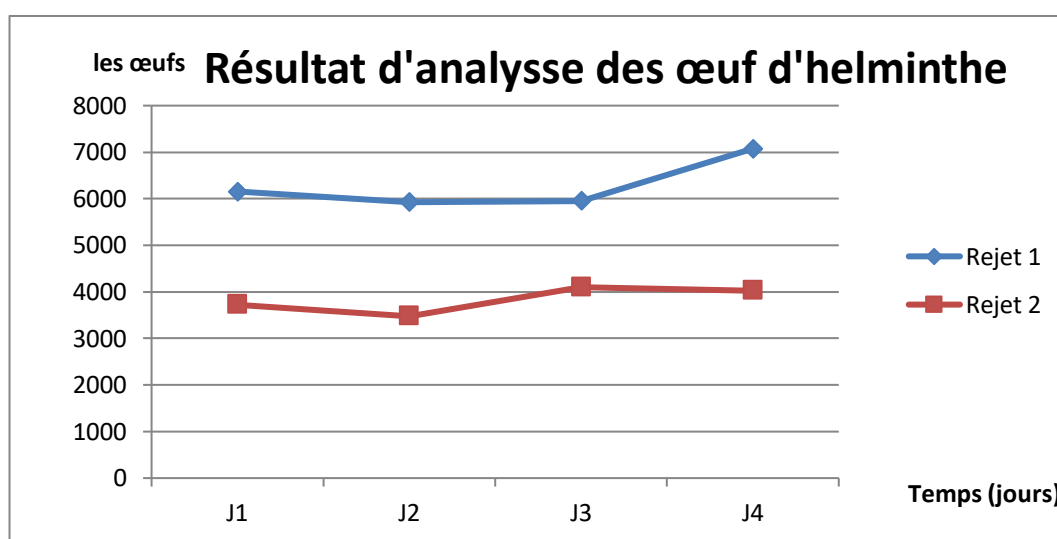


Figure II.18 : Représentation graphique des résultats d'analyse des œufs d'helminthe.

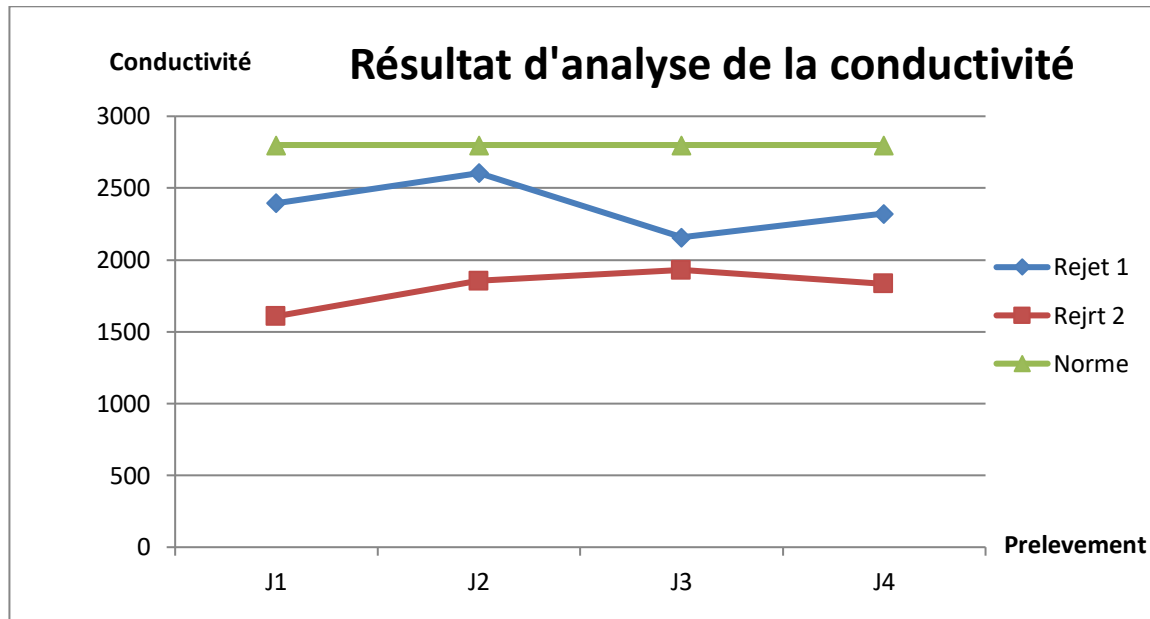
Les graphiques (figure II.11, figure II.12, figure II.13) représentent l'évolution (des coliformes totaux, des coliformes fécaux, des œufs d'helminthe) en fonction du temps, L'analyse de ces résultats des deux rejets démontent de fortes teneurs en matières bactériologiques.

II.6.17 la Conductivité

La conductivité est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique. Elle est due à la présence dans le milieu d'ions qui sont mobiles dans un champ électrique. Elle dépend de la nature de ces ions dissous et de leurs concentrations. ^[11]La conductivité électrique d'une eau est la conductance d'une colonne d'eau comprise entre deux électrodes métalliques de 1 cm². L'unité de conductivité est le siemens par mètre (S/m). 1 S/m = 10⁴ μS/cm = 10³ mS/m. [11]

Tableau II.25 : Moyennes des résultats d'analyse du Conductivité ($\mu\text{S}/\text{cm}$).

Date	J1	J2	J3	J4	Moyenne globale
Rejet 1	2395.75	2604.5	2158	2321.5	2158
Rejet 2	1608.5	1853.25	1930.5	1835.25	1806.86
Norme	2800	2800	2800	2800	2800
Moyenne Générale					1982.43

**Figure II.19** : Représentation graphique des résultats d'analyse de la conductivité.

Les valeurs de la conductivité électrique (CE) obtenues mettent en évidence une faible minéralisation dans les deux rejets, avec des valeurs allant de 1608.5 $\mu\text{S}/\text{cm}$ et 2604.5 $\mu\text{S}/\text{cm}$ sachant que la norme de la conductivité est autour de 2800 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Néanmoins, le rejet 1 montre une forte conductivité par rapport au rejet 2, montrant qu'il y a une différence en mode de vie des deux agglomérations.

Conclusion :

D'après Les résultats d'analyses des eaux usées des deux rejets et d'après la fraction du DCO sur DBO5 qui était inférieure à 3 les eaux usées de Hammam Bouhdjar et Ouras El Maida sont chargées avec une pollution de caractère domestique (alimentation, hygiène, excréments ...). Ces résultats nous confirment que les deux rejets nécessitent une épuration avant le rejeté dans le milieu récepteur, et pour se faire on a choisie le procédé d'épuration biologique à boue activée.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT

ET CONCEPTION

DE LA STATION

D'EPURATION

Chapitre III : Dimensionnement Et Conception De La Station D'épuration

III .1 INTRODUCTION

Le traitement des eaux usées a pour but de les dépolluer suffisamment pour qu'elles n'abîment pas le milieu naturel dans lequel elles seront finalement rejetées.

Pour assurer le traitement des eaux résiduaires urbaines, de nombreux procédés existent qui assurent tous un niveau de traitement satisfaisant, dès lors qu'ils sont adaptés à un contexte préalablement bien étudié.

Le choix de l'un ou l'autre de ces procédés doit prendre en compte de nombreux critères parmi lesquels la population, le débit, la charge organique, le montant des investissements à réaliser, le coût de l'exploitation, etc...

La station d'épuration reste un outil fondamental pour la protection des milieux naturels.

III .2 DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES

III.2.1 Paramètres de dimensionnement

Les données de base nécessaires pour le dimensionnement de la STEP sont enregistrées dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III.1. Ratios théoriques à l'entrée arrêtés

Paramètres	Variation des ratios (g/Hab/j)	Ratios arrêtés (g/Hab/j)
DBO ₅	35 – 60	54
DCO	70 – 120	100
MES	60 – 90	70
N	10 – 15	15
P	2 – 4	3

Source : (DRE Ain Temouchent)

Tableau III.2 : Les donnes principales pour le dimensionnement de la station

		HORIZONS	
PARAMETRES	UNITE	2045	2060
-Capacité	<i>Eq. Hab</i>	52561	63892
-Dotation	<i>l/hab/j</i>	250	250
Charge hydraulique			
- Journalière	<i>m3/j</i>	10512,1	12778,33
- Moyenne horaire (<i>Qm</i>) sur 24h	<i>m3/h</i>	438	532,43
- Coefficient de pointe		1,73	1,71
- Pointe horaire en temps sec(<i>QPs</i>)	<i>m3/h</i>	756,28	908,10
- Pointe horaire en temps de pluie(<i>QPp = 2QPs</i>)	<i>m3/h</i>	1512,56	1816,19
Charge polluante			
DB05			
- Charge spécifique	<i>g/hab/j</i>	54	54
- Charge journalière	<i>Kg/j</i>	2838,27	3450,15
- Concentration correspondante	<i>mg/l</i>	270	270
MES			
- Charge spécifique	<i>g/hab/j</i>	70	70
- Charge journalière	<i>Kg/j</i>	3679,24	4472,42
- Concentration correspondante	<i>mg/l</i>	350	350
NTK			
- Charge spécifique	<i>g/hab/j</i>	15	15
- Charge journalière	<i>Kg/j</i>	788,41	958,37
- Concentration correspondante	<i>mg/l</i>	75	75
Pt			
- Charge spécifique	<i>g/ha/j</i>	5	5
- Charge journalière	<i>Kg/j</i>	262,80	319,46
- Concentration correspondante	<i>mg/l</i>	25	25

Le dimensionnement d'une STEP se répartie en deux grandes phases ligne eau et ligne boue. Comme il est montré dans la figure suivante :

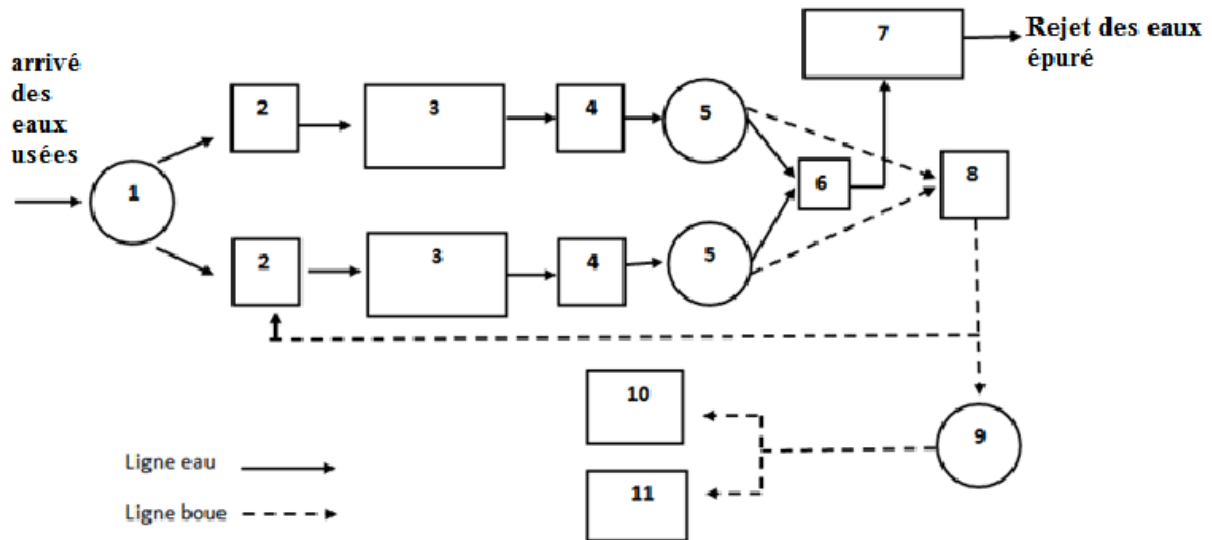


Figure III.1: schémas représentatifs de la STEP

- 1 : Prétraitement.
- 2 : La zone de contact.
- 3 : Bassin biologique.
- 4 : Dégazeur.
- 5 : Clarificateur.
- 6 : Regard de collecte des eaux traitées.
- 7 : Bassin de désinfection.
- 8 : La fosse à boue.
- 9 : épaisseur.
- 10 : Les lits de séchage.
- 11 : Déshydratation mécanique.

III .3 LES PRETRAITEMENTS

Les eaux brutes doivent subir, avant leur traitement proprement dit, un prétraitement. Il est destiné à extraire de l'eau brute la plus grande quantité d'éléments dont leur nature constituerait une gêne pour les traitements ultérieurs.

La base de dimensionnement du prétraitement a été effectuée pour l'horizon 2060.

