



☑ PFE
☐ SI
☐ SIP

Rapport de Stage

Sujet:

Etude d'assainissement liquide de la ville de SIDI ALLAL EL BAHRAOUI

résumé :

Ce présent rapport traite le sujet d'actualisation du schéma directeur d'assainissement liquide de la ville de Sidi Allal El Bahraoui, et la réalisation d'une station de traitement des eaux usées de la ville. Il contient les parties suivantes :

- Dimensionnement du réseau d'assainissement en zones d'extension de la ville
- Vérification de la capacité du réseau existant
- Conception des ouvrages annexes
- Dimensionnement de la station d'épuration des eaux usées
- Evaluation environnementale du projet.

Réalisé par :

DOUALI Mohamed **IVE**

JADID Rida **IVE**

Encadré par :

M. ASMLAL Lmahfoud **PES & PhD**

Année universitaire : 2017- 2018



Al Khibra, Etudes & Conseils

12, Rue Amir Sidi Mohammed, Souissi, Rabat,
Maroc



Royaume du Maroc
Ministère de l'Équipement, du Transport, de la Logistique et de l'Eau

Ecole Hassania des Travaux Publics
Département Hydraulique, Environnement et Climat

PROJET DE FIN D'ETUDES

Présenté en vue de l'obtention du
Diplôme d'Ingénieur d'Etat
En Ingénierie de la Ville et de l'Environnement

TITRE : ASSAINISSEMENT LIQUIDE DE LA VILLE DE SIDI ALLAL EL BAHRAOUI

Réalisé par :

**DOUALI Mohamed
JADID Rida**

Sous la direction de :

M. ASMLAL Lmahfoud (PES & PhD)

Au sein de Al Khibra Etude & Conseil :



Année académique : 2017/2018

Remerciements

A l'issue de notre stage, nous tenons à remercier du fond du cœur toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon acheminement et à la réussite de ce travail.

Tout d'abord, nous profitons de cette occasion pour remercier toute l'équipe pédagogique de l'école Hassania des Travaux Publics et les intervenants professionnels responsables de la formation IVE pour la richesse et la qualité de leur enseignement.

Ce projet n'aurait pas été possible sans l'intervention de Mr. Zridi ; chef de département Eau et Environnement au sein du bureau d'études AL KHIBRA Etudes & Conseils. Nous vous exprimons nos sincères remerciements pour nous avoir accueilli chaleureusement.

Nous adressons nos profondes reconnaissances à notre encadrant au sein du bureau d'études Mr. Maataoui Mohcine, pour son aide, son sens de partage et sa confiance qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Nos vifs remerciements s'étendent également à notre encadrant et notre professeur Mr. Asmlal Lmahfoud pour ses précieux conseils, son suivi et son orientation ficelée tout au long de notre projet.

Enfin, nous souhaitons gratifier les efforts de Mr. Abidi Soufiane, qui a donné de son temps et a eu l'amabilité de répondre à nos questions et de fournir les explications nécessaires.

Dédicaces

Je dédie cet humble et modeste travail avec un grand amour, sincérité et fierté.

À ma chère mère,

Si Dieu a mis le paradis sous les pieds des mères, ce n'est pas pour rien. Aimable, honorable et généreuse, tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites. Puisse Dieu, le tout puissant, te préserver et t'accorder santé, longue vie et bonheur.

À mon cher père,

Permettez-moi de vous exprimer mon amour, ma reconnaissance et ma plus haute considération pour votre personne. Je suis très fier de pouvoir enfin réaliser, ce que vous avez tant espéré et attendu de moi. Je tiens à vous remercier pour vos sacrifices, vos encouragements, vos conseils précieux ainsi que votre confiance en moi. Que Dieu vous protège et vous garde.

À mes chères sœurs,

Je vous exprime mes profondes gratitude, vous avez toujours été à mes côtés, merci énormément pour vos encouragements et vos orientations. Je vous souhaite une longue vie de bonheur et de réussite.

À mes chers amis et à toute la famille pour leur amour et leur soutien inconditionnés.

Mohamed

Je dédie ce modeste travail,

A ma mère,

Qui a œuvré pour ma réussite par son amour, son soutien, son orientation et sa présence dans ma vie, et par ses sacrifices consentis et ses prières perpétuelles, reçoit à travers ce travail aussi modeste soit-il, l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude.

A mon père,

Qui sera fier de trouver ici le résultat de longues années de sacrifices et de privations pour m'aider à avancer dans la vie. Puisse Dieu faire en sorte que ce travail porte son fruit. Merci pour les valeurs nobles, l'éducation et le soutien permanent que vous m'avez offert.

A mes chers frères, Achraf et Youssef, pour leurs encouragements et leur confiance en moi.

A tous mes amis, pour tous les moments inoubliables que j'ai passé avec vous.

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant souhaités et le fruit de votre soutien inconditionné.

Merci d'être toujours là pour moi.

Rida

Avant-propos

Ce présent projet de fin d'étude est réalisé par monsieur DOUALI Mohamed et monsieur JADID Rida, dans le cadre de la validation du cursus de formation et l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état de l'Ecole Hassania des Travaux Publics en génie civil, Option ingénierie de la ville et de l'environnement.

Au cours de ce projet réalisé au sein du bureau d'études et conseils « AL KHIBRA », nous avons comme mission principale l'actualisation et l'extension du schéma directeur d'assainissement de la ville de Sidi Allal El Bahraoui dans la province de Khémisset, région Rabat Salé Kenitra. Ce travail a été encadré par des ingénieurs de l'organisme d'accueil, ainsi qu'un professeur à l'EHTP.

Nous avons choisi ce sujet car, d'une part, il complète parfaitement notre formation, et il correspond à nos aspirations futures dans le domaine professionnel. D'autre part il englobe plusieurs aspects techniques que l'ingénieur doit maîtriser.

Ce projet nous a permis d'investir notre savoir-faire, nos connaissances et nos compétences techniques acquises durant notre formation pour résoudre des problèmes réels.

Résumé

Dans le cadre de l'Initiative Nationale pour le Développement Humain, la commune de Sidi Allal El Bahraoui, en concertation avec l'Office Nationale d'Eau et d'Electricité-Branche Eau, a élaboré un plan d'action qui a pour intérêt l'étude d'assainissement liquide de la ville et la mise en œuvre des solutions pour les différents problèmes et anomalies détectés.

Ainsi, notre travail sera structuré selon trois grands axes. Le premier axe consistera à identifier les dysfonctionnements du réseau, à trouver des solutions pour améliorer sa performance et à dimensionner les canalisations et les ouvrages annexes.

Le deuxième axe portera sur la conception et le dimensionnement d'une station d'épuration des eaux usées pour éviter qu'elles soient rejetées dans le milieu naturel sans traitement préalable.

Enfin, dans le but d'intégrer le volet environnemental, qui est d'une grande importance dans des projets pareils, nous sommes amenés à évaluer les impacts de ce projet sur l'environnement et à proposer des mesures d'atténuation.

Abstract

As a part of the National Initiative for Human Development, the commune of Sidi Allal El Bahraoui, in consultation with the National Office of Water and Electricity-Water Branch, has drawn up an action plan in order to study the wastewater network of the city and find solutions for the several problems and anomalies detected.

Thus, our work will be structured in three main parts, the first is to identify the malfunctions of the network and find solutions to improve its performance, then dimension the pipes and the annexes works.

The second part concerns the design and the sizing of a wastewater treatment station, because this water is rejected without any treatment in the natural environment.

Finally, in order to integrate the environmental component, which is important in similar projects, we have to assess the impact of this project on the environment and suggest some measures of decrease.

ملخص

في إطار المبادرة الوطنية للتنمية البشرية، شرعت جماعة مدينة سيدي علال البحر اوي بتنسيق مع المكتب الوطني للماء والكهرباء، قطاع الماء، بوضع مخطط يهدف إلى دراسة مشروع الصرف الصحي للمياه العادمة بالمدينة، وإيجاد الحلول لمختلف المشاكل والاختلالات التي تعاني منها الشبكة .

وعليه، سيتم تنظيم عملنا وفقا لثلاثة محاور رئيسية، الأول هو تحديد المشاكل التي تعاني منها قنوات الصرف الصحي وإيجاد حلول لتحسين أدائها، ثم هندسة القنوات الجديدة والمرافق الأخرى .

المحور الثاني يتعلق بهندسة وتصميم محطة تطهير السائل لمعالجة المياه العادمة، لكون هذه الأخيرة يتم طرحها بشكل مباشر في المحيط الطبيعي .

أخيرا، ونظرا لأهمية الجانب البيئي في مثل هذه المشاريع، يتعين علينا تقييم وقع هذا المشروع على البيئة، واقتراح إجراءات للحد منه.

Table des matières

Remerciements	i
Dédicaces	ii
Avant-propos	iv
Résumé	v
Abstract	vi
ملخص	vii
Liste des tableaux	xi
Liste des figures	xiv
Liste des abréviations	xv
Introduction générale.....	1

CHAPITRE I : ENVIRONNEMENT DU PROJET

Introduction	3
1. Présentation de l'organisme d'accueil	3
1.1 Présentation générale	3
1.2 Prestations.....	3
1.3 Domaines d'activité.....	3
1.4 Fiche technique	4
2. Contexte général du projet	4
2.1 Introduction	4
2.2 Problématiques	5
2.3 Finalité du projet.....	5
2.4 Organisation du projet	5
3. Données générales du centre.....	6
3.1 Situation géographique	6
3.2 Cadre administratif	7
3.3 Milieu physique	7
3.4 Principales infrastructures	10
3.5 Activités économiques.....	11
3.6 Equipements urbains.....	12
Conclusion.....	12

CHAPITRE II : RESEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction	14
1. Généralités sur le réseau d'assainissement	14
1.1 Choix du système de collecte des eaux usées et pluviales	14
1.2 Caractéristiques techniques et mise en œuvre des ouvrages	16
1.3 Etapes de conception et de dimensionnement d'un réseau d'assainissement	17
1.4 Calcul des débits	18
1.5 Dimensionnement des canalisations	22
1.6 Déversoir d'orage	27
1.7 Postes de relèvement ou de refoulement	29
2 Réseau d'assainissement de la ville de Sidi Allal El Bahraoui	31
2.1 Etude démographique	31
2.2 Etude des usages de l'eau	31
2.3 Etat des lieux du réseau des eaux usées	34
2.4 Réseau des eaux usées du bassin versant N°2	37
2.5 Réseau des eaux usées du bassin versant N°1	44
2.6 Dimensionnement des hors sites	46
2.7 Ouvrages annexes	46
2.8 Estimation des coûts du lot assainissement :	52
Conclusion	54

CHAPITRE III : STATION DE TRAITEMENT DES EAUX USEES

Introduction	56
1 Généralités	57
1.1 Normes de rejets	57
1.2 Généralités sur l'épuration des eaux usées	57
2 Analyse multicritère par la méthode « AHP »	68
2.1 Introduction	68
2.2 Définition de la méthode	68
2.3 Mise en œuvre de la méthode	69
3 Dimensionnement de la station d'épuration de S.A.B par le procédé CMX_PMX	76
3.1 Données de base pour le dimensionnement	76
3.2 Dimensionnement des ouvrages du prétraitement	76
3.3 Dimensionnement des lagunes	81

3.4	Traitement tertiaire	83
	Conclusion.....	94

CHAPITRE IV : ETUDE D'IMPACT SUR L'ENVIRONNEMENT

	Introduction	96
1.	Description du milieu.....	96
2.	Identification des impacts	97
3.	Evaluation des impacts	97
3.7	Impacts positifs.....	98
3.8	Impacts négatifs.....	98
4.	Mesures d'atténuation.....	101
5.	Programmes de surveillance et de suivi.....	102
5.1	Phase des travaux.....	102
5.2	Phase d'exploitation	103
	Conclusion.....	104
	Conclusion générale	105
	Références	106

Liste des tableaux

Tableau 1 : Cahier de charge fonctionnel du PFE.....	6
Tableau 2 : Coordonnées Lambert moyennes de la ville de S.A.B.....	6
Tableau 3 : Taux d'activité au niveau de la ville de S.A.B.....	11
Tableau 4 : Avantages et inconvénients du système unitaire.....	14
Tableau 5 : Avantages et inconvénients du système séparatif.....	15
Tableau 6 : Avantages et inconvénients du système pseudo-séparatif.....	16
Tableau 7 : Coefficient de ruissellement par type de zone.....	20
Tableau 8 : Formules d'assemblage des pentes.....	20
Tableau 9 : Formules d'assemblage du coefficient d'allongement.....	21
Tableau 10 : Evolution de la population de S.A.B.....	31
Tableau 11 : Evolution du branchement de la population de S.A.B.....	32
Tableau 12 : Dotations en eau potable de la ville de S.A.B.....	32
Tableau 13 : Consommations en eau potable de la ville de S.A.B.....	32
Tableau 14 : Net global de la ville de S.A.B.....	33
Tableau 15 : Rejets des eaux usées de la ville de S.A.B.....	33
Tableau 16 : Coefficients de Montana.....	38
Tableau 17 : Coefficients de la formule de Caquot.....	38
Tableau 18 : Coefficient de ruissellement de chaque bassin.....	38
Tableau 19 : débits élémentaires des bassins versants.....	39
Tableau 20 : Assemblage des bassins versants.....	39
Tableau 21 : Débits des eaux usées dans chaque bassin.....	40
Tableau 22 : Coefficient de rugosité par type de réseau.....	41
Tableau 23 : Sections des canalisations.....	42
Tableau 24 : Vérification de la capacité du réseau existant.....	43
Tableau 25 : ml du réseau existant à renforcer.....	43
Tableau 26 : Vérification de l'autocurage.....	44
Tableau 27 : Vérification de la capacité du collecteur P.....	46
Tableau 28 : Dimensionnement de la conduite d'acheminement.....	46
Tableau 29 : Caractéristiques des déversoirs d'orage.....	48
Tableau 30 : Caractéristiques géométriques de la bêche d'aspiration.....	48
Tableau 31 : Niveaux de fonctionnement de la bêche d'aspiration.....	49

Tableau 32 : Caractéristiques des diamètres économiques	50
Tableau 33 : Volume de ballon anti-bélier	52
Tableau 34 : Prix unitaires des travaux de terrassement	52
Tableau 35 : Quantités des terrassements	52
Tableau 36 : Prix total des terrassements	53
Tableau 37 : Prix des conduites.....	53
Tableau 38 : Prix des conduites hors site	53
Tableau 39 : Prix des regards	53
Tableau 40 : Prix totaux des conduites et des regards.....	54
Tableau 41 : Prix total	54
Tableau 42 : Normes marocaines de rejets.....	57
Tableau 43 : Avantages et inconvénients du lagunage naturel	60
Tableau 44 : Avantages et inconvénients du CMX/PMX	66
Tableau 45 : Avantages et inconvénients du lit bactérien	67
Tableau 46 : Avantages et inconvénients du disque biologique	68
Tableau 47 : Significations des valeurs possibles des matrices de comparaison	71
Tableau 48 : Matrice de comparaison des critères principaux	71
Tableau 49 : Matrice de comparaison des sous-critères économiques.....	71
Tableau 50 : Matrice de comparaison des sous-critères techniques.....	71
Tableau 51 : Matrice de comparaison des sous-critères environnementaux	71
Tableau 52 : Matrice normalisée des critères principaux.....	72
Tableau 53 : Matrice normalisée des sous-critères économiques	72
Tableau 54 : Matrice normalisée des sous critères techniques.....	72
Tableau 55 : Matrice normalisée des sous critères environnementaux	72
Tableau 56 : Calcul des T_i et V_i pour chaque vecteur de critères.....	73
Tableau 57 : Indice aléatoire selon le nombre de critères	73
Tableau 58 : Valeurs propres, indices de cohérence et ratios de cohérence	73
Tableau 59 : Poids pondérés du critère C1.....	74
Tableau 60 : Poids pondérés du critère C2.....	74
Tableau 61 : Poids pondérés du critère C3.....	74
Tableau 62 : Matrice de décision	74
Tableau 63 : Scores des procédés d'épuration	75
Tableau 64 : Classement des procédés	75

Tableau 65 : Critères de conception du dégrilleur	77
Tableau 66 : Eléments dimensionnés du dégrilleur	78
Tableau 67 : Eléments de vérification de dimensionnement du dégrilleur	78
Tableau 68 : Critères de conception d'un dessableur/déshuileur	79
Tableau 69 : Volumes des sables et des graisses produites.....	80
Tableau 70 : Eléments dimensionnés du dessableur/déshuileur	80
Tableau 71 : Quantités des MES éliminées après le prétraitement	80
Tableau 72 : Dimensionnement des bassins CMX/PMX.....	82
Tableau 73 : Normes de la qualité microbiologique des effluents	83
Tableau 74 : Critères de la qualité d'EUE en irrigation au Maroc.....	84
Tableau 75 : Les normes proposées en 2009 pour irrigation au Maroc	84
Tableau 76 : Résultats de dimensionnement infiltration percolation	90
Tableau 77 : Résultats de dimensionnement lagunes de maturation.....	91
Tableau 78 : Résultats de dimensionnement UV	91
Tableau 79 : Doses de chlore selon le degré d'épuration	92
Tableau 80 : Résultats de dimensionnement Chloration	92
Tableau 81 : Résultats de dimensionnement du bassin de finition	93
Tableau 82 : Production des boues.....	93
Tableau 83 : Dimensionnement des lits de séchage	94
Tableau 84 : Les coordonnées Lambert du site de la STEP.....	96
Tableau 85 : Evaluation des impacts lors de la phase des travaux.....	99
Tableau 86 : Evaluation des impacts lors de la phase d'exploitation.....	100

Liste des figures

Figure 1 : Situation de la ville de S.A.B.....	7
Figure 2 : Carte géologique du plateau de la Maamora	8
Figure 3 : Carte hydrogéologique de la plaine du Gharb	9
Figure 4 : Remplissage d'une conduite circulaire	25
Figure 5 : Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage	27
Figure 6 : Plan du réseau de eaux usées de la ville de S.A.B.....	35
Figure 7 : Réseau des eaux usées après déviation du collecteur E.....	45
Figure 8 : Comparaison des CT des diamètres économiques.....	50
Figure 9 : Evolution des eaux usées brutes au Maroc	56
Figure 10 : Evolution du nombre de STEP au Maroc	56
Figure 11 : Schéma de fonctionnement du lagunage naturel	59
Figure 12 : Schéma de fonctionnement des boues activées	62
Figure 13 : Schéma de fonctionnement du lagunage aéré.....	63
Figure 14 : Schéma de fonctionnement du CMX/PMX	65
Figure 15 : Schéma de fonctionnement du lit bactérien	66
Figure 16 : Schéma de fonctionnement du disque biologique	67
Figure 17 : Critères de choix du procédé d'épuration	69
Figure 18 : Schéma de fonctionnement d'un dessableur/dégraisseur cylindro-conique	79
Figure 19 : Infiltration-percolation étanchée et drainée	89
Figure 20 : Système drainé avec un massif drainant étanche	89
Figure 21 : Abattement des CF en fonction de H et l'épaisseur du filtre.....	89
Figure 22 : Schéma d'un réacteur UV	91
Figure 23 : Situation du site de la STEP par rapport à la ville	100

Liste des abréviations

ABHS	Agence de Bassin Hydraulique de Sebou
AC	Amiante Ciment
AHP	Analytic Hierarchy Process
APD	Avant Projet Détaillé
APS	Avant Projet Sommaire
ATV	Abwasser Technische Vereinigung
BA	Boues Activées
BTP	Bâtiments Travaux Publics
BV	Bassin Versant
CAO	Centrifuge Armé Ordinaire
CF	Coliformes Fécaux
CMX	Completely Mixed
DBO5	Demande Biochimique en Oxygène pendant 5 jours
DCE	Dossier de Consultation des Entreprises
DCO	Demande Chimique en Oxygène
DN	Diamètre Nominal
EH	Equivalent Habitant
EIE	Etude d'Impact sur l'Environnement
EP	Eaux Pluviales
EPA	Environmental Protection Agency
EPDR	Etude d'actualisation du Plan Directeur d'aménagement des Ressources en eau du bassin hydraulique de Sebou
EU	Eaux Usées
HMT	Hauteur Manométrique Totale
HT	Hors Taxes
INDH	Initiative Nationale pour le Développement Humain
IRSTEA	Institut national de Recherche en Sciences et Technologies pour l'Environnement et l'Agriculture
ITF	Instructions Techniques Françaises
LN	Lagunage Aéré
MES	Matières en Suspension
ML	Mètre Linéaire

MM	Matières Minérales
MVS	Matières volatiles en Suspension
NE	Nord Est
NGM	Niveau Global de la Mer
NS	Nord Sud
NTK	Azote Total
ONEE	Office Nationale d'Eau et d'Electricité
PDC	Perte De Charge
PEHD	Polyéthylène à haute densité
PFE	Projet de Fin d'Etude
PMX	Partially Mixed
PNA	Plan National d'Assainissement
PT	Phosphore Total
PVC	Polychlorure de Vinyle non plastifié
RGPH	Recensement Général de la Population et d'Habitats
SAB	Sidi Allal el Bahraoui
SS	Système Séparatif
STEP	STation d'EPuration des eaux usées
SU	Système Unitaire
TTC	Toutes Taxes Comprises
UV	Ultra-Violet
VRD	Voiries et Réseaux Divers

Introduction générale

D'année en année, les projets portés par l'Initiative Nationale pour le Développement Humain continuent de porter leurs fruits allant de la lutte contre l'analphabétisme à l'alimentation en eau potable en passant par le socio-culturel, l'infrastructure, la santé, l'éducation, l'agriculture, l'artisanat et le sport.

Dans cette perspective, la commune de Sidi Allal El Bahraoui et l'Office National d'Eau et d'Electricité branche Eau, ont élaboré un plan d'action pour mettre en œuvre cette initiative à l'échelle locale, par la programmation des actions relatives à l'infrastructure de base qui figurent actuellement parmi les priorités des responsables communales.

Vu son emplacement stratégique par rapport aux deux villes économiques Rabat et Kenitra, la ville de S.A.B a connu depuis les années 90 un accroissement démographique remarquable, ce qui a obligé les communes de la ville d'adopter un plan d'action au niveau des équipements et d'infrastructures de bases pour accompagner l'accroissement et l'expansion de la ville.

Ce plan d'action ambitionne à renforcer les réseaux d'alimentation en eau potable, ainsi que l'assainissement liquide et solide de la ville. C'est dans ce contexte que dérive notre projet de fin d'étude qu'on a traité suivant la démarche exposée ci-après.

Le premier chapitre est consacré à une présentation générale de l'organisme d'accueil, la problématique et les objectifs du projet, ainsi qu'une description globale de la ville de Sidi Allal El Bahraoui.

Le deuxième chapitre présente des généralités sur l'assainissement liquide, ainsi que l'étude du réseau d'assainissement de la ville de S.A.B avec ses différentes composantes. Il a comme objectif renforcer le réseau existant, dimensionner le réseau d'extension et les ouvrages annexes.

Le troisième chapitre est réservé au lot station de traitement des eaux usées, il a comme but le dimensionnement des ouvrages et des bassins de la station qui va traiter les eaux brutes de la ville.

Le dernier chapitre a pour intérêt l'évaluation des impacts de notre projet sur l'environnement.

Chapitre I

Environnement du projet

Ce chapitre a pour fin de présenter l'organisme d'accueil, décrire le projet et ses modalités ainsi que de définir notre mission de stage et le contenu de ce rapport.

Sommaire

1. Présentation de l'organisme d'accueil
2. Contexte général du projet
3. Données générales du centre

Introduction

Afin de réussir une étude d'assainissement d'une ville, il est impératif de préciser le contexte du projet, sa problématique et ses objectifs. Il faut également déterminer le cadre socio-économique, les infrastructures de base de la ville et les données générales sur son milieu physique.

1. Présentation de l'organisme d'accueil

1.1 Présentation générale

ALKHIBRA est une société d'ingénieurs-conseils multidisciplinaire fondée au Maroc en 1996. Elle est indépendante de tout département de l'Etat public ou semi-public et de tout groupe industriel ou financier.

Actuellement ALKHIBRA est le premier groupe d'ingénierie privé totalement indépendant du Maroc. Cette indépendance lui permet d'être à l'écart de tout conflit d'intérêt et de toute influence qui pourrait nuire à la qualité et à l'impartialité de ses missions.

Par ailleurs ses références, en Afrique et au Maghreb, confortent sa position d'acteur régional majeur au service du développement. Son expérience et sa maîtrise des techniques et des technologies lui permettent de donner corps à l'idée et transformer les projets en réalisations.

1.2 Prestations

Les prestations assurées par AL KHIBRA couvrent l'ensemble des phases du cycle de développement d'un projet.

Ces prestations vont en effet des études préliminaires et de faisabilité à l'élaboration des dossiers d'appel d'offres en passant par les études d'avant-projets et les études d'exécution.

AL KHIBRA assure également des missions de pilotage, de maîtrise d'ouvrage déléguée, de contrôle et supervision de travaux, d'assistance technique ou d'expertise.

1.3 Domaines d'activité

ALKHIBRA a mis en place un système de management de la qualité, conforme à la norme internationale ISO 9001 v2008, pour les études, l'assistance technique et le suivi des travaux dans les domaines de :

- Barrages et centrales hydroélectriques
- Eau potable et assainissement
- Ressources en eau et aménagements fluviaux
- Aménagements Hydro-agricoles
- Aménagements urbains et VRD
- Géologie, géotechnique et mines
- Aménagements Maritimes
- Infrastructures de Transport
- Etudes générales et économiques
- Bâtiments et équipements sportifs
- Ouvrages d'art
- Etudes environnementales

1.4 Fiche technique

- **Adresse :** 12, Rue Amir Sidi Mohammed, Souissi, Rabat, Maroc
- **Forme juridique :** Société à Responsabilité Limitée
- **Capital :** 25 000 000 DHS
- **Année de création :** 1996
- **Activité :** Civil, hydraulique et environnement
- **Effectif :** de 50 à 99 employés
- **Directeur général:** M. Hamza ROUGUI
- **Tél :** +212 (0)5 37 65 93 96
- **Fax :** +212 (0)5 37 75 60 94
- **Email :** alkhibra@alkhibra.ma

2. Contexte général du projet

2.1 Introduction

Afin de mettre en œuvre le plan d'action de l'INDH, la Direction Assainissement et Environnement de l'Office National de l'Electricité et de l'Eau Potable (ONEE) branche Eau a confié à «AL KHIBRA, Études & Conseils » l'étude d'assainissement liquide de la ville de Sidi Allal El Bahraoui (APS-APD-DCE-EIE).

2.2 Problématiques

La ville de Sidi Allal El Bahraoui peut être divisée en deux grands bassins BV1 et BV2 :

- Le système adopté dans le premier bassin est l'unitaire et les eaux usées sont rejetées par 3 collecteurs principaux B, P et D dans le périmètre urbain. Ce bassin souffre également du problème d'inondation au niveau d'une chambre de liaison de 2 collecteurs principaux
- Le deuxième bassin, zone d'extension de la ville, est doté d'un système séparatif, dont plusieurs anomalies sont détectées

Les eaux usées de la ville sont déversées directement au niveau de Oued Oujlat aboutissant au lac du barrage de Sidi Mohamed ben Abdellah.

Le réseau d'assainissement de la ville de Sidi Allal El Bahraoui souffre de plusieurs autres problèmes à savoir l'état déplorable des regards de visite : colmatés, dégradés et sans tampon, ainsi que l'existence des fosses septiques, de quelques zones non assainies et les odeurs résultant du non curage des ouvrages.

2.3 Finalité du projet

Le projet a pour but de renforcer le réseau existant, d'assainir les zones non assainies et d'extension, de réhabiliter les ouvrages annexes, de trouver une solution au problème d'inondation et de réaliser une station d'épuration pour dépolluer les eaux usées déversées sans traitement.

2.4 Organisation du projet

L'étude est structurée selon quatre missions, en l'occurrence :

- ❖ Mission I : Avant-projet sommaire.
 - Sous Mission I-1 : investigation, analyse critique et actualisation des données de base et mise à jour des plans du réseau existant.
 - Sous Mission I-2 : examen, identification et définition des différentes variantes d'assainissement.
- ❖ Mission II : avant-projet détaillé des travaux de la 1ère tranche (APD).
- ❖ Mission III : dossier de consultation des entreprises (DCE) de la 1ère tranche.
- ❖ Mission IV : étude d'impact sur l'environnement.

Notre projet de fin d'étude consistera à réaliser la mission II relative au dimensionnement et vérification de la capacité du réseau des eaux usées, et la mission IV qui correspond à l'évaluation des impacts du projet sur l'environnement.

Le cahier de charge fonctionnel de notre projet de fin d'études est donné dans le tableau 1.

Tableau 1 : Cahier de charge fonctionnel du PFE

Quoi ?	Etude d'assainissement liquide de la ville de Sidi Allal El Bahraoui
Qui ?	JADID Rida et DOUALI Mohamed
Où ?	ALKHIBRA, Etudes & Conseils
Quand ?	Durée du projet : du 12/02/2018 jusqu'à 08/06/2018
Comment ?	• Réaliser des notes de calcul du réseau et de la STEP • Evaluer les impacts du projet sur l'environnement
Pourquoi ?	• Résoudre les anomalies relatives au réseau • Traiter et épurer les eaux usées provenant des rejets de la ville • Protéger le barrage de Sidi Mohamed Ben Abdellah • Améliorer le cadre de vie de la population

3. Données générales du centre

3.1 Situation géographique

La ville de Sidi Allal El Bahraoui est située à 30 km de la ville Rabat, à 30 km de la ville de Kénitra et à 50 Km de la ville de Khémisset. Elle relève de la région Rabat-Salé Kénitra et dépend du cercle de Tiflet et de la province de Khémisset.

