

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
Université Mohamed Khider-Biskra



Réf :

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et d'Hydraulique.

Thèse présentée en vue de l'obtention
Du diplôme de
Doctorat en sciences en : Hydraulique
Spécialité : Hydraulique

Présenté par : ROKBANE Abdelmadjid

Thème

Epuration des Eaux Usées par Filtre Planté (Phytoépuration)
et Réutilisation pour l'Irrigation. Application à la Ville d'Ouled Djellal

Soutenue le :22/03/ 2023 devant la Commission d'Examen :

| | | | | |
|------------------|-------------------|--------------|---------------------------------|---------------------------|
| SEGHAIRI | Noura | Prof. | Univ. Biskra | Président |
| DEBABECHE | Mahmoud | Prof. | Univ. Biskra | Directeur de thèse |
| BAHLOUL | Ahmed | Prof. | Univ. Bordj Bou Arreridj | Examineur |
| OUAKOUAK | Abdelkader | MCA. | Univ. El Oued | Examineur |

DEDICACES

Je dédie cette thèse qui est l'accomplissement de longues années :

A ma très chère mère **KHADIDJA**, et à mon très cher père **ABDELDJABAR** à qui je dois beaucoup pour leurs sacrifices, leur amour, leur aide et leur soutien.

A mes très chères sœurs **LOUBNA, HOURIA et AHLEM.**

A mes très chers frères **HASSEN, ACHERAF et SLIMANE.**

A la meilleure et la plus chère personne dans ma vie; ma femme **RADHIA**, sans oublier sa famille.

A mes chers enfants **IYAD, DJENANE, MOAYED.**

A mes chers amis **MOHAMED TAHRAOUI, NABIL, KAMEL BEN AZIZA, LAZHER.**

Je dédie également ce travail à tous mes amis de l'université de Biskra et de Bordj Bou Arreridj avec qui je partage tous les souvenirs inoubliables. Je cite en particulier : **BELIK, YACINE, Nacer, Mouna et Amel.**

REMERCIEMENTS

Je remercie Dieu le tout puissant de m' avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce travail.

Je tiens à remercier vivement mon Directeur de Thèse Monsieur le Professeur **Debabeche Mahmoud** de m'avoir encadré, soutenu et appuyé tout au long de ma thèse. Je vous remercie cher professeur pour votre disponibilité continue, votre accessibilité, votre aide, votre gentillesse et l'accueil convivial dans votre laboratoire de recherche « **LARGHYDE** ».

Je tiens à exprimer mes plus vifs remerciements au Professeur **Belik Yuva** pour ses orientations et son soutien.

Je tiens à remercier profondément le bureau d'études **URBASE** et en particulier Monsieur **Bnaaziza Kamel** pour ses conseils et ses directives.

Je tiens aussi à remercier tout le personnel de la subdivision de l'Hydraulique de la ville d'Ouled Djellal pour leur aide pratique.

Je voudrais également remercier mon frère, **Abdelaziz**, pour les facilités qu'il m'a fournies pour accomplir ce travail.

Mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur de lire et d'évaluer mon travail.

Je n'oublie pas non plus Monsieur **Haiage Mostafa**, Directeur de forêts de la Wilaya d'Ouled Djelal, pour son aide et ses conseils précieux.

Mes remerciements vont aussi aux membres chercheurs du laboratoire de recherche « **LARGHYDE** » et en particulier **Benameur Nassima** pour son aide et ses encouragements pour compléter ma thèse.