III.3.1 Dégrillage :

Le dégrillage est le premier poste de traitement pour les eaux résiduaires, il permet :

- de protéger les ouvrages en aval contre l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages.
- de séparer et évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute, qui pourraient nuire l'efficacité du traitement. [18]

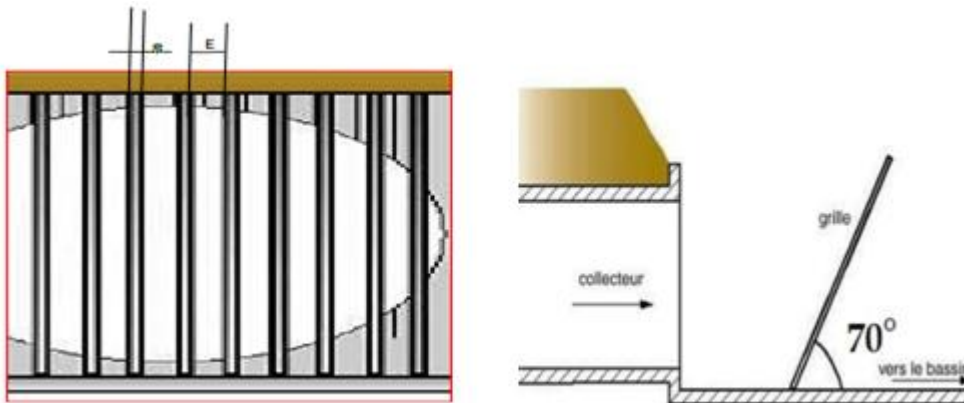


Figure III.2: schémas représentatifs du dégrilleur

III.3.1 .1 Critères de conception :*Tableau III.3 : paramètre nécessaire pour le dimensionnement du dégrilleur*

Paramètres	Intervalle théorique admis	Valeur choisie
V : Vitesse (m/s) [20]	0,6 – 0,9	0,8
e : Espace libre entre les barreaux (mm) [19]	Grossier : 30 – 100 Fin : inférieur ou égal à 10	Grossier : 50 Fin : 10
Pente par rapport à l'horizontal (°) [20]	70– 85	70°
E : Epaisseur des barreaux (mm) [20]	8 – 10	10

III.3.1 .2 Grille grossière :

Les grilles mises en place sont de type mécanique droit, composé de barreaux droits ronds en inox inclinés à 70° sur l'horizontale.

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

a) Fraction de surface occupée par les barreaux θ :

$$\theta = E/(E + e) \quad (\text{III.1})$$

$$\theta = 0.17$$

Avec :

E : Espacement entre les barreaux : 50 mm

e : Epaisseur des barreaux : 10 mm

b) Surface totale du dégrilleur S:

$$S = Q_{pp}/V \quad (\text{III.2})$$

$$S = 0,632$$

Avec :

Q_{pp} : Débit de Pointe en temps de pluie : $1816,19 \text{ m}^3/\text{h}$

V : Vitesse de passage à travers les grilles : $0,8 \text{ m/s}$

c) Hauteur maximal d'eau h_{\max} :

$$h_{\max} = \frac{S \times \sin \alpha}{\delta x (1-\theta) x l} \quad (\text{III.3})$$

$$h_{\max} = 1,53 \text{ m}$$

Avec :

l : Largeur de la grille : 1 m

δ : Coefficient de colmatage de la grille dépendant de la qualité de l'eau et du système de reprise des résidus.

Généralement : $0.1 < \delta < 0.3$ pour une grille manuelle. [20]

$0.4 < \delta < 0.5$ Pour une grille automatique.

On prend $\delta = 0,5$

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 70°

θ : représente la fraction de surface occupée par les barreaux : $0,17$

S : Surface du dégrilleur : $0,63 \text{ m}^2$

d) Les pertes de charge à travers la grille ΔH :

Lorsque les eaux brutes fortement chargées le colmatage accéléré peut provoquer un débordement. Le dégrilleur devra permettre le passage de l'eau en cas de colmatage [21]

Les pertes de charge à travers la grille se calculent par la formule suivante (formule de Kirschmer) :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{e}{E} \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \sin \alpha \quad (\text{III.4})$$

$$\Delta H = 0,01$$

Avec :

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

E : Espacement entre les barreaux : 50 mm

e : Epaisseur des barreaux : 10 mm

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

V : Vitesse de passage à travers les grilles : 0,8 m

III.3.1.3 Grille fine :

a) Fraction de surface occupée par les barreaux θ :

$$\theta = \frac{E}{E + e}$$

$$\theta = 0.5$$

Avec :

E : Espacement entre les barreaux : $E = 10 \text{ mm}$

e : Epaisseur des barreaux : 10 mm

b) Surface totale du dégrilleur S :

$$S = \frac{Q_{pp}}{V}$$

$$S = 0,63 \text{ m}^2$$

Avec:

Q_{pp} : Débit de Pointe en temps de pluie: 1816,19 m³/h

V : Vitesse de passage à travers les grilles : 0,8 m

c) Hauteur maximal d'eau h_{\max} :

$$h_{\max} = \frac{S \times \sin \alpha}{\delta x (1 - \theta) x}$$

$$h_{\max} = 2,18m$$

Avec :

l : Largeur de la grille : $1m$

δ : Coefficient de colmatage de la grille : Pour une nettoyage automatique $\delta = 0,5$

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 70°

θ : représente la fraction de surface occupée par les barreaux : $0,5$

S : Surface du dégrilleur : $0,63 m^2$

d) Les pertes de charge à travers la grille ΔH :

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

$$\Delta H = \beta \left(\frac{e}{E} \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \sin \alpha \quad (\text{formule de Kirschmer})$$

$$\Delta H = 0,07m$$

Avec :

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

E : Espacement entre les barreaux : $10 mm$

e : Epaisseur des barreaux : $10 mm$

α : Angle des grilles par rapport à l'horizontale : 70°

V : Vitesse de passage à travers les grilles : $0,8 m$

III.3.2 Le Dessableur-Déshuileur

Le dessablage et le déshuilage consistent à faire passer l'eau dans des bassins où la réduction de vitesse d'écoulement fait se déposer les sables et flotter les graisses.

L'injection des microbulles d'air permet d'accélérer la flottation des graisses. Les sables sont récupérés par pompage alors que les graisses sont raclées en surface. [22]

Tableau III.4 : Valeurs caractéristiques pour le dimensionnement du Désableur-Déshuileur [23]

Paramètre	Intervalle	Valeur retenue
Vitesse ascensionnelle (m/h)	10-20	15
Temps de séjour (min)	10-20	20

a) Volume du canal V :

$$V = Q_{pp} \times t_s \quad (\text{III.5})$$

$$V = 302,70 \text{ m}^3$$

Avec

t_s : Temps de séjour : 20 min

Q_{pp} : Débit de Pointe en temps de pluie : 1816,19 m³/h

b) Surface du canal S :

$$S = \frac{Q_{pp}}{V_{asc}} \quad (\text{III.6})$$

$$S = 121,08 \text{ m}^2$$

Avec :

V_{asc} : vitesse ascensionnelle : 15 m/h

Q_{pp} : Débit de Pointe en temps de pluie : 1816,19 m³/h

c) Hauteur du bassin H :

$$H = V_{ASC} \times t_s \quad (\text{III.7})$$

$$H = 2,5 \text{ m}$$

Avec :

V_{ASC} : vitesse ascensionnelle : 15 m/h

t_s : Temps de séjour : 10 mn

d) Largeur l :

$$0.3 \leq h/l \leq 0.5$$

$$l = \frac{h}{0.5} = 5m$$

Avec :

h : Hauteur du bassin : 2,5m

e) Longueur L :

$$L = \frac{S}{l}$$

$$L = 24.22m$$

Avec :

S : Surface du canal : 121,08 m²

l : Largeur du canal : 5m

III.4 TRAITEMENT BIOLOGIQUE :

Les effluents brutes après prétraitement arrivant dans une zone de contact après l'homogénéisation des boues de clarificateur et l'effluent brute, le mélange transféré dans une zone d'anoxie puis dans une zone d'aérobie.

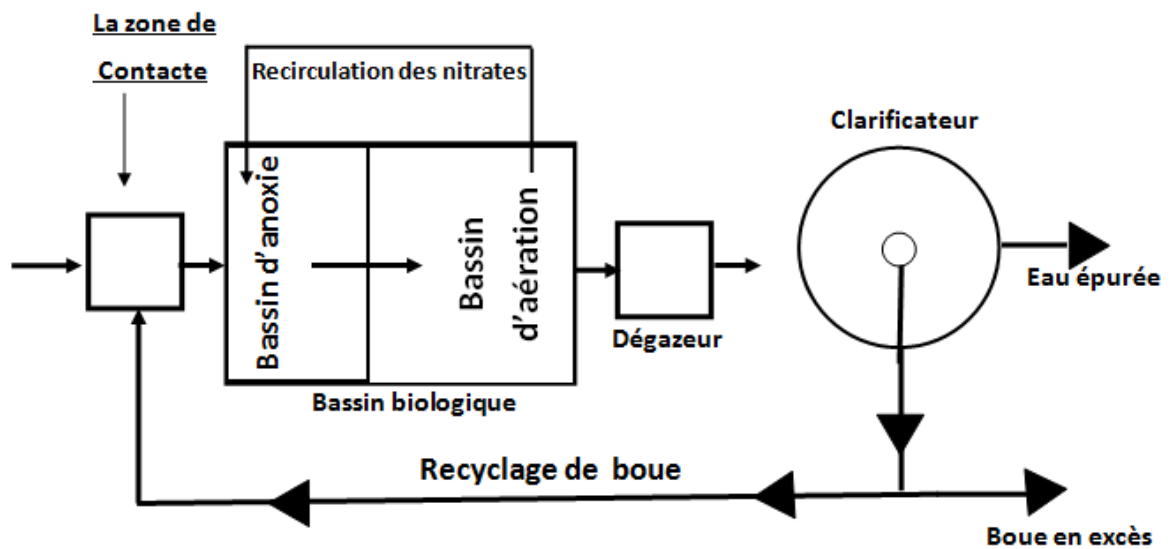


Figure III.3: schémas représentatifs du traitement biologique

III.4.1 Zone de contact

La zone de contact est un bassin de faible capacité situé à l'amont immédiat du bassin d'aération, dans lequel on réalise un mélange de boue recirculée et d'eau usée.

a) Volume du bassin V :

$$V = Q_t \times t_c \quad (\text{III.8})$$

$$V = 386,08 \text{ m}^3$$

Avec :

t_c : Temps de contact : 10 à 30 minutes [24]

On prend : $t_c = 10 \text{ minutes}$

Q_t = Débit de pointe en temps de pluie + Débite de recirculation en m^3/h

Q_{pp} = Débit de Pointe horaire en temps de pluie $1512,56 \text{ m}^3/\text{h}$

Q_r : Débit de recirculation des boues $803,91 \text{ m}^3/\text{h}$

b) Surface du bassin S :

$$S = \frac{V}{H} \quad (\text{III.9})$$

$$S = 128,69 \text{ m}^2$$

Avec :

V : Volume du bassin : 386,08 m³

H : Hauteur du bassin : 3 m

Nous adopterons deux (02) de bassin de contact de type carrée:

c) Surface unitaire Su:

$$S_u = \frac{S}{2} = 64,35 \text{ m}^2$$

Longueur du bassin: 8,02 m

Largeur du bassin: 8,02 m

III.4.2 La zone anoxie

Cette zone a pour fonction principale de transformer les nitrates formés, au niveau du bassin d'aération, en azote ammoniacal. [25]

Tableau III.5 : Temps de séjour hydraulique [26]

Paramètre	Valeur obtenue	Valeur classique
Temps de séjour hydraulique dans la zone d'anoxie (h)	1	1 à 2 heures

a) Volume du bassin d'anoxie V :

$$V = 2 \times T \times QP_p \quad (\text{III.10})$$

$$V = 3025,12 \text{ m}^3$$

Avec :

Q_{pp} : Débit de Pointe horaire en temps de pluie : $1512,56 m^3/h$

T : Temps de séjour: $1 h$

b) Surface du bassin S :

$$S = \frac{V}{H} \quad (III.11)$$

$$S = 1008,37 m^2$$

Avec:

V : Volume du bassin : $3025,12 m^3$

H : Hauteur du bassin : $3 m$

On adoptera deux bassins anoxie ayant chacun les dimensions Suivantes :

$$S_u = \frac{S}{2} = 504,19 m^2$$

Longueur du bassin: $22,45 m$

Largeur du bassin : $22,45 m$

III.4.3 Déphosphatation

Le principe de ce traitement repose sur une précipitation du phosphore soluble par ajout d'un sel métallique (sel de fer, d'aluminium, ou de calcium). On obtient alors des précipités insolubles de phosphates métalliques séparés de l'eau par décantation. [27]

a) Base de dimensionnement :

L'hypothèse de base du calcul est de $5 g$ de Pt/hab/jour, soit un flux de $262,80 Kg$ Pt/jour reçus à l'entrée de la station.