La ville s'étend sur une superficie urbaine de 1323 ha. Elle est limitée :

- Au Nord, au Sud et à l'Ouest par la commune d'Ait Ali Oulhassan ;
- A l'Est par Ait Malk.

La ville est traversée par l'autoroute A2 reliant Rabat et Fès, la route nationale N° 6 reliant Casa et Oujda et la route nationale N°29 allant vers Kénitra.

Les coordonnées Lambert moyennes de la ville de S.A.B sont données dans le tableau 2.

Tableau 2 : Coordonnées Lambert moyennes de la ville de S.A.B

X (m)	Y (m)	Z (m) / NGM
395 500	379 000	180

La carte de situation de la ville de S.A.B est présentée dans la figure 1.



Figure 1 : Situation de la ville de S.A.B

Source : Wikimapia.org

3.3 Cadre administratif

La ville de Sidi Allal El Bahraoui est le chef-lieu de la Commune Urbaine. La Municipalité, le Pachalik et le Caïdat portent tous le nom de Sidi Allal El Bahraoui.

Elle dépend du cercle de Tiflet faisant partie de la province de Khémisset. Toutes ces entités relèvent de la région Rabat - Salé – Kénitra.

3.4 Milieu physique

3.4.1 Climat

Le climat de la ville de Sidi Allal El Bahraoui est un climat tempéré à cause de la densité de la végétation forestière sur son territoire. La pluviométrie moyenne annuelle dépasse les 500mm.

La période estivale est chaude avec des maximums mensuels qui dépassent 30°C de Mars à Aout. L'hiver est frais, la température peut atteindre 6°C.

La direction des vents dominants est vers l'ouest en hiver et l'est en été.

3.4.2 Topographie

Le terrain naturel de l'aire de l'étude est situé au sud de la zone forestière de Maamoura. Le site présente une morphologie assez uniforme et peu accidentée, dont la pente générale du terrain est orientée d'Est à Ouest et présente une valeur moyenne de l'ordre de 1,3%.

L'altitude à l'intérieur du plan d'aménagement varie entre les côtes 195 et 150 m NGM, soit un dénivellement de 45 m.

3.4.3 Géologie

La ville de S.A.B fait partie du glacis de la MAAMORA qui est compris entre le massif ancien et tabulaire de la Meseta au Sud et la plaine subsidente du Gharb au Nord. Du Sud vers le Nord affleurent les terrains primaires (schistes et quartzites) recouverts progressivement par les assises marneuses du Miocène qui supportent elles-mêmes des formations du Plio-Villafranchien et du Quaternaire (grès, cailloutis, sables et argiles). Ces dernières formations contiennent une nappe phréatique qui s'écoule, en raison de la disposition de la MAAMORA, vers le Gharb. (Réf. EPDR).

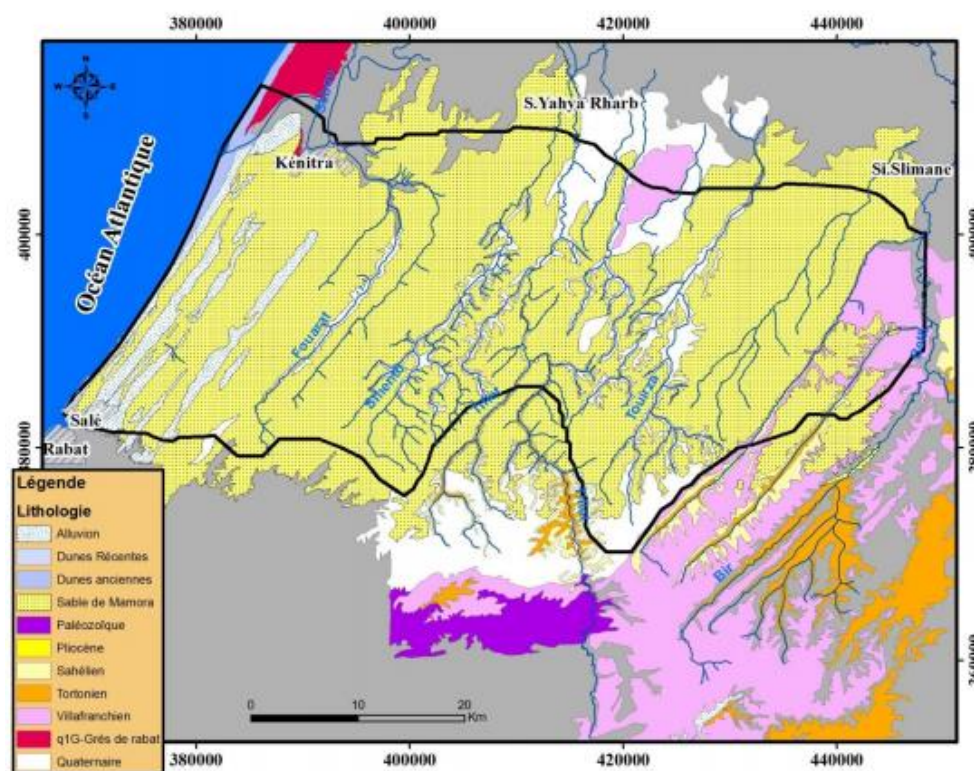


Figure 2 : Carte géologique du plateau de la Maamora

(Réf. : faite par les données de l'ABHS et le logiciel ARC.GIS)

3.4.4 Hydrogéologie

Le substratum général des nappes aquifères est constitué par le toit de l'épaisse série marneuse du Miocène-Pliocène appelée communément des « marnes bleues ».

Au-dessus du substratum, un ou plusieurs niveaux perméables (grès -galets - sables - cailloutis) se rencontrent suivant la position dans le bassin quaternaire subsidient. Ils se prolongent et affleurent sur les bordures où les infiltrations d'eaux de pluies ou d'eaux superficielles les alimentent. Des niveaux argileux (Amirien et Soltanien) mettent ces aquifères en charge sous la plaine du Rharb.

Au niveau des sols de surface de la basse plaine, une nappe phréatique pauvre mais peu profonde se tient en permanence.

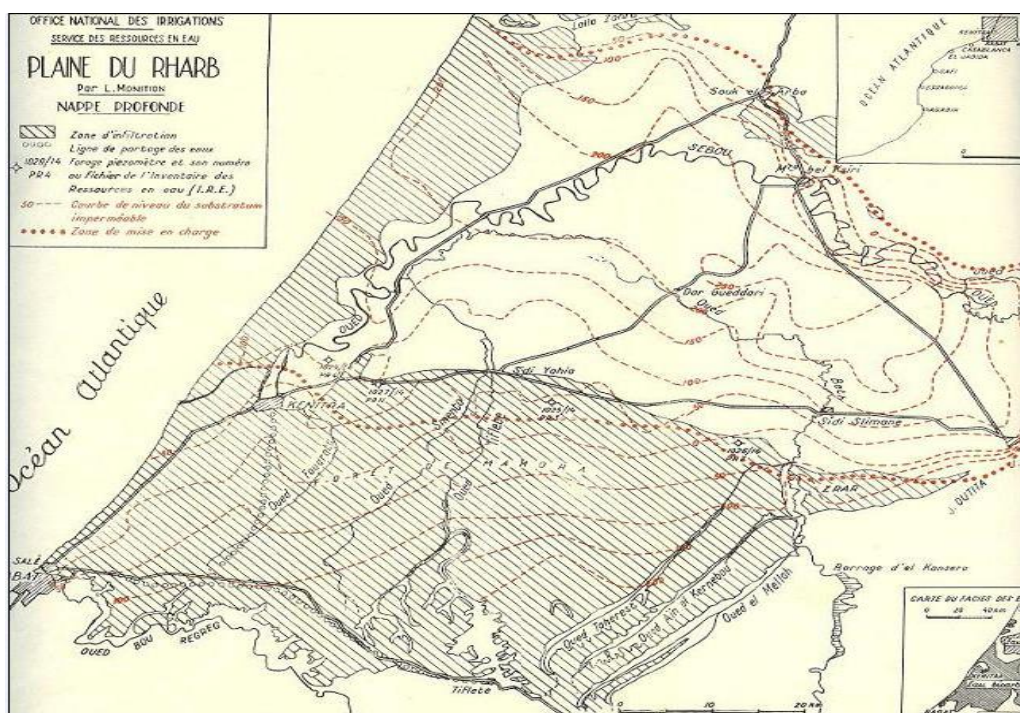


Figure 3 : Carte hydrogéologique de la plaine du Gharb

3.4.5 Hydrologie

La ville de Sidi Allal El Bahraoui est traversée par des petits oueds tels que l'oued Oujlat au Sud et oued Smento au Nord.

La ville est située dans la limite entre les grands bassins hydrologiques du Maroc Sebbou et Bouregreg.

3.5 Principales infrastructures

3.5.1 Eau

La gestion du service de l'eau potable (Production et Distribution) dans la ville de Sidi Allal El Bahraoui est assurée par l'ONEE-Branche Eau depuis Octobre 1993.

Les besoins de pointe dans la ville sont de 1359.7 m³/j en 2014. Il est prévu que ces besoins atteignent 1801.5m³/j en 2020.

La capacité de production est de 1978.2 m³/j à partir du l'adduction de Dar Saka. Elle permet de satisfaire les besoins de la ville au-delà de 2020.

3.5.2 Assainissement

La ville de S.A.B est dotée d'un réseau d'assainissement mixte à savoir :

- L'unitaire : dans l'ancien centre de la ville.
- Le séparatif : dans les zones d'extension en cours d'équipement de la ville.

Le réseau d'assainissement existant dessert environ 82% de la population actuelle (2015).

Les eaux usées sont déversées dans Oued Oujlat situé au niveau de la rive droite de l'autoroute A2.

Le linéaire total du réseau actuel réalisé ou en cours d'exécution est de 147 km environ, les diamètres de ses collecteurs varient de 300 à 1200mm.

3.5.3 Transport et voirie

La ville est traversée par les routes suivantes :

- Autoroute entre Rabat et Fès ;
- Route Nationale n° 6 (reliant Casablanca et Oujda).
- Route Nationale n° 29 (allant vers Kenitra)
- Routes Communales n°2306.

Le tissu urbain de la ville se caractérise par l'existence des voies relativement larges, accessibles et carrossables. Elles s'articulent autour de l'axe principal de la route nationale N°6 et la route communale N°2306.

En général, les voies des lotissements existantes sont revêtues, les voies des anciens quartiers et des douars sont étroites, sinueuses et revêtues.

3.5.4 Energie électrique

L'alimentation et la distribution en énergie électrique de la ville sont assurées par l'ONEE (Branche électricité). Le réseau d'électricité couvre la totalité du territoire de la ville.

3.5.5 Assainissement Solide

L'assainissement solide de la ville de S.A.B est géré par une société privée contractuelle dans le cadre de la gestion déléguée adoptée par la commune. L'évacuation finale s'effectue à la décharge publique de la ville de Tiflet.

3.6 Activités économiques

Etant une petite ville périphérique non loin de la ville de Rabat, Sidi Allal El Bahraoui constitue un pôle d'attraction non négligeable pour les populations rurales avoisinantes, pour plusieurs raisons : emploi, logement, scolarisation et l'amélioration des conditions de vie.

Comme tout espace urbain en cours d'évolution, la ville de Sidi Allal El Bahraoui présente un lieu d'implantation et de développement d'activités économiques diversifiées. L'agriculture basée sur les céréales ainsi que l'élevage, est la principale source de revenus pour plusieurs ménages.

Le secteur industriel se limite à quelques activités industrielles (ferrailleurs, carrossiers, plombiers, menuisiers...), une usine de réfrigération des fruits et légumes et une petite usine de production des tapis.

L'activité économique au niveau de la ville de S.A.B est dominée par les services de commerce, de l'agriculture et le secteur des BTP. Les taux par activité sont donnés dans le tableau 3.

Tableau 3 : Taux d'activité au niveau de la ville de S.A.B

Type d'Activité	Taux en pourcentage
BTP	3,4%
Industrie et artisanat	1,7%
Minerais	0,1%
Commerce	6,2%
Transport	1,4%
Les services	3,5%
Administrations publiques	2,0%
Autres activités	0,1%

3.7 Equipements urbains

3.7.1 Administrations

La ville Sidi Allal El Bahraoui est le chef-lieu des communes territoriales Ait Malek et Shoul, il abrite les équipements administratifs suivants :

- Siège du cercle Sidi Allal El Bahraoui,
- Siège de la Caïdat,
- Bureau de poste,
- Brigade territoriale de la gendarmerie Royale,
- Caserne Militaires,
- Centre des travaux agricoles,
- Bureau de l'ONEE-Branche électricité,
- Service de l'élevage,
- Direction provinciale des eaux et forêts,
- Unité de protection civile.
- Maison de culture.

3.7.2 Enseignement

Les établissements scolaires de la ville de S.A.B se limitent à deux écoles primaires, un collège et un lycée.

La ville est dotée d'un centre de formation et qualification professionnelle, elle dispose également de quelques écoles coraniques et plus de trois crèches.

3.7.3 Santé

L'infrastructure sanitaire publique de S.A.B se limite à un centre de santé communal.

3.7.4 Equipements socio-culturels et sportifs

La ville de S.A.B dispose d'une maison culturelle, une maison des jeunes, un foyer féminin et un terrain de sport de taille moyenne.

3.7.5 Autres équipements

La ville est dotée d'un souk hebdomadaire qui se tient tous les dimanches et un abattoir.

Conclusion

L'état déplorable du système d'assainissement et les différents enjeux environnementaux de cette ville, nécessitent une intervention immédiate. De ce fait, nous allons détailler davantage les sources de ces problèmes et proposer des solutions convenables.

Chapitre II

Lot 1 : Réseau d'assainissement

Ce chapitre a pour finalité le choix du système d'assainissement adéquat, ainsi que le dimensionnement du réseau en zones d'extension, et la vérification du réseau existant. Il présente aussi les solutions adoptées aux différents problèmes identifiés.

Sommaire

1. Généralités sur le réseau d'assainissement
2. Etude d'assainissement de la ville de S.A.B

Introduction

Ce chapitre présente notre travail axé sur l'actualisation du schéma directeur d'assainissement de la ville, le dimensionnement des ouvrages annexes (les déversoirs d'orage et les stations de pompes) et l'estimation des coûts relatifs au lot assainissement.

Cependant, avant d'entamer le dimensionnement du réseau, il est nécessaire d'élaborer une fiche besoin contenant des prévisions basées sur des statistiques, concernant l'évolution démographique, la consommation en eau potable et les débits des eaux usées.

1. Généralités sur le réseau d'assainissement

1.1 Choix du système de collecte des eaux usées et pluviales

La collecte des eaux pluviales et des eaux usées, peut s'effectuer par l'un des trois systèmes types de collecte : l'unitaire, le séparatif ou le pseudo-séparatif.

1.1.1 Système unitaire

Le système unitaire effectue une collecte conjointe des eaux usées et des eaux pluviales. Il les achemine par un ouvrage unique vers le milieu récepteur (ou système de traitement). Sur ce type de réseau, des ouvrages de délestage (déversoirs d'orage) sont régulièrement positionnés afin d'évacuer une partie des débits en période d'orage.

Le système unitaire est le prédominant au Maroc, il correspond à la conception classique d'assainissement : l'évacuation des eaux usées et pluviales se fait par une seule canalisation.

Le tableau 4 récapitule les avantages et les inconvénients de ce système.

Tableau 4 : Avantages et inconvénients du système unitaire

Système unitaire	Avantages	Inconvénients
Coût d'investissement	Plus faible que celui d'un réseau séparatif, si celui-ci est enterré (EU et EP).	Plus élevé dans le cas de d'un réseau enterré et l'autre (EP) superficiel
Exploitation	Meilleure accessibilité, Linéaire à entretenir inférieur.	Exige une très bonne qualité de pose et d'entretien, pour éviter les dépôts, et donc les stagnations au temps sec.
Epuration	Possibilité de traitement d'une fraction des eaux pluviales (cas des faibles pluies).	Apport d'eaux pluviales parasites, au niveau du traitement.
Milieu récepteur		Rejet d'eaux mixtes par les déversoirs d'orage.

1.1.2 Système séparatif

Le système séparatif est constitué de deux ouvrages en parallèle ; l'un acheminant les eaux usées et l'autre véhiculant les eaux pluviales. Le système des eaux usées est enterré, tandis que le système des eaux pluviales peut être enterré ou superficiel.

Le tableau 5 récapitule les avantages et les inconvénients de ce système.

Tableau 5 : Avantages et inconvénients du système séparatif

Système séparatif	Avantages	Inconvénients
Coût d'investissement	Pouvant être inférieur au coût d'un réseau unitaire, en cas d'évacuation superficielle des eaux pluviales.	Plus élevé que celui d'un réseau unitaire, en cas de double réseau enterré.
Exploitation	Absence d'intrusion de sédiment dans le réseau Eaux usées, provenant des eaux pluviales.	Plus complexe et le coût plus élevé dans le cas d'un double réseau enterré (double linéaire). Risques d'erreurs de branchement.
Epuration	Dimensionnement optimisé.	
Milieu récepteur	Meilleure maîtrise des rejets (épurés ou non) au temps sec.	Aucun traitement des faibles pluies.

1.1.3 Système pseudo-séparatif

Un système d'assainissement pseudo-séparatif est un système comportant :

- Un réseau pour les eaux usées et les eaux pluviales, provenant des toitures, terrasses, jardins, et cours des habitations ;
- Un réseau de canalisations, de fossés et/ou de caniveaux pour les eaux de ruissellement de surface (surface des voiries).

Le tableau 6 récapitule les avantages et les inconvénients de ce système.

Tableau 6 : Avantages et inconvénients du système pseudo-séparatif

Système pseudo séparatif	Avantages	Inconvénients
Coût d'investissement	Pouvant être inférieur au coût d'un réseau unitaire, en cas d'évacuation superficielle des eaux pluviales. Nombre de branchements inférieurs au système unitaire, ou séparatif à double réseau enterré.	Pouvant être supérieur au coût d'un système séparatif, avec évacuation superficielle des eaux pluviales.
Exploitation	Meilleure accessibilité.	Plus lourde que pour un réseau unitaire. Risques d'erreurs de branchement.
Epuration	Possibilité de traitement d'une fraction des eaux pluviales (cas des petites pluies).	Apport d'eaux pluviales parasites au niveau du traitement.
Milieu récepteur		Rejet sans traitement des eaux de voiries.

1.2 Caractéristiques techniques et mise en œuvre des ouvrages

1.2.1 Implantation des ouvrages annexes

Les regards de visite doivent être implantés dans les singularités suivantes :

- Changement de direction ou de la pente de collecteurs ;
- Changement de diamètre de collecteurs ;
- Changement de côte radié de collecteurs ;
- Intersection de collecteurs ;
- En alignement droit, la distance maximale entre les regards de visite est généralement d'environ 50 m.
- Les regards de visite à avaloir ou à grille doivent être implantés à tous les points bas et carrefours.
- Les regards de visite doubles doivent être réalisés en cas où les hauteurs de chute dépassent 0,80 m

1.2.2 Calage des collecteurs

- Afin de permettre le croisement avec les canalisations d'eau potable, la couverture minimale est de 1m au-dessus de la génératrice supérieure extérieure de la canalisation d'assainissement.
- Afin d'éviter les risques de cisaillement en cas de croisement des conduites, la distance minimale entre les extrados des canalisations est de 0,30 m.
- La distance verticale entre les fonds de fouille des collecteurs des eaux usées et des eaux pluviales est de 0,80m.
- Afin d'éviter les points de perturbation hydraulique qui ralentissent l'écoulement, l'angle de raccordement de deux collecteurs doit être inférieur à 60 °. Pour les conduites de diamètre inférieur ou égal à 600 mm, le raccordement à 90 ° est toléré.

1.2.3 Matériaux et séries utilisés pour les conduites

Les matériaux utilisés pour les conduites sont :

- CAO (Centrifuge Armé Ordinaire), séries 90A et 135A ;
- PEHD (Polyéthylène à haute densité) ;
- PVC (Polychlorure de Vinyle non plastifié)

1.3 Etapes de conception et de dimensionnement d'un réseau d'assainissement

En général, la conception d'un réseau d'assainissement passe par les étapes suivantes :

- Etablissement de la vue en plan du réseau, c'est-à-dire le tracé en plan des collecteurs et des regards ainsi que les boîtes de branchement ;
- Délimitation des bassins versants élémentaires, cette étape consiste à subdiviser le plan en sous bassins élémentaires de l'amont vers l'aval hydrauliquement parlant ;
- Appliquer une méthode de calcul pour déterminer les débits élémentaires de chaque bassin puis établir les assemblages des bassins élémentaires ;
- Faire le montage des profils en long afin de fixer les pentes des conduites ;
- Dimensionner les collecteurs et vérifier si le réseau fonctionne bien ;
- Avant métrés et détail estimatif du projet.

1.4 Calcul des débits

1.4.1 Calcul des débits des eaux pluviales

Nombreuses études ont été faites dans le but d'évaluer le débit des eaux pluviales et qui ont abouti à plusieurs méthodes et modèles, dont la plupart sont fondées sur la transformation de la pluie en débit, les plus utilisées sont :

- Méthode rationnelle
- Méthode superficielle ou modèle de Caquot

○ La méthode rationnelle

Cette méthode est fondée sur le concept du temps de concentration t_c du bassin versant en amont du point où s'effectue le calcul. Elle admet les trois hypothèses suivantes :

- Le débit de pointe ne peut être observé que si l'averse a une durée au moins égale au temps de concentration. A ce moment-là, en effet, la totalité du bassin contribue à la formation de la pointe du débit,
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale de l'averse déterminée avec un intervalle de temps égal au temps de concentration soit :

$$Im = a * t_c^{-b}$$

- Le débit de pointe a la même période de retour T que l'intensité Im qui le provoque. Ceci suppose le coefficient de ruissellement C soit constant.

Dans ces conditions, à l'exutoire d'un bassin versant de surface A , le débit de pointe Q_p s'écrit :

$$Q_p = K * C * Im * A$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe ou débit max à l'exutoire (m³/s)
- K : coefficient d'homogénéisation tenant compte des unités = 1/360
- C : coefficient de ruissellement

○ La méthode superficielle de Caquot

La formule générale de la méthode de Caquot est de la forme :

$$Q_p = K.C^u.I^v.A^w.m$$

Avec :

- Qp : Débit d'eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans en m³/s ;
- I : Pente du bassin versant en m/m;
- A : Superficie du bassin versant en ha;
- C : Coefficient de ruissellement
- L : Longueur du plus long cheminement hydraulique en hm.
- m : Coefficient d'allongement du bassin

Les divers paramètres sont des fonctions de a (F) et (ou) de b (F) qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation de MONTANA.

$$i(t, F) = a(F) * t^{b(F)}$$

Où i (t,F) est l'intensité maximale de la pluie de durée t, de fréquence de dépassement F; i est exprimé en mm/min et t en minutes est compris entre 5 et 120 min.

$$K = \left[\frac{(a.(0,5)^b}{6,6} \right]^{\frac{1}{1+0,287b}} \quad u = \frac{1}{1+0,287b} \quad v = \frac{-0,41b}{1+0,287b} \quad w = \frac{0,95 + 0,507b}{1 + 0,287b}$$

La formule de Caquot est valable pour :

- La surface totale inférieure ou égale à 200 ha.
- La pente est comprise entre 0.002 et 0.5 (0.2% < I < 5%).
- Le coefficient de ruissellement est compris entre 0.2 et 1 (0.2 ≤ C ≤ 1).
- Le coefficient d'allongement M > 0.8

➤ Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement représente le taux d'imperméabilisation, il est donné par cette

formule : $C = \frac{A_{imp}}{A}$

Avec :

A_{imp} : surface de la partie imperméable

A : surface totale du bassin versant.

En pratique, celui-ci est déterminé sur la base du type d'occupation du sol défini dans le plan d'aménagement, il est présenté dans le tableau 7.

Tableau 7 : Coefficient de ruissellement par type de zone

Type de zone	Coefficient de ruissellement
Zone Habitat dense	0,8 à 0,9
Zone habitat Economique	0,6 à 0,80
Zone Immeuble	0,6 à 0,75
Zone villas	0,3 à 0,4
Industriel	0,5 à 0,80
Voirie	0,90

Remarque

Si le bassin versant est composé de plusieurs surfaces, il faut calculer le coefficient de ruissellement moyen pondéré (*C_{moy}*).

➤ Paramètres pondérés

Le modèle de CAQUOT est très global et ne peut approcher la réalité que si les bassins versants présentent des pentes et coefficients de ruissellement de distribution spatiale homogènes.

Afin de prendre en compte les hétérogénéités naturelles de ces variables, des formules d'équivalence ont été définies pour leur calcul. Elles sont données sur des associations de bassins en série et en parallèle.

- **Le coefficient de ruissellement pondéré**

$$C = \frac{\sum C_k A_k}{\sum A_k}$$

Avec :

A_k = Superficie des bassins ;

C_k = Coefficient de ruissellement des bassins correspondants.

- **Pentes équivalentes**

Tableau 8 : Formules d'assemblage des pentes

Assemblage en série	Assemblage en parallèle
$I = \left[\frac{\sum L_k}{\sum \frac{L_k}{\sqrt{I_k}}} \right]^2$	$I_p = \frac{\sum I_k Q_k}{\sum Q_k}$

Avec :

Q_k = Débit généré par le bassin k ;

L_k = Allongement du bassin ;

I_k = Pente correspondante.

- **Coefficient d'allongement équivalent**

Tableau 9 : Formules d'assemblage du coefficient d'allongement

Assemblage en série	Assemblage en parallèle
$m = \left(\frac{2\sqrt{\sum A}}{\sum L} \right)^{\frac{-0.84b}{1+0.287b}}$	$m = \left(\frac{2\sqrt{\sum A}}{L(Q \text{ max})} \right)^{\frac{-0.84b}{1+0.287b}}$

L'allongement considéré est celui correspondant au bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel.

Remarque

Lors de l'assemblage des bassins versants en parallèle, le débit résultant doit être dans les limites suivantes :

$$Q_{\text{max}} \leq Q_{\text{p résultant}} \leq \Sigma Q$$

Avec :

ΣQ : La somme des débits

Q_{max} : Le débit maximal

➤ **Allongement des bassins versants**

$$M = \frac{L}{\sqrt{\Sigma A i}}$$

Avec :

L : hectomètre de plus long cheminement.

A_i : surface du BVi en hectare.

1.4.2 Calcul des débits des eaux usées

Les débits d'eaux usées sont calculés à partir de la consommation journalière d'eau potable affectée d'un taux de retour à l'égout.

Le taux de rejet (taux de retour à l'égout) est pris égal à 0,8 à l'horizon d'étude.

➤ Production des eaux usées

$$Q_{m,EU} = \frac{D * N * Tr}{86400}$$

Avec :

D : dotation journalière (consommation journalière) estimée en l/Hab /j.

N : nombre d'habitants

Tr : coefficient de rejet

➤ Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier des eaux usées $Q_{m,j}$ se compose des eaux usées proprement dites $Q_{m,EU}$ et des eaux parasites ou d'infiltration Q_{EI} . En estimant ces dernières à 10% du $Q_{m,EU}$ le débit moyen journalier se calcule ainsi :

$$Q_{m,j} = Q_{m,EU} + Q_{EI}$$

➤ Débit de pointe journalière

Le coefficient de pointe journalière correspond au rapport du volume d'eau des 10 journées les plus chargées au volume journalier moyen, on adoptera une valeur de $C_{pj} = 1.3$

$$Q_{p,j} = 1.3 * Q_{m,j}$$

➤ Débit de pointe horaire

Le coefficient de pointe horaire est donné par la formule :

$$C_{ph} = A + \frac{B}{\sqrt{Q_{pj}}}$$

Les valeurs adoptées généralement pour A et B sont respectivement 1,5 et 2,5.

$$Q_{ph} = \left(1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{pj}}} \right) * Q_{pj}$$

1.5 Dimensionnement des canalisations

Les réseaux d'assainissement sont en général à écoulement à surface libre (écoulement gravitaire). Le calcul hydraulique est basé sur l'application des formules suivantes :

1.5.1 Formule de base

$$Q = V.S$$

Avec : Q = débit évacuer en (m³/s)

V = vitesse moyenne d'écoulement en (m/s)

S = section transversale occupée par l'eau en (m²)

1.5.2 Formule de CHEZY

$$V = C \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

Avec :

R = rayon hydraulique en (m)

I = ligne d'énergie ou pente du collecteur, en (m/m) si le régime d'écoulement est uniforme (Q , S , V sont constants)

C = coefficient donné par :

1.5.3 Formule de BAZIN

$$C = \frac{87\sqrt{R}}{\gamma + \sqrt{R}}$$

Avec $0.06 \leq \gamma \leq 1.75$ (γ varie avec le matériau et la nature de l'effluent 0.06 pour une paroi lisse et 1,75 pour canal en terre avec au fond en galet)

1.5.4 Formule de Manning-Strickler

$$C = k \cdot R^{1/6} = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \quad \text{d'où} \quad V = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6} \cdot \sqrt{R \cdot I} = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \text{Avec } 15 \leq \frac{1}{n} \leq 100$$

n = coefficient de Manning-Strickler, varie entre **1/15** (matériau en gros blocs) et **1/100** (matériau avec paroi lisse).