Merci à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Résumé

Ce travail étudie la possibilité d'utiliser un système de zones humides artificielles pour la gestion des eaux usées municipales avec des stratégies de réutilisation pour l'irrigation des paysages de la ville d'Ouled Djellal, Algérie. Les zones humides artificielles (Phytoépuration) sont des systèmes de traitement qui utilisent des processus naturels impliquant la végétation des zones humides, les sols et leurs assemblages microbiens associés pour améliorer la qualité de l'eau. La conception de ce système a été basée sur les caractéristiques (volume et propriétés physico-chimiques) des eaux usées et le plan d'urbanisme de la ville étudiée. Plusieurs espaces verts ont été choisis pour y intégrer ces stations naturelles. La valeur moyenne de DCO/DBO5 pour les 18 sites a été trouvée égal à 1,82 (< 3) ce qui signifie que les effluents ont bonne biodégradabilité et que les eaux usées étudiées sont majoritairement d'origine domestique, DBO₅ (113 - 974 mg/L), DCO (284-671 mg/L) et MES (120-250mg/l). Le débit de pointe des eaux usées brutes variant de 0,14 L/s à 8,87 L/s, qui ont été utilisé pour le calcul du réseau goutte à goutte pour l'irrigation paysagère. Le dimensionnement des stations de phytoépuration a également montré un écart entre les sites d'étude, et la surface plantée, elles varient de 77 m² à 11406 m². Dans les sites : 2, 3, 5, 6, 7, 9, 10, 15 et 17, une configuration HF-HV a été introduite alors que pour les sites : 4, 11, 12, 14, 16 et 18, un système à flux horizontal a été adopté. Les temps de séjour calculés, ont montré que les valeurs varient de 1.5 jours à 4.5 jours dans les bassins filtrants. En effet le réseau goutte à goutte proposé pour l'irrigation paysagère a été calculé sur la base du besoin en eau des plantes, sachant que le réseau de goutte à goutte comporte des conduites principales, porte rampes et des rampes. L'ensemble des résultats a montré que l'adoption d'un système -traitement et réutilisation- est plus efficace pour réduire la pollution dans l'environnement urbain tout en garantissant la possibilité de réutilisation de l'eau traitée pour l'irrigation et éliminer la pénurie d'eau dans la ville en exploitant les eaux usées.

Mots-clés : phytoépuration, eaux usées, irrigation, espaces verts.

ملخص

يبحث هذا العمل في إمكانية استخدام نظام الأراضي الرطبة الاصطناعية لإدارة مياه الصرف الصحي للمدينة مع استراتيجيات إعادة الاستخدام لري المساحات الخضراء في مدينة أولاد جلال ، الجزائر. الأراضي الرطبة المبنية هي أنظمة معالجة تستخدم عمليات طبيعية تشمل نباتات الأراضي الرطبة والتربة والتجمعات الميكروبية المرتبطة بها لتحسين جودة المياه. اعتمد تصميم هذا النظام على الخصائص (الحجم والخصائص الفيزيائية والكيميائية) لمياه الصرف الصحي والمخطط العمراني للمدينة المدروسة. تم اختيار العديد من المساحات الخضراء لدمج هذه المحطات الطبيعية فيها. النتائج أظهرت أن متوسط قيمة DCO/DBO5 للمواقع الثمانية عشر يساوي 1.82 (>3) مما يعني أن النفايات السائلة لها قابلية تحلل بيولوجي جيدة وأن مياه الصرف المدروسة هي أساساً من أصل منزلي ، (DBO5 (113-974 مجم / لتر DCO (284-671 (مجم / لتر) وMES (120-250 (مجم / لتر). تتراوح ذروة تدفق مياه الصرف الصحي الخام من 0.14 لتر / ثانية إلى 8.87 لتر / ثانية ، والتي تم استخدامها لحساب ابعاد محطات التطهير و شبكة التنقيط لري المناظر الطبيعية. وجدنا أن ابعاد محطات النباتية تختلف من موقع الى اخر ، حيث تتراوح احواض النباتات من 77 مترًا مربعًا إلى 11406 مترًا مربعًا. المواقع (الموقع 2 ، الموقع 3 ، الموقع 4 ، الموقع 5 ، الموقع 6 ، الموقع 7 ، الموقع 9 ، الموقع 10 ، الموقع 15 ، الموقع 17) قد قمنا باقتراح أنظمة هجينة HF-HV ، باستثناء المواقع (الموقع 4 ، الموقع 7 ، الموقع 11 ، الموقع 12 ، الموقع 14 ، الموقع 16 ، الموقع 18) ، حيث اقترحنا فقط نظام التدفق الأفقي. تم حساب زمن بقاء المياه في الاحواض النباتية ، حيث وجدنا أن القيم تختلف من 1.5 يوم إلى 4.5 يوم باختلاف مواقع الدراسة. في الواقع ، تم حساب شبكة التنقيط المقترحة لري المناظر الطبيعية على أساس الاحتياجات المائية للنباتات ، مع العلم أن شبكة التنقيط تشمل الأنابيب الرئيسية والثانوية والثلاثية. أظهرت نتائج هذه الدراسة أنه بالنسبة لنظام (المعالجة وإعادة الاستخدام) سيكون فعالاً في الحد من التلوث في البيئة الحضرية من خلال ضمان إمكانية إعادة استخدام المياه المعالجة للري و القضاء على نقص المياه في المدينة باستغلال مياه الصرف الصحي