Dans notre cas, le phosphore sera éliminé par précipitation physico-chimique simultanée en amont de l'aération (injection de sels de fer au niveau du partiteur proportionnel de débits), pour atteindre les 80% d'élimination du phosphore total.

b) Rendement de la déphosphatation :

Il est déterminé par les valeurs suivantes :

- ✓ Phosphore total en entrée : $262,80 \text{ KgPt/jour}$
- ✓ Phosphore admis en sortie : $105,12 \text{ KgPt/jour}$
- ✓ Phosphore éliminé avec les matières volatiles des boues biologiques :
 $2 \% \times 0,7 \times 1913,01 = 26,78 \text{ Kg/jour}$

Avec :

2 % : Pourcentage du phosphore présent dans les matières volatiles

1913,01 : Production des boues en Kg/ jour

0,7 : Fraction des matières volatiles

- ✓ Phosphore à précipiter : $130,90 \text{ Kg/jour}$;
- ✓ Rendement de la dèphosphatation : $(130,90 / 262,80) \times 100 = 49,81\%$

Rapport molaire retenu pour atteindre 80% $\text{Fe} / \text{P} = 1,2$ En effet le rendement de l'élimination varie de 56 à 92 % en fonction du rapport molaire appliqué (0,5 – 2,5).

c)Produit nécessaire à la réaction

Le réactif retenu est le chlorosulfate ferrique, connu sous la dénomination commerciale de clairtan dont la composition est la suivante :

Fe^{3+} : environ 200 g/lou 13 %

SO^{2-} : environ 360 g/lou 23,4 %

Cl^- : environ 120 g/l ou 7,8 %

d) Quantité de Fe nécessaire pour P entrant :

$$1,2 \times 262,80 \times 56 / 31 = 569,69 \text{ Kg/jour}$$

e) Production de boues supplémentaires :

Elle est détaillée ainsi :

Phosphore éliminé à 69,4 % qui forme du $FePo_4$ (Poids moléculaire 151g).

$$\checkmark FePo_4 = 130,90 \times 151 / 31 = 637,61Kg/j$$

✓ Fe utilisé dans $FePo_4$

$$130,90 \times 56 / 31 = 236,46 Kg/j$$

✓ Fe restant qui va se combiner en $Fe(OH)_3$

(Poids moléculaire 107g).

$$569,69 - 236,46 = 333,22Kg/j.$$

✓ $Fe(OH)_3$ former

$$333,22 \times 107 / 56 = 636,70 Kg/j$$

Dont 25% partent dans l'effluent, soit 477,52 Kg/j qui forment des boues

Les quantités totales des boues produites sont les suivantes :

$$FePo_4 = 637,61Kg/j$$

$$Fe(OH)_3 = 477,52Kg/j$$

$$\Delta X1 = 1115,13 Kg/j$$

III.4.4 bassin d'aération

Les bassins d'aération sont les réacteurs biologiques dans lesquels s'effectue la transformation des matières organique par les micro-organismes aérobie. Ils constituent un élément fondamental de la filière définie sous le terme boues activées. [20]

Tableau III.6 : les charger massique et charge volumique

System de traitement	C_v charge volumique Kg DBO 5 / Kg MVS / j	charge massique C_m Kg DBO 5 / Kg MVS / j	Rendement %
Faible charge	0.3	0.1 à 0.2	90
Moyenne charge	0.55 à 1.5	0.2 à 0.5	80
Forte charge	1.5	≥ 1	70 à 80

Source : (DRE Ain Temouchent)

a) Volume du bassin d'aération V_{ba} :

$$V_{ba} = \frac{[DBO_5]}{C_m \times [MVS]} \quad (III.12)$$

$$V_{ba} = 8109,33 \text{ m}^3$$

Avec :

C_m : charge massique ($kg\text{DBO}/kg\text{MVS}.j$) : 0.1

[DBO5]: masse de DBO apportée par jour (kg/j) : 2838,27 kg/j

[MVS] : concentration de MVS dans le bassin d'aération (g/l) : 3,5 g/l

$$\frac{[MVS]}{[MES]} = 70\%$$

[MES] : concentration de MES dans le bassin d'aération (g/l) : 5 g/l

b) La surface du bassin S :

$$S = V/H \quad (III.13)$$

$$S = 2703,11 \text{ m}^2$$

Avec:

V : Volume du bassin d'aération : 8109,33 m^3

H : profondeur du bassin: 3 m

Nous adopterons deux (02) de bassin de type rectangulaire :

c) Surface unitaire S_u :

$$S_u = S/2 = 1351,56 \text{ m}^2$$

Largeur du bassin: 22,45 m

Longueur du bassin: 60.20 m

III.4.5 Besoin en oxygène

Pour favoriser la réaction aérobie qui est plus rapide que la fermentation anaérobie, il faut que le milieu contienne une concentration suffisante en oxygène.

La quantité d'oxygène est donnée par la relation :

$$Q_{O_2} = Q_{O_2 MO} + Q_{O_2 Nit} + Q_{O_2 endog} - A_{O_{dénit}} \quad (III.14)$$

$$Q_{O_2} = a \cdot L_e + 4,2 N_{nit} + b' \cdot X_t - 2,85 N_{dénit}$$

Avec :

Q_{O_2} : Besoin en oxygène (Kg /j).

$Q_{O_2 MO}$: Quantité d'oxygène nécessaire à l'oxydation de la matière organique

$Q_{O_2 Nit}$: Quantité d'oxygène nécessaire à la nitrification, égale à $4,2N_{nit}$

N_{nit} : Masse journalière d'azote ammoniacal nitrifiée

$N_{dénit}$: Masse journalière d'azote nitrique dénitrifiée

$A_{O_{dénit}}$: L'apport journalier d'oxygène rétrocedé par la dénitrification : égale à $2,85 N_{dénit}$

$Q_{O_2 endog}$: Quantité d'oxygène nécessaire à la respiration endogène : égale à $b'X_t$

a : Coefficient de consommation de l'oxygène lors de l'oxydation de la DBO_5 donné en $KgO_2 / KgMVS$: 0,65

b' : Coefficient d'endogenèse ($Kg O_2 / Kg MVS$) : 0,065

L_0 : Quantité de DBO_5 à l'entrée par jour : 2838,27 kg / j

L_f : Quantité de DBO_5 à la sortie par jour : 367,92 kg / j

L_e : Quantité de DBO_5 éliminée par jour

X_t : Quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération par jour : $X_t = X_a \cdot V_b a$

X_a : Concentration en MVS dans le bassin d'aération : $3.5g/l$

V_{ba} : Volume du bassin d'aération : $8109,33 m^3$

a) Charge DBO éliminée Le :

$$Le = L_0 - L_f \quad (III.15)$$

$$Le = 2470,34 \text{ kg / j}$$

b) Masse d'azote nitrifié N_{nit} :

$$N_{nit} = N_{Kentrée} - N_{opr} - N_{ass} - N - NH_4 \text{ rejet} - N_{osr} \quad (III.16)$$

$$N_{nit} = 786,01 \text{ Kg/j}$$

Avec :

$N_{Kentrée}$: La masse d'azote kjeldahl apportée par l'eau brute : $958,37 \text{ Kg/j}$

N_{opr} : Masse organique particulaire réfractaire : égale à $2\% N_{Kentrée}$: $19,17 \text{ Kg/j}$

N_{ass} : Masse d'azote assimilée par les bactéries du carbone : égale à $0,05 \cdot DBO_5$ éliminée : $123,52 \text{ Kg/j}$

NH_4 rejet : Masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée égale à $1 \text{ mg/l} \times$ volume journalier : $10,51 \text{ Kg/j}$

N_{osr} : Masse d'azote organique soluble réfractaire, égale à $2\% N_{Kentrée}$: $19,17 \text{ Kg/j}$

c) Masse d'azote dénitrifié $N_{dénit}$:

$$N_{dénit} = N_{nit} - N - NO_3 \text{ rejet} \quad (III.17)$$

$$N_{dénit} = 733,45 \text{ Kg/j}$$

Avec :

Nnit: Masse d'azote nitrifié : 786,01 Kg/j

N – NO₃ rejet: Masse journalière d'azote nitrique rejetée avec l'eau épurée, égale à 5 mg/l x volume journalier : 52,56 Kg/j

D'où :

$$Q_{O_2} = (0,65 \times 2470,34) + (4,2 \times 786,01) + (0,065 \times 3,5 \times 8109,33) - (2,85 \times 733,45)$$

$$= 4661,50 \text{ kgO}_2/\text{j}$$

d) Oxygène en pointe nécessaire / heure :

La quantité journalière d'oxygène doit être fournie en 14 heures par jours

L'apport horaire d'oxygène est de :

$$Q_{O_2h} = \frac{Q_{O_2}}{14} \quad (\text{III. 18})$$

$$Q_{O_2h} = \frac{4661,50}{14} = 332,96 \text{ kgO}_2 / \text{h}$$

III.4.6 Production des boues :

L'évaluation de la production de boues est indispensable pour dimensionner la filière de traitement des boues (Epaississeur, Lits de séchage ou déshydratation mécanique).

III.4.6.1 Détermination des boues produites ΔX_2 :

$$\Delta X_2 = a_m \cdot L_e - b \cdot X_t + f \cdot X_d + X_{\min} - X_{\text{eff}} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

a_m : Coefficient de rendement cellulaire (kg MVS / kg DBO₅) : 0,655

L_e : DBO₅ éliminé : 2470,34 kgDBO₅ / j

b : Coefficient de respiration endogène : 0,065

X_t : Quantité de MVS contenue dans le bassin d'aération : $X_a \cdot V_{ba}$

fX_d : Fraction organique non biodégradable : 0,3 x 0,7 MES

X_{eff} : Quantité de MES qui sort avec l'effluent : 35 mg/l

X_{min} : Fraction minérale dans les MES : $0,3 \text{ MES}$

En aération prolongée la quantité $am \cdot Le - b \cdot Xt$ peut être approché à $25\% am \cdot Le$

D'où :

$$\Delta X_2 = 0.25am \cdot Le + f \cdot X_d + X_{min} - X_{eff} \quad (\text{III.20})$$

$$0.25am \cdot Le = 404,52 \text{ kgDBO}_5/j$$

$$f \cdot X_d = 772,64 \text{ kg/j}$$

$$X_{min} = 1103,77 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 367,92 \text{ kg/j}$$

D'où :

$$\Delta X_2 = 1913,01 \text{ kg/j}$$

Donc la production totale égale à :

$$\Delta X = \Delta X_1 + \Delta X_2 \quad (\text{III.21})$$

$$\Delta X = 3028,13 \text{ kg/j}$$

ΔX_1 : Boue produite par déphosphation : $1115,13 \text{ Kg/j}$

III.4.6.2 Age des boues :

Celui ci est considéré comme l'un des facteurs fondamentaux pour le calcul, le contrôle et le fonctionnement des boues activées, il est égal à la quantité de MVS contenu dans l'aérateur sur la quantité de boues activées produites par jour.

$$A_g = \frac{X_a \cdot V_a}{\Delta X} \quad (\text{III.22})$$

$A_g = 9 \text{ j}$

Avec :

X_a : Concentration en MVS dans le bassin d'aération : 3.5 g/l

V_a : Volume du bassin d'aération : $8109,33 \text{ m}^3$

ΔX : la quantité de boues activées produites par jour: $3028,13 \text{ kg/j}$

III.4.6.3 Recirculation des boues :

Le taux de recirculation est obtenu par la formule suivante :

$$r = \frac{\left[\frac{V}{Q \cdot \theta} - 1\right]}{\left[1 - \frac{X_r}{X_t}\right]} \quad (\text{III.23})$$

Avec :

V : Volume du réacteur (m^3) : $8109,33 \text{ m}^3$

Q : Débit journalier moyen arrivant à la STEP (m^3/j) : $10512,10 \text{ m}^3/\text{j}$