1.5.5 Conduite eau pluviale : (système unitaire ou séparatif)

Pour le dimensionnement d'un collecteur des eaux pluviales, on utilise la formule suivante :

$$V = 60 \cdot R^{3/4} \cdot I^{1/2}, \text{ soit pour } \gamma = 0,46 \rightarrow C \approx 60 \cdot R^{1/4} \text{ (coef de Chézy)}$$

Remarque

Dans le guide des lotisseurs (lot : Assainissement), la régie REDAL de Rabat adopte la formule de Manning-Strickler suivante :

$$Q = k_s \cdot S \cdot R_h^\alpha \cdot I^{1/2}$$

Avec : Q = débit transité par la canalisation en (m³/s)

S = section mouillée à pleine section en (m²)

Rh = rayon hydraulique à pleine section (= D/4) pour une section circulaire) en (m).

I = pente motrice = pente de la canalisation pour écoulement à surface libre en (m/m).

KS = coefficient de Manning-Strickler = F (rugosité du matériau).

Pour les eaux usées : **KS = 70 et $\alpha = 2/3$**

Pour les eaux pluviales : **Ks = 60 et $\alpha = 3/4$**

1.5.5.1 Diamètre minimal : (section circulaire)

Le diamètre minimal adopté pour les collecteurs est 400mm (*Guide Redal*)

1.5.5.2 Diamètre calculé

On détermine le diamètre de telle sorte que la conduite laisse passer le débit maximal lorsqu'il coule à pleine section. En réalité, le débit maximum est enregistré au 8/10 de la hauteur de remplissage de la section circulaire et 9/10 pour une section ovoïde ; on admet que le débit varie peu au-delà de cette hauteur

A plein section circulaire, l'ITFn°77 donne pour la formule de Manning-Strickler :

$$Q_{PS} = \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \cdot 60 \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{3/4} \cdot I^{1/2} \leftrightarrow D = \left(\frac{Q_{PS}}{16,65 \cdot I^{1/2}} \right)^{4/11}$$

On prend le diamètre commercialisé immédiatement supérieur (DN400, DN450, DN500, DN600, DN800, DN1000, DN1200, etc...)

1.5.5.3 Conditions d'autocurage pour le réseau pluvial

➤ Vitesse minimale

D'après l'ITF n°77, le réseau pluvial (SS) ou (SU) doit être autocureur, c'est-à-dire que le débit des eaux pluviales et le débit des eaux usées doivent empêcher, respectivement, les dépôts des sables et des vases fermentescibles formant des gaz nauséabonds, toxiques et explosifs.

L'autocurage est vérifié si les conditions suivantes sont respectées :

$$V_{ps} \geq 1m/s$$

$$V_{minimale} \geq 0,60m/s \quad \text{pour} \quad Q = \frac{1}{10} \cdot Q_{PS}$$

$$V_{minimale} \geq 0,30m/s \quad \text{pour} \quad Q = \frac{1}{100} \cdot Q_{PS}$$

Si ces conditions ne sont pas satisfaites, il faudra changer le diamètre et/ou la pente.

➤ Vitesse maximale

La vitesse d'écoulement ne doit pas dépasser la limite de 4 m/s pour :

- Eviter la dégradation des joints et l'érosion des tuyaux.
- Assurer la sécurité du personnel pendant l'entretien du réseau.
- Eviter la mise en charge au niveau des regards (débordements vers l'extérieur).

1.5.6 Conduite eau usée : (système séparatif)

Pour le dimensionnement d'un collecteur des eaux usées, on utilise la formule suivante figurant dans l'ITFn°77 :

$$V = 70 \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}, \text{ soit } \gamma = 0,25 \text{ dans la formule de Bazin}$$

1.5.6.1 Diamètre minimal : (section circulaire)

Pour éviter des colmatages fréquents on impose un diamètre minimal de 300mm.

1.5.6.2 Diamètre calculé

De la formule précédente et à plein section, on obtient le diamètre D et on prend le diamètre commercialisé immédiatement supérieur :

$$Q_{PS} = \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \cdot 70 \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \cdot I^{1/2} \leftrightarrow D = \left(\frac{Q_{PS}}{21,81 \cdot I^{1/2}} \right)^{3/8}$$

1.5.6.3 Conditions d'auto-curage pour le réseau des eaux usées

D'après l'ITF n°77, 3 conditions sont à vérifier à la fois :

$$V_{PS} \text{ ou } V_{1/2.PS} > 0,70 \text{ m/s}$$

$$V_{minimale} \geq 0,60 \text{ m/s pour } Q = \frac{1}{10} \cdot Q_{PS}$$

$$V_{minimale} \geq 0,30 \text{ m/s pour } Q = \frac{1}{100} \cdot Q_{PS}$$

Approche de vérification :

Pour une conduite circulaire de diamètre D partiellement remplie :

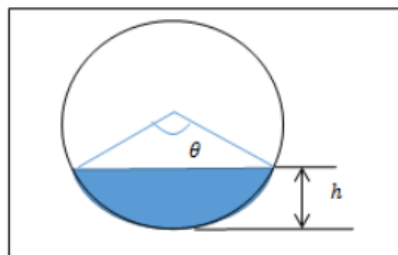


Figure 4 : Remplissage d'une conduite circulaire

On a les relations suivantes :

- Surface mouillée $S = \frac{D^2}{8} * (\theta - \sin(\theta))$
- Périmètre mouillé $P = D * \frac{\theta}{2}$
- Rayon hydraulique $Rh = \frac{S}{P} = \frac{D}{4} * \left(\frac{\theta - \sin(\theta)}{\theta}\right)$

Avec : $\theta = 2 * \text{Arcos}(1 - 2 * rH)$ tel que $rH = \frac{h}{D}$

On calcule après rQ, rV et rV : le rapport du débit, de la vitesse et de la hauteur respectivement, sachant que :

$$rQ = \text{Débit} \frac{\text{calculé}}{\text{Débit pleine section}} = \frac{Q}{Q_{ps}}$$

$$rV = \text{vitesse de} \frac{\text{l'écoulement}}{\text{Vitesse pleine section}} = \frac{V}{V_{ps}}$$

Avec :

$$V : \text{vitesse d'écoulement } V = 60 * Rh^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q : \text{débit dans la conduite } Q = V * S$$

$$Rh_{ps} : \text{Rayon hydraulique à pleine section } Rh_{ps} = \frac{D}{4}$$

$$S_{ps} : \text{Surface pleine section : } S_{ps} = \pi * \frac{D^2}{4}$$

$$\text{Donc : } rQ = \frac{Rh^{\frac{2}{3}} * S}{Rh_{ps}^{\frac{2}{3}} * S_{ps}}$$

$$\text{Avec simplification, on trouve : } rQ = \left(\theta - \frac{\sin(\theta)}{\frac{\theta}{2}}\right) \frac{5}{2\pi * \theta^{\frac{5}{3}}}$$

$$\text{Finalement, on obtient : } rQ = \frac{2 * \text{arcos}(1 - 2 * rH) - \sin(2 * \text{arcos}(1 - 2 * rH))^{\frac{5}{3}}}{2 * \pi * (2 * \text{arcos}(1 - 2 * rH))^{\frac{5}{3}}}$$

$$\text{De même pour rV : } rV = \frac{Rh^{\frac{2}{3}}}{Rh_{ps}^{\frac{2}{3}}}$$

$$\text{Ainsi : } rV = \left(\frac{\theta - \sin(\theta)}{\theta}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\text{Finalement, on trouve : } rV = \left(\frac{2 * \text{arcos}(1 - 2 * rH) - \sin(2 * \text{arcos}(1 - 2 * rH))}{2 * \text{arcos}(1 - 2 * rH)}\right)^{\frac{2}{3}}$$

Ce qui nous permet d'obtenir l'abaque donnée dans la figure 5.

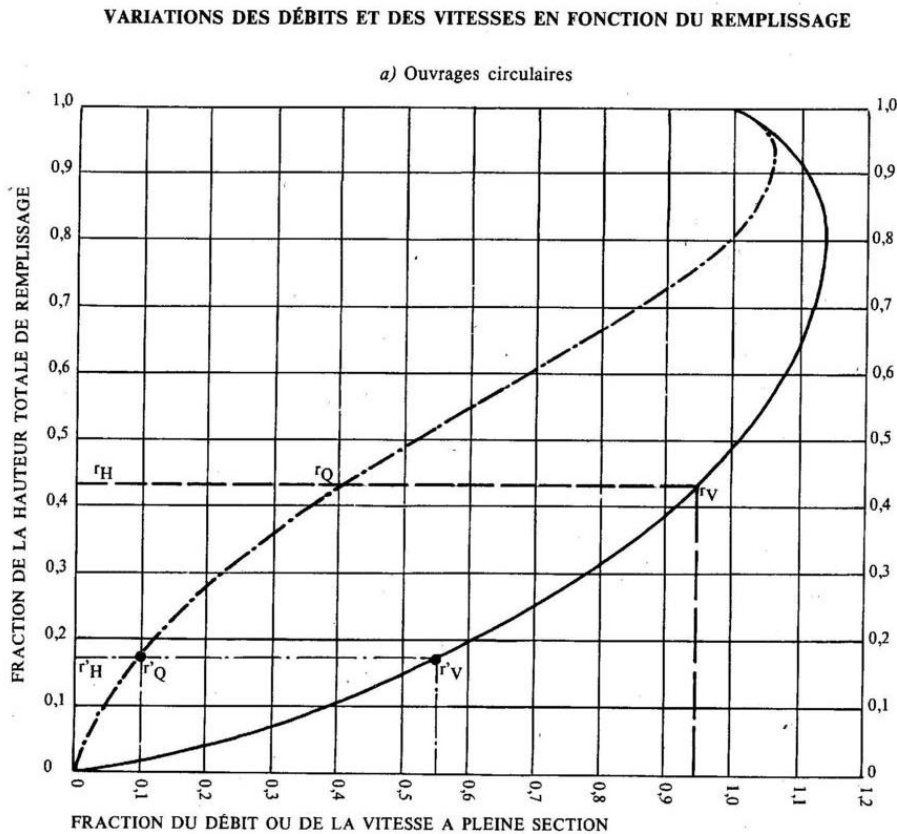


Figure 5 : Variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage

Remarque

Si on ne dispose pas d'abaque ou de table, on peut déterminer, par calcul, les rapports r_H et r_V en fonction du rapport r_Q :

$$r_H = -0,0000961 + 2,4562 \cdot r_Q - 7,9119(r_Q)^2 + 16,823(r_Q)^3 - 17,027(r_Q)^4 + 6,4749(r_Q)^5$$

$$r_V = 0,000103 + 6,9016 \cdot r_Q - 21,354(r_Q)^2 + 33,859(r_Q)^3 - 25,42(r_Q)^4 + 7,115(r_Q)^5$$

1.6 Déversoir d'orage

1.6.1 Définition

Un déversoir d'orage est composé principalement d'une chambre de partage, dimensionnée hydrauliquement et muni de seuil déversant permettant d'intercepter les eaux usées diluées et de délester les eaux pluviales vers le milieu récepteur.

1.6.2 Rôle

C'est un dispositif qui permet d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur, et d'intercepter le débit des eaux usées diluées vers le réseau utilisé en réseau unitaire ou pseudo-séparatif. Sa fonction essentielle est donc de soulager le réseau aval d'une

certaine quantité des eaux pluviales ; ce qui permet d'éviter les surcharges hydrauliques, et de réduire les dimensions du réseau aval.

1.6.3 Critères de dimensionnement

Le déversoir d'orage doit être dimensionné pour intercepter le maximum entre le débit de pointe des eaux usées et le débit des eaux usées diluées.

La valeur de dilution de l'effluent que le milieu récepteur est susceptible d'accepter sans conséquence grave pour son équilibre est égale à 1.5 à 3 fois le débit moyen des eaux usées.

Le type de déversoir est choisi en tenant compte de l'orientation du réseau par rapport au milieu récepteur et des conditions hydrauliques de fonctionnement.

1.6.4 Formules de calcul

▪ Déversoir d'orage latéral

La longueur du seuil déversant est déterminée par la formule d'Engels :

$$L = \left(\frac{Q}{\frac{2}{3} * \mu * (2 * g)^{0.5} * h^{1.67}} \right)^{\frac{1}{0.83}}$$

Avec :

h : charge en mètre ($0,08 \text{ m} < H < 0,7 \text{ m}$)

L : largeur de la lame déversante en mètre ($L > 4 H$)

▪ Déversoir d'orage à double seuil latéral

Ce type de déversoir est adopté en cas de forte pente ou en présence d'une chute dans le collecteur.

▪ Déversoir d'orage frontal

La longueur du seuil déversant est déterminée par la formule de Bazin :

$$L = \frac{Q}{\mu * H * (2gH)^{0.5}} \geq 4H$$

Avec $0,08\text{m} \leq H \leq 0,7\text{m}$

$$\mu = 0.45 + \frac{0.003}{H} * \left(1 + 0.55 * \left(\frac{H}{H + Z} \right)^2 \right)$$

▪ Déversoir d'orage à orifice

En mode noyé, la section de l'orifice est déterminée par :

$$S = \frac{Q}{m * 2gh^{0.5}}$$

En mode dénoyé, la largeur de l'ouverture est :

$$L = \frac{Q}{m * e * \left(\frac{2gh}{1 + m * \frac{e}{h}} \right)^{0.5}}$$

Avec : S : section de l'orifice

m : 0,9 pour l'ouverture libre et 0,8 pour l'ouverture canalisé

h : la charge en la surface libre du plan d'eau à l'amont et le centre de l'orifice en mode dénoyée et le plan d'eau à l'Aval en mode noyé.

Mode dénoyé :

m : coefficient de débit : 0,6 à 0,7.

e : levé de la vanne (m).

L : Largeur de l'ouverture.

h : profondeur amont au fond.

1.7 Postes de relèvement ou de refoulement

Leur rôle consiste à élever les eaux d'un niveau à un autre. Pour les postes de relèvement, il s'agit de relever les eaux à faible hauteur. Quant aux postes de refoulement, ils correspondent à forcer le transport des effluents d'un point à un autre sur des grandes distances.

1.7.1 Bâche d'aspiration

La capacité de la bâche d'aspiration doit être le plus économique possible afin de limiter le coût du génie civil. Cependant, elle doit être suffisante pour éviter des démarrages trop fréquents des groupes.

Il est souhaitable que la fréquence soit comprise entre 8 et 12 démarrages par heure afin d'éviter l'échauffement et l'usure prématurée du matériel, la période séparant deux mises sous tension successive des pompes est estimée entre 5 et 7.5 min.

Cas d'une seule pompe :

Le volume total de la bête est calculé par la formule suivante :

$$Vu = Q * \frac{T}{4}$$

Avec : Q = débit de refoulement (m3/s)

T = temps minimum entre deux démarrages successifs.

$$T = \frac{3600}{Z}$$

Z = nombre de démarrages par heure

Cas de plusieurs pompes identiques :

Le volume utile est :

$$V = \frac{Q * T}{4 * n}$$

Avec : n = nombre de pompes fonctionnant simultanément en parallèle.

1.7.2 Hauteur manométrique totale

Elle correspond à la hauteur géométrique et les pertes de charges totales (linéaires et singulières).

$$HMT = H_{géo} + PDC$$

Avec : $H_{géo} = \Delta H$ = cote d'arrivée - cote moyenne départ

$$\sum PDC = \text{Perte de charge totale} = PDC(\text{linéaire}) + \sum Ki * \frac{v^2}{2 * g}$$

Avec :

V : vitesse dans la conduite (m.s⁻¹) ;

g : constante gravitationnelle

pdc_s = perte charge singulière (coude, clapet, vanne) caractérisé par k_i (0,5-1,5)

Les pertes de charge linéaires s'expriment par :

$$PDC(\text{linéaire}) = J * L$$

Où : L est la longueur de la conduite

J se calcule par (formule de Colebrook) :

$$J = \frac{\lambda}{D} * \frac{v^2}{2 * g}$$

Avec :

D : diamètre de canalisation en m,

V : vitesse du fluide en m/s,

λ : coefficient de perte de charge fonction du Reynolds et de la rugosité relative k/D pouvant être estimée par :

$$\lambda = \frac{0.25}{\log\left(\frac{k}{3.7 * D} + \frac{5.74}{Re^{0.9}}\right)^2}$$

k est fonction de nature du matériau de la canalisation.

2 Réseau d'assainissement de la ville de Sidi Allal El Bahraoui

2.1 Etude démographique

En se basant sur les statistiques de recensements RGPH (recensement général de la population et d'habitats) établis par le haut-commissariat au plan, des années 1994, 2004 et 2014, on a pu estimer la population à l'horizon d'étude (2035 Première tranche) en utilisant la méthode rationnelle :

$$P_n = P_o * (1 + T)^n$$

Avec : P_n : population à la date n

P_o : population à la date 0

T : taux d'évolution de la population entre la date 0 et n

Tableau 10 : Evolution de la population de S.A.B

	Statistiques			Prévisions				
Année	1994	2004	2014	2015	2020	2025	2030	2035
Population (hab)	6573	9884	15866	16628	21020	26195	31870	37852
Taux d'accroissement (%)	-	4,16	4,8	4,8	4,8	4,5	4	3,5

2.2 Etude des usages de l'eau

Ensuite, nous avons calculé les populations branchée et non branchée en utilisant le taux de branchement fournie par l'ONEE-branche EAU, les résultats sont illustrés sur le tableau 11.

Tableau 11 : Evolution du branchement de la population de S.A.B

	Statistiques			Prévisions				
Année	1994	2004	2014	2015	2020	2025	2030	2035
Taux de branchement (%)	-	80	98	98	98	98	98	98
Population branchée (hab)	-	7907	15549	16295	20600	25671	31233	37095
Population non branchée (hab)	-	1977	317	333	420	524	637	757

2.2.1 Calcul des consommations en eau potable

Cette analyse va permettre d'établir les caractéristiques de consommation d'eau potable et de rejet d'eaux usées pour la ville de Sidi Allal El Bahraoui.

Pour les projections futures des dotations par catégories d'usage de l'aire de l'étude, elles seront toutes prises constantes à partir de 2015, comme le montre le tableau 12.

Tableau 12 : Dotations en eau potable de la ville de S.A.B

	Statistiques		Prévisions				
Année	2004	2014	2015	2020	2025	2030	2035
Population branchée (l/j/hab)	62	75	75	75	75	75	75
Population non branchée (l/j/hab)	10	10	10	10	10	10	10
Administrative (l/j/hab)	9	9	9	9	9	9	9
Préférentiel (industrie) (l/j/hab)	3	3	3	3	3	3	3

Sur la base de ces données, ci-dessus, on a procédé au calcul des consommations en eau potable de la zone d'étude, qui sont récapitulées dans le tableau 13.

Tableau 13 : Consommations en eau potable de la ville de S.A.B

	Statistiques		Prévisions				
Année	2004	2014	2015	2020	2025	2030	2035
Population branchée (m3/j)	490,2	1166,2	1222,1	1545,3	1925,3	2342,5	2782,1
Population non branchée (m3/j)	19,8	3,2	3,3	4,2	5,2	6,4	7,6
Administrative (m3/j)	89	142,8	149,6	189,2	235,8	286,6	340,7
Préférentiel (industrie) (m3/j)	30	48	50	63	79	96	114
Consommation globale (m3/j)	628,6	1359,7	1425	1801,4	2244,9	2731,3	3243,9

La consommation globale nous a permis de calculer le net global défini comme suit :

$$\text{Net Global} = \text{Consommation Globale} / \text{Population}$$

Tableau 14 : Net global de la ville de S.A.B

	Statistiques		Prévisions				
Année	2004	2014	2015	2020	2025	2030	2035
Net global (l/j/hab)	63,6	85,7	85,7	85,7	85,7	85,7	85,7

2.2.2 Calcul du volume des rejets des eaux usées

Le calcul du volume des eaux usées est obtenu à partir de la consommation en eau potable, en appliquant le taux de raccordement au réseau d'assainissement, le taux de retour à l'égout et le taux des eaux parasites.

Les résultats de calcul sont présentés sur le tableau 15.

Tableau 15 : Rejets des eaux usées de la ville de S.A.B

	Statistiques		Prévisions				
Année	2004	2014	2015	2020	2025	2030	2035
Taux de raccordement au réseau (%)	60	90	90	95	95	98	98
Population raccordée à l'égout (hab)	5930	14279	14965	19969	24885	31223	37095
Taux de retour à l'égout (%)	80	80	80	80	80	80	80
Débit moyen des E.U (m3/j)	301,7	979	1026	1369,1	1706,1	2141,3	2543,2
Eaux parasites (10% du débit moyen) (l/s)	0,35	1,13	1,19	1,58	1,97	2,48	2,94
Débit moyen total des E.U (l/s)	3,8	12,5	13,1	17,4	21,7	27,3	32,4
Coefficient de pointe journalier	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
Coefficient de pointe horaire	2,64	2,13	2,12	2,04	1,98	1,93	1,89
Débit de pointe des E.U en Temps sec (l/s)	12	31,4	32,7	41,9	50,8	62 ,1	72,4
Débit total de pointe des E.U en temps sec (l/s)	12,3	32,6	33,9	43,5	52,8	64,6	75,4
Débit total de pointe des E.U en temps de pluie (l/s)	18,51	48,84	50,84	65,28	79,2	96,91	113,07

2.3 Etat des lieux du réseau des eaux usées

2.3.1 Réseau existant

La ville de Sidi Allal El Bahraoui est dotée d'un réseau d'assainissement mixte à savoir de type :

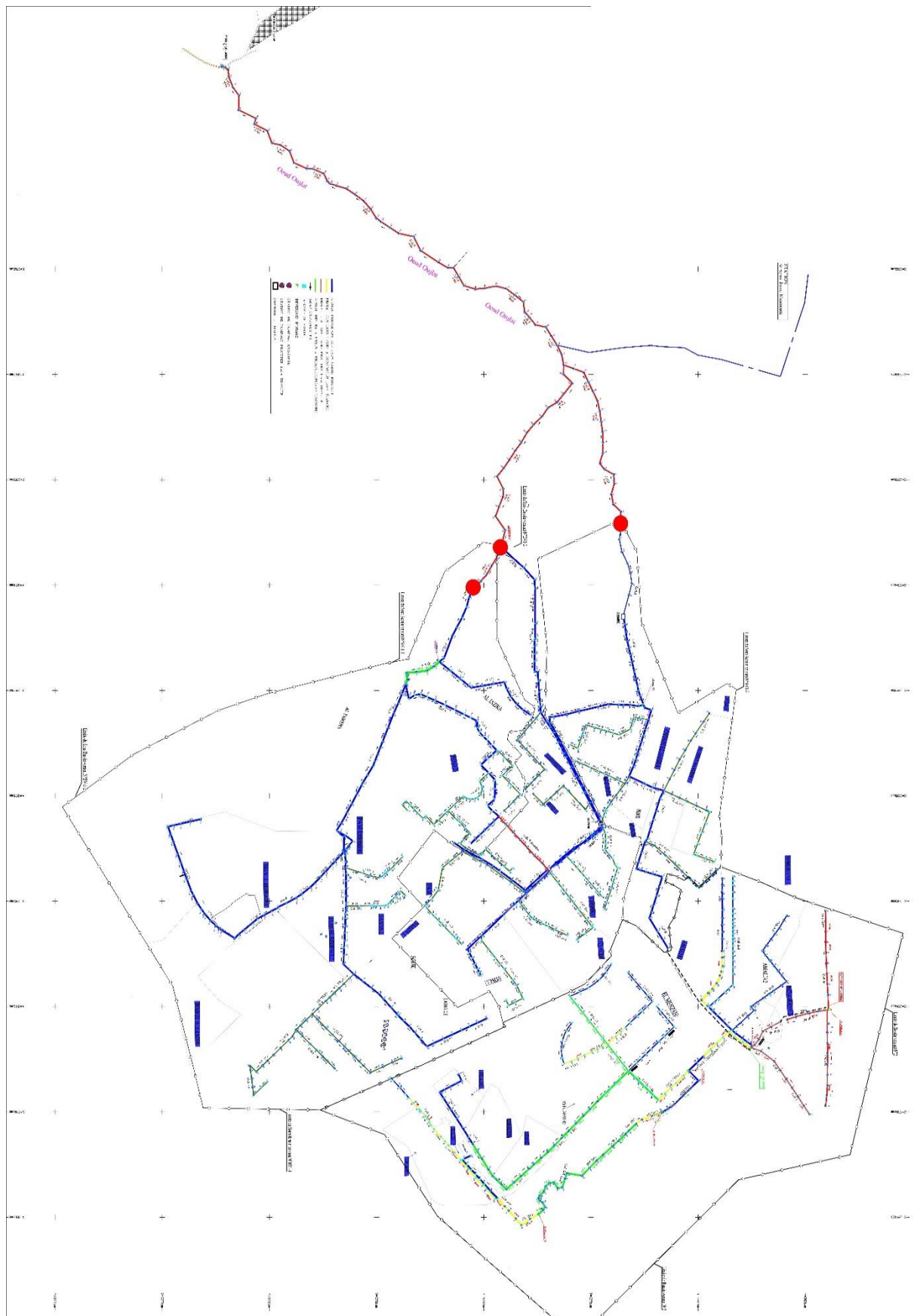
- L'unitaire dans l'ancien centre de la ville.
- Le séparatif dans les zones d'extension en cours d'équipement de la ville.

Le réseau d'assainissement existant dessert environ 82% de la population actuelle.

Les eaux usées issues des trois collecteurs principaux B, D et P sont déversées dans Oued Oujlat situé au niveau de la rive droite de l'autoroute A2.

Le linéaire total du réseau actuel réalisé ou en cours d'exécution est de 147 km environ, les diamètres de ses collecteurs varient de 300 à 1200 mm

Le plan du réseau est illustré sur la figure 6.



2.3.2 Problématique du bassin versant N°1

Un diagnostic a été fait en se rapprochant du service technique de la Commune Urbaine de Sidi Allal El Bahraoui et de l'ONEE-Branche Eau local, pour s'informer sur l'état de fonctionnement du réseau existant et les problèmes rencontrés par ce service lors de l'exploitation du réseau d'assainissement et faisant objet de réclamations concernant :

- Point d'inondation au niveau de la chambre de liaison au quartier BENNITE
- Etat déplorable des regards et des ouvrages annexes
- Existence de quelques fosses septiques

Cependant, selon le diagnostic des investigations, analyse critique et actualisation des données de base et mise à jour des plans du réseau existant réalisé dans l'APS, il a été montré qu'il n'existe pas de problème en ce qui concerne la capacité du réseau dans ce bassin.

Sur ce, une réhabilitation des différents ouvrages sera réalisée afin de régler le problème de colmatage des regards et l'élimination des fosses septiques existantes.

Pour le problème d'inondation au niveau de la chambre de liaison des collecteurs E et D, une solution sera mise en place : il s'agit d'une déviation du collecteur E avant sa convergence vers la chambre.

2.3.3 Problématique du bassin versant N°2

Le bassin versant N°2 représente 37 % de la superficie de la ville, il dispose actuellement d'un système d'assainissement séparatif. Cependant, ce système présente des erreurs au niveau des branchements, à savoir le raccordement des lotissements par une seule boîte de branchement.

Sur ce, il s'avère nécessaire de transformer ce système en pseudo-séparatif qui sera plus adapté à ces conditions, en vérifiant la capacité des collecteurs des eaux usées et les renforçant pour recevoir de plus les eaux pluviales provenant des terrasses.

Ce bassin est la zone d'extension nord non assainie de la ville. Il comporte une zone basse où il est nécessaire de concevoir une station de pompage avec un déversoir d'orage. Il est traversé par une chaâba qui sera utilisée pour le soulagement du collecteur principal ZIZ à l'aide de 4 déversoirs d'orage.

2.4 Réseau des eaux usées du bassin versant N°2

2.4.1 Tracé du réseau

La première étape du dimensionnement est l'établissement de la vue en plan du réseau dans les zones d'extension (voir Annexe A8).

2.4.2 Délimitation des bassins versants

Après avoir tracé le réseau, on a procédé par la délimitation des bassins versants en utilisant le logiciel AutoCAD tout en respectant des critères de base à savoir :

- Le sens de l'écoulement : de l'amont vers l'aval
- Les points topographiques : respecter les lignes de partage des eaux.
- La surface de chaque sous bassin : ne doit pas dépasser 5 ha.
- L'enchaînement des tronçons : en commençant du secondaire vers le principal

Le but est d'évaluer les débits dans chaque bassin pour dimensionner les ouvrages hydrauliques.

2.4.3 Calcul des débits

2.4.3.1 Spécificités du réseau du bassin versant 2

En vue de minimiser les pertes en termes des terrassements et des travaux de pose et de dépose, on a essayé de respecter le calage des conduites existantes, ainsi au niveau du collecteur ZIZ, situé au bas de pente du chaâba de l'ouest, qui a connu une déviation selon un nouveau tracé.