الكلمات المفتاحية: الأراضي الرطبة ، مياه الصرف الصحي ، الري ، السقي ، المساحات الخضراء.

Abstract

This work investigates the possibility of using an constructed wetland system for municipal wastewater management with reuse strategies for landscape irrigation in the city of Ouled Djellal, Algeria. Constructed wetlands (Phyto-purification) are treatment systems that use natural processes involving wetland vegetation, soils, and their associated microbial assemblages to improve water quality. The design of this system was based on the characteristics (volume and physico-chemical properties) of the wastewater and the urban plan of the city studied. Several green spaces have been chosen to integrate these natural resorts. The average COD/BOD5 value for the 18 sites was found to be 1.82 (3), indicating that the effluents have good biodegradability and that the wastewater studied is primarily of domestic origin. The peak flow of raw sewage varied from 0.14 L/s to 8.87 L/s, which was used for the calculation of the drip network for landscape irrigation. The sizing of the phyto-purification stations also showed a difference between the studied sites and the planted surface; they varied from 77 m² to 11406 m². In sites: 2, 3, 5, 6, 7, 9, 10, 15 and 17, an HF-HV configuration has been introduced, while for sites: 4, 11, 12, 14, 16, and 18, a horizontal flow system has been adopted. The calculated residence times showed that the values vary from 1.5 days to 4.5 days in the filter basins. Indeed, the drip network proposed for landscape irrigation has been calculated on the basis of the water needs of the plants, knowing that the drip network includes main pipes, ramp holders, and ramps. All the results showed that the adoption of a system treatment and reuse is more effective in reducing pollution in the urban environment while guaranteeing the possibility of reusing the treated water for irrigation and eliminating water shortages in the city by harnessing sewage.

Keywords: constructed wetlands, wastewater, irrigation, green spac

Tables des matières

| | |
|-----------------------|---|
| Remerciements | |
| Résumé | |
| Abstract | |
| Liste des tableaux | |
| Liste des figures | |
| Abréviations | |
| Introduction générale | 1 |

Partie I : Revue de la littérature

Chapitre I: Epuration des eaux usées

| | |
|---|---|
| I.1 Introduction | 4 |
| I.2 Origines et caractéristiques de la pollution hydrique | 4 |
| I.2.1 Origine de la pollution hydrique | 4 |
| Eaux usées urbaines | 4 |
| Eaux usées industrielles | 4 |
| Eaux agricoles | 5 |
| Eaux de ruissellement | 5 |
| I.2.2 Caractéristiques de la pollution des eaux usées | 5 |
| Pollution minérale | 5 |
| Pollution microbiologique | 5 |
| I.3 Définition des paramètres de la pollution des eaux usées | 5 |
| I.3.1 Les paramètres physico-chimiques | 6 |
| I.3.1.1 Température | 6 |
| I.3.1.2 La turbidité | 6 |
| I.3.1.3 La conductivité | 6 |
| I.3.1.4 Couleur et odeur | 6 |
| I.3.1.5 Les matières en suspension (MES) | 6 |
| I.3.1.6 Les matières volatiles en suspension (MVS) | 6 |
| I.3.1.7 Les matières minérales (M.M) | 7 |
| I.3.2 Paramètres chimiques de la pollution | 7 |
| I.3.2.1 Le potentiel hydrogène (pH) | 7 |
| I.3.2.2 La demande biochimique en oxygène (DBO ₅) | 7 |
| I.3.2.3 La demande chimique en oxygène (DCO) | 7 |