θ : Age des boues (j) = 13 j

X_t : Concentration en MES dans le réacteur : 8 Kg/m^3

X_r : Concentration en MES dans le clarificateur : 12 Kg/m^3

D'où :

$$r = 1.84$$

III.4.6.4 Débit de recirculation des boues

$$Q_r = r \times Q_j \quad (\text{III.24})$$

$$Q_r = 19293,83 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

r: Taux de recirculation :1.84

Q_j : Débit journalier :10512,10 m^3/j

III.5 REGARD DE DEGAZAGE

Le dégazeur est un ouvrage fortement conseillé pour permettre une élimination des bulles contenues dans le mélange eau/boue. [19]

Cet ouvrage présente plusieurs paramètres clés. Tout d'abord une charge hydraulique superficielle fixée généralement à 60 m/h puis un temps de séjour compris entre 3 et 5 minutes.

a) *La surface de dégazeur S :*

$$S = \frac{Qt}{V} \quad (\text{III.25})$$

$$S = 38,61 \text{ m}^2$$

Avec:

Qt = Débit de pointe en temps de pluie + Débite de recirculation en m^3/h

Q_{pp} = Débit de Pointe horaire en temps de pluie 1512,56 m^3/h

Q_r : Débit de recirculation des boues 803,91 m^3/h

V = charge hydraulique en $m^3/m^2/h$: de 60 $m^3/m^2/h$

On adoptera deux regards de dégazeur de type carrée ayant chacun les dimensions

Suivants :

b) Surface unitaire S_u :

$$S_u = \frac{S}{2} = 19,30 \text{ m}^2$$

Longueur du bassin:4,39 m

Largeur du bassin : 4,39 m

c) Volume unitaire du dégazeur :

$$Vu = Su \times H$$

$$Vu = 115,82 \text{ m}^3$$

Avec:

H: Hauteur d'eau: 3 m

Su: Surface unitaire du dégazeur

III.6 CLARIFICATEUR

L'effluent traité mais qui possède encore des matières en suspension, est transféré vers le bassin de clarification. Dans ce bassin, l'effluent sera débarrassé des matières en suspension par le biais d'un phénomène physique naturel de décantation. [28]

On considérant que le bassin est cylindro-conique.

a) La surface du Clarificateur S :

$$S = \frac{Q_{pp}}{V_{asc}} \quad (\text{III.26})$$

$$S = 1512,56 \text{ m}^2$$

Avec :

Vasc : vitesse ascensionnelle (0,6 à 1 m/h) [29]

On prend : $V_{asc} = 1 \text{ m/h}$

Qpp : Débit de Pointe en temps de pluie : 1512,56 m³/h

b) Volume du Clarificateur V :

$$V = S \times H \quad (\text{III.27})$$

$$V = 4537,67 \text{ m}^3$$

Avec :

S: La surface du décanteur:1512,56 m²

Pour que le clarificateur soit performant, il faut au minimum 2 m de hauteur : on prend une profondeur de 3 m

c)Le temps de séjour ts:

$$ts = \frac{V}{Q_{pp}} \quad (\text{III.28})$$

$$ts = 3 \text{ h}$$

Avec :

V : Volume du décanteur : 4537,67 m³

Q_{pp} : Débit de Pointe en temps de pluie : 1512,56 m³/h

Nous adopterons deux (02) clarificateurs de type cylindro-conique :

d) volume unitaire Vu :

$$Vu = \frac{V}{2} \quad (\text{III.29})$$

$$Vu = 2268,84\text{m}^3$$

e)surface unitaire Su :

$$Su = \frac{S}{2} \quad (\text{III.30})$$

$$Su = 756,28\text{m}^2.$$

f) Le diamètre unitaire Du :

$$Du = \sqrt{\frac{4 \times Su}{\pi}} \quad (\text{III.31})$$

$$D_u = 31,04 \text{ m}$$

La partie conique est dimensionnée comme suit :

Hauteur du cône :

$$h = \operatorname{tg} \beta x \frac{(D-d)}{2} \quad (\text{III.32})$$

$$h = 1,22 \text{ m}$$

Avec :

$$d = D / 10 = 3,10 \text{ m}$$

$$\beta = 5^\circ$$

Volume du cône :

$$V = h \frac{(D^2 + d^2 + Dd)}{12}$$

$$V = 108,79 \text{ m}^3$$

III.7 LA DESINFECTION

La désinfection est un traitement visant à éliminer les microorganismes pathogènes et les bactéries des eaux provenant des décanteurs.

Le bassin de désinfection est de type longitudinal dont les caractéristiques sont les suivantes :

a) Volume du bassin V :

$$V = Q p p x t s \quad (\text{III.33})$$

$$V = 756,28 \text{ m}^3$$

Avec :

t_s : temps de séjour de l'eau dans le bassin de désinfection qui est en général de l'ordre de 30 minute (1/2) heure.[30]

QPp : Débit de Pointe horaire en temps de pluie : $1512,56m^3/h$

b) Surface du bassin S :

$$S = \frac{V}{H} \quad (\text{III.34})$$

$$S = 756,28 m^2$$

Avec :

V : Volume du bassin : $756,28 m^3$

H : Hauteur d'eau dans le bassin : $1 m$

Nous adopterons deux (02) bassins de désinfection de :

Hauteur d'eau dans le bassin : $1 m$

c) Surface unitaire du bassin S_u :

$$S_u = \frac{S}{2}$$

$$S_u = 378,14 m^2$$

On prend :

$$L = 3 \times l$$

Longueur unitaire du bassin : $33,68m$

Largeur unitaire du bassin : $11,23m$

III.8 TRAITEMENT DES BOUES :

III.8.1 Epaissement

La boue décantée issue du clarificateur dont la teneur en eau est de l'ordre de 98.5 à 99.2% est introduite dans l'ouvrage épaisseur où elle subira la première étape de traitement.

a) La surface de l'ouvrage S :

$$S = \frac{\Delta X}{Cs} \quad (\text{III.35})$$

Avec :

ΔX : La quantité de boues activées produites par jour : 3028,13 Kg/j

Cs : La charge spécifique

La charge spécifique Cs est comprise entre 25 et 40 kg.MS / m².j

Pour $Cs = 40 \text{ kg.MS/m}^2.\text{j}$ on a $S1 = 3028,13 / 40 = 75,70 \text{ m}^2$

Et $Cs = 25 \text{ kg.MS/m}^2.\text{j}$ on a $S2 = 3028,13 / 25 = 121,13 \text{ m}^2$

On prend alors une surface égale à 121,13 m² (l'épaisseur)

b) diamètre D :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = 12,42 \text{ m} \quad (\text{III.36})$$

Pour une hauteur de 3 m, le volume de l'épaisseur sera de :

$$V = S \times H$$

$$V = 363,38 \text{ m}^3.$$

L'épaisseur est cylindro-conique raclé, avec une pente de 20°.

e) Hauteur du cône h :

$$h = tg \beta \times \frac{(D-d)}{2} \quad (\text{III.37})$$

$$h = 2,07 \text{ m}$$

Avec :

$$d = D / 10 = 1.24m$$

$$\beta = 20^\circ$$

f) Volume du cône V :

$$V = h \frac{(D^2 + d^2 + Dd)}{12} \quad (\text{III.38})$$

$$V = 29,52 \text{ m}^3$$

La concentration des boues à l'extraction varie entre 25 à 30 kg/m³, on prendra la valeur 30 kg/ m³.

g) La quantité de boues à extraire :

$$Q_b = \frac{3028,13}{30}$$

$$Q_b = 100,94 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

ΔX : La quantité de boues activées produites par jour : 3028,13 Kg/j

III.8.2 La fosse à boue :

La fosse à boues est un ouvrage en béton armé recevant les boues des 02 clarificateurs menue d'un système de pompage vers la zone de contact (recirculation) et vers l'épaisseur (Extraction des boues en excès).

a) Le débit de la fosse à boue Q_f :

$$Q_f = Q_e + Q_r \quad (\text{III.39})$$

$$Q_f = 19394,77 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

Q_b : La quantité de boues à extraire: 100,94m³/j

Q_r : Débit de recirculation des boues : 19293,83 m³/j

b) Volume de la fosse à boue V :

$$V = Q_f \times t_s \quad (\text{III.40})$$

$$V = 202,03 \text{ m}^3$$

Avec :

Q_f : Débit de la fosse à boue : 19394,77 m³/j

t_s : Temps de séjour : 15 mn

c) Surface de la fosse à boue S :

$$S = \frac{V}{H} \quad (\text{III.41})$$

$$S = 40,41 \text{ m}^2$$

Avec :

V : Volume de la fosse à boue : 202,03 m³

H : hauteur de la fosse à boue : on prend $H = 5 \text{ m}$

Le bassin est de type carré :

Longueur : 6.36 m

Largeur : 6.36 m

III.8.3 lits de séchage de secours :

La déshydratation des boues peut être naturelle ou mécanique.

Dans notre cas, vu la nature stable des boues résultantes du traitement biologique, nous adopterons une déshydratation naturelle sur lits de séchage.

La déshydratation sur lits de séchage s'effectue dans un premier temps par filtration gravitaire et de drainage jusqu'à une teneur en eau de 80%, ce phénomène cède ensuite la place à la dessiccation qui s'effectue par évaporation de l'eau en surface.

Les lits de séchage sont en général constitués de deux couches, l'une de sable se trouvant en dessus et l'autre en gravier située en dessous.

On considère qu'un lit est utilisé 12 fois / an Pour un fonctionnement de 7 jours / 7 et en considérant une hauteur de boues de 0,7 m.

a) Volume du lit de séchage V :

$$V = Q_{be} \times T \quad (\text{III.42})$$

$$V = 706,56 \text{ m}^3$$

Avec:

T : Durée de séchage -des boues $T = 7$ jours

Q_{be} : Débit des boues à la sortie de l'épaississeur : $100,94 \text{ m}^3/\text{j}$

b) Surface des lits de séchage S :

$$S = \frac{V}{H} \quad (\text{III.43})$$

$$S = 1009,38 \text{ m}^2$$

Avec:

V : Volume des lits de séchage : $706,56 \text{ m}^3$

H : Hauteur des boues : 0.7 m

c) Nombre de lit de séchage de secours :

$$N = \frac{S}{l \times L} \quad (\text{III.44})$$

$$N = 21 \text{ lits}$$

Avec:

l : Largeur du lit de séchage : 6 m

L : Longueur du lit de séchage : 8 m

S : Surface des lits de séchage : 1009,38 m²

d) La surface unitaire S_u :

En utilisant 21 lits de séchage la surface unitaire est donc égale à :

$$S_u = \frac{S}{21} \quad (\text{III.45})$$

$$S_u = 48 \text{ m}^2$$

III.8.4 Déshydratation mécanique

C'est une technique de plus en plus utilisée qui permet une mécanisation poussée des opérations successives. Elle met en œuvre essentiellement le filtre presse qui est constitué par un grand nombre d'éléments filtrants en forme de plaque juxtaposées, recouverts par une toile filtrante métallique en acier ou en tissu synthétique.

Nous retiendrons une solution filtre à bandes.

Siccité des boues à déshydrater : 3%

La quantité de boues extraites de l'épaisseur vers la déshydratation : 100,94 m³/j

Siccité après déshydratation : 15% à 18%

Quantité de boue à traiter par jour : 3028,13 Kg/j

Durée de fonctionnement retenue : 8 h/j

Quantité de boue à traiter par heure : 1009,38 kg/h

La capacité de filtration est de 150 kg MS/h/m

Largeur de la bande : $1009,38 / 150 = 6,73$ m

Nous préconisons l'utilisation (02) filtres à bandes d'une largeur de 3.5 m

Floculant nécessaires à raison de 5 Kg/ tonne de MS à traiter :

$$3028,13 \times 5 = 15.14 \text{ Kg/j}$$

Avec :

- Consommation de Polymère varie entre 5-8 Kg/ tonne de MS
- Capacité de production 80-150 kg MS/h/m
- Siccité 15-18 %

La surface à mettre en œuvre pour les lits de séchage est extrêmement importante, une exploitation non mécanisée d'une telle surface nécessite un nombre important d'ouvriers, nous préconisons donc une déshydratation mécanique avec des lits de séchage de secours

Tableau III.7: Résumé du dimensionnement des ouvrages de la STEP

ouvrage	<i>S(m2)</i>	<i>Su(m2)</i>	<i>L(m)</i>	<i>l(m)</i>	<i>He(m)</i>	<i>D(m)</i>	<i>d(m)</i>	<i>V(m3)</i>
Déssableur- Déshuileur	121,08		24,22	5	2,5			302,70
Zone de contact	128,69	64,35	8,02	8,02	3			386,08
zone anoxie	1008,37	504,19	22,45	22,45	3			3025,12
bassin d'aération	2703,11	1351,56	60,20	22,45	3			8109,33
Regard de degazage	38,61	19,30	4,39	4,39	3			115,82
Clarificateur	1512,56	756,28				31,04	3,10	4537,67
bassin de désinfection	756,28	378,14	33,68	11,23	1			756,28
l'épaisseur	121,13					12,42	1,24	363,38
La fosse à boue	40,41		6,36	6,36	5			202,03
lits de séchage de secours	1009,38	48						706,56

Surface total des Ouvrages projetés :

$$ST = 7439,62 \text{ m}^2$$

III.9 Conclusion

Ce chapitre a été consacré pour le dimensionnement de différents ouvrages qui composent une station d'épuration en commençant par la ligne eau qui englobe les prétraitements ensuite le traitement biologique et enfin en arrivant au clarificateur et on a terminé par la filière boue qui englobe l'épaississeur ensuite le lit de séchage et la déshydratation mécanique.