Tenant compte du système d'assainissement choisi dans ce bassin (pseudo-séparatif), on a opté pour le calcul des débits élémentaires ; le logiciel Covadis. Le débit résultant correspond à 100% des eaux pluviales, alors que le coefficient moyen d'occupation des sols dans le bassin représente 30%, donc on a pris ce pourcentage correspondant aux eaux pluviales issues des toitures qui sera rajouté au réseau des eaux usées.

2.4.3.2 Méthode de Caquot

On a calculé les débits des eaux pluviales par la méthode de Caquot définie au chapitre I réservée aux généralités. On va présenter ainsi les valeurs des paramètres qu'on a choisi pour notre projet.

▪ Période de retour

Pour les collecteurs principaux qui évacuent les ruissellements de grands bassins, il est recommandé d'adopter une période de retour de dimensionnement de 10 ans.

▪ Coefficients de Montana a et b

Les coefficients *a* et *b* sont fixés pour chaque région et période de retour donnée. Pour notre cas, on a :

Tableau 16 : Coefficients de Montana

a	b
6,04	-0,63

▪ Coefficients k, u, v et w

D'après les formules précitées au chapitre I réservé aux généralités, les coefficients obtenus sont présentés dans le tableau 17.

Tableau 17 : Coefficients de la formule de Caquot

k	u	v	w
1,529	0,315	1,221	0,77

▪ Formule de CAQUOT

La formule obtenue pour la région de Lgharb s'écrit comme suit :

$$Q = 1,529 * I^{0,315} * C^{1,221} * A^{0,770} * m$$

▪ Coefficient de ruissellement C

Le coefficient de ruissellement global d'un bassin peut être calculé à partir des coefficients pondérés par les surfaces de chaque type d'habitat. Ces calculs sont donnés par bassin versant.

On a procédé ainsi pour le calcul, le tableau 18 représente un exemple.

Tableau 18 : Coefficient de ruissellement de chaque bassin

Nom	Type d'habitat	A en ha	C
BV2-1	B2 et B3	1.87	0.73
BV2-2	B2	0.62	0.75
BV2-3	B2	1.97	0.75
BV2-4	B2	2.89	0.75
BV2-5	F	8.00	0.6
BV2-6	F	16.49	0.6

Avec :

B2 : Zone immeubles R+2

B3 : Zone immeubles R+3

F : Zone villas

(Voir le tableau complet en annexe A2)

▪ Coefficient d'allongement M et de correction m

Ces coefficients sont calculés pour chaque bassin versant selon les formules :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \text{ et } m = \left(4 * \frac{A}{L^2}\right)^t$$

Avec : $t = \frac{0.42*b}{1+0.287*b} = 0.323$

2.4.3.3 Résultat des calculs

Le calcul des débits élémentaires des bassins versants par la formule de Caquot est présenté dans le tableau 19.

Tableau 19 : débits élémentaires des bassins versants

Nom	A (ha)	C (%)	I (%)	L (m)	m	Q calc. (m³/s)	30% Q(EP)
BV 41/48	3,41	65	1,28	107,8	1,81	0,004	0,0012
BV48	3,6	65	1,3	108,1	1,81	1,115	0,3345
BV 42/47	5,91	75	1,2	212,6	1,71	1,793	0,5379
BV 44/46	4,43	47	1,54	196,7	1,63	0,841	0,2523
BV 45	6,15	66	0,43	243,4	1,58	1,064	0,3192
BV34	10,06	50	4,44	844,5	0,83	1,21	0,3630
BV 45/1	1,14	53	0,85	207,2	1,02	0,176	0,0528
BV 36	0,72	50	1,7	90,6	1,5	0,213	0,06
BV 32	21,48	50	1,12	652,8	1,25	2,122	0,64

(Voir les tableaux complets en annexes A2 et A3)

L'assemblage des bassins versants a été réalisé à l'aide de Covadis, le tableau 20 représente un exemple de calcul.

Tableau 20 : Assemblage des bassins versants

Nom	A (ha)	C (%)	I (%)	L (m)	Q (m³/s)	30% Q
BV 41/48	3.41	1	1.28	107.8	0.004	0.0012
S10 = (BV 41/48+BV48)	7.01	34	1.29	216	0.822	0.2466
S11 = (S10+BV 42/47)	12.92	53	1.24	428.6	1.756	0.5268
S12 = (S11+BV 44/46)	17.35	51	1.33	625.3	1.874	0.5622
S13 = (S12+BV 45)	23.5	55	0.9	868.8	2.046	0.6138
S16 = ((P15=(S13/S14)) + BV34)	35.42	53	1.7	1713.3	2.431	0.7293

(Voir les tableaux complets en annexes A2, A3, A4 et A5)

2.4.3.4 Débits des eaux usées

Le calcul des débits des eaux usées a été fait pour chaque sous bassin versant en utilisant les formules mentionnées dans le chapitre I réservé aux généralités.

On a pris en compte :

- Taux de retour à l'égout : 80 %
- Coefficient de pointe journalier : 1,3
- Eaux parasites : 10 %
- Dotation nette globale : 85,7 l/hab/j

On donne dans le tableau 21 un exemple de calcul.

Tableau 21 : Débits des eaux usées dans chaque bassin

N ° Des sous Bassin	Type d'habitat	Densité brute	Superficie	Population desservie 2035	Dotation nette globale	Consommation	Débit moyen E.U	Débit pointe journalière	Coeff. de pointe horaire	Débit eaux parasites	Débit de pointe à temps sec	Débit total (EU)
Unité	--	(hab/h a)	A (ha)	(hab)	(l/hab/ j)	(m3/j)	(l/s)	(l/s)	--	(l/s)	(l/s)	(l/s)
BV2-1	B2	200	1.87	374	85.70	32.1	0.30	0.39	3.00	0.03	1.16	1.188
BV2-2	B2	200	0.62	124	85.70	10.7	0.10	0.13	3.00	0.01	0.39	0.395
BV2-3	B2	200	1.97	395	85.70	33.8	0.31	0.41	3.00	0.03	1.22	1.252
BV2-4	B2	200	2.89	577	85.70	49.5	0.46	0.60	3.00	0.05	1.79	1.832
BV2-5	F	130	8.00	1041	85.70	89.2	0.83	1.07	3.00	0.08	3.22	3.302
BV2-6	F	130	16.49	2144	85.70	183.7	1.70	2.21	3.00	0.17	6.63	6.804
BV2-7	F	130	8.58	1115	85.70	95.6	0.88	1.15	3.00	0.09	3.45	3.539
BV2-8	B2	200	10.81	2162	85.70	185.2	1.72	2.23	3.00	0.17	6.69	6.860
BV2-9	B2	200	3.44	689	85.70	59.0	0.55	0.71	3.00	0.05	2.13	2.185
BV2-10	B2	200	6.68	1336	85.70	114.5	1.06	1.38	3.00	0.11	4.14	4.241
BV2-11	B4	400	1.47	587	85.70	50.3	0.47	0.61	3.00	0.05	1.82	1.861

(Voir le tableau complet en annexe A2)

2.4.4 Dimensionnement des collecteurs

Il faut noter que le dimensionnement des canalisations a été fait en se basant sur les 30% des eaux pluviales car les eaux usées sont négligeables par rapport à ce pourcentage. Les débits des

eaux usées, par contre, ils doivent être pris en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

2.4.4.1 Paramétrage de dimensionnement des canalisations

▪ Contraintes de dimensionnement

Avant de commencer le dimensionnement, on a fixé les contraintes à respecter dans l'interface de Covadis :

- Hauteur de recouvrement minimal : 0.8m
- Diamètre minimal : DN400
- Pente minimale : 0,3 %
- Pente maximale : 5 %
- Profondeur minimale du fil d'eau : 1,5 m

▪ Formule de Manning Strickler

Le dimensionnement selon le système pseudo-séparatif exige l'adaptation de la formule de Manning Strickler comme suit : $Q = K_s * R h^\alpha * I^{\frac{1}{2}} * S$

Avec : $K_s = 70$ et $\alpha = \frac{3}{4}$

K_s : coefficient de rugosité

R_h : rayon hydraulique = $D/4$

α : puissance du rayon hydraulique

I : pente du collecteur

S : surface mouillée = $\pi \cdot D^2/4$

Tableau 22 : Coefficient de rugosité par type de réseau

Types de réseaux	Eaux pluviales	Eaux usées
Réseau avec dépôts susceptibles de se former	50 à 55	-
Réseau pourvu de bouches à décantation	60 à 65	-
Réseau tenant compte d'intrusions de boues	-	70
Réseau bien conçu, bien construit et très bien entretenu	-	84
Collecteur en béton, grès, fonte, ... encrassé ou avec incrustations ou dégradations superficielles	65	65
Collecteur en béton avec de nombreux branchements, des cunettes et raccordements en maçonnerie	70	70 à 75

Collecteur en béton, grès, fonte, dans des conditions normales d'exploitation	80	85
Collecteur gros diamètre en béton, en éléments ou coulé en place, ou projeté bien lissé	85 à 90	-
Collecteur gros diamètre en fonte	95	-
Collecteur PVC et analogues en secteur pavillonnaire (peu de branchements) et bien entretenu	-	100

D'où la section du collecteur est calculée par la formule :

$$D = \left(4^{1+\alpha} * \frac{Q}{\pi * K_s * I^{0.5}} \right)^{\frac{1}{2+\alpha}}$$

Le tableau 23 représente un exemple de calcul pour un tronçon du collecteur U3.

Tableau 23 : Sections des canalisations

Nom	Noeud				Débits			
	Nom	Longueur 2D	Pente (%)	Recouvrement minimale	Q calculé (m³/s)	30 % Q calculé (m³/s)	Diam. théo (mm)	Collecteur
Coll U3	N133							
		45.74	-1.09	0.90	0.939	0.2817	487	500
	N134							
		49.46	-0.90	0.94	0.939	0.2817	488	500
	N135							
		41.19	-0.70	0.89	0.939	0.2817	488	500
	N136							
		42.70	-2.40	0.80	0.939	0.2817	423	500
	N137							
		27.28	-0.30	0.81	0.939	0.2817	426	500
	N138							
		34.86	-2.30	0.92	0.939	0.2817	426	500
	N139							
		34.10	-0.30	0.84	0.939	0.2817	426	500
	N140							
		33.22	-0.30	0.95	0.939	0.2817	516	600
	N141							
		39.80	-0.30	1.15	0.939	0.2817	516	600
	N142							
		27.87	-0.30	1.02	3.066	0.9198	762	800
	N143							
		25.30	-0.30	0.99	3.066	0.9198	762	800
	N144							
		27.99	-0.30	0.98	3.07	0.921	762	800
	N117							

(Voir les tableaux complets en annexes A2, A3, A4 et A5)

2.4.4.2 Vérification de la capacité du réseau existant

L'objectif est de vérifier la capacité des réseaux existants, par rapport aux éventuels apports supplémentaires que ces réseaux auront à supporter jusqu'à l'horizon 2035. Ainsi on a choisi comme critères de vérification :

- Une tolérance de surcharge maximum de 10 % au niveau de chaque collecteur ;
- Renforcement des collecteurs dont la différence de diamètre entre le collecteur projeté et l'existant est supérieur ou égale à 100 mm

Pour ce, on a calculé :

- Le débit pleine section Q_{ps} par Manning Strickler
- La charge $rQ = \frac{Q_{ps}}{Q} * 100$

Le tableau 24 illustre un exemple de calcul d'un tronçon de collecteur.

Tableau 24 : Vérification de la capacité du réseau existant

Section existante	Qps	Charge	Observation	Opération à entreprendre
400	0.53	98.7	Suffisant	-
400	0.40	131.3	Insuffisant	à renforcer
400	0.40	131.3	Insuffisant	à renforcer
400	0.40	131.3	Insuffisant	à renforcer
400	0.42	126.5	Insuffisant	à renforcer
400	0.51	103.3	Suffisant avec surcharge de 3%	-
400	0.42	126.5	Insuffisant	à renforcer
400	0.40	131.3	Insuffisant	à renforcer
400	0.40	131.3	Insuffisant	à renforcer

(Voir les tableaux complets en annexes A2 et A3)

Ainsi, on a établi un récapitulatif pour le réseau existant total de bassin versant 2, en déterminant le mètre linéaire à renforcer pour chaque diamètre nominal des sections existantes.

Tableau 25 : ml du réseau existant à renforcer

	DN	Total ml	ml à renforcer	%
EXISTANT	400	940.65	0	0.00%
	500	3384.17	297.88	8.80%
	600	2512.39	912.9	36.34%
	800	1975.64	626.96	31.73%
	1000	395.59	83.16	21.02%

2.4.4.3 Vérification de l'autocurage

La vérification de l'autocurage a été faite en prenant compte les sections adoptées, on a vérifié ainsi les trois conditions précitées au chapitre I réservé aux généralités :

- $V_{ps} > 1 \text{ m/s}$
- Pour $Q = 1/10 * Q_{ps}$ la vitesse minimale correspondante doit être $> 0.6 \text{ m/s}$
- Pour $Q = 1/100 * Q_{ps}$ la vitesse minimale correspondante doit être $> 0.3 \text{ m/s}$

Les résultats de calcul sont présentés en annexe, on donne dans le tableau 26 un exemple de vérification dans un tronçon donné.

Tableau 26 : Vérification de l'autocurage

Q_{ps} (m^3/s)	V_{ps} (m/s)	$V_{ps} > 1 \text{ m/s}$	rQ ($1/10$)	rV	$V_{1/10}$	$V_{1/10} > 0,6 \text{ m/s}$	rQ ($1/100$)	rV	$V_{1/100}$	$V_{1/100} > 0,3 \text{ m/s}$
1.49	2.961	OK	0.1	0.6331	1.874	OK	0.01	0.31	0.945	OK
1.25	2.477	OK	0.1	0.6331	1.568	OK	0.01	0.31	0.791	OK
1.25	2.477	OK	0.1	0.6331	1.568	OK	0.01	0.31	0.791	OK
1.25	2.477	OK	0.1	0.6331	1.568	OK	0.01	0.31	0.791	OK
1.15	2.293	OK	0.1	0.6331	1.452	OK	0.01	0.31	0.732	OK
0.82	1.622	OK	0.1	0.6331	1.027	OK	0.01	0.31	0.517	OK

(Voir les tableaux complets en annexes A2, A3, A4 et A5)

2.5 Réseau des eaux usées du bassin versant N°1

2.5.1 Situation actuelle

Le bassin versant BV1 comporte 7 grands collecteurs principaux : Coll A, coll B, coll C, coll D, coll E, coll U1 et coll P.

Au niveau du quartier BENNITE, il existe une chambre de liaison où converge les collecteurs E de diamètre 800, le collecteur D de diamètre 600 et plusieurs collecteurs secondaires de diamètre 400. En conséquence, cette zone connaît des inondations relativement importantes en périodes d'orage, ce qui met le réseau en charge et cause la propagation de l'inondation en amont.

2.5.2 Dimensionnement de la conduite de déviation

➤ Déviation du collecteur E

La solution proposée pour soulager la chambre est de faire dévier le collecteur E (800), en le raccordant au collecteur A par une conduite de longueur 350m. Une vérification du réseau à partir du point de raccordement demeure nécessaire pour adapter la capacité du réseau existant à supporter le débit rajouté. Ces modifications sont illustrées sur la figure 7.

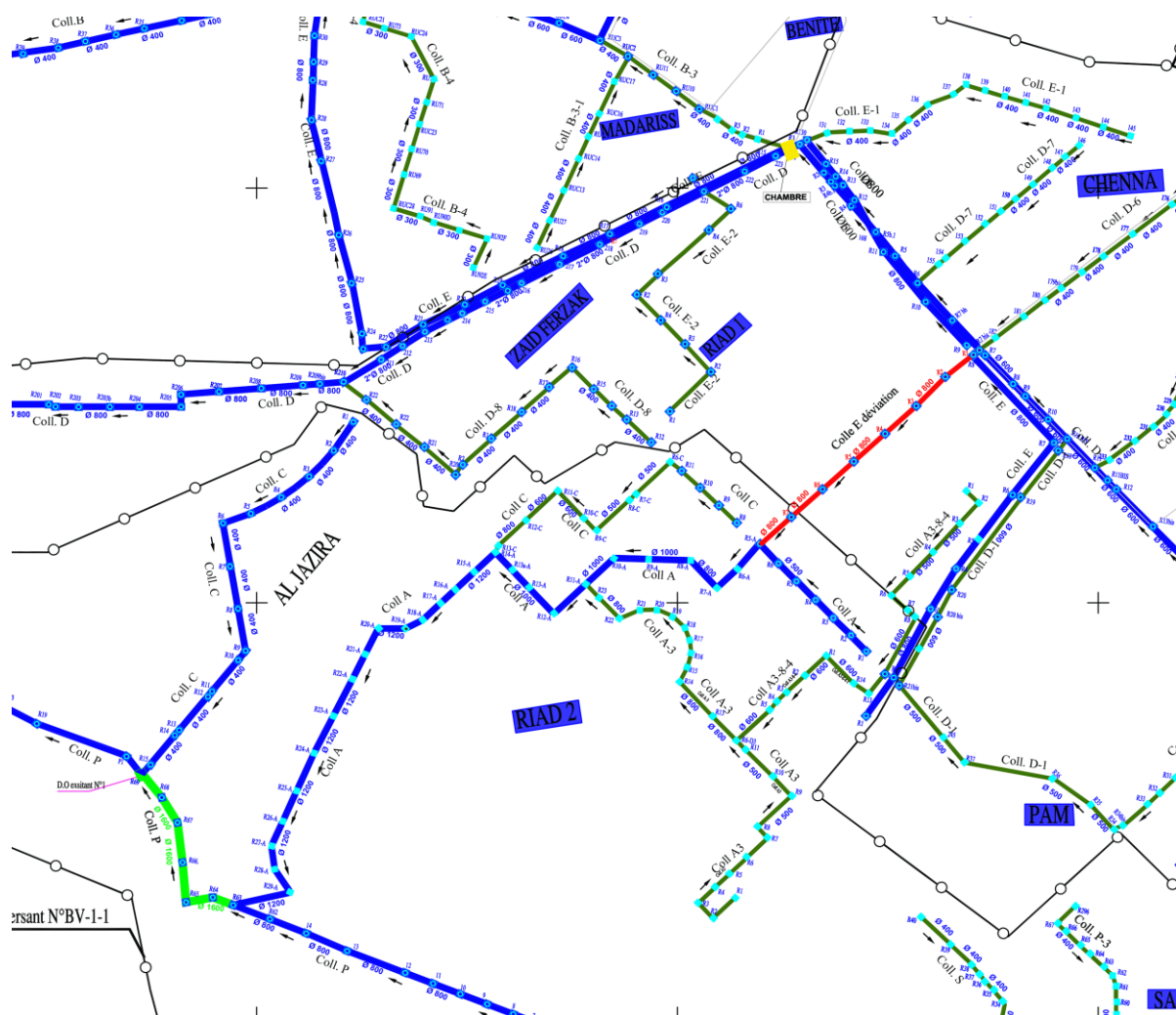


Figure 7 : Réseau des eaux usées après déviation du collecteur E

➤ Vérification du réseau du sous bassin BV1-1

Avant la déviation du collecteur en question, on a vérifié la capacité du réseau dans ce sous bassin pour s'assurer de son bon fonctionnement. Les résultats montrent que les sections existantes sont suffisantes.

La vérification a été faite selon les mêmes critères adoptés au niveau du bassin BV2 :

- Une tolérance de surcharge maximum de 10 % au niveau de chaque collecteur ;
- Renforcement des collecteurs dont la différence de diamètre entre le collecteur projeté et l'existant est supérieur ou égale à 100 mm ;

Après les modifications, on a revérifié la capacité du réseau et on a trouvé qu'un renforcement au niveau d'un tronçon de 303.78m du collecteur principal P est nécessaire.

Le tableau 27 présente les résultats obtenus.

Tableau 27 : Vérification de la capacité du collecteur P

Amont	Aval	Q(m3/s)	Pente	D calculé	D adopté	D existant	Opération	Longueur	Qps	Observation	Charge
R62	R63	2,0206	0,003	1217,90	1500	800	à renforcer	45	0,659	Insuffisant	307%
R63	R64	2,0587	0,003	1226,47	1500	800	à renforcer	66,85	0,659	Insuffisant	312%
R64	R65	2,0968	0,003	1234,94	1500	800	à renforcer	42,63	0,659	Insuffisant	318%
R65	R66	2,1349	0,003	1243,31	1500	800	à renforcer	47,99	0,659	Insuffisant	324%
R66	R67	2,1731	0,003	1251,59	1500	800	à renforcer	36,5	0,659	Insuffisant	330%
R67	R68	2,2112	0,003	1259,78	1500	800	à renforcer	35,19	0,659	Insuffisant	335%
R68	DO	2,2493	0,003	1267,88	1500	800	à renforcer	29,62	0,659	Insuffisant	341%

(Voir le tableau complet en annexe A7)

2.6 Dimensionnement des hors sites

Le collecteur P sera prolongé sur une distance de 1276.45m par une conduite de 400mm.

Le collecteur D sera raccordé au prolongement du collecteur P.

Le collecteur B sera prolongé sur une distance de 900.11m par une conduite de 500mm.

Les deux prolongement B et P seront reliés et acheminés vers la station de pompage en tête de la future STEP, par une conduite de diamètre 500mm et d'une longueur de 2353.98m.

Le tableau 28 donne le résultat du dimensionnement de la conduite d'acheminement.

Tableau 28 : Dimensionnement de la conduite d'acheminement

Q des EU en temps de pluie (l/s)	Pente	D calculé (mm)	D commercial (mm)	D adopté (mm)
113.07	1.7%	322.7	400	500

On a choisi le diamètre DN500 vu l'existence des stations de repos et de service au niveau de l'autoroute A2, qui sont branchés directement dans l'hors site.

2.7 Ouvrages annexes

2.7.1 Dimensionnement des déversoirs d'orage

On a dimensionné 4 déversoirs d'orages pour soulager le réseau au niveau du bassin versant 2, et on a choisi le déversoir type frontal. On va décrire la méthode avec laquelle on a procédé en l'appliquant sur un exemple :

Pour le déversoir d'orage projeté N°2, on a les débits suivants :

- 30 % des eaux de pluie : $Q_{\text{pluie}} = 730 \text{ l/s}$
- Débit des eaux usées au temps sec : $Q_{\text{ts}} = 10,92 \text{ l/s}$

Pour éviter un surdimensionnement des ouvrages d'interception, des stations de pompage et des ouvrages d'épuration à l'aval du déversoir, nous prévoyons un taux de dilution de 1,5. Ainsi :

- $Q_{\text{dilué}} = 1,5 * Q_{\text{ts}} = 16 \text{ l/s}$
- $Q_{\text{max}} = Q_{\text{pluie}} + Q_{\text{ts}} = 741 \text{ l/s}$
- $Q_{\text{déversé}} = Q_{\text{max}} - Q_{\text{dilué}} = 725 \text{ l/s}$

Après, on a calculé le débit en pleine section, le rapport de débit et le rapport des hauteurs pour évaluer les hauteurs de remplissage maximale en amont et minimale en aval de l'ouvrage.

On a obtenu les valeurs suivantes :

- Hauteur d'eau max = 39 cm
- Hauteur d'eau min = 8 cm

(Voir le calcul complet en annexe A2)

La longueur du seuil déversant est déterminée par la formule de Bazin précitée au chapitre I réservé aux généralités :

$$L = \frac{Q}{\mu * H * (2gH)^{0.5}} \geq 4H$$

Pour avoir une longueur minimale du seuil déversant, le déversoir doit être conçu de telle sorte à ce que la hauteur de la lame déversante soit la plus grande possible. La hauteur d'eau total doit rester inférieure à la hauteur amont H_{am} à l'arrivée du déversoir.

On doit vérifier donc que : $H + Z < H_{\text{am}}$

Z étant la hauteur du seuil déversant qui doit être au moins égal à H .

Dans ce cas, le débit dilué $Q_{\text{dilué}}$ sera évacué par la mise en charge d'une conduite circulaire de diamètre D_{av} , de pente radier I_r et d'une longueur dite d'étranglement L_e .

La longueur L_e est la longueur au bout de laquelle la charge hydraulique au niveau du déversoir est absorbée. Il s'agit donc d'un fonctionnement en charge avec une pente motrice de :

$$I_m = I_r + \frac{H + Z - D_{\text{av}}}{L_e}$$

$$\text{Avec : } Q(\text{dilué}) = 70 * \pi * \left(\frac{D_{\text{av}}}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{D_{\text{av}}}{2}\right)^2 * I_m^{0.5}$$

Les calculs sont récapitulés comme suit :

- La longueur du seuil de déversement : 4,6 m
- La hauteur du seuil : 0,20 m
- La longueur de la conduite d'étranglement : 7 ml
- Le diamètre de la conduite d'étranglement : 200 mm

(Voir les calculs de tous les déversoirs en annexe A2 et A5)

Le tableau 29 synthétise les caractéristiques des déversoirs d'orage et des conduites d'étranglement.

Tableau 29 : Caractéristiques des déversoirs d'orage

Caractéristique	DO1	DO2	DO3	DO4
Longueur du seuil déversant (m)	4,6	4,6	4,7	3.10
Hauteur du seuil (m)	0,20	0,20	0,20	0,20
Longueur conduite d'étranglement (ml)	7	9	31	14
Diamètre conduite d'étranglement (mm)	200	200	200	200

2.7.2 Dimensionnement de la station de refoulement en tête de la STEP

2.7.2.1 Bâche d'aspiration

Le calcul du volume utile de la bâche d'aspiration a été fait par la formule précitée au chapitre

I réservé aux généralités : $V = \frac{Q \cdot T}{4 \cdot n}$ avec $T = 3600/Z$

Le débit à refouler est égale à 113,07 l/s d'après la fiche besoin établi auparavant.

On a pris 3 groupes de pompes en fonctionnement sans compter celle de secours, et pour le nombre de déclenchements par heure $Z = 8$

Le tableau 30 représente les caractéristiques géométriques retenues.

Tableau 30 : Caractéristiques géométriques de la bâche d'aspiration

Cote TN (m NGM)	119.90
Cote d'arrivée eau (m NGM)	114.70
Cote trop plein (m NGM)	115.70
Cote radier de la bâche (m NGM)	113.20
Profondeur (m)	6.70
Hauteur utile de la bâche (m)	2.50
Longueur (m)	3.85
Largeur (m)	2.80
Surface du radier de la bâche (m ²)	10.78
Volume de la bâche (m ³)	26.95
Volume utile théorique (m ³)	4.24
Hauteur utile (m)	0.50
Volume utile adopté (m ³)	5.39

En ce qui concerne la régulation des niveaux de fonctionnement des groupes de pompes, soient :

- H_0 : le niveau radier de la bache
- H_1 : le niveau d'aspiration des groupes

H_1-H_0 est fixé par le constructeur des pompes (mais on peut majorer cette distance en surélevant les groupes s'il y a risque d'ensablement)

- H_2 : le niveau d'arrêt des groupes. Il est également fixé par le constructeur, mais il est prudent de conserver une charge minimale de 30 cm au-dessus de l'aspiration
- H_3 : le niveau de démarrage du premier groupe. La plage de distance (H_3-H_2) correspond au volume V de la bache
- H_4 : le niveau de démarrage du deuxième groupe, distant d'au moins 20 cm du niveau H_3
- H_5 : le niveau de démarrage du troisième groupe. Il correspond au fil de l'eau de la canalisation d'arrivée

La tranche morte est H_2-H_0

H_3-H_2 est déduite du volume V après avoir fixé la forme de la bache.

En respectant ces spécifications techniques, on a obtenu le résultat donné dans le tableau 31.

Tableau 31 : Niveaux de fonctionnement de la bache d'aspiration

Repères	Fonctions	Cotes (m NGM)	Hauteur d'eau (m)
H5	Niveau très haut marche du 3eme groupe	115.50	2.30
H4	Niveau haut : marche du 2eme groupe	114.50	1.30
H3	Niveau haut : marche du 1er groupe	114.30	1.10
H2	Niveau bas : arrêt des groupes	113.80	0.60
H1	Niveau très bas	113.50	0.30
H0	Niveau radier	113.20	0.00

2.7.2.2 Conduite de refoulement

La conduite de refoulement projetée refoulera un débit de 113,07 l/s vers les bassins de la future STEP, les caractéristiques de la conduite de refoulement sont :

- Débit : 113,07 l/s
- Linéaire : 567 ml
- Cote départ : 113.2 m NGM (Cote radier de la bache)

- Cote d'arrivée : 153 m NGM
- Hauteur géométrique : 39,8 m

2.7.2.3 Choix du diamètre économique

Le choix du diamètre économique dépend de plusieurs facteurs, à savoir : le matériau de la conduite, la vitesse idéale d'écoulement, la hauteur manométrique, la puissance, les coûts unitaire d'énergie...

Le résultat de l'approche utilisée est récapitulé dans le tableau 32.