| | |
|--|-----------|
| I.3.3 Paramètres complémentaires | 8 |
| I.3.3.1 Le phosphore | 8 |
| I.3.3.2 L'azote | 8 |
| I.3.3.3 Les métaux lourds | 8 |
| I.3.3.4 L'équilibre nutritionnel | 8 |
| I.3.4 Paramètres biologiques de la pollution hydrique | 8 |
| I.3.4.1 Les coliformes | 9 |
| I.3.4.2 Les streptocoques | 9 |
| I.4 Procédés d'épuration des eaux usées | 9 |
| I.4.1 Introduction | 9 |
| I.4.2 Prétraitement | 9 |
| I.4.2.1 le dégrillage | 10 |
| a. Les grilles manuelles | 10 |
| b. Les grilles mécaniques | 10 |
| c. La dilacération | 11 |
| d. Le tamissage | 11 |
| I.4.2.2 le dessablage | 12 |
| a. Dessableurs à canaux gravitaires | 12 |
| b. Dessableurs hydrocyclones ou centrifuge | 13 |
| I.4.2.3 le dégraissage-déshuilage | 13 |
| a. Déshuileur à cloisons siphoides | 14 |
| b. Déshuileur longitudinal | 14 |
| c. Dégraisseur aéré | 14 |
| I.4.3 Procédés de décantation physique | 15 |
| I.4.3.1 Types des décanteurs | 15 |
| Décanteur parfait | 15 |
| Décanteur réel | 16 |
| a. Décanteurs longitudinaux | 16 |
| b. Décanteurs circulaires | 16 |
| c. Décanteurs lamellaires | 17 |
| I.4.4 Procédés de décantation chimique | 18 |
| I.4.4.1 Coagulation-floculation | 18 |
| I.4.5 Procédés de flottation | 19 |
| I.4.6 Procédés biologiques artificiels | 20 |

| | |
|---|-----------|
| I.4.6.1 Lits Bactériens | 20 |
| a) Filtres Percolateurs | 20 |
| b) Lits à remplissage plastique | 20 |
| c) Disque biologique | 21 |
| I.4.6.2 Boues Activées (cultures libres) | 21 |
| I.4.6.3 Biofiltration (cultures fixées) | 22 |
| I.4.7 Procédés biologiques naturels | 24 |
| I.4.7.1 Lagunage naturel ou les étangs de stabilisation | 24 |
| a. Lagunage naturel (aérobie) | 24 |
| b. <i>Lagunage aéré</i> | 25 |
| c. <i>Lagunage anaérobie</i> | 26 |
| I.4.7.2 Filtration par le sol | 26 |
| I.4.8 Les systèmes individuels de traitement | 27 |
| a. Fosse septique à fonctionnement anaérobie | 27 |
| b. Fosse septique à fonctionnement aérobie | 28 |
| I.5 La réutilisation des eaux usées et leurs normes | 28 |
| I.5.1 Avantages et contraintes de l'irrigation avec eau recyclée | 29 |
| I.5.2 Spécificité de la planification de la réutilisation de l'eau | 30 |
| I.5.3 Normes des eaux usées urbaines épurées pour | 31 |
| l'irrigation des paysages dans le Monde | |
| I.5.4 Spécifications des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation en Algérie | 33 |
| I.6 Conclusion | 35 |