Les ouvrages du prétraitement ont alors été calculés en tenant compte de la population à l'horizon 2060 "long terme". Dans le cas des autres ouvrages, les dimensionnements ont été calculés pour la population à l'horizon 2045 "court terme".

CHAPITRE IV

DIMENSIONNEMENT

DU RESEAU PLUVIAL

ET LES CANALISATIONS

D' INTER OUVRAGE

Chapitre IV Dimensionnement Du Réseau Pluvial Et Les Canalisations D'Inter Ouvrage

IV.1 INTRODUCTION

Ce chapitre a été consacré pour le dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux pluviales de la STEP de la ville de hammam bouhdjer et aussi pour le dimensionnement de canalisation de la liaison des inters ouvrages qui sera basé sur le débit maximum (débit de pointe en temps de pluie) à l'horizon de projet (2045).

IV.2. Dimensionnement du réseau d'évacuation Des eaux pluviales de la STEP

IV.2.1. Bases théoriques :

Il existe plusieurs modèles pour calculer les débits, les uns sont adaptés à la résolution des avants projets, de ce fait ils sont nécessairement fondés sur un certain empirisme et s'appuient sur des éléments statistiques, ainsi sur des éléments d'hypothèses relevant de l'expérience pour caractériser le tissu urbain. [31]

Parmi les modèles existants on peut citer :

- Le modèle rationnel
- Le modèle superficiel de Caquot
- Le modèle Mac-Math
- Le modèle Malet- Gauthier, etc...

Le choix d'un modèle adéquat dépend de plusieurs facteurs :

- La superficie du bassin versant
- La nature du sol
- La pente
- La rugosité des ouvrages

IV.1.1.2 canalisations d'eaux pluviales :

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont [32] :

- ✓ diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- ✓ pente minimum : 0,003 m/m

- ✓ regard à chaque changement de pente ou de direction.
- ✓ vitesse maximum : 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

IV.2.2 Vérification d'auto-curage:

Nous cherchons toujours à éviter le dépôt des matières solides transportées ou à faciliter leur reprise dans les conduites. Cela se traduit par des limitations inférieures en vitesse moyenne d'écoulement appelé « conditions d'auto-curage ». [31]

Pour assurer les conditions d'auto-curage dans le réseau d'évacuation des eaux pluviales, la vitesse d'écoulement pour le débit à pleine section doit être supérieure ou égal à 0,6 m/s.

IV.2.3 Calculs des cotes de terrain :

Le réseau des eaux pluviales de la STEP de hammam bouhdjer est constitué par des regards depuis l'entrée de la STEP (sur la voirie) jusqu'au milieu récepteur (Oued El Maleh).

Les regards sont distants de 25 m environ à l'intérieur de l'aménagement et 80 m à l'extérieur de celui-ci.

Les cotes de terrain naturel sont tirées à partir d'un tracé et calculé sur le logiciel AUTO CAD menu d'un module appelé Covadis qui sert à faire les profils en long (cote terrain naturel+cote projet).

L'objectif du profil en long du terrain naturel c'est d'avoir une idée sur la pente du terrain.

La pente hydraulique c'est au concepteur de choisir la valeur qui devra être supérieure ou égale à 0.3% afin d'assurer l'écoulement et de vérifier les conditions d'auto-curage.

Tableau IV.01: Nomination des tronçons et leur longueur

Numéro du tronçon	Tronçon	Longueur(m)
1	R9-R10	25
2	R10-R11	25
3	R11-R12	25
4	R12-R13	25
5	R13-R14	25
6	R14-R15	25
7	R15-R16	25
8	R16-R17	40
9	R17-R18	37.57
10	R18-R19	77.65
11	R19-R20	103.82

Tableau IV.2 : Regard et leur cote de terrain naturel

Numéro de Regard	Cote de terrain(m)
R9	101.20
R10	101.23
R11	101.28
R12	101.32
R13	101.36
R14	101.55
R15	102.15
R16	102.86
R17	103.73
R18	102.42
R19	97.6
R20	89.13

IV.2.4 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Pour le cas étudié on adopte la Méthode rationnelle : C'est la méthode la plus ancienne, la plus utilisée, et facilement applicable pour des agglomérations de petites importance.[33]

La Méthode rationnelle est la suivante :

$$Q = k.C.A.i \quad (IV.1)$$

$$Q = 40.20 \text{ l/s}$$

Avec :

K : Coefficient de répartition de pluie dans l'espace du bassin : 0.2

- Si $A < 1 \text{ ha}$; $k > 1$

On prend $k=1$

- Si $A > 1$

$$K = \frac{1}{n\sqrt{A}} \quad A : \text{surface du bassin versant}$$

$$5 \ll n \ll 7$$

C : Coefficient de ruissellement : 0.9

Tableau IV.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation [34]

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

i : l'intensité de la pluie : 117 l/s/ha pour la ville d'Ain Témouchent (D.U.C)

A : Surface du bassin versant [ha] : 1.9 ha

IV.2.5 Dimensionnement du réseau des eaux pluviales :

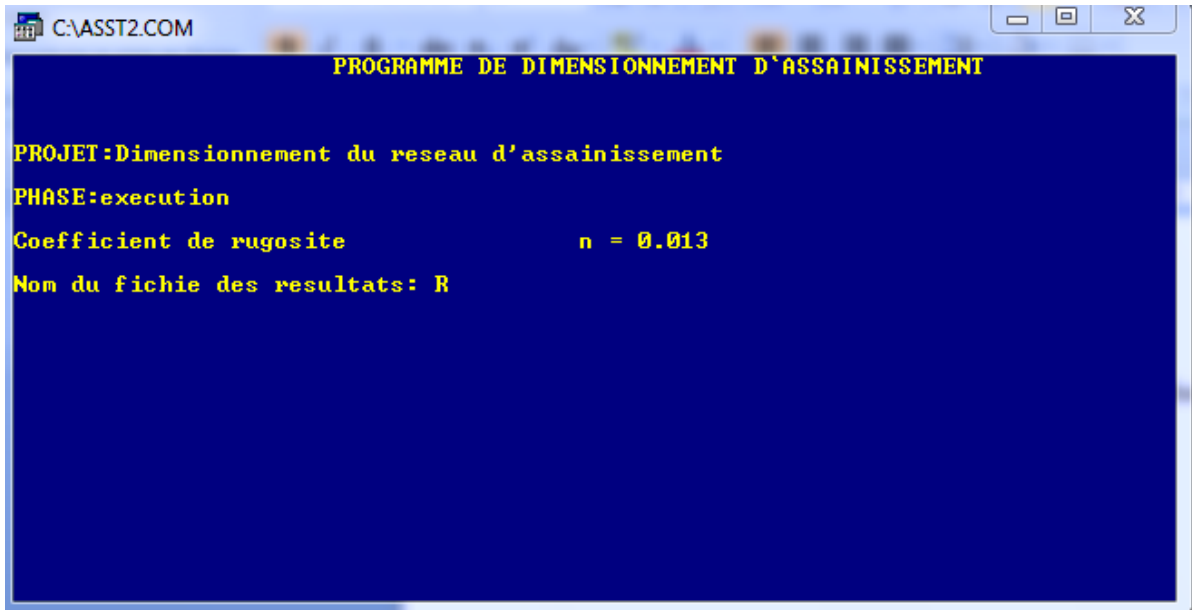
Afin de proposer un dimensionnement mieux adapté, nous avons utilisé le Programme ASST2 d'aide au dimensionnement des réseaux d'eaux pluviales.

Le logiciel calcule donc :

- ✓ D: diamètre de l'ouvrage (*mm*)
- ✓ *Rh* : rapport des hauteurs
- ✓ V : vitesse (*m/s*)
- ✓ *Vps* : Vitesse à pleine section (*m/s*)
- ✓ *Q_{ps}* : Débit à pleine section (*L/s*)

a) Les étapes :

1. Ouvrir le programme assainissement 2;
2. Donner un nom au projet (Dimensionnement du réseau d'assainissement) ;
3. Donner un nom à la phase (exécution) ;
4. Donner la valeur de la rugosité ($\eta = 0.13$) ;
5. Donner le nom du fichier des résultats (R) ;



6. Entrer les numéros des regards du tronçon ;
7. Entrer la valeur de débit pluviales ($Qp = 40.20 \text{ l/s}$) ;
8. Entrer la valeur de la pente i (0.0036, 0.0689)
9. Donner la valeur de diamètre (proposition)

tronçon		Qd	i	D	h/D	U	Umin	Qps	Ups
regN	regN	l/s		mm		m/s	m/s	l/s	m/s
r9	r17	40.20	0.00360	300	0.612	0.89	0.78	58.02	0.82
r17	r20	40.20	0.06090	200	0.498	2.57	0.67	80.94	2.58

b) Les résultats donnés par le programme:

Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif

Trançon	Q (m ³ /s)	I	D(mm)	rh	V (m/s)	Vmin (m/s)	Qps (l/s)	Vps(m/s)
R9 – R17	40.20	0.0036	300	0.612	0.89	0.78	58.02	0.82
R17 – R20	40.20	0.0689	200	0.498	2.57	0.67	80.94	2.58

Conclusion :

On projettera un réseau d'évacuation des eaux pluviales à l'intérieur de la station d'épuration avec un diamètre commercial $D = 300 \text{ mm}$

IV.3 Dimensionnement canalisations de liaison entre ouvrages

IV.3.1 Bassin de Prétraitement- Répartiteur de débit :

Les eaux usées passent premièrement par le prétraitement avec un débit (1512,56 m³/h), en suite les eaux sont dirigées vers le bassin de répartiteur par une seule conduite.

Nous adopterons une vitesse de passage de 1.2 m/s au débit de pointe Q_{pp} .

La surface égale à :

$$S = \frac{Q_{pp}}{V} \quad (IV.2)$$

Avec :

$$S = \frac{\pi D^2}{4}$$

Q_{pp} : Débit de pointe= 1512,56 m³/h. = 0,42m³/s

D : Diamètre de la conduite

$V = 1.2 \text{ m/}$

Calcul du diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4.Q_{pp}}{\pi.v}} \quad (IV.3)$$

$$D = 668\text{mm} \approx 700\text{ mm}$$

IV.3.2 Répartiteur de débit – bassin de contact :

Les eaux usées provenant du prétraitement se répartit au niveau du bassin de répartition et continue son chemin vers la zone de contact avec un débit (756.28 m³/h).

La surface égale à :

$$S = \frac{Q_{pp}}{V} \quad (IV.4)$$

Avec :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad (IV.5)$$

$$Q_{pp} : \text{Débit de pointe} = 1512,56 \text{ m}^3/\text{h} = 0,42\text{m}^3/\text{s}$$

$$Q_{pp1} = Q_{pp}/2 = 0,21\text{m}^3/\text{s}$$

$$V = 1.2 \text{ m/s}$$

$$D = \sqrt{\frac{4.Q_{pp1}}{\pi.v}} \quad (IV.6)$$

$$D = 472.24 \text{ mm} \approx 500\text{mm}$$

IV.3.3 Dégazeur – Clarificateur :

Le mélange boueux issu du traitement biologique est réparti entre deux ouvrages appelés clarificateurs d'un débit (756.28m³/h) dont le rôle est de séparer les eaux traitées des boues activées légèrement plus denses par simple décantation.