Tableau 32 : Caractéristiques des diamètres économiques

D Int	DN	N	V	Hmt	P	E	CE	CUC	CC	CEA	CT
mm	-	Mm	m/s	m	Kw	MKwH	MDH	DH/ml	MDH	MDH	MDH
277.6	DN 315	1.0	1.87	50.70	80.34	0.586	0.586	700	0.40	5.74	6.132
352.6	DN 400	1.0	1.16	44.40	70.36	0.514	0.514	910	0.52	5.02	5.538
440.8	DN 500	1.0	0.74	42.60	67.50	0.493	0.493	1 300	0.74	4.82	5.556

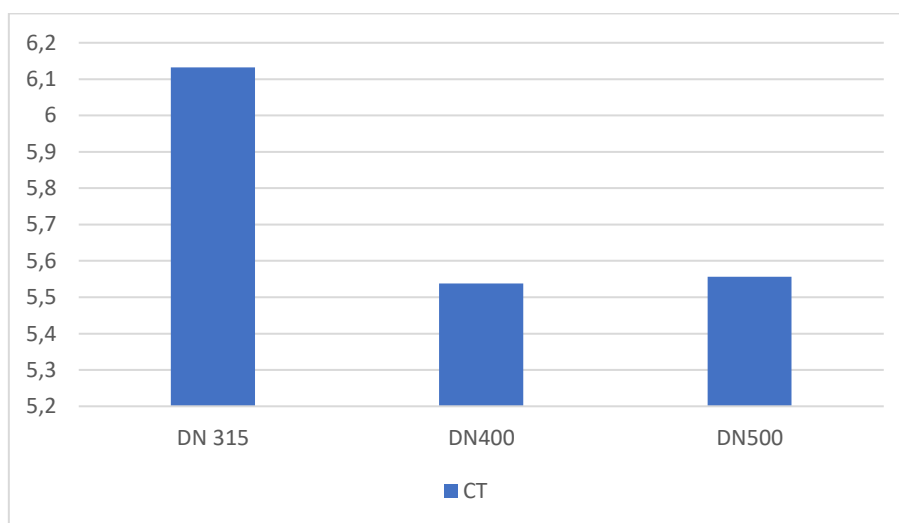


Figure 8 : Comparaison des CT des diamètres économiques

CUC : Coût unitaire de la conduite

CC : Coût total de la conduite

CE : Coût d'énergie annuel

CEA : Coût total d'énergie actualisé

CT : Coût total

On note que le diamètre choisi est DN 400 PVC car il présente le minimum du coût total.

Remarques

- Il faut souligner que les pertes de charge et les hauteurs manométriques totales pour les trois diamètres ont été calculé par **Xylem**, les résultats sont joints en annexe.
- **Xylem** a été utilisé également pour le choix de la pompe correspondante aux données calculées, ses références et ses caractéristiques sont présentées en annexe.

2.7.2.4 Protection anti-bélier

Pour protéger la conduite de refoulement contre le phénomène du de bélier, il faut calculer le volume d'air nécessaire.

Tout d'abord, on a commencé par déterminer les valeurs des paramètres suivants :

- La longueur de la conduite : $L = 567$ m
- Le débit transité : $Q = 0,113$ m³/s
- Le diamètre de la conduite : $D = 0,500$ m
- L'épaisseur de la conduite : $e = 0,0737$ m
- La vitesse de l'eau $V_0 = 1,15$ m/s
- La vitesse de l'onde $a = 600,08$ m/s

$$a = \frac{9900}{\left(48.3 + K \cdot \frac{D}{e}\right)^{0.5}} \quad \text{Avec : } K = 33 \text{ pour PVC}$$

- Pression maximale en m : $B = a * \frac{V_0}{g} = 70.82$

Ensuite on a calculé le volume d'air nécessaire par les formules présentées sur le tableau 33.

Tableau 33 : Volume de ballon anti-bélier

DESIGNATION	UNITES	FORMULE & SYMBOLE	VALEURS
Côte Départ	m.NGM		113.20
Côte Arrivée	m.NGM		153.00
Longueur	m	L	567.00
Diamètre intérieur	mm	D	352.60
Section	m ²	S	0.0976
Volume d'eau	m ³	V_c	55.37
Vitesse	m/s	V_o	1.16
Hauteur géométrique	m	H_g	39.80
Coup de bélier maximal	m	$a \cdot V_o / g$	70.82
Pression maximale	m	$C_{bm} + H_g$	110.62
Pression tolérée	m	H_{tol}	39.80
Pression statique	m	Z_o	49.80
Pression maximale tolérée	m	Z_{max} selon la PN	150.00
Θ		$V_o^2 / (2 \cdot g \cdot Z_o)$	0.00137
ρ		$(Z_o / Z_{max} - \ln Z_o / Z_{max} - 1)^{-\Theta}$	0.00315
Volume d'air	l	$V_{ao} = V_c \cdot \rho$	174.60
Volume d'air nécessaire	l	$V_a = 1,20 \cdot V_{ao}$	210.00

2.8 Estimation des coûts du lot assainissement :

2.8.1 Les travaux de terrassement relatifs au réseau

Pour les travaux de déblai dans les zones de renforcement du réseau, on a pris en compte l'enlèvement des conduites existantes. Les prix unitaires des travaux de terrassement sont :

Tableau 34 : Prix unitaires des travaux de terrassement

Déblais	50,00 MAD
Lit de pose	150,00 MAD
Remblai primaire	40,00 MAD
Remblai secondaire	20,00 MAD

Le tableau 35 présente les quantités des terrassements calculées.

Tableau 35 : Quantités des terrassements

	BV 1 et BV2	Hors site
Déblais (m3)	11034.12	20244.66
Lit de pose (m3)	756.8	728.37
Remblai primaire (m3)	3619.12	2957.74
Remblai secondaire (m3)	3420.75	12730.63

Le prix total obtenu est :

Tableau 36 : Prix total des terrassements

	BV 1 et BV2	Hors site
TOTAL HT	878 406.3 MAD	1 494 411.92 MAD

2.8.2 Les conduites et les ouvrages annexes

➤ Les conduites et les regards

On a calculé le linéaire des conduites nécessaires pour le réseau existant à renforcer, le réseau d'extension et les hors site. Ensuite, on a calculé les prix pour chaque catégorie. Les tableaux 37 et 38 récapitulent ces calculs.

Tableau 37 : Prix des conduites

	DN	Total ml	ml à renforcer	% à renforcer	Prix unitaire (DH)	Prix(DH)
EXISTANT	400 PEHD	940,65	0	0,00%	500	0,00
	500 PEHD	3384,17	297,88	8,80%	600	178 728,00
	600 PEHD	2512,39	912,9	36,34%	840	766 836,00
	800 135A	1975,64	626,96	31,73%	1380	865 204,80
	1000 135A	395,59	83,16	21,02%	1650	137 214,00
EXTENSION	400 PEHD	260,06	-	100,00%	500	130 030,00
	500 PEHD	743,37	-	100,00%	600	446 022,00
	600 PEHD	719,52	-	100,00%	840	604 396,80
	800 135A	0	-	100,00%	1380	0,00
	1000 135A	0	-	100,00%	1650	0,00
Déviation	800 135A	350	-	100,00%	1380	483 000,00
Tronçon P	1500 135A	303,78	-	100,00%	2600	789 828,00

Tableau 38 : Prix des conduites hors site

Hors site	Type	Prix unitaire	Longueur (ml)	Prix total
	400 PEHD	500,00 MAD	1276,45	638 225,00 MAD
	500 PEHD	600,00 MAD	3253,98	1 952 388,00 MAD

Après, on a dénombré les regards à réaliser et on a calculé leur prix. Le résultat de calcul est donné dans le tableau 39.

Tableau 39 : Prix des regards

	BV 1 et BV2	Hors site
Nombre des regards	175	95
Prix unitaire (MAD)	4500	4500
Prix total HT	787 500 MAD	427 500 MAD

Les prix totaux des conduites et des regards sont :

Tableau 40 : Prix totaux des conduites et des regards

Conduites	6 991 872.6 MAD
Regards	1 215 000 MAD

Remarque

Les coûts des ouvrages annexes (stations de pompage et déversoirs d'orage) ne sont pas présents dans ce rapport vu qu'on ne dispose pas des données nécessaires pour l'estimation des quantités et des prix unitaires des équipements et des aménagements.

2.8.3 Coût total

Le coût total obtenu du lot réseau est donné dans le tableau 41.

Tableau 41 : Prix total

TOTAL	10 579 690,82 MAD
TOTAL TTC	12 695 628,99 MAD
TOTAL TTC + 10%	13 965 191,88 MAD

Conclusion

Après avoir vérifié la capacité du réseau existant et dimensionné les antennes des zones d'extension, les eaux usées produites doivent être traitées avant de les rejeter dans le milieu naturel pour ne pas nuire à l'environnement et à la santé de la population.

Ainsi, nous sommes amenés à dimensionner une station d'épuration des eaux usées conformément aux caractéristiques de cette ville.

Chapitre III

Lot 2 : Station de traitement des eaux usées

Ce chapitre présente le choix du procédé d'épuration le plus adapté sur le plan technique, économique et environnemental. Il présente aussi le dimensionnement de la STEP et le détail estimatif du coût de ce lot.

Sommaire

1. Généralités
2. Analyse multicritère par la méthode « AHP »
3. Dimensionnement de la station d'épuration de S.A.B

Introduction

Au Maroc, le volume annuel des eaux usées produites a connu un accroissement exponentiel depuis les années 50. Il a passé de 48 à 500 millions de m³ de 1960 à 1999 et il est prévu d'atteindre près de 900 millions de m³ en à l'horizon de 2020 (Le Conseil Supérieur de l'Eau et du Climat, 1994).

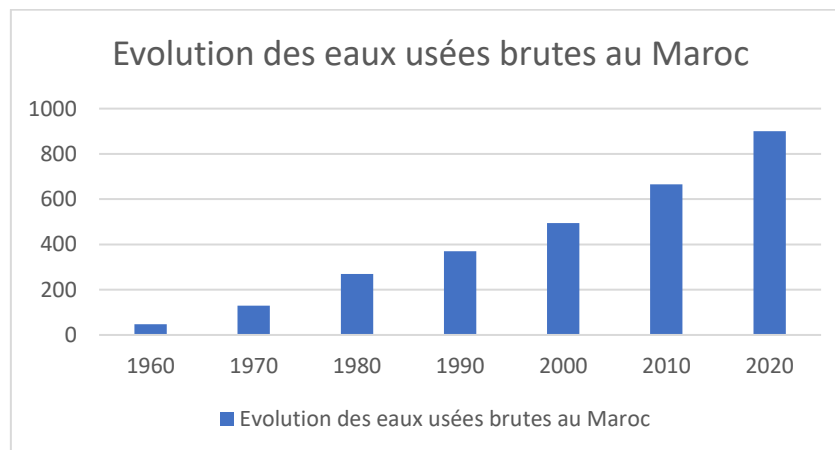


Figure 9 : Evolution des eaux usées brutes au Maroc

Suite à cette problématique, le Programme National d'Assainissement Liquide et d'Epuration des Eaux Usées (PNA) a été lancé en 2005, conjointement par le Département de l'Environnement et le Ministère de l'Intérieur.

Dans cette optique, l'office national d'eau et d'électricité branche eau a élaboré un plan d'action visant la réalisation des stations d'épuration dans tout le Maroc. En juin 2017, le nombre des STEP réalisées ou prises en exploitation a atteint 93.

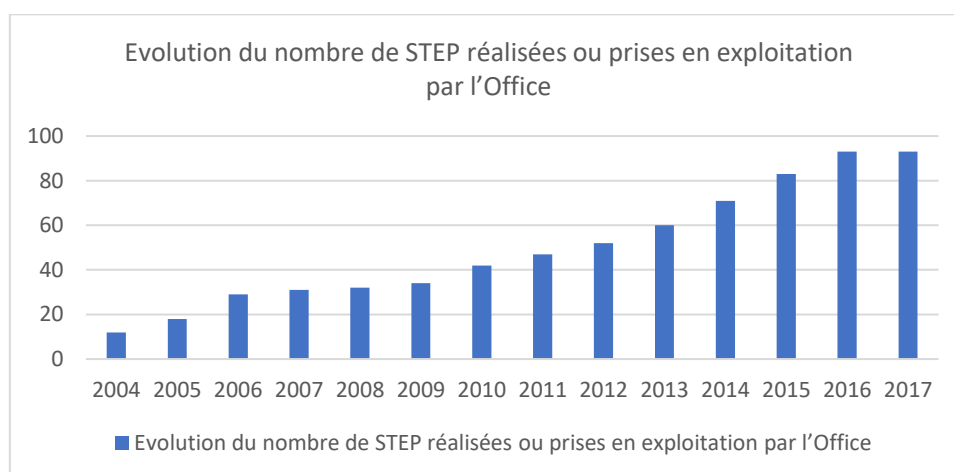


Figure 10 : Evolution du nombre de STEP au Maroc

Ainsi, notre projet entre dans le cadre de ce programme ambitieux visant à protéger l'environnement, et particulièrement la santé et l'hygiène de la population.

1 Généralités

1.1 Normes de rejets

Les normes marocaines sont données par l'arrêté conjoint du ministre de l'intérieur, du ministre de l'aménagement du territoire, de l'eau et de l'environnement et du ministre de l'industrie, du commerce et de la mise à niveau de l'économie n° 1607-06 du 29 Joumada 11427 (25 juillet 2006) portant fixation des valeurs limites spécifiques de rejet domestique et publiées dans le bulletin Officiel n° 5448 du Jeudi 17 Août 2006.

Tableau 42 : Normes marocaines de rejets

Paramètre	Norme de rejet
DBO ₅	120 mg/l
DCO	250 mg/l
MES	150 mg/l

1.2 Généralités sur l'épuration des eaux usées

1.2.1 Prétraitement

L'objectif des prétraitements est d'éliminer de l'effluent brut les déchets volumineux, les sables et les graisses, de façon à protéger les ouvrages et équipements en aval.

1.2.1.1 Dégrillage

Les dégrilleurs consistent à retenir les déchets les plus volumineux, par passage de l'eau à travers une grille qui s'oppose au passage de ces déchets. Les déchets sont évacués généralement d'une façon mécanique. Ils peuvent être évacués manuellement pour les faibles capacités de stations d'épuration inférieures à 2 000 EH.

Le dégrilleur assure la protection des équipements électromécaniques en aval et réduit les risques de colmatage des conduites, mises en place dans la station d'épuration.

Les dégrilleurs sont un équipement indispensable, quel que soit la taille ou le type de filière épuratoire.

Une grande diversité de grilles est disponible sur le marché :

- À raclage manuel ou automatique,
- À raclage en amont ou en aval,
- Grille droite, inclinée ou courbée.

1.2.1.2 Dessablage-dégraissage

Le dégraisseur-dessableur est un ouvrage dans lequel une grande partie des particules les plus denses vont pouvoir se déposer, sous réserve que la vitesse de circulation de l'eau soit inférieure à 0,3 m/s.

Il est en effet souhaitable de récupérer les sables en amont de la station plutôt que de les laisser s'accumuler en certains points (bassin d'aération, digesteurs anaérobies...) où ils engendrent des désordres divers (dépôts, réduction des temps de séjour, septicité ...). Par ailleurs, la présence de sables limite la durée de vie des équipements (effet abrasif, ...).

Dans ce même ouvrage de dégraissage et de dessablage, les graisses seront retenues par flottation accélérée grâce à l'injection de fines bulles d'air de diamètre < 1 mm (Aeroflot ou insufflation d'air).

Ces matières grasses doivent être éliminées en amont de la station, car elles sont susceptibles de nuire à la phase biologique du traitement (mousses biologiques stables, perturbation du transfert d'oxygène, flottants, colmatage, DCO réfractaire ...).

La présence de cet ouvrage est indispensable quel que soit le type de process épuratoire en aval, hormis les cas où il est installé des lagunes anaérobies de faibles capacités en tête de traitement.

L'efficacité sur l'élimination des sables est plus importante : rendement ≥ 90 % des particules de taille supérieure à 200 μm .

L'intérêt des dessableurs et dégraisseurs statiques non aérés est très limité car les performances sont généralement très faibles.

1.2.2 Différents procédés d'épuration

1.2.2.1 Lagunage naturel

➤ Principe de fonctionnement

Un lagunage naturel est constitué d'une série de bassins de grandes dimensions, dans lesquels les temps de séjour (de quelques jours à quelques dizaines de jours) sont calculés en fonction des cinétiques propres à l'épuration en milieu naturel.

Un lagunage complet est constitué des étages suivants, comme le montre la figure, ci-après :

- Lagunes anaérobies ;
- Lagunes facultatives ;
- Lagunes de maturation.

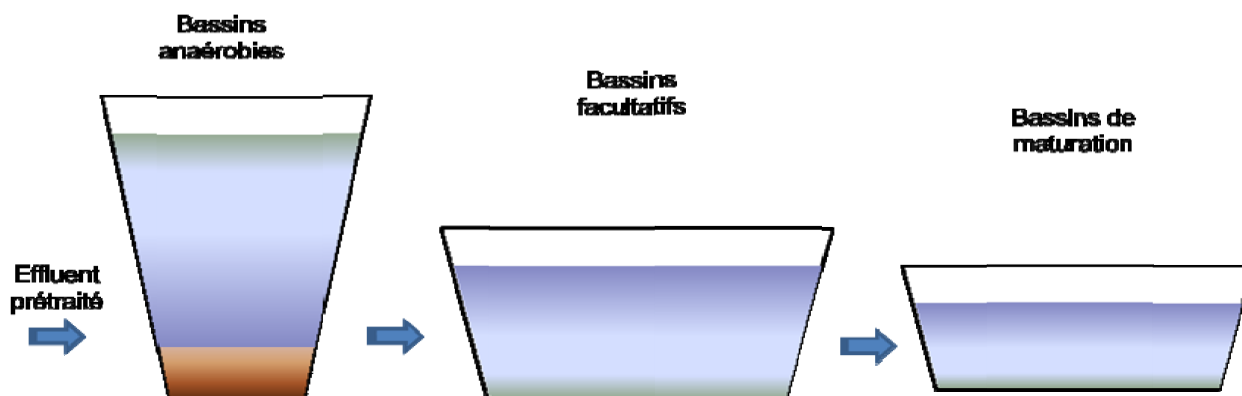


Figure 11 : Schéma de fonctionnement du lagunage naturel

➤ **Lagunes anaérobies**

Les lagunes anaérobies sont des bassins à grande hauteur d'eau, à temps de séjour relativement faible (de quelques jours). Dans ces bassins, l'épuration résulte, d'une part, de la décantation des matières sédimentables, et d'autre part, de la dégradation des matières organiques solides et solubles en méthane et en gaz carbonique. Il s'agit d'un processus à 3 stades : acidogénèse, acétogénèse et méthanogénèse.

Les lagunes anaérobies n'ont aucun pouvoir d'élimination de l'Azote et du Phosphore.

La sédimentation naturelle des MES, dans ces bassins, s'accompagne d'une sédimentation des œufs d'helminthes ; l'élimination est variable, généralement supérieure à 50%, et peut atteindre 100%. Le rendement est toutefois affecté par la remise en suspension périodique des matières sédimentaires en cours de fermentation.

➤ **Lagunes facultatives**

Les lagunes facultatives sont des bassins moyennement profonds, à temps de séjour élevé (une dizaine de jours), dans lesquels la colonne d'eau est schématiquement stratifiée en trois zones : une zone superficielle toujours aérobie, dans laquelle l'oxygène dissous provient, pour une part, des échanges air/eau, et pour l'autre, de l'activité photosynthétique ; une zone intermédiaire alternativement aérobie (jour) et anaérobie (nuit) ; une zone profonde anaérobie correspondant à la zone de sédimentation des matières décantables de l'eau brute et des cellules mortes (algues et bactéries aérobies) de la zone superficielle, et dans laquelle la matière est biodégradée par des bactéries anaérobies.

En lagunage facultatif, l'épuration concerne également l'Azote : l'Azote organique est d'abord minéralisé en azote ammoniacal, puis oxydé en azote nitrique et enfin en azote gazeux. La minéralisation de l'Azote organique est quasi-totale ; seule une petite fraction de l'azote initial (moins de 3%), non biodégradable, reste sous forme d'azote organique.

La dénitrification en lagunes facultatives n'est que partielle.

En ce qui concerne le phosphore, les rendements constatés sont souvent très faibles.

Sur un plan bactériologique, les lagunes facultatives présentent une totale efficacité vis-à-vis des œufs de parasites (les temps de séjour, au niveau de ces bassins, sont supérieurs aux temps de séjour nécessaires à la sédimentation de ces œufs).

Elles participent également à la réduction de la charge en germes témoins de contamination fécale, mais la profondeur des bassins en limite généralement l'efficacité à 1 à 2 unités logarithmiques.

➤ **Lagunes de maturation**

Les lagunes de maturation sont des lagunes de faible profondeur (inférieure à 1.5 m), à temps de séjour moyen et fonctionnant en aérobiose, sur toute la colonne d'eau.

Ces lagunes ont pour première fonction de réduire la charge bactérienne et notamment les germes témoins de contamination fécale. L'inactivation de ces germes est due essentiellement au rayonnement solaire, plus précisément au rayonnement UV.

Les lagunes de maturation participent également à un complément d'épuration vis-à-vis de la matière organique et de la pollution azotée.

➤ **Avantages et inconvénients du lagunage naturel**

Le tableau 43 montre les principaux avantages et inconvénients du lagunage naturel.

Tableau 43 : Avantages et inconvénients du lagunage naturel

Avantages	Inconvénients
Les stations de lagunage coûtent moins chères que les autres types de procédés ; elles ne nécessitent pas un personnel qualifié et pas de consommation énergétique si la dénivellation est favorable	Une emprise au sol importante
Le lagunage assure une bonne intégration paysagère s'il est bien entretenu. Les bassins de lagunage développent tout un écosystème	Des contraintes de nature de sol et d'étanchéité

S'adapte très bien aux variations hydrauliques du fait du long temps de séjour	Une élimination de l'azote et du phosphore incomplète
Production des boues stables	Performances pouvant être altérées en DBO5, DCO et MES par la présence d'algues vertes
Très bonnes performances sur la pollution organiques Très bonnes performances sur la bactériologie (en cas de maturation)	Grands risques de nuisances olfactives au niveau des bassins anaérobies

1.2.2.2 Boues activées

➤ Principe de fonctionnement

Le procédé “boues activées” consiste à mélanger et à agiter des eaux usées brutes avec des boues activées liquides, bactériologiquement très actives. La dégradation aérobie de la pollution s'effectue par mélange intime des microorganismes épurateurs et de l'effluent à traiter. Ensuite, les phases “eaux épurées” et “boues épuratrices” sont séparées (*Agences de l'Eau - A2 - France*).

Le traitement des boues passe par deux étapes à savoir :

- Traitement primaire : A raison de plusieurs grammes par litre, les micro-organismes évoluent dans une solution maintenue en agitation et alimentée en oxygène par brassage ou insufflation.
- Traitement secondaire ou clarification : Elle permet de recueillir sous forme de boues les matières polluantes agglomérées par les micro-organismes.

Remarques

Les eaux épurées sont parfois rejetées au milieu naturel directement après le traitement secondaire, sauf pour des usages particuliers, il faut concevoir une filière de traitement tertiaire :

- Lors de l'utilisation de l'eau à des fins industrielles ou agricoles ou recharge de la nappe.
- Lorsque la protection du milieu naturel l'exige si nécessaire pour un usage spécifique.
- En cas d'existence de prises d'eau en aval et devant être protégées.

Différentes méthodes peuvent être alors utilisées :

- **La désinfection** : appliquée dans le cas d'un milieu récepteur sensible (zone de baignade ou zone humide) car une épuration classique n'élimine pas la pollution bactériologique (chlore ou ultraviolet, bassin de maturation). Il est à souligner que dans la majorité des

cas où la désinfection (chloration ou UV) est appliquée, elle est précédée par une filtration tertiaire pour plus d'efficacité.

- **Le traitement de l'azote et du phosphore :** il sert à lutter contre l'eutrophisation.

La filière boues activées nécessite une extraction des boues du clarificateur vers un silo (stockage) ou vers des lits de séchage (déshydratation).

Une installation de ce type comprend les étapes suivantes :

- Les traitements préliminaire et, éventuellement, primaire.
- Le bassin d'activation (ou bassin d'aération).
- Le décanteur secondaire avec reprise d'une partie des boues.
- L'évacuation des eaux traitées.
- Les digesteurs des boues en excès provenant des décanteurs.

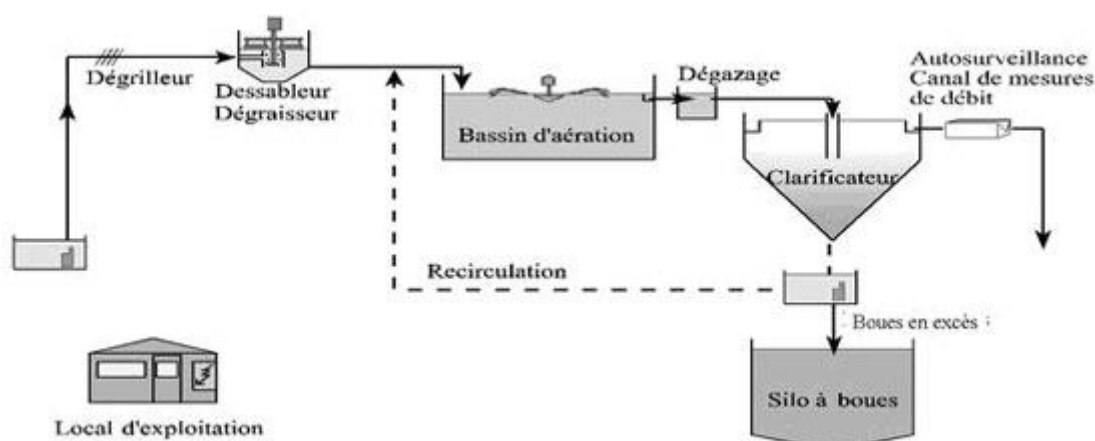


Figure 12 : Schéma de fonctionnement des boues activées

(Source IRSTEA)

1.2.2.3 Lagunage aéré

➤ Principe de fonctionnement

Le lagunage aéré est une technique d'épuration biologique par culture libre, avec un apport artificiel d'oxygène.

Fondamentalement, le lagunage aéré se rapproche d'un traitement par boues activées, ne comprenant pas de recirculation des boues, et dans lequel la concentration des boues est en fonction du taux de la charge organique appliqué et le temps de séjour des eaux dans le bassin aéré. Il se crée un équilibre entre l'apport de pollution biodégradable et la masse de bactéries qui se développe à partir de cette pollution.

Pour ce procédé, les eaux à épurer, passent par deux étages principaux :

- Dans les étages d'aération, les eaux usées sont dégradées par des micro-organismes, qui consomment et assimilent les nutriments. Le principe de base est le même que celui des boues activées avec une faible densité de bactéries et l'absence de recirculation. L'oxygénation est assurée par des aérateurs de surface ou une insufflation d'air.
- Dans l'étage de décantation, assurée généralement par une ou deux simples lagunes, les matières en suspension (micro-organismes et de particules piégées) s'agglomèrent lentement sous forme de boues. Ces dernières doivent être régulièrement extraites.

La figure 13 récapitule le schéma de fonctionnement d'un lagunage aéré.

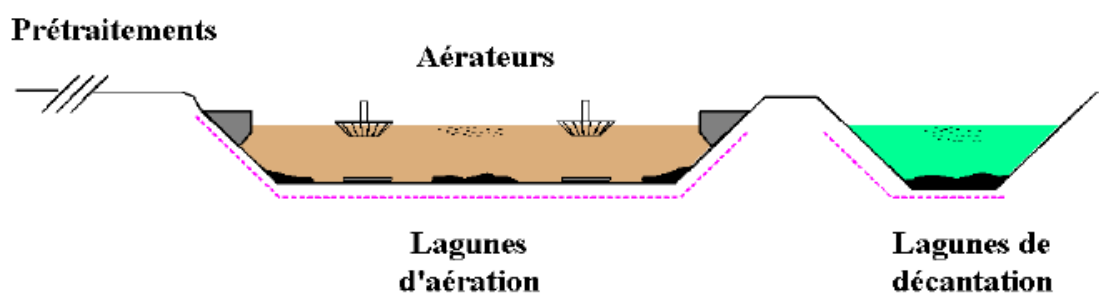


Figure 13 : Schéma de fonctionnement du lagunage aéré

Le lagunage aéré se différencie des boues activées par l'absence de maintien d'une concentration fixée de micro-organismes (pas de recirculation). Cela conduit à prévoir des temps de séjour plus longs, ce qui est plus favorable à une bonne adaptation du système aux variations de qualité de l'effluent à traiter. Ce procédé a un bon comportement vis-à-vis des effluents concentrés ou dilués ou si les débits et les charges ne sont pas bien équilibrés.

Le lagunage aéré est reconnu comme un procédé d'épuration efficace, notamment au niveau des paramètres DBO5 et DCO (90%). Au niveau de l'azote et du phosphore, les performances sont très limitées.

Il existe deux formes de lagunage aéré :

- Le lagunage aéré aérobie/anaérobie facultatif (partiellement mélangé) : il y a formation de dépôts qui évoluent en milieu anaérobie,
- Le lagunage aéré strictement aérobie (totalement mélangé) : il faut une puissance d'aération suffisante pour maintenir le bassin en aérobose et l'ensemble des particules en suspension.

a. Pour le lagunage aéré à mélange partiel

Les lagunes aérées sont à mélange partiel, lorsque la puissance d'aération est calculée pour l'aération des couches supérieures du plan d'eau, sans que le fond ne soit, ni brassé, ni aéré.

Une partie des boues formées se dépose dans le fond des bassins et se stabilise par fermentation anaérobie.

b. Pour le lagunage aéré à mélange complet

Les lagunes aérées sont à mélange complet, lorsque la puissance d'aération est suffisante pour homogénéiser tout l'effluent et maintenir les boues formées en suspension.

Le bassin aéré est suivi d'un bassin de décantation où s'effectue la séparation de l'eau traitée et des boues ; le procédé est alors équivalent à une boue activée sans recirculation, et l'âge des boues y est ainsi égal au temps de séjour moyen de l'eau.

Remarques

La première solution (lagunage aéré aérobie-anaérobie facultatif partiellement mélangé) est fréquemment rencontrée.

Le deuxième cas (lagunage aéré strictement aérobie totalement mélangé) a été moins utilisé historiquement. Mais cette solution présente les avantages suivants :

- technologie citée comme performante sur la qualité de l'eau traitée,
- réduction des temps de séjour, des volumes à construire, et donc, des coûts d'investissement,
- maîtrise plus fréquente de la prolifération algale intégrée dès la conception.

Il faut toutefois noter que pour une eau faiblement concentrée, la dépense énergétique, requise pour le brassage du bassin complètement mélangé, peut être significative. Pour des eaux faiblement concentrées, le lagunage aéré, partiellement mélangé, apparaît donc comme un choix plus judicieux.

1.2.2.4 Lagunage aéré à haute performance (CMX/PMX)

➤ Principe de fonctionnement

Le procédé CMX_PMX se compose uniquement de deux lagunes aérées alimentées en série. Dans cette conception augmente le risque que l'effluent de la deuxième lagune contient beaucoup de matières flottantes. Il semble donc nécessaire de placer en tout cas un filtre ou une lagune de finition en aval.

Le principe de fonctionnement dans les deux lagunes CMX et PMX est identique à celui présenté dans le lagunage aéré.

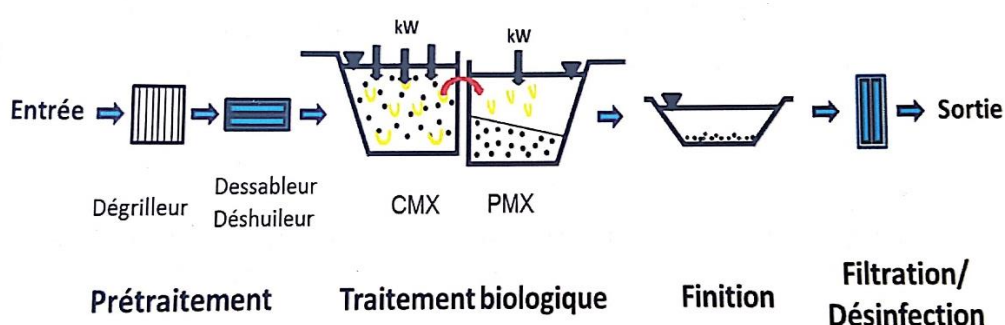


Figure 14 : Schéma de fonctionnement du CMX/PMX

➤ Critères de conception

- Le temps de séjour des eaux usées dans les deux lagunes aérées d'au moins 4 jours. La hauteur d'eau dans les lagunes aérées est d'environ 3m.
- La 1^{ère} lagune doit avoir un temps de séjour d'au moins 2 jours. Cette lagune doit être fortement aérée et brassée (Complètement mélangée, 6W/m³) pour que les matières solides puissent rester en suspension. A cause de la forte turbulence il est obligatoire dans la plupart des cas que l'étanchéité dans la 1^{ère} lagune soit en géomembrane.
- Dans la 2^{ème} lagune le temps de séjour minimal est 2 jours. Elle sera faiblement aérée et brassée (Partiellement mélangé, environ 2W/m³) pour que les matières solides et en suspension puissent sédimenter.
- Les aérateurs dans la 1^{ère} lagune doivent fonctionner en continu (24h/j). Au niveau de la 2^{ème} lagune aérée une aération par intermittence est éventuellement possible (env 12h/j).
- Les temps de séjour doivent être constant le plus possible. Des fortes fluctuations des charges sont défavorables et aboutissent à des taux d'épuration relativement faibles.
- Les boues décantées restent dans les lagunes et doivent être évacuées dans un intervalle de 3 à 5ans.

➤ **Avantages et inconvénients du CMX/PMX**

Le tableau 44 montre les avantages et les inconvénients de ce type de traitement.

Tableau 44 : Avantages et inconvénients du CMX/PMX

Avantages	Inconvénients
Besoin en surface relativement faible Minimisation de la profération des algues si les temps de séjours sont maintenus.	Adapté seulement pour les zones à climat tempéré, c'est le cas pour la ville de S.A.B N'est pas adapté pour des effluents à forte fluctuation Uniquement pour la dégradation de la pollution organique (DBO ₅ , DCO) Besoin relativement élevé en énergie

1.2.2.5 Lit bactérien

➤ **Principe de fonctionnement**

Le lit bactérien est un procédé de traitement biologique aérobie à culture fixée. Les microorganismes se développent sur un matériau support régulièrement irrigué par l'effluent à traiter.

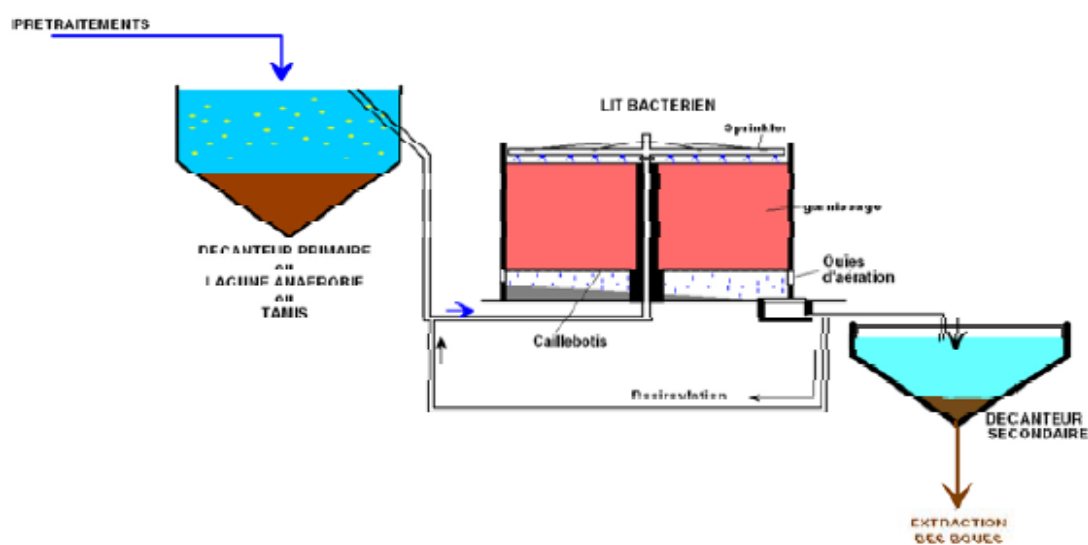


Figure 15 : Schéma de fonctionnement du lit bactérien

Cette filière consiste à alimenter en eau, préalablement traitée par lagunage anaérobie ou décantée ou tamisée, un ouvrage contenant une masse de matériau (roche, plastique ...) servant de support aux micro-organismes épurateurs, qui y forment un film biologique, responsable de l'assimilation de la pollution.

En sortie du lit bactérien, est recueilli un mélange d'eau traitée et de biofilm. Ce dernier est piégé au niveau d'un décanteur secondaire sous forme de boues, et l'eau traitée rejoint le milieu naturel.

Les eaux usées sont réparties sur la partie supérieure du lit, dans la majorité des cas, au moyen d'un distributeur rotatif (sprinkler).

La satisfaction des besoins en oxygène est obtenue par aération naturelle, et à l'aide de surface spécifique du garnissage. Du fait de cette aération naturelle, une chute sensible des rendements peut apparaître dès que la température extérieure descend en dessous de 5°C. Pour des températures négatives prolongées, la prise en glace de la masse du lit bactérien est à surveiller.

L'épaisseur du biofilm est maîtrisée grâce à la maîtrise de la charge hydraulique appliquée sur le lit bactérien.

Le tableau 45 montre les avantages et les inconvénients de cette filière de traitement.

Tableau 45 : Avantages et inconvénients du lit bactérien

Avantages	Inconvénients
• Consommation électrique faible • Exploitation simple • Bonne résistance aux surcharges organiques passagères • Relative résistance aux surcharges hydrauliques passagères • Technologie intensive nécessitant peu de surface au sol	• Sensibilité au froid et au colmatage • Abattement limité de l'azote et du phosphore • Source de développement d'insectes

1.2.2.6 Disques biologiques

➤ Principe de fonctionnement

Les disques biologiques sont un procédé de traitement biologique aérobie à culture fixée. Les micro-organismes se développent sur un matériau support, régulièrement irrigué par l'effluent à traiter.

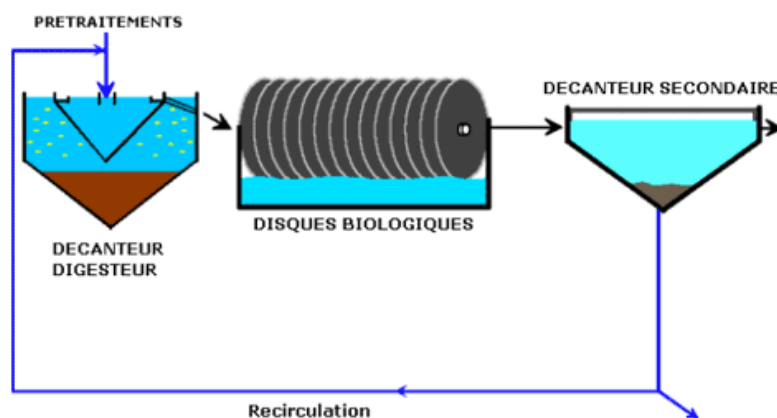


Figure 16 : Schéma de fonctionnement du disque biologique

Cette filière consiste à alimenter en eau, préalablement décantée ou tamisée, un ouvrage contenant une masse de matériaux plastiques, mise en rotation sur un axe horizontal, servant de support aux micro-organismes épurateurs, qui y forment un film biologique responsable de l'assimilation de la pollution.

En sortie des disques biologiques, est recueilli un mélange d'eau traitée et de biofilm. Ce dernier est piégé au niveau d'un décanteur secondaire sous forme de boues et l'eau traitée rejoint le milieu naturel.

La satisfaction des besoins en oxygène est obtenue par rotation horizontale de la masse des matériaux plastiques, qui provoque une émergence temporaire et régulière de la biomasse épuratrice au contact de l'oxygène de l'air.

Le tableau 46 montre les principaux avantages et inconvénients de cette filière d'épuration.

Tableau 46 : Avantages et inconvénients du disque biologique

Avantages	Inconvénients
Consommation électrique faible	Nécessité d'un personnel ayant des compétences en électromécanique
Exploitation simple	Abattement limité de l'azote
Bonne résistance aux surcharges organiques et hydrauliques passagères	Très grande sensibilité aux coupures d'électricité prolongées
Technologie intensive nécessitant peu de surface au sol	

2. Analyse multicritère par la méthode « AHP »

2.1 Introduction

Le choix d'un tel procédé pour l'épuration des eaux usées est très nécessaire afin de trouver un type optimal au niveau de rapport entre l'aspect technique ainsi que l'aspect financier sans oublier le côté environnemental. Pour cela, nous avons choisi la méthode AHP (Analytic Hierarchy Process) vu la nature hiérarchique des critères que nous avons utilisé dans la comparaison ci-dessous et les relations entre eux.

La méthode AHP est subjective puisqu'elle fait appel au jugement des individus qui l'appliquent. Son échelle de pondération est unique, elle ne correspond pas à des unités de mesure.

2.2 Définition de la méthode

Il s'agit de la méthode dont **Thomas.L Saaty** est l'inventeur, l'architecte et le premier théoricien (1980). Elle repose sur trois concepts :

- **La structuration hiérarchique** : décomposition du problème en sous problèmes.
- **La structuration des priorités** : classement des éléments selon leur importance relative.
- **La cohérence logique** : les éléments sont regroupés et classés de façon logique.

Cette méthode présente plusieurs intérêts notables et permet de :

- Élaborer un compromis représentatif des divers avis mais pas nécessairement le consensus
- Affiner la définition d'un problème par la décomposition.
- Établir des priorités.
- Prendre en compte l'interdépendance des éléments.
- Évaluer la cohérence logique des avis utilisés.

2.3 Mise en œuvre de la méthode

- **Elaboration de la structure hiérarchique**

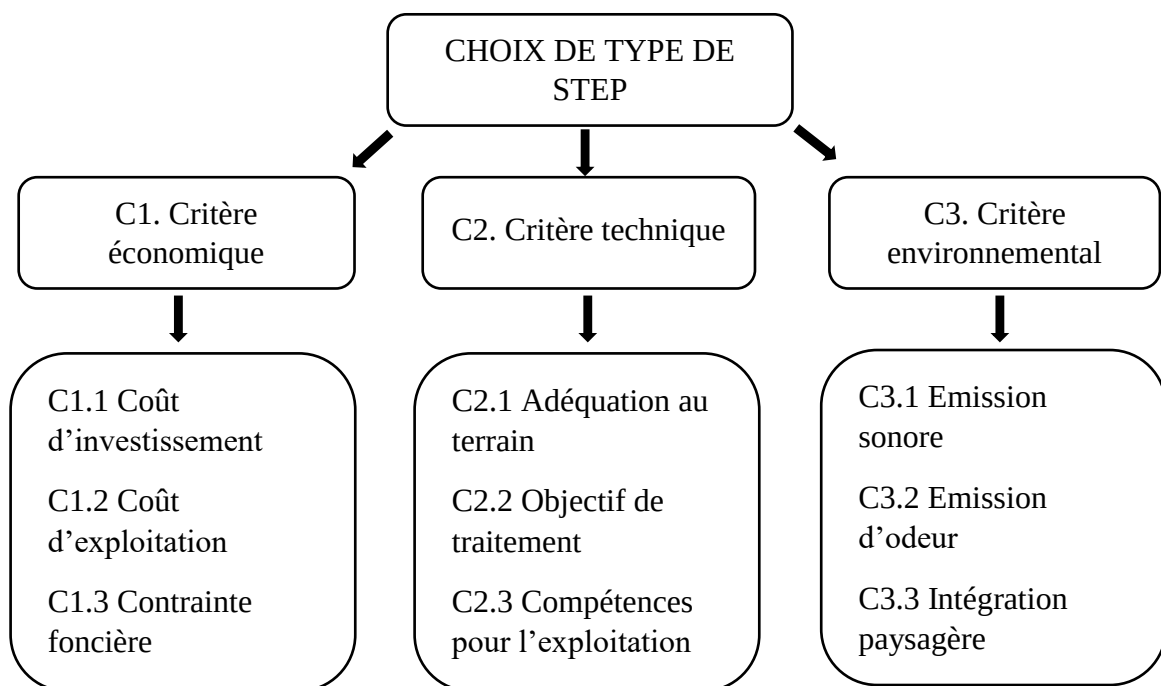


Figure 17 : Critères de choix du procédé d'épuration

- **Coût d'investissement** : le coût d'investissement comporte le coût du génie civil et des équipements électromécaniques.
- **Coût d'exploitation** : le coût d'exploitation comporte les frais de personnel (dépend du niveau de qualification et des exigences techniques de l'ouvrage), les frais d'énergie et les frais d'entretien.

- **Contrainte foncière** : il s'agit du type du terrain (Communal, privé de l'état, terrain privé ...). La surface du site choisi est 3.5ha.
- **Adéquation au terrain** : la qualité du terrain est un paramètre déterminant dans certains systèmes d'épuration. Les systèmes intensifs demandent peu d'exigences, les sols de fondation doivent être examinés pour vérifier leur capacité portante des ouvrages.

Le lagunage aéré est, toutefois, très sensible à la qualité du terrain qui conditionne les frais de terrassement. En effet, le type du sol (rocheux, argileux ou meuble) et la topographie (plate, douce ou accentuée) en agit de manière palpable. La perméabilité verticale maximale au fond des bassins est un critère fondamental, la valeur généralement retenue est de $10^E(-8)$ m/s (vitesse d'infiltration). En cas de présence d'une nappe sous les lagunes, même si pour le moment elle n'est pas exploitée pour l'eau potable, une distance minimale est nécessaire entre le fonds de la lagune et le niveau supérieur de la nappe : à titre tout à fait indicatif, on citera 2.00 m si la perméabilité de cet horizon est $K_v < 10^{-6}$ m/s et 3.00 m si $K_v > 10^{-6}$ m/s. Pour le lagunage aéré, la filière est étanchéifiée par une géomembrane ce qui réduit l'influence de la qualité du sol vis-à-vis de la perméabilité. Pour d'autres situations, il conviendra d'en tenir compte.
- **Objectif du traitement** : les objectifs de traitement concernent principalement les paramètres suivants :
 - La demande biochimique en oxygène, DBO5
 - La demande chimique en oxygène, DCO
 - Les matières en suspension, MES
 - L'azote total, NTK
 - Le phosphore total, PT
 - Les coliformes fécaux, CF
 - Les œufs d'helminthes
- **Compétence pour l'exploitation** : il s'agit du type du main d'œuvre que demande le système pour l'exploitation et l'entretien de la station
- **Emission sonore** : pour notre cas le site choisi est loin de la population, donc ce facteur est relativement négligeable.
- **Emission d'odeur** : les procédés extensifs (lagunage naturel, lagunage aéré...) génèrent des mauvaises odeurs qui peuvent être transportées par le vent vers la ville.
- **Intégration paysagère** : il faut absolument prendre ce critère en compte pour avoir une bonne intégration de la station dans le milieu environnemental avoisinant.

- **Elaboration des matrices de comparaison**

Cette étape consiste en la comparaison entre chaque paire de critère et sous-critère, c'est-à-dire les niveaux 2 et 3, et ce par des matrices binaires. Elle sert alors à comparer l'importance de tous les éléments appartenant au même niveau hiérarchique, pris deux par deux. Une matrice carrée A réciproque (a_{ij}) est alors créée tel que : **$a_{ii}=1$ et $a_{ji}=1/a_{ij}$**

Avec : i et j varient de 1 à n (nombre de paramètres) et les valeurs des a_{ij} sont déterminées en fonction de l'échelle dans le tableau 47.

Tableau 47 : Significations des valeurs possibles des matrices de comparaison

Même importance	1
Importance modérée	3
Importance forte	5
Très forte importance	7
Importance extrême	9
Valeurs intermédiaires	2,4,6 et 8

On obtient pour notre cas les matrices présentées dans les tableaux 48, 49, 50 et 51.

Tableau 48 : Matrice de comparaison des critères principaux

	C1	C2	C3
C1	1	5	4
C2	0,2	1	2
C3	0,25	0,5	1

Tableau 49 : Matrice de comparaison des sous-critères économiques

	C1.1	C1.2	C1.3
C1.1	1	6	2
C1.2	0,17	1	0,125
C1.3	0,5	8	1

Tableau 50 : Matrice de comparaison des sous-critères techniques

	C2.1	C2.2	C2.3
C2.1	1	0,17	2
C2.2	6	1	8
C2.3	0,5	0,125	1

Tableau 51 : Matrice de comparaison des sous-critères environnementaux

	C3.1	C3.2	C3.3
C3.1	1	0,3333	0,5
C3.2	3	1	2
C3.3	2	0,5	1

- **Vérification de la cohérence des paramètres**

Afin de vérifier la cohérence des critères selon les matrices de comparaison préétablies, on doit calculer l'indice de cohérence pour les critères généraux, puis les sous critères. Pour cela on va suivre les étapes suivantes :

a. Calcul des poids

Pour cela on normalise les matrices selon les diagonales, puis on calcule la moyenne arithmétique des poids obtenus pour chaque classe de critères. Pour notre cas, on obtient les matrices présentées dans les tableaux 52, 53, 54 et 55.

Tableau 52 : Matrice normalisée des critères principaux

	C1	C2	C3	Poids
C1	0,6897	0,7692	0,5714	0,6768
C2	0,1379	0,1538	0,2857	0,1925
C3	0,1724	0,0769	0,1429	0,1307

Tableau 53 : Matrice normalisée des sous-critères économiques

	C1.1	C1.2	C1.3	Poids
C1.1	0,5988	0,4	0,64	0,5463
C1.2	0,1018	0,0667	0,04	0,0695
C1.3	0,2994	0,5333	0,32	0,3842

Tableau 54 : Matrice normalisée des sous critères techniques

	C2.1	C2.2	C2.3	Poids
C2.1	0,1333	0,1313	0,1818	0,1488
C2.2	0,8	0,7722	0,7273	0,7665
C2.3	0,0667	0,0965	0,0909	0,0847

Tableau 55 : Matrice normalisée des sous critères environnementaux

	C3.1	C3.2	C3.3	Poids
C3.1	0,1667	0,1818	0,1429	0,1638
C3.2	0,5	0,5455	0,5714	0,539
C3.3	0,3333	0,2727	0,2857	0,2973

b. Calcul des valeurs propres

Tout d'abord on calcule les vecteurs $V_i(v_j)$ par le produit du vecteur poids déjà calculé et la matrice de comparaison, puis on calcule les valeurs de $T_i=(t_j) / t_j=v_j/poids$.

On obtient le tableau 56 récapitulant ces calculs.

Tableau 56 : Calcul des T_i et V_i pour chaque vecteur de critères

Critères	V_i	T_i
$\begin{pmatrix} C1 \\ C2 \\ C3 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 2.1622 \\ 0.5893 \\ 0.3962 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 3.1948 \\ 3.0614 \\ 3.0304 \end{pmatrix}$
$\begin{pmatrix} C1.1 \\ C1.2 \\ C1.3 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 1.7317 \\ 0.2104 \\ 1.2133 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 3.17 \\ 3.0276 \\ 3.1576 \end{pmatrix}$
$\begin{pmatrix} C2.1 \\ C2.2 \\ C2.3 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0.4485 \\ 2.3369 \\ 0.2549 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 3.014 \\ 3.0489 \\ 3.0096 \end{pmatrix}$
$\begin{pmatrix} C3.1 \\ C3.2 \\ C3.3 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 0.492 \\ 1.625 \\ 0.894 \end{pmatrix}$	$\begin{pmatrix} 3.004 \\ 3.015 \\ 3.008 \end{pmatrix}$

On calcule les valeurs propres maximales Y_{max} par la moyenne des valeurs de T_i , après on calcule l'indice de cohérence IC et le ratio de cohérence RC par les formules suivantes :

$$IC = \frac{Y_{max} - N}{N - 1} \text{ et } RC = \frac{IC}{\text{indice aléatoire}}$$

N : Nombre de critères, pour notre cas $N=3$.

L'indice aléatoire dépend du nombre de critères, pour notre cas *indice aléatoire* = 0.58

Tableau 57 : Indice aléatoire selon le nombre de critères

N	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Indice Aléatoire	0	0	0,58	0,9	1,12	1,24	1,32	1,41	1,45	1,49	1,51	1,54	1,56	1,57	1,59

Tableau 58 : Valeurs propres, indices de cohérence et ratios de cohérence

(C1, C2, C3)	Y_{max}	3,0956
	I_c	0,0478
	R_c	0,0824
(C1.1, C1.2, C1.3)	Y_{max}	3,1184
	I_c	0,0592
	R_c	0,1021
(C2.1, C2.2, C2.3)	Y_{max}	3,0242
	I_c	0,0121
	R_c	0,0208
(C3.1, C3.2, C3.3)	Y_{max}	3,0092
	I_c	0,0046
	R_c	0,0079

Pour que les critères soient bien cohérents, il faut que $RC \leq 10\%$ ce qui est vérifié pour notre cas.

- Calcul des poids pondérés

Tableau 59 : Poids pondérés du critère C1

Poids du critère C1				0,6768	
	C1.1	C1.2	C1.3	Poids	Poids pondérés
C1.1	1	6	2	0,546	0,36973584
C1.2	0,17	1	0,125	0,07	0,0470376
C1.3	0,5	8	1	0,384	0,26002656

Tableau 60 : Poids pondérés du critère C2

Poids du critère C2				0,1925	
	C2.1	C2.2	C2.3	Poids	Poids pondérés
C2.1	1	0,17	2	0,1488	0,028644
C2.2	6	1	8	0,7665	0,14755125
C2.3	0,5	0,125	1	0,0847	0,01630475

Tableau 61 : Poids pondérés du critère C3

Poids du critère C3				0,1307	
	C3.1	C3.2	C3.3	Poids	Poids pondérés
C3.1	1	0,33	0,5	0,164	0,0214348
C3.2	3	1	2	0,539	0,0704473
C3.3	2	0,5	1	0,297	0,0388179

- Matrice de décision

La matrice de décision qui a pour objectif de trouver la procédure d'épuration pertinente est donnée dans le tableau 62. Les notes sont données sur une échelle de **1 à 5**.

Tableau 62 : Matrice de décision

	Critères économiques			Critères techniques			Critères environnementaux		
	Coût d'investissement	Coût d'exploitation	Contrainte foncière	Adaptation à la qualité du terrain	Objectif du traitement	Compétences nécessaires à l'exploitation	Emission sonore	Emission d'odeur	Intégration paysagère
Boues activées (BA)	1	1	5	1	5	1	5	4	1
Lagunage naturel (LN)	4	4	1	3	3	5	1	1	3
Lagunage aéré partiellement mélangé ATV	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Lagunage aéré complètement mélangé EPA	3	2	4	3	4	3	3	3	3
Lagunage aéré CMX_PMX	3	2	5	3	5	3	3	3	3

Remarque

On a éliminé les deux procédés d'épuration « Lits bactériens » et « disques biologiques » dès le début car ils sont adaptés à des petites agglomérations et donc un EH faible, ce qui n'est pas le cas pour la ville de Sidi Allal El Bahraoui.

- **Calcul des scores**

Tableau 63 : Scores des procédés d'épuration

		BA		LN		LA.ATV		EPA		CMX/PMX	
		ni	Note	ni	Note	ni	Note	ni	Note	ni	Note
C1.1	0,36973584	1	0,3697	4	1,4789	3	1,10920752	3	1,1092	3	1,1092
C1.2	0,0470376	1	0,047	4	0,1882	3	0,1411128	2	0,0941	2	0,0941
C1.3	0,26002656	5	1,3001	1	0,26	3	0,78007968	4	1,0401	5	1,3001
C2.1	0,028644	1	0,0286	3	0,0859	3	0,085932	3	0,0859	3	0,0859
C2.2	0,14755125	5	0,7378	3	0,4427	3	0,44265375	4	0,5902	5	0,7378
C2.3	0,01630475	1	0,0163	5	0,0815	3	0,04891425	3	0,0489	3	0,0489
C3.1	0,0214348	5	0,1072	1	0,0214	3	0,0643044	3	0,0643	3	0,0643
C3.2	0,0704473	4	0,2818	1	0,0704	3	0,2113419	3	0,2113	3	0,2113
C3.3	0,0388179	1	0,0388	3	0,1165	3	0,1164537	3	0,1165	3	0,1165
Score		2,92739234		2,74556562		3		3,36054021		3,76811802	

- **Classement des procédés d'épuration**

Tableau 64 : Classement des procédés

Procédé	Score
CMX/PMX	3,7681
EPA	3,3605
ATV	3
BA	2,9274
LN	2,7456

Le procédé d'épuration ainsi choisi est le lagunage aéré CMX/PMX dont la méthode de dimensionnement, est présentée par la suite.

Remarque

Nous avons également élaboré les notes de calcul et de dimensionnement pour les différents procédés d'épuration (*Voir en Annexe B3, B4, B5 et B6*).

3. Dimensionnement de la station d'épuration de S.A.B par le procédé CMX_PMX

3.1 Données de base pour le dimensionnement

On se base pour le dimensionnement sur les résultats des prévisions pour l'horizon de l'étude 2035 :

Population	(hab)	37852
Charge polluante moyenne	(kg DBO5/j)	927,37
Débit journalier moy	(m3/j)	2797,53
Concentration à l'entrée	(mg DBO5/l)	331,49

3.2 Dimensionnement des ouvrages du prétraitement

3.2.1 Dégrilleur

➤ **Données de dimensionnement**

Le débit moyen des eaux usées refoulé vers la STEP par la station de pompage est de 113.07l/s. On a choisi le dégrilleur type fin, vu l'existence d'un dégrillage moyen au niveau de la station de pompage.