La surface égale à :

$$S = \frac{Q_{pp}}{V} \quad (IV.7)$$

Avec :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad (IV.8)$$

Q_{pp} : Débit de pointe = $1512,56 \text{ m}^3/\text{h} = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{pp1} = Q_{pp2} = Q_{pp}/2 = 0,21 \text{ m}^3/\text{s}$

$V = 1.2 \text{ m/s}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{pp1}}{\pi \cdot v}} \quad (\text{IV.9})$$

$D = 472.24 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$

IV.3.4 Clarificateur – Bassin de désinfection :

Les eaux épurées en provenance de clarificateur passent dans un Bassin de désinfection avec un débit ($756.28 \text{ m}^3/\text{h}$).

La surface égale à :

$$S = \frac{Q_{pp}}{v} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{IV.11})$$

Q_{pp} : Débit de pointe = $1512,56 \text{ m}^3/\text{h} = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}$

$Q_{pp1} = Q_{pp2} = Q_{pp}/2 = 0,21 \text{ m}^3/\text{s}$

$V = 1.2 \text{ m/s}$

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{pp1}}{\pi \cdot v}} \quad (\text{IV.12})$$

$D = 472.24 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$

IV.3.5 Désinfection – Canal Venturi – Regard – Oued :

Les eaux épurées en provenance de bassin de désinfection passent dans un canal, appelés canal venturi .une prise d'échantillons de sortie est effectuée pour l'auto- surveillance par un préleveur automatique. Des sondes mesurent le volume de l'eau épurée. L'eau épurée continue son chemin pour être rejetée dans un milieu récepteur.

La surface égale à :

$$S = \frac{Q_{pp}}{V} \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \quad (\text{IV.14})$$

Q_{pp} : Débit de pointe = $1512,56 \text{ m}^3/h$

D : Diamètre de la conduite

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

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_{pp}}{\pi \cdot v}} \quad (\text{IV.15})$$

$D = 668 \text{ mm} \approx 700 \text{ mm}$

IV.4 Dimensionnement des la conduites de refoulement :

En général, dans un réseau d'assainissement on essaie de faire véhiculer les eaux usées gravitairement, si éventuellement la topographie et la nature du terrain le permettent.

Parfois cette solution devient difficile à cause de certaines contraintes topographiques et géotechniques (exemples : terrains accidentés ou trop plats, terrains très rocheux, etc...).

Donc pour éviter de caler le réseau à des profondeurs excessives, on fait recours au pompage. [35]

IV.4.1 Pompage de la fosse à boue vers la zone de contact :

On a utilisé un système de refoulement Pour assurer la recirculation de boue de la fosse à boue vers la zone de contact du bassin d'aération avec un débit de recirculation.

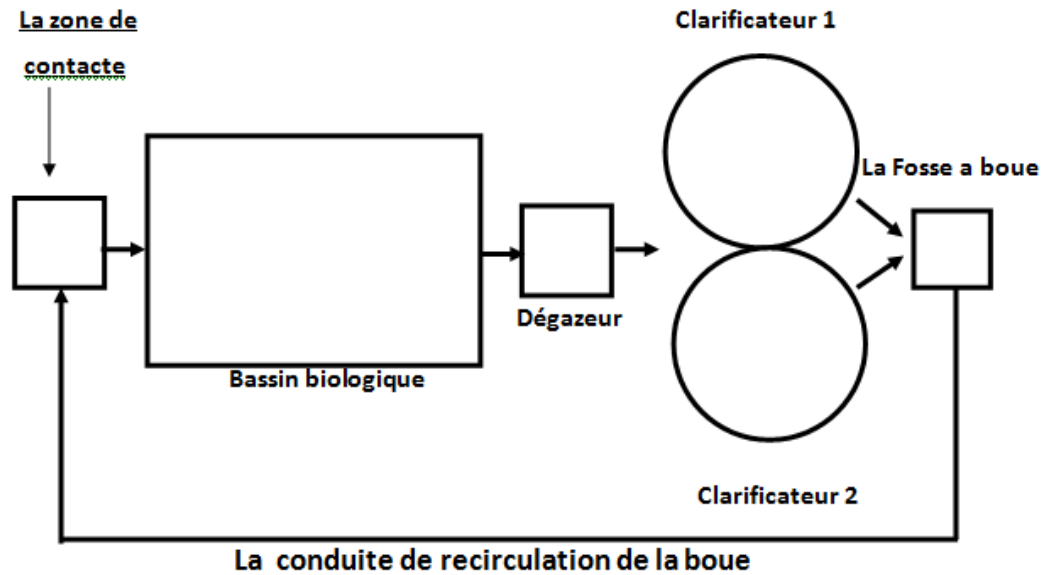


Figure IV.1 : Schéma représentatif de la conduite de recirculation de la boue vers la zone de contact

$$Q_{rec} = 803,91 \text{ m}^3/\text{h}$$

IV.4.1.1 Le diamètre D:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_r}{\pi \cdot v}} \quad (\text{IV.16})$$

$$D \approx 500 \text{ mm}$$

Avec :

Q_{rec} : Débit de recirculation : 803,91 m³/h

V : vitesse d'écoulement (0.8 à 2.3) m/s

On prend $V=0.8 \text{ m/s}$

IV.4.2.1 la Hauteur manométrique totale (HMT) :

Pour véhiculer un liquide d'un endroit à un autre, la pompe doit fournir une certaine pression appelée hauteur manométrique totale.

$$HMT = H_g + \Delta H \quad (\text{IV.17})$$

Avec :

Hg : La hauteur géométrique

ΔH : La perte de charge

a) Calcule de la hauteur géométrique Hg :

$$Hg = Ct1 - Ct2 \quad (IV.18)$$

$$Hg = 1.30 \text{ m}$$

Avec :

$Ct1$: Cote de plan d'eau de la zone de contacte : 103.5m

$Ct2$: Cote de plan d'eau de la fosse a boue : 102.2m

b) Calcul de la perte de charge ΔH :

$$\Delta H = \Delta HL + \Delta HS \quad (IV.19)$$

Avec :

ΔHL : La perte de charge linéaire

ΔHS : La perte de charge singulière

b.1) perte de charge linéaire ΔHL (formule de Hazen Williams) :

$$\Delta HL = 10.69 \times \frac{1}{C^{1.852}} \times \frac{L}{D^{4.871}} \times Q^{1.852} \quad (IV.20)$$

$$\Delta HL = 0.34 \text{ m}$$

Avec :

C : C est le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau constituant la conduite : 150

D : Diamètre de la conduite de la conduite de refoulement : 600 mm

Q : Débit de recirculation : $Q_{rec} = 803,91 \text{ m}^3/\text{h}$

L : Longueur de la conduite de refoulement $L = 187 \text{ m}$.

b.2) perte de charge singulière ΔHS :

$$\Delta HS = 20\% \Delta HL \quad (IV.21)$$

$$\Delta HS = 0.07m$$

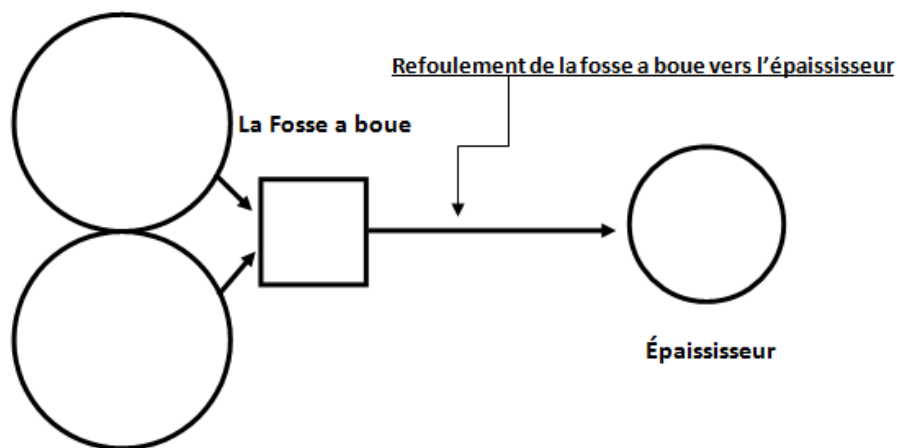
Donc :

$$\Delta H = 0.41 m$$

$$HMT = 1.71 m$$

IV.4.2 Pompage de la fosse à boue vers l'épaississeur :

Clarificateur 1



Clarificateur 2

Figure IV.2 : Schéma représentatif de la conduite de refoulement de la fosse à boue vers l'épaississeur

IV.3.1.1 Le diamètre D:

$$D = \sqrt{\frac{4.Qr}{\pi.v}} \quad (IV.22)$$

$$D \approx 60 mm$$

Avec :

Q_{rec} : Débit d'extraction : $Q_e = 4.55 m^3/h$

V : vitesse d'écoulement (0.8 à 2.3) m/s

On prend $V=0.8 m/s$

IV.4.2.1 la Hauteur manométrique totale (HMT) :

Pour véhiculer un liquide d'un endroit à un autre, la pompe doit fournir une certaine pression appelée hauteur manométrique totale.

$$HMT = Hg + \Delta H \quad (IV.23)$$

Avec :

Hg : La hauteur géométrique

ΔH : La perte de charge

a) Calcul de la hauteur géométrique Hg :

$$Hg = Ct1 - Ct2 \quad (IV.24)$$

$$Hg = 3.75 \text{ m}$$

Avec :

$Ct1$: Cote de plan d'eau de l'épaisseur : 105.946 m

$Ct2$: Cote de plan d'eau de la fosse a boue : 102.2m

b) Calcul de la perte de charge ΔH :

$$\Delta H = \Delta HL + \Delta HS \quad (IV.25)$$

Avec :

ΔHL : La perte de charge linéaire

ΔHS : La perte de charge singulière

b.1) perte de charge linéaire ΔHL (formule de Hazen Williams) :

$$\Delta HL = 10.69 \times \frac{1}{C^{1.852}} \times \frac{L}{D^{4.871}} \times Q^{1.852} \quad (IV.26)$$

$$\Delta HL = 0.11$$

Avec :

C : C est le coefficient de rugosité de Hazen-Williams du matériau constituant la conduite : 150

D : Diamètre de la conduite de la conduite de refoulement : 100 mm

Q : Débit de recirculation : $Q_e = 4.55 \text{ m}^3/\text{h}$

L : Longueur de la conduite de refoulement $L = 19 \text{ m}$.

b.2) perte de charge singulière ΔH_s :

$$\Delta H_S = 20\% \Delta H_L \quad (\text{IV.27})$$

$$\Delta H_S = 0.022 \text{ m}$$

Donc :

$$\Delta H = 0.132 \text{ m}$$

$$HMT = 3.87 \text{ m}$$

Conclusion

Le dimensionnement des inters ouvrage se base essentiellement sur la topographie du site d'implantation et beaucoup plus sur la conception de la STEP.

Il faut prendre en considération que le choix de la pompe doit tenir compte de la hauteur manométrique totale (HMT) et de la densité de la boue.

Conclusion Générale

Dans ce travail on a fait un dimensionnement convenable de la STEP de la ville de Hammam Bouhdjer de façon à ce qu'elles répondent mieux aux besoins réels et assurer un rendement épuratoire appréciable. Le dimensionnement est fait pour l'horizon du 2060 et les ouvrage on était dimensionné avec un débit de maximale de 1816,19 m³/h.

Après le choix du site et la récolte de toutes les données nécessaires (qui n'était pas représentatif donc ou le dimensionnement de notre station est initié sur les données des ratios théoriques), afin de justifier ; en premier lieux l'utilité d'une STEP pour traiter les eaux usées de la ville de Hammam Bouhdjer et avec qu'elle méthode en va les traiter (boue activée a faible charge); et de les utiliser pour pouvoir dimensionner avec précision cette STEP. La conception de la station et la topographie joue un rôle très important ; pour faire le choix entre les différentes variantes techniques existantes avant la réalisation de la station et d'optimiser les coups d'exploitation durant le fonctionnement.

Le dimensionnement d'une SETEP se fait en deux partie, la ligne eaux est ca concerne toutes les ouvrages des effluents brutes et même traites ayant une charge massique inferieur ou égale a la charge massique initiale, et les ouvrages de la ligne boue pour les effluents ayant une charge massique plus grande que la charge initiale.

On a terminé notre projet par un dimensionnement des canalisations entre les ouvrages .qui étai basé aussi sur le débit maximale et on a effectué un pompage pour recirculer la boue vers la zone de contacte et acheminer l'excès vers l'épaississeur.

Un dimensionnement du réseau pluviale étai nécessaire pou évacuer ces eaux vers le milieu récepteur "Oued El Malah".

Enfin, La station d'épuration reste un outil important pour la protection de l'environnement.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] L'OMS, 1973, (L'organisation Mondiale de la Santé), la réutilisation des effluents : méthode de traitement des eaux usées et mesure de protection sanitaire, série de rapport technique, Genève.
- [2] Le Bureau d'étude NEE (National Eau et Environnement) ALGER, Etude Préliminaire Hammam Bouhdjar.
- [3] la Direction de la Programmation et Suivi Budgétaires(2008)
- [4] Centre National de Formation aux Métiers de l'Eau, Office international de l'eau développer les compétences pour mieux gérer l'eau, Définition de la pollution et des normes de rejet.
- [5]: Asano, T. (1998). *Irrigation with Reclaimed municipal waste water: California Experiences. Options Méditerranéennes. Série A. Séminaire Méditerranéen 1. Reuse of Low, Quality Water for Irrigation in Mediterranean Countries*
- [6] journal Officiel de la République Algérienne, 2006
- [7] J. M. STELLMAN, A. VIROT, Encyclopédie de sécurité et de santé au travail, Volume 2, International Labour Organization, 4838 pages, 2000.
- [8] OECD, Perspectives de l'environnement de l'OCDE à l'horizon 2050 Les conséquences de l'inaction: éditeur : OECD Publishing, p 425 ,2012.
- [9] J. PELOUZE, E. FREMY, Traité de chimie générale, analytique, industrielle et agricole: Chimie inorganique II, p 600- 640, Volume 2, édition :3, éditeur : Victor Masson et Fils, , p59- 61, 1861.
- [10] J. W. KIJNE, Déverrouiller le potentiel de l'eau en agriculture ,Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture, éditeur : Food & Agriculture Org.p 46-48, 2003.
- [11] FRANCK Rejsek, Analyse des eaux - Aspects réglementaires et techniques, Bordeaux, 2002
- [12] JEAN RODIER, L'analyse de l'eau - 10e édition, 1824
- [13] G.P. MARTINEAU, Maladies d'élevage des porcs Manuel pratique, auteur , éditeur : France Agricole Editions, p479, 1997.
- [14] M. BERNARD, Cours de chimie minérale, 2ème édition DUNOD ,Paris , France,1994.
- [13] Effet du chlorure sur le fonctionnement biologique d'une station d'épuration urbaine, Gis BioSTEP. Récupéré de : <https://gisbiostep.irstea.fr/wp-content/uploads/2013/12/Effet-des-chlorures.pdf>
- [14] DEGREMANT, 1992. Le Memento Technique de l'Eau", Editions Lavoisier, , p 60
- [15] les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé
- [16] Centre National de Formation aux Métiers de l'Eau, Office international de l'eau développer les compétences pour mieux gérer l'eau, Définition de la pollution et des normes de rejet

BIBLIOGRAPHIE

- [17] Association des sports nautiques des lacs St-Joseph et Ste-Marie, Les phosphates. Récupéré de : <http://www.saint-adolphe.org/guides/phosphates.html>
- [18] Etude et gestion des ressources en eau de la Haute Vallée du Sègre, Projet, Binôme 3 : Dimensionnement de la STEP, Prétraitement. Energie renouvelables, bureau d'étude industrielle. Récupéré de : <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/dimensionnement-des-degrilleurs>.
- [19] Etude et gestion des ressources en eau de la Haute Vallée du Sègre, Projet, Binôme 3 : Dimensionnement de la STEP, Prétraitement. Energie renouvelables, bureau d'étude industrielle. Récupéré de : <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/dimensionnement-des-degrilleurs>.
- [20] Dr. R. SALGHI: Professeur à l'Ecole Nationale des Sciences Appliqués d'Agadir. Dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées, Notes Théoriques.
- [21] Dr. BESSEDIK Madani. Traitement et épuration de l'eau. Université Abou Bakr Belkaid Tlemcen.
- [22] Dessablage / Dégraissage, Emo, Environnement by technology. Récupéré de : <http://www.emo-france.com/produits/dessablage-degraissage/>
- [23] Dessablage/dégraissage. Récupéré de : <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/book/export/html/2371>
- [24] types et configurations des réacteurs de boues activées. Récupéré de : <https://www.suezwaterhandbook.fr/procedes-et-technologies/procedes-biologiques/procedes-a-cultures-libres/types-et-configurations-des-reacteurs-de-boues-actives>
- [25] Etude et gestion des ressources en eau de la Haute Vallée du Sègre, Projet, Binôme 3 : Dimensionnement de la STEP, Traitement biologique. Energie renouvelables, bureau d'étude industrielle. Récupéré de : <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/dimensionnement-des-bassins-zone-anoxie-et-aeration>
- [26] Traitement de l'azote – Dénitrification. Récupéré de : http://uved-ensil.unilim.fr/co/Denitrification_2.html
- [27] Redimensionnement de la STEP de Saint-Louis de la Réunion et création de filières de valorisation des boues d'épuration. Energie renouvelables, bureau d'étude industrielle. Récupéré de : <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/2015/dephosphatation-chimique>
- [28] Morcenx. Le clarificateur. Récupéré de : <http://eaux.morcenx.fr/Regie-Municipale-des-Eaux-et-Assainissement/L-Assainissement/La-station-d-epuration/Le-clarificateur>.

BIBLIOGRAPHIE

- [29] Cours Génie des procédés gemeau 1. La clarification. Récupéré de : <http://m.20-bal.com/law/16772/index.html?page=17>.
- [30] Dimensionnement du bassin de chloration. Récupéré de : <http://hmf.enseiht.fr/travaux/CD0304/optsee/bei/5/binome5/dimens.htm>.
- [31] Jihane Knidiri et Aouatif Khattabi, 2009, assainissement liquide du centre Tnine l'oudaya : dimensionnement Du réseau des eaux pluviales et de la Station d'épuration.
- [32] KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien (DDE 80), le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations.
- [33] Messaoudi Med El Amine et Mezerai Khaled, 2014, Proposition et dimensionnement d'un Réseau d'Assainissement pour le quartier 125 Logements –Remchi.
- [34] Bureau d'études du génie civil -Hydraulique fluviale Ch 1, Hydrologie1 Chapitre 1, Hydrologie de la pluie au débit Récupéré de : <https://www.scribd.com/doc/53808379/Chapitre-1-Hydrologie>
- [35] Mr. BENAZZOUZ ;(Mai 2007). Stations de pompage et de relevage des eaux des eaux usées,

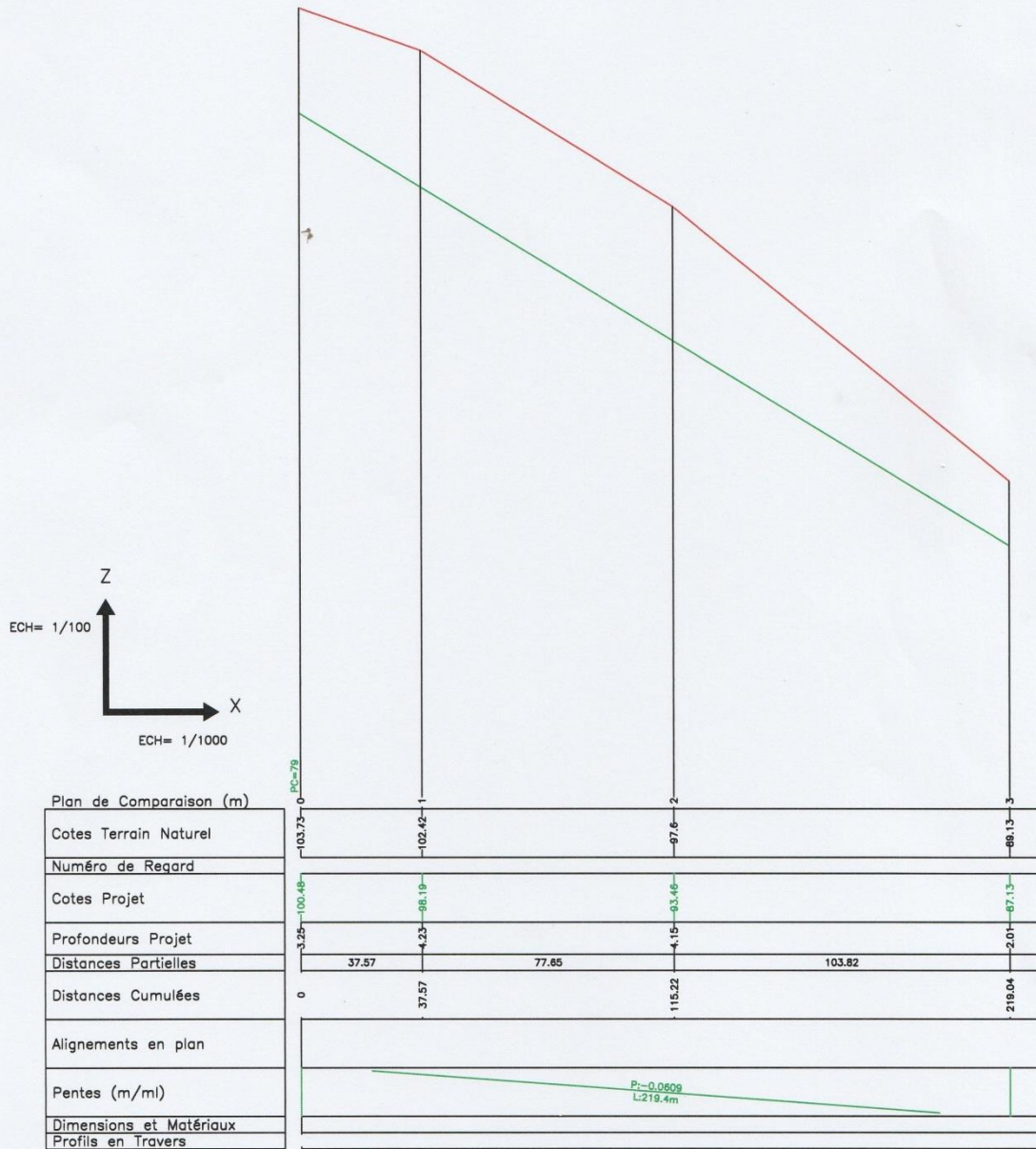
ANNEXE

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
3	REJET 1 HAMMAM BOUHDJER																
4	Paramètres	J1P1	J1P2	J1P3	J1P4	J2P1	J2P2	J2P3	J2P4	J3P1	J3P2	J3P3	J3P4	J4P1	J4P2	J4P3	J4P4
5	PH à 20° C	7,39	7,47	7,45	7,49	7,13	7,23	7,25	7,35	6,92	7,2	7,23	7,22	7,12	7,25	7,26	7,29
6	Turbidité (N.T.U)	57	217	94	241	216	275	208	323	220	175	170	208	163	144	119	139
7	Conductivité (µS/cm)	2092	2319	2515	2657	2640	2675	2550	2553	2437	2368	2240	2158	2577	2417	2339	2304
8	Matières décantables	2,2	4,2	1,6	6,4	2	7,1	1,8	8	4	5	2	6	6,1	7,4	3,8	4
9	DBO5 (mg/l)	38,3	40,9	28,9	198,6	220,2	250,7	174	246,9	228,6	330,1	163,6	311,5	192,3	268	142,6	212,7
10	DCO (mg/l)	147	157	100	549	608	719	510	770	568	784	510	872	663	793	382	598
11	MES 105°C (mg/l)	103	399	166	575	579	681	511	732	427	407	379	526	520	701	238	312
12	MES 600°C (mg/l)	48	116	95	244	420	306	356	428	204	220	184	312	226	313	136	141
13	Ammonium (mg/l)	142	132	137,6	120,4	129,9	143,9	128,5	117,6	132,2	140,6	160,1	129	130	126,5	126,7	123
14	Nitrites (mg/l)	0,08	0,1	0,07	0,06	0,13	0,15	0,18	0,11	0,12	0,15	0,14	0,09	0,1	0,17	0,16	0,12
15	Nitrates (mg/l)	10	10	9	7	8	10	8	4	4	5	7	3	2	2	8	2
16	Azote total (mg/l)	206	195,5	191,3	173,4	192,2	208,6	187,6	164,7	194,3	199,6	221	181,9	183,6	175,72	185,5	165,3
17	Phosphate (mg/l)	34,5	28,1	22	24,3	28,7	36,5	27,8	22,4	36	31,5	29,9	19,3	9	29	11,1	20,2
18	Sulfates (mg/l)	50	68	66	48	38	55	57	44	49	71	58	51	27	43	36	35
19	Chlorures (mg/l)	212,7	278,24	291,23	231,47	187,2	205,6	183,64	162,73	141,8	290,69	194,97	205,61	189,6	174,2	123,63	117,24
20	Métaux lourds : (mg/l)																
21	- Fer	0,729	1,915	1,561	1,332	0,28	0,866	1,104	0,683	0,354	1,287	0,928	0,785	0,317	1,589	1,44	1,485
22	- Cuivre	0,011	0,008	0,01	0,004	0,002	0,009	0,009	0,004	0,005	0,008	0,006	0,002	0,006	0,007	0,006	0,002
23	- Manganèse	0,04	0,03	0,035	0,018	0,021	0,092	0,057	0,05	0,036	0,033	0,058	0,049	0,029	0,049	0,062	0,012
24	- Cadmium	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	- Chrome	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	- Etain	0,419	0,634	0,473	0,387	0,502	0,793	0,758	0,644	0,557	0,854	0,886	0,673	0,555	0,81	0,794	0,772
27	- Nickel	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
28	- Mercure	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	- Plomb	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	Oufs d'Helminthes	5900	6700	6000	5200	6700	6100	5400	5000	7200	5800	6100	4700	7700	7200	8000	5400
31	Coliformes totaux/100ml	1,1.10 ⁸	3,5.10 ⁷	5,4.10 ⁶	9,2.10 ⁶	7.10 ⁷	5,4.10 ⁷	1,1.10 ⁷	10 ⁸	1,3.10 ⁸	10 ⁸	3.10 ⁷	3,5.10 ⁸	2,2.10 ⁸	7.10 ⁷	3.10 ⁷	8.10 ⁷
32	Coliformes fécaux/100ml	10 ⁶	8.10 ⁵	2,8.10 ⁵	2,2.10 ⁶	2,1.10 ⁷	2,2.10 ⁷	5.10 ⁶	9,2.10 ⁶	10 ⁸	5,4.10 ⁷	10 ⁷	1,1.10 ⁸	3,5.10 ⁷	2,1.10 ⁷	4.10 ⁶	4,3.10 ⁷