➤ **Critères de dimensionnement**

- Les vitesses ; maximale et minimale de passage d'eau à travers les grilles sont respectivement 1.2m/s et 0.6m/s.
- Le coefficient de colmatage C au niveau des grilles :
C = 0,10 - 0,30 pour des grilles manuelles
C = 0,40 - 0,50 pour des grilles automatiques
- L'angle d'inclinaison recommandé doit être compris entre :
75° et 85° : pour un système de nettoyage mécanique.
45° et 60 : pour un nettoyage manuel.
- Le coefficient de forme des barreaux : dépend de la forme de la section des barreaux et du sens d'écoulement d'eau, pour des barreaux à section circulaire ce coefficient égal à 1,79.
- L'espace libre entre les barreaux varie entre 10mm pour un dégrillage fin et 50mm pour un dégrillage grossier, cet espacement dépend également du type de système pour le nettoyage (automatique ou manuel).
- L'épaisseur des barreaux :

Entre 4 et 8mm pour le type « à nettoyage manuel »

Entre 8 et 10mm pour le type « à nettoyage automatique »

- Le tirant d'eau t en amont du canal de grillage :

$$t = 0,10\text{m} < 1000 \text{ EH} ;$$

$$t = 0,20\text{m} < 5000 \text{ EH} ;$$

$$t = 0,40\text{m} < 20000 \text{ EH} ;$$

$$t = 0,50\text{m} < 50000 \text{ EH} ;$$

$$t = 0,60\text{m} < 100000 \text{ EH} ;$$

$$t > 0,60\text{m} > 100000 \text{ EH}.$$

Remarque

Les performances d'un dégrilleur (manuel ou autonettoyant) se caractérisent par son espacement entre barreaux. L'écartement des barreaux de la grille est défini par le choix de la taille et de la nature des objets, qui peuvent être acceptés par la station. On cherche aussi un compromis entre l'espacement des barreaux et la quantité des déchets à évacuer (nettoyage fréquent de la grille, volume de déchets produits).

Le tableau 65 montre les critères pris pour le dimensionnement.

Tableau 65 : Critères de conception du dégrilleur

Vitesse maximale de passage	m/s	v	1.2
Coefficient de colmatage	--	c	0.45
Angle d'inclinaison	Degré	θ	75
Coefficient de forme	--	β	1.79
Espace libre entre les barreaux	mm	b	10
Epaisseur des barreaux	mm	e	8
Tirant d'eau	m	t	0.5

➤ Dimensionnement du dégrilleur

- Calcul de coefficient d'ouverture o : $o = \frac{b}{e+b}$
- La surface utile de la grille S_u : $S_u = \frac{Q_p}{v \cdot o \cdot c}$ avec Q_p : Débit moyen d'eau usée
- La longueur mouillée de la grille L_o : $L_o = \frac{t}{\sin(\theta)}$
- La largeur du chenal de grillage L_g : $L_g = \frac{S_u}{L_o}$
- La quantité de refus de dégrillage Q_r : $Q_r = \frac{x}{0.001 \cdot b}$ avec x entre 15 et 20
- Le nombre des barreaux N_b : $N_b = \frac{L_g \cdot 1000 - e}{e+b}$

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau 66.

Tableau 66 : Eléments dimensionnés du dégrilleur

Coefficient d'ouverture	0.56
Surface utile des grilles	0.38m ²
Longueur mouillée de la grille	0.52m
Largeur du chenal de grillage	0.73m
Quantité de refus de dégrillage	1600 l/an/hab
Nombre des barreaux	40

➤ Vérification du dimensionnement

Les deux critères principaux de vérification du dimensionnement :

- Les pertes de charges à travers la grille doivent être inférieures à 150mm

$$H = \beta * \left(\frac{e}{b}\right)^{\frac{4}{3}} * \frac{V^2}{2 * g} * \sin(\theta)$$

- La vitesse doit être comprise entre 0.6 et 1.2m/s, car on a choisi le type de dégrilleur autonettoyant

$$V' = \frac{Q_{min}}{Q_{max}} * v$$

Avec :

Qmin : Débit moyen des eaux usées de la population actuelle (2019)

Qmax : Débit moyen des eaux usées de la population de l'horizon d'étude (2035)

Les résultats de vérification sont les suivants :

Tableau 67 : Eléments de vérification de dimensionnement du dégrilleur

Pertes de charge à travers les grilles	96 mm
La vitesse de passage	0.61 m/s

3.2.2 Dessableur / déshuileur

Les dessableur-dégraisseurs peuvent être de différentes formes, on les trouve souvent sous la forme cylindro-conique car cette forme correspond à un optimum d'utilisation des surfaces disponibles. De plus, cette forme favorise la décantation des sables. Cependant, un décanteur de section rectangulaire permet de réduire sensiblement la hauteur de l'ouvrage, et donc, les volumes morts par rapport à un décanteur de section cylindrique.

Pour des raisons d'optimisation de surface, nous avons choisi le type dessableur-déshuileur cylindro-conique.

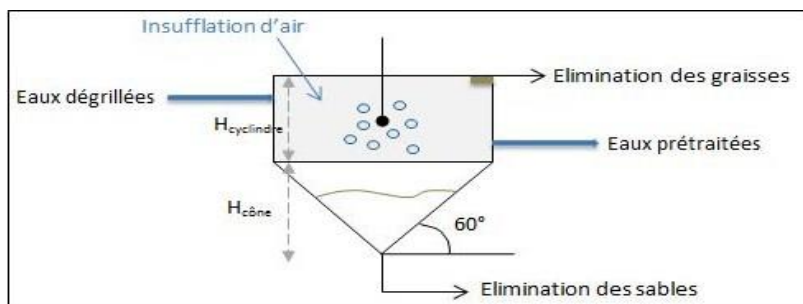


Figure 18 : Schéma de fonctionnement d'un dessableur/dégraisiseur cylindro-conique

➤ Critères de dimensionnement

Les critères de conception de ce type de dessableur-déshuileur sont résumés dans le tableau 68.

Tableau 68 : Critères de conception d'un dessableur/déshuileur

Paramètre	Game de valeurs
Diamètre (m) : D	3 – 8
Profondeur (m) : h	3 – 5
Temps de séjour (min) : Ts	5 – 10 pour Qp 10 – 15 pour Qph 15 – 20 pour Qmoy
Vitesse ascensionnelle (m/h) : V _{asc}	15 – 30 pour Qp 10 – 15 pour Qph 6 – 10 pour Qmoy

➤ Méthode de dimensionnement

Le temps de séjour dans le dessableur-déshuileur est pris égal à 5min

La charge hydraulique varie de 40 à 70 m³/m²/h, nous avons pris 50m³/m²/h

La valeur prise pour la vitesse ascensionnelle est 15m/h

On calcule par la suite le volume du dessableur-déshuileur hors du cône des sables par la formule suivante :

$$V = Q * Ts$$

Avec Q est le débit de conception.

Puis, on passe au calcul de la surface par le biais de la relation suivante :

$$S = \frac{Q}{V_{asc}}$$

On en déduit alors le diamètre et la profondeur de l'ouvrage :

- Profondeur h(m) : $h = \frac{V}{S}$
- Diamètre D(m) : $D = \sqrt{\frac{4*S}{\pi}}$

Ensuite, pour pouvoir trouver le volume total du dessableur-dégraisiseur, on calcule le volume du cône des sables :

Le volume du cône de sable est : $V = S * \frac{h_{con}}{3}$ où $h_{con} = \frac{D}{2 * \tan(\alpha)}$

Enfin, en ce qui concerne les volumes de sables et des graisses produits, on les calcule à l'aide des valeurs spécifiques suivantes :

Tableau 69 : Volumes des sables et des graisses produites

Paramètre	Game de valeurs	Valeur choisie
Volume des sables (l/hab)	5 - 12	7
Volume des graisses (kg MEH/EH.an)	7.3	7.3

Après le dimensionnement, il faut vérifier le temps de séjour dans l'ouvrage par la formule suivante :

$$Ts = \frac{\pi}{4} * D^2 * \frac{h}{Q}$$

Les résultats de dimensionnement sont présentés dans le tableau 70.

Tableau 70 : Eléments dimensionnés du dessableur/déshuileur

Profondeur du dessableur	1.3 m
Profondeur du déshuileur	4.2 m
Diamètre	3.1 m
Volume du cône de sable	10.8 m ³
Volume total	20.5 m ³
Temps de séjour	10.6 min

➤ Quantité de matières éliminées

Le dessableur élimine 80% de la matière minérale existante dans les eaux usées. La matière minérale représente 20% des matières en suspension (MES), les 80% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS). (notes théoriques « dimensionnement d'une station d'épuration par boues activées » Dr. R. SALGHI : Professeur à l'Ecole Nationale des Sciences Appliquées d'Agadir)

Tableau 71 : Quantités des MES éliminées après le prétraitement

			2020	2025	2030	2035
Entrée	mg/l	MES	464,09	464,09	464,09	464,09
	mg/l	MM	92,8185	92,8185	92,8185	92,8185
	mg/l	MVS	371,27	371,27	371,27	371,27
Sortie	mg/l	MES	389,84	389,84	389,84	389,84
	mg/l	MM	18,5637	18,5637	18,5637	18,5637
	mg/l	MVS	371,27	371,27	371,27	371,27

3.3 Dimensionnement des lagunes

3.3.1 Bassins CMX (Completely mixed lagoons)

Le dimensionnement de ces lagunes aérées complètement mélangées peut être établi sur la base des recommandations de l'EPA (Environmental protection agency).

Cette méthode de dimensionnement s'inspire des formules, ci-après, pour le dimensionnement de chaque cellule en série :

- Choisir le taux de réaction à 20°C k_{20} (j-1). L'EPA en 2011 propose de prendre ce taux de réaction $K(20)$ égal à 2,5 j-1
- Calculer le taux corrigé de réaction : $K(T) = K(20) * 1.036^{T-20}$
- Fixer forfaitairement le temps de séjour dans chaque lagune (Il doit être au minimum égale à 2 jours). Ce temps de séjour est fixé forfaitairement dans un premier temps et peut-être ensuite ajusté dans un 2ème temps, si la concentration visée au rejet de la dernière lagune n'est pas atteinte.
- Evaluer la $[DBO_5]$ en sortie de chaque cellule en série, selon la relation suivante :

$$Cs = \frac{Co}{(1 + K(T) * Ts)^n}$$

Avec : C_s : la concentration de la DBO_5 à la sortie de la lagune.

C_o : La concentration de la DBO_5 à l'entrée de la lagune.

T_s : Le temps de séjour dans le bassin.

n : Le nombre des bassins.

- Calculer les volumes des cellules par la relation : $V = Q \times TS$.
- Choisir une profondeur d'eau égale à environ 3m.
- Calculer les dimensions des lagunes (Longueur / Largeur).
- Calculer le rendement : $\mu = \frac{Co - Cs}{Co}$ pour la détermination de la quantité journalière de DBO_5 éliminé.

3.3.2 Bassins PMX (Partially mixed lagoons)

Pour le dimensionnement des lagunes aérées partiellement mélangées, on applique la même démarche que celle déjà élaborée pour les bassins CMX, sauf que le taux de réaction à 20°C est tel que $K(20) = 0.1$ j-1

Ensuite, on calcule le taux de réaction corrigé par la formule suivante :

$$K(T) = K(20) * 1.036^{T-20}$$

3.3.3 Aération des bassins

➤ Calcul des puissances d'aération

On suit la démarche suivante :

- Fixer la fourniture minimale en oxygène (FO2) en kgO2/kgDBO5 éliminé :
(1.5 pour CMX et 1.2 pour PMX)
- Calculer le besoin journalier en oxygène par la formule suivante :

$$B02j = FO2 * DBO5_{\text{éliminé}}$$

- Calculer le besoin horaire en oxygène : $B02h = \frac{B02j}{Nfc}$
Avec : Nfc est le nombre d'heure de fonctionnement (24h pour CMX, 12h pour PMX)
- Calculer la puissance Absorbée : $P = \frac{B02h}{ASB * FCE}$

ASB : Apport spécifique brute en eau claire. (ASB = 1)

FCE : Facteur correctif en eau claire (FCE = 0.7)

- Vérification de la puissance spécifique moyenne en W/m3 (env. 6 pour CMX, et 2 pour PMX)

➤ Choix du système d'aération

- Pour les bassins complètement mélangés, le système d'aération le plus convenable est par insufflation d'air.
- Pour les bassins partiellement mélangés, le système adéquat est l'aération en surface afin de permettre la décantation de la MES provenant des bassins CMX.

3.3.4 Résultats du dimensionnement des bassins CMX/PMX

Un récapitulatif des résultats de dimensionnement est donné dans le tableau 72.

Tableau 72 : Dimensionnement des bassins CMX/PMX

	Bassin CMX	Bassin PMX
Temps de séjour	4 jours	5 jours
Volume total	11 190.11 m3	13 987.65 m3
Hauteur d'eau	3m	3m
Surface totale	3730.04	4662.55
Nombre de bassins en parallèle	2	2
[DBO ₅] à la sortie	38.84 mg/l	28.21 mg/l
Puissance spécifique moyenne	6.53 W/m3	2.28 W/m3
Rendement global	91.49 %	

3.4 Traitement tertiaire

3.4.1 Introduction

Les eaux usées traitées sont rejetées dans Oued Abou Regrag alimentant le lac du barrage de Sidi Mohamed Ben Abdellah, qui est utilisé essentiellement pour l'agriculture et l'alimentation en eau potable. Cette contrainte aval exige une qualité de rejet plus élevée vis-à-vis de la matière organique et microbiologique, d'où la nécessité de mettre en place une filière de traitement tertiaire pour répondre aux normes de réutilisation.

Les eaux usées urbaines se composent généralement d'une combinaison d'un ou plusieurs effluents : effluents domestiques, industriels, pluviaux, etc. Dans notre cas, il s'agit seulement des rejets à caractère domestique.

Du point de vue de la qualité microbiologique des EU, les trois groupes d'agents microbiologiques les plus présents sont : les bactéries, les parasites (protozoaires parasitiques et œufs helminthes) et les virus. (EPA, 2012). Le tableau 73 présente la qualité d'eau avant et après le traitement.

Tableau 73 : Normes de la qualité microbiologique des effluents

Paramètre	Norme dans l'effluent	Objectif du traitement
Coliformes totaux	< 10 - 10 ⁷ CFU*/100ml	< 1-200 CFU / 100 ml
Coliformes Fécaux	< 10 - 10 ⁶ CFU / 100ml	< 1 - 10 ⁴ CFU / 100 ml
Œuf d'helminthe	< 1-10 / L	< 0.1 – 5 /L
Virus	< 1-100 / L	< 1/40L à <1/50L

(Bahri et Lazarova, 2005)

* CFU: colony forming unity (unité format colonie)

3.4.2 Contexte Marocain

Le Maroc n'a pas encore de réglementations spécifiques concernant la REUE (Medaware, 2005) (tableau 8). Néanmoins, ces dernières années, le pays est en train de mettre en place des projets d'irrigation des cultures à partir des eaux de REUE et définit les normes standards. Les normes proposées pour être utiliser en irrigation des cultures sont présentées dans le tableau 74 (USaid, 2009 ; Royaume du Maroc, 2011).

Tableau 74 : Critères de la qualité d'EUE en irrigation au Maroc

Catégorie	A	B	C
Condition à réaliser	Irrigation des cultures à consommation crues iii(*)	Irrigation des céréales, les plantes industrielles, fourrages, les pâturages et les plantations d'arbres	L'irrigation des cultures locales de la catégorie B, si les agriculteurs et les consommateurs publics ne sont pas exposés
Groupes exposés	Agricultures, Public Consommateurs	Agricultures	Personne
Nématothodes intestinales ^{i(*)} Moyenne arithmétique du nombre d'œufs /litre	Absence	Absence	-
Coliformes fécaux La moyenne géométrique du nombre / 100ml ^{ii(*)}	≤1000	Pas de recommandation	-

(Medaware, 2005)

^{i(*)} Ascaris, Trichuris et Ankylostoma

^{ii(*)} Pendant la période de l'irrigation

^{iii(*)} En cas de l'irrigation restreinte (<200 CF / 100ml)

Tableau 75 : Les normes proposées en 2009 pour irrigation au Maroc

Paramètre	Groupe A : les cultures à faire cuire	Groupe B : Fruitières, parcs	Groupe C : Pâturages, plantes industrielles
E. Coli (CFU/100mL)	100	1000	-
Œufs d'helminthes/L	≤ 1	≤ 1	≤ 1

(Royaume du Maroc, 2011)

3.4.3 Procédés de désinfection

Pour les traitements intensifs, les procédés de désinfection les plus courants sont les lampes UV, la chloration et les réacteurs biologiques à membranes (boue activée).

Pour les traitements extensifs, les procédés de désinfection sont restreints généralement à l'infiltration percolation et les lagunes de maturation.

• **Lagunes de maturation**

Principe de fonctionnement	- mécanisme : irradiation des organismes pathogènes par les rayons UV solaires dans une faible profondeur (Barbier et Pronost, 2012 ; GLS N°5, 2012) - raréfaction du substrat - décantation des germes fixés sur les MES - production des substances inhibitrices ou bactéricides par certains macrophytes
Efficacité sur les MO	- variable en fonction des saisons, en été : >3 à 4 log d'abattement - élimination des protozoaires et des œufs d'helminthes (si TS>20j et plusieurs bassins) - E. Coli en fonction de temps séjour (TS) pour une qualité de 103 E.coli/100mL (Barbier et Pronost, 2012):
Ratios de dimensionnement	Besoin d'une étude géotechnique préalable pour calculer l'étanchéité de bassins - efficacité dépend étroitement à la situation climatique (ensoleillement t°C, etc) et au temps de séjour (activité algale, évaporation, unitaire, nappe basse, ...): en hiver elle diminue (température et luminosité) - application recommandée des Lois de Marais - surface recommandée : 5 m² /EH environ - profondeur : 0,8 à 1 m
Points à surveiller en conception et en exploitation et recommandations	- entretien régulier - maîtrise des temps de séjour - prolifération algale excessive dégradant l'ensemble des paramètres épuratoires
Avantages	- Intégration paysagère = intérêt écologique et éducatif - il peut assurer une désinfection intéressante et correcte - exploitation simple - sécurité du rejet dans le milieu naturel : pas de formation de sous-produits - absence de consommation énergétique grâce aux radiations solaires naturelles - capacité supplémentaire de stockage
Inconvénients	- il nécessite un grand espace par rapport aux besoins des habitants= adapté au traitement de faibles volumes - plusieurs éléments peuvent freiner la mise en œuvre : • L'importance du sol par EH • Le manque d'ensoleillement en raison du climat • Des sur débits de surplus peuvent réduire le temps de séjour • Le développement d'algues - besoin d'une bonne qualité en amont - une faible, de forts temps de séjour et une présence résiduelle de nitrates et phosphates, peuvent favoriser la prolifération des algues, et donc la dégradation du fonctionnement (Barbier et Pronost, 2012) - diminution de l'efficacité de désinfection à cause de la colonisation par des oiseaux - évaporation causant une perte de la quantité - étanchéité des bassins (dépend des caractéristiques du sol)

Coûts	- coût d'investissement pouvant être important selon les contraintes d'étanchéité - coût d'exploitation est faible
-------	--

(Paulus, 2009 ; Eau Seine-N., 2012 ; OIEau, 2012 ; Savary, 2012)

• Infiltration percolation

Principe de fonctionnement	- infiltration des effluents à vitesse lente après décantation ou traitement secondaire, épandage et intermittence à travers un massif de sable qui sert de support à la biomasse épuratrice
Efficacité sur les MO	- élimination complète des œufs d'helminthes, protozoaires comme Giardia et Cryptosporidium - en cas de bonne surveillance, une réduction fiable de E.Coli < 1000/100ml - œufs d'helminthes et protozoaires : élevée (en raison de leur retrait dans le lit de sable) - bactéries et virus : élevée (en raison de la mortalité massive dans les eaux souterraines)
Ratios de dimensionnement	- lits de sable non saturés et grossiers à une profondeur de 2 m - pour un abattement de 3 à 4 log en coliformes thermotolérants et streptocoques fécaux= • profondeur suffisante : >3m, • une granulométrie du sable : entre 0,2 et 2 mm, • une charge hydraulique maximum de 0,5 m³/m²/j1 (GLS N°5, 2012) - 0,5 à 1 m²/EH environ
Points à surveiller en conception et en exploitation et recommandations	- répartition des effluents et court-circuits (Barbier et Pronost, 2012) - granulométrie du sable - Charge hydraulique - Eviter ses colmatages
Avantages	- Faible consommation d'énergie - facile à exploiter - Aucune perte d'eau découlant de l'évaporation
Inconvénients	- surface requise => limitée pour les petites installations (< 5000 EH) (GLS N°5, 2012) - nature et caractéristiques du sol - entretien est important - Disponibilité du sable en place - contraintes hydrogéologiques - maîtrise partielle des performances - grande rigueur dans le dimensionnement et la qualité du sable - entretien pouvant être contraignant
Coût	- faible coût d'exploitation - coût d'investissement modéré dans la mesure de l'utilisation du sable en place

• Chloration

Principe de fonctionnement	- un réacteur oxydant fort et très efficace pour la désactivation des microorganismes pathogènes cassant les liaisons chimiques de leurs molécules (Gouv. du Québec, 2012) - il s'attaque directement aux MO notamment en perturbant l'activité enzymatique => cela modifie la structure entière de la molécule et provoque sa désactivation (Lenntech, 2012)
Efficacité sur les MO	- selon la dose appliquée : - virus : 1 à 3 log (peu efficace), bactéries : 2 log et 0 à 1,5 log de kystes de protozoaires mais presque aucun œuf d'helminthe (plus résistant) (Bahri et al., 2011)
Ratios de dimensionnement	- teneur et le temps de contact varient selon les caractéristiques des effluents à traiter - dose du chlore : • après un traitement biologique : 3 à 4 mg/l, • après un traitement physico-chimique : 10 à 12 mg/l - ex : pour un objectif de 103 CF/100mL : temps de contact = 30min, la dose = 2 mg/l - facteurs de l'efficacité : Concentrations en chlore, temps de contact (ex : E.Coli)
Points à surveiller en conception et en exploitation et recommandations	- pour agir efficacement, un temps de contact de trente minutes environ (GLS N°5, 2012) - il faut éviter le rejet trop chargé en chloramine ou en chlore résiduel - maîtrise de la technologie de stockage
Avantages	- chlore peut être facilement appliqué, mesuré et contrôlé (Lenntech, 2012) - ne nécessite pas une grande surface - il est assez persistant et relativement bon marché
Inconvénients	- sous-produits nocifs
Coûts	- coût moyen mais il s'agit du coût le plus faible pour une méthode de désinfection conventionnelle. (Technologie bien maîtrisée)

(IAU, 2002 ; Bahri et al. 2011 ; GLS N°5, 2012 ; Lenntech, 2012 ; OIEau, 2012)

• Lampes UV

Principe de fonctionnement	- une lampe UV renfermée du gaz de mercure et un gaz interne (argon), elle est protégée par une gaine de quartz (GLS N°28, 2012) - Le processus correspond à l'inactivation cellulaire (ADN et ARN) des bactéries en les faisant passer dans un canal ouvert muni de lampes à rayons UV
Efficacité sur les MO	- bactéries, virus et protozoaires (plus d'inactivation des virus que la chloration (Gouv. du Québec, 2012) mais moins que l'ozonation (Bahri et al., 2011) - en utilisant d'effluent du clarificateur ayant une qualité de 105 E. Coli/100ml, l'abattement d'E. Coli par UV sera : $100/100\text{ml} = 3 \text{ à } 3.5 \text{ log}$ (Barbier et Pronost, 2012) - la puissance des lampes garantit une dose suffisante pour 99,9% des MO

Ratios de dimensionnement	- temps de contact : 5 à 15 secondes - pour la désinfection plus efficace ≈ 200 à 280 nm ; dose de UV : 15-25 W.s/cm² - facteurs influençant la dose reçue par les MO : la turbidité et/ou la couleur de l'eau (plus turbide=moins efficacité), le fer et le manganèse (en absorbant le UV, diminue l'efficacité), le débit (régime turbulent=garantit l'homogénéité), le vieillissement des lampes, l'épaisseur de la lame d'eau (GLS N°28, 2012). - selon l'OMS, pour une qualité de 1000 E. Coli/ml, moyen d'MES : <10 mg/L et la dose d'UV : 30-40 mJ/cm
Points à surveiller en conception et en exploitation et recommandations	- nettoyage des gaines de quartz pour éviter l'encrassement et la diminution de l'efficacité de désinfection (GLS N°28, 2012) - nettoyage chimique 1-2 mois (Barbier et Pronost, 2012) - destination des lampes usagées - mise en poubelle des lampes usagées est interdites (dangereux) - nécessité potentielle d'une filtration préalable comme le filtre à sable - eau sans turbidité et couleur est requis pour une bonne efficacité - la température $\approx 20^{\circ}\text{C}$ (GLS N°28, 2012) - vieillissement des lampes : il faut les changer tous les 1-2 ans (GLS N°28, 2012) - débit, régime et la pression de l'eau pour obtenir le temps de séjour ≈ 5sec (GLS N°28, 2012) - épaisseur de la lame d'eau pour pouvoir absorption de l'énergie d'UV ≈ 15mm (GLS N°28, 2012) - il ne faut jamais regarder des lampes allumées sans lunettes de protection (Barbier et Pronost, 2012)
Avantages	- pas besoin de produit chimique (Gouv. du Québec, 2012) - une technologie neutre et écologique = absence de création de sous-produits indésirable (Gouv. du Québec, 2012) - inactivation cellulaire empêche la reproduction des MO= hygiène et sécurité - simplicité d'exploitation et de la maintenance (Gouv. du Québec 2012 ; OIEau, 2012) - compacité du dispositif (Barbier et Pronost, 2012) - possibilité de nettoyage automatisé des lampes - stabilité de rayonnement = performances correctes (Barbier et Pronost, 2012) - pour un bon rendement électrique de lampe, consommation d'énergie limitée (ex :13,2kw pour 25000EH) (Barbier et Pronost, 2012) - compatible avec la puissance des lampes en fonction du débit reçu
Inconvénients	- certains virus (ex : les adénovirus) sont résistants aux UV - encrassement des lampes et maintenance (récemment maintenance et nettoyage est automatisé) (Mirat, 2006)
Coûts	- une technologie économique en investissement et exploitation - coût d'investissement limité mais dépend de l'exigence d'abattement pathogènes - coût d'exploitation faible (proche de la chloration (OIEau, 2012)) - coût de maintenance raisonnable

(Mirat, 2006 ; Bahri et al., 2011; GLS N°5, 2012 ; GLS N°28, 2012 ; Pollutec, Lyon, 2012)

3.4.4 Dimensionnement de la filière de traitement tertiaire pour la ville de S.A.B

➤ Par le procédé d'infiltration percolation

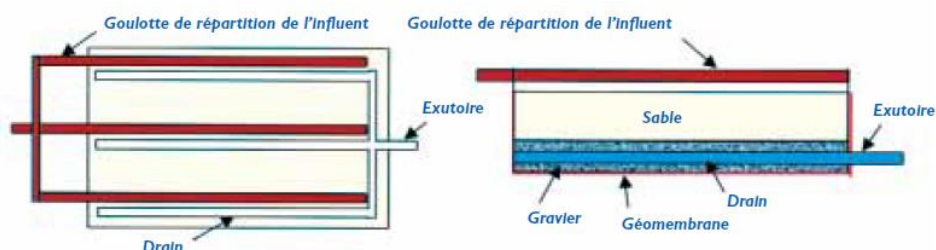


Figure 19 : Infiltration-percolation étanchée et drainée

(Source : Agences de l'Eau, France 1993)

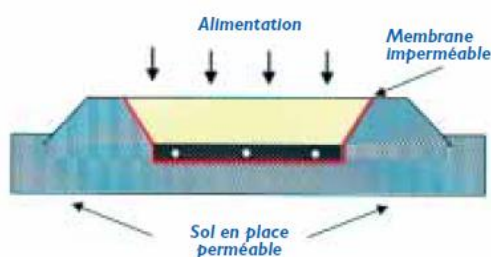


Figure 20 : Système drainé avec un massif drainant étanche

(Source : Agences de l'Eau, France 1993)

Les critères pris pour le dimensionnement sont :

- La charge hydraulique : 0.3 m/s
- Débit moyen journalier : 2797.5 m³/j

Dans le cas où l'infiltration-percolation a pour fonction l'élimination des germes pathogènes, l'épaisseur du massif filtrant dépend du niveau de décontamination attendu. La courbe présentée dans la figure 21 donne la relation entre l'abattement des coliformes fécaux en fonction de la charge hydraulique H et de l'épaisseur du massif filtrant lorsqu'il s'agit de sable (Etude Inter Agences n°9, 1993).

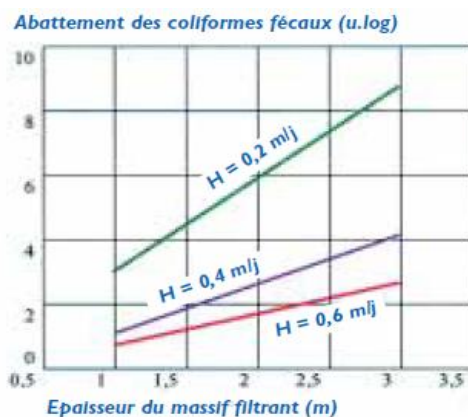


Figure 21 : Abattement des CF en fonction de H et l'épaisseur du filtre

Les résultats de dimensionnement sont donnés dans le tableau 76.

Tableau 76 : Résultats de dimensionnement infiltration percolation

Surface du filtre de sable	9325	m ²
Nombre de filtre	4	u
Surface unitaire du filtre	2331,25	m ²
Profondeur du sable	1,2	m
Volume total du sable	11190	m ³
Largeur unitaire du bassin	34,1	m
Longueur unitaire du bassin	68,3	m
Epaisseur du gravier	0,4	m
Volume total du gravier	3730	m ³

Remarque :

Il faut obligatoirement mettre en avant un bassin de finition pour ne pas colmater le filtre du sable.