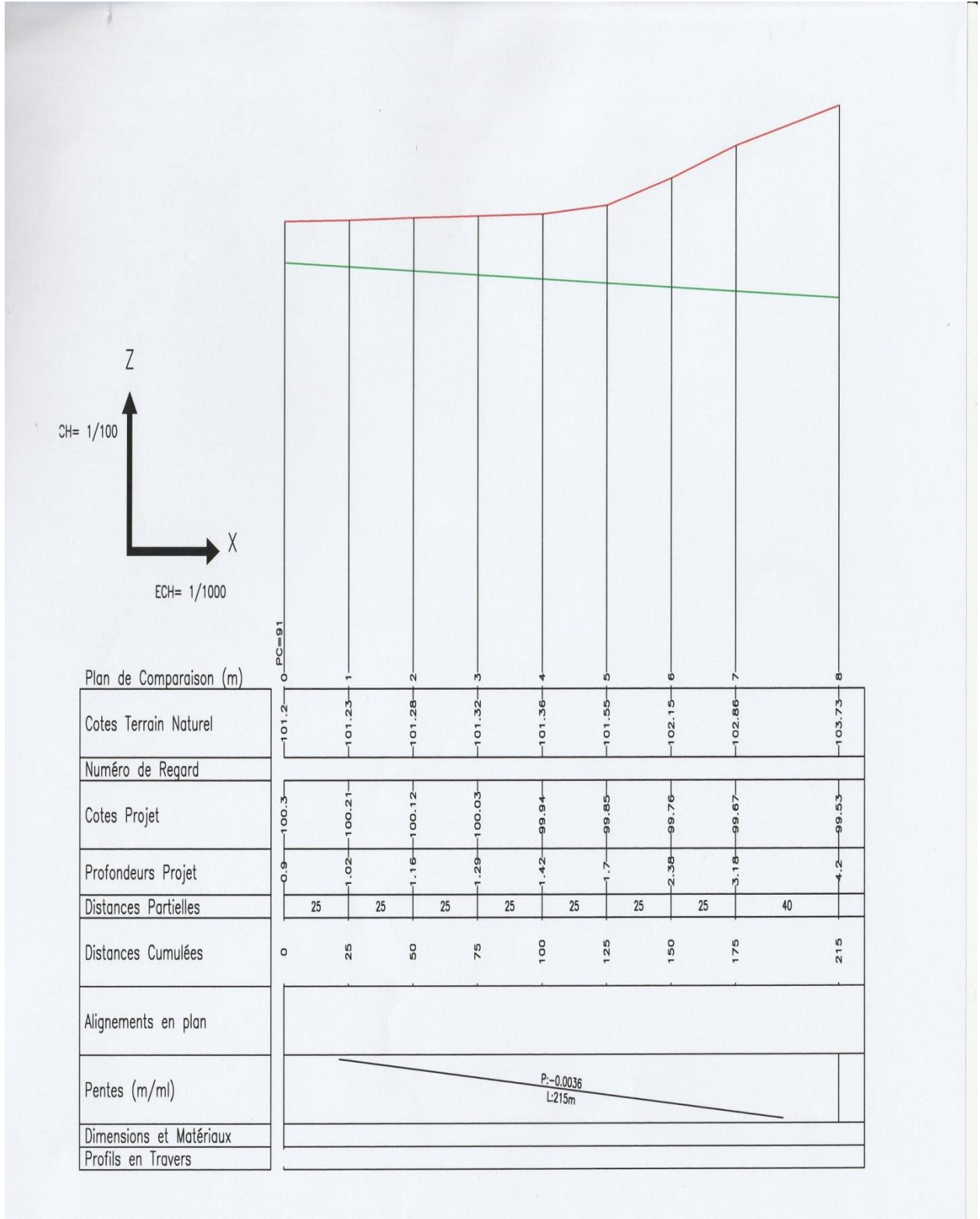
ANNEXE

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q
3	OURAS EL MAIDA																
4	Paramètres	J1P1	J1P2	J1P3	J1P4	J2P1	J2P2	J2P3	J2P4	J3P1	J3P2	J3P3	J3P4	J4P1	J4P2	J4P3	J4P4
5	PH a 20° C	7,08	7,05	7,14	7,08	7,21	7,22	7,2	7,2	7,32	7,24	7,24	7,23	7,12	7,19	7,02	7,11
6	Turbidité (N.T.U)	521	428	304	421	172	184	387	402	329	362	187	333	292	364	304	444
7	Conductivité (µS/cm)	1892	1902	1588	1052	1700	1659	1986	2068	1894	1949	1891	1988	1772	1826	1841	1902
8	Matières décantables (ml/l)	14	11	6	11,6	3,5	4	7,5	10,4	2	5	3,6	10	5,6	5,8	6,2	8,5
9	DBO5 (mg/l)	322,6	389,5	240	345,5	157,4	290,6	363,6	425,8	233,5	314,6	197	360,6	289,7	305,1	222,7	378,8
10	DCO (mg/l)	804	985	666	908	490	725	823	1141	686	784	500	902	772	872	645	1089
11	MES 105°C (mg/l)	1195	815	543	889	291	343	763	865	519	711	347	787	489	512	589	772
12	MES 600°C (mg/l)	256	316	392	366	124	128	620	543	260	352	195	388	208	215	163	302
13	Ammonium (mg/l)	48,2	55,7	58	43,9	49,8	51,3	53,3	40,5	43,6	60,5	55,7	44,8	52,3	46,1	43,5	37,6
14	Nitrites (mg/l)	0,17	0,14	0,09	0,08	0,22	0,23	0,19	0,14	0,18	0,24	0,22	0,12	0,2	0,23	0,24	0,17
15	Nitrates (mg/l)	7	5	3	3	7	7	9	6	3	4	6	2	2	3	1	2
16	Azote total (mg/l)	68,4	77,5	85,3	63,3	73,2	71,8	75,6	58,7	63	85,4	82	61,9	75,8	68,3	62,54	51,97
17	Phosphate (mg/l)	18,6	22,4	23,1	20	23,6	18,4	25,8	25,5	11,2	21,2	23,7	14,4	17,6	24,5	36	29,1
18	Sulfates (mg/l)	47	55	78	80	61	77	88	73	57	89	104	106	55	78	53	43
19	Chlorures (mg/l)	212,3	254,17	273,82	298	182,47	167,4	177,25	149,84	189,6	194,71	207,26	203,1	177,37	215,5	168,61	148,8
20	Métaux lourds : (mg/l)																
21	- Fer	2,13	2,758	3,427	1,681	2,221	1,486	1,656	0,746	0,189	6,186	2,487	5,515	1,184	1,072	2,319	0,324
22	- Cuivre	0	0	0,009	0,006	0	0,004	0,015	0,008	0,009	0,005	0,019	0,01	0,003	0,006	0,006	0,005
23	- Manganèse	0,041	0,108	0,075	0,071	0,027	0,095	0,121	0,062	0,053	0,03	0,086	0,065	0,061	0,045	0,085	0,09
24	- Cadmium	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	- Chrome	0	0	0	0	0	0	0	0,001	0,01	0,003	0	0	0,002	0	0	
26	- Etain	0,372	0,366	0,428	0,457	0,482	0,567	0,671	0,639	0,431	0,283	0,396	0,244	0,271	0,399	0,664	0,534
27	- Nickel	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01	<0,01
28	- Mercure	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	- Plomb	0	0	0,003	0,001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	Oufs d'Helminthes (oeufs/l)	4400	4000	3700	2800	3900	3500	3800	2700	4800	4000	4700	2900	4100	4600	5100	2300
31	Coliformes totaux	10 ⁸	5,4.10 ⁸	1,1.10 ⁸	7.10 ⁸	4.10 ⁸	5,4.10 ⁷	1,1.10 ⁸	3,5.10 ⁸	1,3.10 ⁸	3,5.10 ⁷	1,6.10 ⁷	1,6.10 ⁸	1,8.10 ⁸	5.10 ⁷	1,6.10 ⁷	1,1.10 ⁸
32	Coliformes fécaux/100ml	6.10 ⁸	3,5.10 ⁸	7.10 ⁷	3,5.10 ⁸	2,1.10 ⁸	3.10 ⁷	2,4.10 ⁷	10 ⁸	9,2.10 ⁷	1,2.10 ⁷	10 ⁷	5,4.10 ⁸	10 ⁸	1,2.10 ⁷	10 ⁸	6.10 ⁸

ANNEXE



ANNEXE



ANNEXE

CANAL VENTURI

TYPE		I		II		III		IV		V		VI		VII	
A	Droit amont à respecter/contraction latérale	945		1300		1900		2800		4200		5500		7300	
B	Largeur intérieur	90		130		190		280		420		550		730	
C	Largeur des traverses Nombre de traverses	25		30		40		50		80		100		140	
		3		4		4		4		4		4		4	
D	Longueur droite dans le canal /contraction latéral	455		575		725		880		1080		1100		1460	
E	Epaisseur du canal	4		4		5		5		7		8		10	
*F	Position du point de mesure par rapport à la contraction latérale	560		700		885		1120		1400		1850		2400	
M	Point de mesure (à l'amont du venturi)	105		125		160		240		320		750		940	
H	Hauteur intérieur	200		250		310		380		460		600		800	
L	Longueur hors tout	750		1000		1350		1800		2500		3150		4200	
P	Largeur raidisseurs et brides	30		30		35		50		50		50		55	
** R	Renfort latéral Nbre et larg	Néant		Néant		Néant		Néant		Néant		Néant		Néant	
Q	Débit minimum	I/s	M ³ /h	I/s	M ³ /h	I/s	M ³ /h	I/s	M ³ /h	I/s	M ³ /h	I/s	M ³ /h	I/s	M ³ /h
		0.06	0.22	0.12	0.43	0.25	0.90	0.05	1.80	1	3.60	2	7.20	4	14.40
Q	Débit maximum	6	22	12	43	25	90	50	180	100	360	200	720	400	1440

ANNEXE

Type canal	Longueur intérieur en mm	Largeur intérieur en mm	Hauteur intérieur en mm
I	950	90	200
II	1300	130	250
III	1900	190	310
IV	2800	280	380
V	4200	420	460
VI	5500(en 2*2750)	550	600
VII	7300(en 2*3650)	730	800

Débit de pointe horaire des eaux usées: 908.10 m³/h.

D'après le tableau ci-dessus tiré de catalogue de fournisseur de canaux venturi en fonction du débit maximum à traiter et d'après le débit de point donc on **prévoit un canal venturi type VII** qui a des dimensions suivant :

Longueur intérieur: 7300 mm

Largeur intérieur: 730 mm

Hauteur intérieur: 800 mm