➤ **Par le procédé des lagunes de maturation**

Les critères de dimensionnement des lagunes de maturation sont les suivants :

- Le temps de séjour : 5 jours pour le premier bassin, 3 jours pour les bassins suivants en série.
- $N_s/N_0 = 1/(K \cdot T_s + 1)^n$ (loi de décroissance bactérienne pour un mélange parfait) ;

Avec :

N_s : nombre de germes (coliformes) en sortie du bassin « n » ;

N_0 : nombre de germes en entrée des lagunes de maturation ;

K : coefficient de décroissance ;

Les valeurs de K (formule du mélange parfait) vont de 1,5 pour les températures inférieures ou égales à 10 °C à 2 pour les températures supérieures à 20 °C.

Cette constante est donnée par la formule suivante : $K = 2,6 \cdot 1,19^{T-20}$

- La température de dimensionnement est celle moyenne du mois le plus froid de l'année.
- Profondeur des bassins : de 0,8 à 1,5 m.

Les résultats de dimensionnement sont résumés dans le tableau 79.

Tableau 77 : Résultats de dimensionnement lagunes de maturation

Nombre de bassins	6	u
Volume total des bassins	54733.92	m ³
Surface totale des bassins	36489.28	m ²
Profondeur des bassins	1.5	m
Nombre de CF Ns à la sortie	709.03	CF

➤ **Par le procédé des lampes UV**

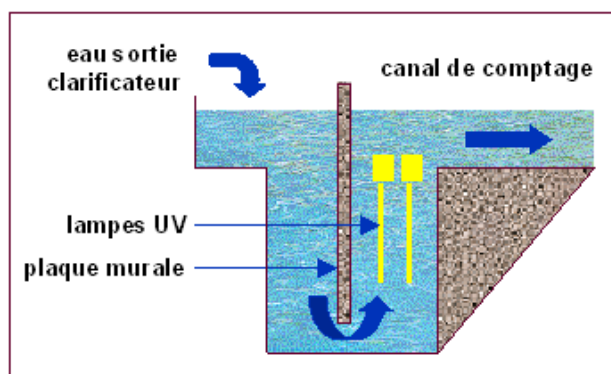


Figure 22 : Schéma d'un réacteur UV

On a calculé le volume utile théorique de chenal UV par la formule suivante : $V = Q * T_c$, tel que T_c est le temps de contact et Q est le débit entrant.

L'intensité des radiations UV est calculée par la formule $I = \frac{Dose}{T_c}$

Le tableau 78 donne les résultats de dimensionnement.

Tableau 78 : Résultats de dimensionnement UV

Temps de contact	10,000	s
Débit des EU à traiter	2797,500	m ³ /j
Volume utile du chenal	0,324	m ³
Dose UV	35,000	W.s/cm ²
Intensité des radiations	3,500	W/cm ²

Remarques

Pour une bonne efficacité de désinfection par UV, un système de filtration des eaux est nécessaire.

Afin d'éviter le colmatage rapide des filtres, il faut mettre en place un bassin de finition pour diminuer la turbidité de l'eau traitée.

➤ **Par le procédé de chloration**

Les doses de chlore nécessaires selon le degré d'épuration pour satisfaire les objectifs de la désinfection, sont présentées dans le tableau 79.

Tableau 79 : Doses de chlore selon le degré d'épuration

Nature de l'effluent	Doses de chlore (mg/l)	
	Pour $< 10^3$ CF/100 ml	Pour $< 10^2$ CF/100 ml
Effluent floculé-décanté	10	13 - 15
Effluent épuré-nitrifié	3 - 4	6 - 8

Alain ABARNOU, Jean-François GUILLAUD, Laurence MIOS SEC

Les critères pris pour le dimensionnement sont :

- La dose minimale de chlore est 3 mg/l
- La dose maximale de chlore est 4mg/l
- Temps de contact égale à 30 min
- Débit moyen à l'entrée est : 2797.5 m³/j

Les résultats de dimensionnement sont récapitulés dans le tableau 80.

Tableau 80 : Résultats de dimensionnement Chloration

Volume total du bassin de chloration	58,3	m ³
Nombre des bassins en //	2	u
Hauteur d'eau dans chaque bassin	1,5	m
Volume unitaire	29,1	m ³
Surface de chaque bassin	19,4	m ²
Diamètre de chaque bassin	4,9	m
Consommation horaire maximale de Cl	466254,9	mg/h
	466,3	g/h
Consommation horaire minimale de Cl	349691,1	mg/h
	349,7	g/h

3.4.5 Choix du procédé de désinfection

Le dimensionnement des différents procédés de désinfection, nous a permis de choisir le plus adapté à notre cas selon les contraintes suivantes :

La non disponibilité du volume requis du sable sur place, nous mène à éliminer le procédé d'infiltration percolation.

La surface du site disponible pour l'implantation (3.5ha), ne permet pas de choisir le procédé de désinfection par lagunes de maturation qui demandent plus que 3.6ha.

Les sous-produits du traitement par chloration sont nocifs, ce qui peut présenter un risque pour le personnel exploitant.

Le rendement de la désinfection par les rayons UV est un peu faible vis-à-vis de quelques virus, mais plus élevé pour l'élimination des coliformes fécaux. En outre, ce traitement n'exige pas de grande surface et ne demande pas d'intervention directe pour l'exploitation.

Sur ce, nous avons opté pour le procédé de désinfection par les lampes UV avec la mise en place d'un bassin de finition et des micro-filtres en amont pour réduire la turbidité de l'eau et augmenter l'efficacité de traitement.

3.4.6 Dimensionnement du bassin de finition

Pour ce faire, il faut :

- Fixer un temps de séjour d'environ 1 jour
- Calculer le volume des bassin $V = Q \cdot T_s$

T_s : Temps de séjour

Q : Le débit des eaux usées

Le tableau 81 récapitule les résultats de calcul.

Tableau 81 : Résultats de dimensionnement du bassin de finition

Volume total du bassin	m^3	2797,53
Hauteur d'eau	m	1,5
Surface totale du bassin	m^2	1865,02
Nombre de bassins en parallèle	u	2
Surface unitaire bassin	m^2	932,51
Largeur de chaque bassin	m	21,59
Longueur de chaque bassin	m	43,19

3.5 Dimensionnement des lits de séchage

Les boues produites dans les bassins doivent être extraites pour être séchées dans des lits, les tableaux 82 et 83 montrent les résultats de calcul.

Tableau 82 : Production des boues

Population raccordée	37852	hab
Production des boues par an	40	$l/hab/an$
Volume annuel total des boues	1514.08	m^3/an

Tableau 83 : Dimensionnement des lits de séchage

Profondeur du lit	0.5	<i>m</i>
Surface annuel nécessaire	3028.16	<i>m²/an</i>
Longueur	40	<i>m</i>
Largeur	10	<i>m</i>
Nombre de lits nécessaires	8	<i>u</i>

3.6 Structure finale de la STEP

Un schéma illustrant les différentes filières de traitement et les caractéristiques géométriques et conceptuelles des ouvrages de la future STEP, est présenté en (*annexe B2*).

Conclusion

Le procédé CMX/PMX (Completely mixed / Partially mixed lagoon) choisi est le résultat d'un travail combinant le système d'aération complètement mélangé et le système d'aération partiellement mélangé, et ceci pour améliorer la performance et minimiser les surfaces nécessaires pour l'implantation.

Il faut noter que ce procédé est nouveau dans le domaine d'épuration. Pourtant, quelques stations ont été dernièrement planifiées selon ce système et annoncées au Maroc.

Chapitre IV

Lot 2 : Etude d'impact sur l'environnement

Ce chapitre a pour but identifier les impacts de notre projet sur l'environnement, les évaluer et proposer des mesures d'atténuation.

Sommaire

1. Description du milieu
2. Identification des impacts
3. Evaluation des impacts
4. Mesures d'atténuation
5. Programme de surveillance et de suivi

Introduction

Depuis sa publication au Bulletin Officiel le 19 juin 2003, la loi relative aux études d'impact sur l'environnement (EIE) est en vigueur au Maroc. On peut résumer le texte en disant que la loi dicte les démarches à suivre pour mener à bien les études d'impact dans le but d'effectuer une évaluation des effets directs et indirects des projets sur l'environnement. Une liste d'une cinquantaine de types de projets soumis à étude d'impact est donnée en annexe de la loi.

L'étude d'impact correspond à une étude préalable des effets et des conséquences à court, moyen et long terme de la réalisation de projet économique et de développement. Il s'agit d'un document à valeur juridique, s'appuyant notamment sur des données scientifiques pour rendre un avis neutre quant à l'influence d'un projet sur l'environnement.

L'objectif de l'étude d'impact dans la loi est de « supprimer, atténuer ou compenser les impacts négatifs et d'améliorer les effets positifs du projet sur l'environnement ».

1. Description du milieu

Les données générales relatives aux descriptions des milieux physique, naturel et humain sont précitées au chapitre 1 réservé aux généralités.

Les caractéristiques du site de la STEP sont :

- ✓ Les coordonnées LAMBERT du site sont donnés dans le tableau 84.

Tableau 84 : Les coordonnées Lambert du site de la STEP

X	391 218 m
Y	378 232 m
Z	140 m NGM

- ✓ La superficie disponible est d'environ 3.5 ha ;
- ✓ La topographie est régulière avec une pente relativement faible de l'ordre de 5% ;
- ✓ Le statut foncier de ce site est de type Melk (propriété privée) ;
- ✓ Le terrain est exploité en Bour, le prix de vente d'un hectare est d'environ 500 000 DH ;
- ✓ Les vents dominants sont du sens Ouest – Est ;
- ✓ Le site est situé à 1942 m de la limite du plan d'aménagement de la ville de Sidi Allal El Bahraoui ;
- ✓ Le tracé de la conduite hors site entre l'aval du réseau d'assainissement de la ville et la station de pompage suit les bordures de l'oued Oujlat (profil descendant).

2. Identification des impacts

L'identification des impacts du projet sur l'environnement a été faite en croisant des éléments du milieu, potentiellement touchés, avec les différentes composantes du projet, et ceci pour les trois phases : pré-construction, construction et exploitation.

La phase pré-construction engendre des impacts par :

- La préparation du chantier
- La réalisation des pistes et des voies d'accès
- L'acquisition du terrain
- La circulation des engins.

La phase construction engendre des impacts par :

- La pose des réseaux d'assainissement
- La construction des ouvrages annexes
- Les travaux de réhabilitation et de curage du réseau et des ouvrages annexes existants
- La construction et l'aménagement du chantier de la STEP.

La phase exploitation engendre des impacts :

- Pour le site de la STEP, les éléments touchés sont l'air et le milieu humain
- Pour le site de la station de pompage, les éléments touchés sont l'air et le milieu humain
- Pour les rejets de la station, les éléments touchés sont les eaux de surface et souterraines
- Pour les lagunes, les éléments touchés sont le sol et les eaux souterraines
- Pour le réseau, les éléments touchés sont l'infrastructure, les eaux de surface et les eaux souterraines.

Les matrices générales d'identification des impacts pour le réseau et la STEP sont données en Annexe C1 et C2.

3. Evaluation des impacts

L'évaluation des impacts est basée sur la détermination des indicateurs suivants :

- L'étendue de l'impact dont l'extension géologique doit être précisée à l'échelle ponctuelle, locale ou régionale.
- L'intensité de l'impact peut être :

- Forte, si l'impact détruit ou altère l'élément de manière significative.
- Moyenne, si l'impact modifie de manière sensible l'intégrité de l'élément.
- Faible, si l'impact modifie peu la qualité de l'élément.
- La durée de l'impact peut être longue, moyenne ou courte.

3.7 Impacts positifs

La réalisation du projet d'assainissement liquide de la ville de Sidi Allal El Bahraoui constitue une mesure pour protéger l'environnement. Le système d'assainissement actuel présente des dysfonctionnements, qui se traduisent par des nuisances pour les habitants.

Parmi les impacts positifs du projet, on cite la réduction des impacts résultant des rejets sauvages des eaux usées dans le réseau hydrographique qui aboutissent dans l'Oued Oujlat.

Le présent projet est initié, pour apporter des solutions à ces problèmes environnementaux.

Les impacts positifs significatifs peuvent être listés comme suit :

- La réalisation du projet entraînera la suppression des stagnations et débordement des eaux usées des rejets actuels, et l'amélioration du bien-être de la population bénéficiaire
- Le remblaiement des fosses permettra d'éviter les risques de pollution des eaux souterraines.
- Le traitement de la pollution permettra ainsi d'améliorer la qualité des eaux au niveau du barrage Sidi Mohamed ben Abdellah.
- La mise en œuvre du projet permettra une forte diminution des risques de contamination des ressources en eaux : sources, réseau hydrographique, nappe, ainsi que la réduction considérable des risques sanitaires
- La réalisation du projet permettra l'emploi temporaire de la main d'œuvre en partie locale pour la construction de la STEP et du réseau, et la main d'œuvre permanente pour l'exploitation et la gestion du réseau et de la station d'épuration ;
- La mise en œuvre du projet participera à une gestion rationnelle et intégrée des eaux dans la région, et permettra une meilleure valorisation du centre.

3.8 Impacts négatifs

3.8.1 Phase des travaux

Au niveau de la phase des travaux, les impacts négatifs sont plutôt de moindre importance du fait de leur caractère temporaire et local. Parmi ces impacts on note :

Les travaux de pose du réseau d'assainissement poseront essentiellement des gênes au niveau des zones urbanisées :

- Dégradation de certaines infrastructures, chaussées, routes et trottoirs, suite à l'installation du chantier et la circulation intense des engins
- Manipulation des déchets contaminés par les ouvriers, telles que les boues issues du curage
- Dégagement des odeurs nauséabondes dues à l'émanation des gaz toxiques (H₂S et NO_x)
- Dégagement des poussières lors de l'excavation
- Augmentation des nuisances sonores dues au bruit des machines
- Gêne des piétons et perturbation de la circulation suite à l'installation des chantiers, notamment dans les endroits d'importantes activités et les traversées de routes

Lors des travaux de réalisation des stations de refoulement et d'épuration :

- Dégagement des poussières lors de l'excavation et du forage
- Manipulation des déchets contaminés par les ouvriers, telles que les boues issues du curage
- Circulation des engins,
- Transport des matériaux
- Aménagement des pistes d'accès
- Augmentation des nuisances sonores dues au bruit des machines

En se basant sur ces différents impacts, on a pu les évaluer et les récapituler sur le tableau 85.

Tableau 85 : Evaluation des impacts lors de la phase des travaux

	Environnement affecté					
	Eau	Air	Sol	Santé	Riverains	Infrastructure existante
Nature	Négatif direct ou indirect	Négatif direct	Négatif direct	Négatif	Négatif	Négatif
Intensité	Faible	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Moyenne	Forte
Importance / étendue	Ponctuelle	Locale	Ponctuelle	Locale	Locale	Ponctuelle
Durée	Courte	Moyenne	Courte	Moyenne	Moyenne	Moyenne
Réversibilité	Réversible	Réversible	Réversible	-----	Réversible	Réversible
Probabilité	Peu probable	Fort probable	Fort probable	Probable	Très probable	Très probable

3.8.2 Phase d'exploitation

Les impacts de cette phase seront causés par les éléments et les ouvrages suivants :

- Le transport des eaux usées au niveau des conduites : les éléments touchés sont les eaux de surface et souterraines
- Les rejets de la station : les éléments touchés sont les eaux de surface et souterraines et le milieu humain
- Le site de la station de pompage : les éléments touchés sont l'air, les eaux superficielles et souterraines et le milieu humain
- Les boues de la STEP : les éléments touchés sont les ressources en eau et le sol
- Le site de la STEP : les éléments touchés sont l'air et le milieu humain

Tenant compte de la rose des vents, les mauvaises odeurs émanant des bassins de la STEP peuvent atteindre la population. La figure 23 montre l'emplacement du site par rapport à la ville.

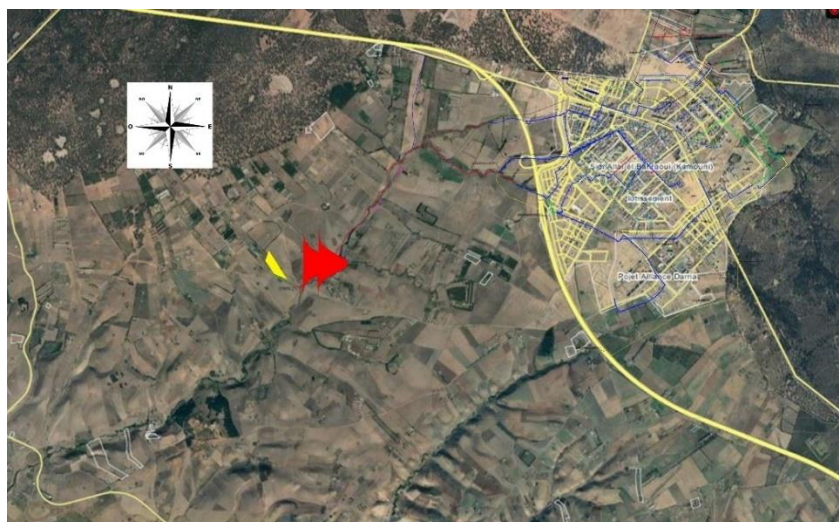


Figure 23 : Situation du site de la STEP par rapport à la ville

En se basant sur ces éléments, on a pu les évaluer et les récapituler sur le tableau 86.

Tableau 86 : Evaluation des impacts lors de la phase d'exploitation

	Environnement affecté				
	Eau	Air	Sol	Santé	Riverains
Nature	Positif direct	Négatif indirect	Négatif direct	Positif	Négatif
Intensité	Forte	Moyenne	Très faible	Moyenne	Faible
Importance / étendue	Régional	Locale	Ponctuelle	Régionale	Locale
Durée	Très longue	Très longue	Très longue	Très longue	Très longue
Réversibilité	-----	Réversible	Réversible	-----	Réversible
Probabilité	Très probable	Probable	Probable	Probable	Probable

4. Mesures d'atténuation

Les mesures d'atténuation préconisées permettront d'abolir, minimiser ou au moins constituer des solutions de compensation des impacts négatifs

Pour la phase des travaux :

- Prévoir des voies d'accès et des voies de contournement de manière à ne pas gêner la circulation routière, et plus particulièrement au niveau des routes principales
- Prévoir des panneaux de signalisation des travaux et la clôture des chantiers pour éviter les risques d'accident de circulation
- Franchir les routes par demi-traversée pour permettre une circulation alternée
- Prévoir des panneaux de signalisation des travaux et de limitation de vitesse et placer deux agents de chaque côté pour contrôler le passage dans la demi-traversée libre
- Prévoir un accès contrôlé au chantier
- Doter les ouvriers de moyens de protection (masques, gants, doseurs de gaz, lunettes, et autres) contre les risques liés à la manipulation des boues et l'inhalation des gaz toxiques émanant des eaux brutes évacuées
- Arroser les chantiers au cours des travaux pour éviter le dégagement des poussières
- Prévoir la réfection du chantier après la fin des travaux
- Respecter les horaires de travail et de repos de la population
- Utiliser des machines à cadence rapide (pelleteuses, etc.) au lieu des travaux manuels en vue de minimiser la durée du chantier
- Evacuer les déchets du chantier au fur et à mesure de la réalisation des travaux
- Entreposer adéquatement les produits polluants loin de la population
- Gérer convenablement les déblais, pour éviter l'encombrement des axes principaux du centre

Pour la phase d'exploitation :

- Curage régulier des déversoirs et des regards
- Séchage et valorisation des boues dans de bonnes conditions
- Prévoir les outils de protection du personnel lors du curage pour l'élimination des déchets (Gants, lunettes, masques, doseurs de gaz, etc. ...) et sensibilisation des ouvriers
- Prévoir un suivi sanitaire et des campagnes de vaccination pour tout le personnel de la station

- Nettoyer régulièrement le dégrilleur et le dessableur en vue d'éliminer les produits accumulés
- Implantation des puits de surveillance, de contrôle et de suivi de la qualité des eaux de la nappe au voisinage de la STEP
- Mettre en place un écran végétal relativement dense autour du site pour préserver la station d'épuration et diminuer les odeurs
- Assurer l'étanchéité des bassins

5. Programmes de surveillance et de suivi

La surveillance environnementale vise à assurer l'intégration de l'environnement à la réalisation du projet. Elle a pour but de garantir que toutes les recommandations, suggérées pour protéger et mettre en valeur l'environnement, ont effectivement été mises en application lors des travaux et d'exploitation du réseau et la station d'épuration.

5.1 Phase des travaux

La surveillance environnementale sur les chantiers pourrait être effectuée par le contrôleur des travaux qui devrait recevoir une formation sur les éléments suivants :

- Lois et règlements de protection de l'environnement applicables aux travaux
- Spécifications particulières à l'environnement, inscrites dans les dossiers d'appels d'offres
- Mesures ou interventions en cas de déversements accidentels d'hydrocarbures ou autres produits chimiques utilisés durant la construction
- Méthodes de mesures du bruit et de contrôle de la qualité de l'air
- Interventions d'urgence en cas de contamination d'équipements
- Etablissement des rapports périodiques de surveillance incluant les volets environnementaux

5.1.1 Conception des ouvrages et spécifications aux entrepreneurs

Les concepteurs des ouvrages devront tenir compte des répercussions appréhendées pour chaque composante du milieu et des mesures d'atténuation recommandées.

Les actions, décrites ci-après, devraient être considérées à l'étape de la conception définitive des ouvrages :

- S'assurer que les engins utilisés sont en bon état de réglage, pour une émission minimale des gaz d'échappement

- S'assurer que les appareils émettant des poussières sont munis de caches et d'abat poussières
- Prévoir l'étanchéité des bassins
- Le contrat d'exécution des travaux devra également contenir des clauses pour le respect/non-respect des prescriptions techniques spécifiques à caractère environnemental
- Les plans définitifs, les spécifications et les dossiers d'appels d'offres, devront être révisés avant leur distribution par un responsable de l'environnement

5.1.2 Spécifications générales pour la protection de l'environnement

- L'entrepreneur doit, à ses frais, assurer le nettoyage et la remise en état progressive de la partie terminée des travaux et non pas différer le tout jusqu'à la fin du contrat
- L'entrepreneur ne peut déverser du carburant, des matières, des rebuts ou des déchets de quelque nature que ce soit dans l'emprise ou à tout autre endroit
- L'entrepreneur doit ramasser tous ses déchets et rebuts quotidiennement et les acheminer dans les lieux d'entreposage appropriés et autorisés
- A la fin des travaux, le terrain doit être nivelé afin de lui redonner une forme stable et naturelle. Les pentes ne devront pas être supérieures à 33 %. Le terrain doit aussi être ensemencé afin d'assurer un couvert végétal
- Les déblais, provenant de l'excavation ne servant pas au remblayage, doivent être évacués du site et déposés convenablement.

5.2 Phase d'exploitation

- Afin d'éviter la contamination des composantes du milieu naturel par les hydrocarbures, le gestionnaire doit assurer une gestion appropriée des rejets de vidange et réparation des fuites éventuelles à partir des engins de travaux
- Pour le curage des canalisations, il faut effectuer un curage qui va être sous 3 formes :
 - Ponctuelle, sur des tronçons de collecteurs dont l'obstruction accidentelle est fortuite
 - Prolongée sur des tronçons de collecteur qui se sont engorgés à la suite d'un orage
 - Systématique sur toutes les parties du réseau où les matières régulièrement décantent et diminuent la débitance des tronçons
- Outre les visites de routine et de contrôle, il faut procéder à un entretien régulier des différents ouvrages (déversoirs d'orages, station de pompage et ouvrages de STEP)
- Il est primordial de contrôler l'étanchéité des bassins

- Il est recommandé de faire des analyses au laboratoire afin de suivre la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie de la STEP, ces analyses concerneront les éléments suivants :
 - DBO5
 - DCO
 - MES
 - Huiles et graisses
 - Azote et phosphore totaux
 - Œufs d'helminthes
- Pour le suivi de la qualité des ressources hydrauliques, en collaboration avec l'Agence du Bassin Hydraulique, l'ONEE doit exécuter un suivi de la qualité des eaux épurées rejetées et des eaux souterraines et procéder par prélèvements d'échantillons en continu
- Il faut assurer les bonnes conditions de travail au personnel et mettre à leur disposition tous les équipements nécessaires à la sécurité.
- Les techniciens chargés de l'exploitation de la STEP doivent bénéficier du programme de formation contenant deux modules ; le fonctionnement de la station d'épuration et les méthodes d'analyses des eaux en général et des eaux usées en particulier.
- Réaliser un tableau de bord, contenant des informations sur la qualité des eaux à l'entrée et à la sortie de la STEP, pour évaluer le fonctionnement des ouvrages

Conclusion

En appliquant les mesures d'atténuation et en respectant le plan de suivi et de surveillance, le projet contribuera à la préservation du milieu récepteur, l'amélioration de la qualité de l'eau au niveau du grand barrage de Sidi Mohamed Ben Abdellah et la protection de la santé des populations.

Conclusion générale

Dans le but de contribuer activement et positivement au développement durable de la ville de S.A.B, d'améliorer la qualité de vie de la population et résoudre les problématiques environnementales locales liées aux déversements des eaux usées sans traitement et aux nuisances olfactives résultantes, la commune de la ville et l'ONEE branche Eau ont été dans l'obligation de mettre en œuvre concrètement le projet d'assainissement liquide.

Notre projet de fin d'étude consiste ainsi à étudier le réseau de la ville afin de trouver des solutions pour chaque problème rencontré. La vérification de la capacité du réseau existant nous a permis d'identifier les tronçons à renforcer et les emplacements des ouvrages annexes à implanter. Afin de soulager le réseau dans les quartiers qui souffrent du problème d'inondation, nous avons proposé la déviation d'un collecteur principal comme solution. Par ailleurs, nous avons dimensionné un réseau projeté pour assainir les zones d'extension en choisissant un système d'assainissement adéquat. Quant au problème des eaux usées déversées dans le milieu naturel, qui menacent la santé et l'hygiène de la population de S.A.B, nous avons opté pour une station d'épuration par procédé de lagunage aéré complètement mélangé/partiellement mélangé, que nous avons dimensionné selon les caractéristiques des rejets de la ville et en respectant les normes exigées. L'évaluation des impacts de ce projet, nous a montré que le respect du plan de suivi et l'application des mesures d'atténuation va permettre le bon fonctionnement du réseau d'assainissement de la ville, la protection des eaux souterraines et superficielles de la région et l'amélioration de la qualité de l'air. Ces effets bénéfiques justifient considérablement notre projet et met l'accent sur l'importance d'intégrer la composante environnementale dans son exécution.

Un problème éventuel qui pourra avoir lieu ultérieurement en l'occurrence l'inondation de la chaâba qui traverse la ville par les eaux provenant des déversoirs d'orage. A cet effet, nous proposons l'aménagement de cette chaâba pour assurer l'évacuation rapide et fluide des eaux pluviales, la sécurité des gens et la protection des propriétés avoisinantes.

Pour les boues extraites des bassins d'aération, on pourra les valoriser dans un premier temps en produisant le biogaz qui sera utilisé pour produire de l'énergie électrique. Dans un deuxième temps, les boues stabilisées pourront être utilisées dans l'agriculture.

Enfin, pour diminuer les coûts d'énergie électrique, nous proposons l'installation des panneaux photovoltaïques principalement pour les bassins complètement mélangés.

Références

- Wastewater Technology Fact Sheet (Aerated, Partial Mix Lagoons) United States Environmental Protection Agency
- Water Science and Technology Vol 50 No 2 pp 55–60 © IWA Publishing 2004 (M. Juanicó and A. Milstein)
- AERM - Procédés d'épuration des petites collectivités du bassin Rhin-Meuse – Juillet 2007
- Conception des filtres à sable (filtration lente).
- Principles of Design and Operations of Wastewater Treatment Pond Systems for Plant Operators, Engineers, and Managers
- Les traitements tertiaires de désinfection (Cg29 - DEE - SATEA – 2008)
- Procédés extensifs d'épuration des eaux usées (© Office International de l'Eau, 2001 ISBN 92-894-1690-4)
- SAATY LT. (1990) « How to make a **decision**: The Analytic Hierarchy Process, European of Operation Research », European journal of operational research ISSN 0377-2217 CODEN EJORDT. Vol. 48, pp. 9-26
- Design the sewer pipelines to ensure their hydraulic performance (Lionel Monfront)
- Détermination des paramètres bio-cinétiques pour la conception d'étangs aérés complètement mélangé (AXOR Expert – Conseils Inc.)
- Désinfection des eaux usées urbaines traitées : lien avec la réutilisation potentielle en irrigation (SHAHSAVARI Gashin 2013)
- Guide technique pour la réalisation des réseaux d'assainissement (VEOLIA ENVIRONNEMENT juillet 2004)
- Le lagunage aéré au Maroc : Procédés et mode de fonctionnement (FUCHS Enprotec GmbH, Février 2018)
- Von Sperling, M. (2007), Waste stabilization ponds. Biological wastewater treatment series, Vol3, IWA publishing, London.
- Etude de l'élaboration des plans types des ouvrages d'assainissement (Prototype CID 2007
- <http://www.environnement.gov.ma/fr/service/etude-impact>
- Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien (DDE 80)