Chapitre II : Besoins en eaux des plantes à Irriguer

| | |
|---|-----------|
| II.1 Introduction | 37 |
| II.2 Besoin en eau d'une culture | 37 |
| II.2.1 Evapotranspiration | 37 |
| II.2.2 Evapotranspiration potentielle (ETP ou ET_0) | 37 |
| II.2.3 Evapotranspiration maximale (ETM ou ETC) | 37 |
| II.3 Calcul de l'évapotranspiration de la Culture de Référence (ET_0) | 37 |
| II.3.1 Méthode de Blaney-Criddle | 38 |
| II.3.2 Méthode du rayonnement | 38 |
| II.3.3 La formule de Penman modifiée | 39 |

| | |
|--|-----------|
| II.3.4 Le bac évaporant | 39 |
| II.4 Le coefficient cultural (Kc) | 40 |
| II.5 Conclusion | 41 |

Chapitre III : Les systèmes d'irrigation

| | |
|--|-----------|
| III.1 Introduction | 42 |
| III.2 L'irrigation de surface | 42 |
| III.2.1 L'irrigation par sillon | 42 |
| III.2.2 l'irrigation par bassin et par planches de ruissellement | 43 |
| III.3 Irrigation par aspersion | 44 |
| III.3.1 Cultures recommandées | 44 |
| III.3.2 Pente appropriée | 45 |
| III.3.3 Types de sol appropriés | 45 |
| III.3.4 Eaux d'arrosage adapté | 45 |
| III.3.5 Disposition du système asperseur | 45 |
| III.3.6 Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion | 46 |
| III.3.6.1 L'avantage de l'aspersion | 46 |
| III.3.6.2 L'inconvénient de l'aspersion | 46 |
| III.4 L'irrigation localisée | 46 |
| III.4.1 Cultures recommandées | 47 |
| III.4.2 Pente appropriée | 47 |
| III.4.3 Types de sol approprié | 47 |
| III.4.4 Qualité de l'eau | 47 |
| III.4.5 Schéma type d'un réseau d'irrigation de goutte à goutte | 48 |
| III.4.6 Dimensionnement d'un réseau d'irrigation de goutte à goutte | 48 |
| III.4.6.1 Conditions hydrauliques | 48 |
| III.5 Conclusion | 49 |

Chapitre IV : Epuration par filtres plantés (Phytoépuration)

| | |
|--|-----------|
| IV.1 Introduction | 50 |
| IV.2 Traitement primaire | 50 |
| IV.3 Système à écoulement horizontal | 51 |
| IV.3.1 Configuration des lits du filtre à écoulement horizontal | 52 |
| <i>Selon Kadlec et Knight (1996),</i> | 52 |

| | |
|---|----|
| <i>Selon Reed, Crites et Middlebrooks (1995)</i> | 53 |
| <i>Selon l'EPA (1993)</i> | 55 |
| <i>selon le Groupe Macrophytes de Traitement des Eaux Usées, 2005</i> | 57 |
| IV.3 .2 Système d'alimentation | 57 |
| IV.3 .3 Système d'évacuation | 58 |
| IV.3 .4 Imperméabilisation | 58 |
| IV.3.5 Milieu filtrant | 59 |
| IV.4 Filtre à écoulement vertical | 59 |
| IV.4.1 Configuration des lits du filtre à écoulement vertical FV | 60 |
| IV.4.2 Système d'alimentation | 61 |
| IV.4.3 Le système d'évacuation | 61 |
| IV.5 Filtre à écoulement superficiel FWS | 62 |
| IV.5.1 Configuration des lits du filtre à écoulement superficiel FWS | 62 |
| IV.6 Système hybride | 63 |
| IV.6.1 Système VF–HF | 63 |
| IV.6.2 Système HF – VF | 64 |
| IV.7 Réutilisation des eaux usées, traitées par phytoremédiation, pour la irrigation du Botanique Jardin “le jardin Landon” (Biskra, Algérie). | 64 |
| III.8 Conclusion | 66 |

Partie II : Dimensionnement des stations de phytoépuration et de systèmes d'irrigation

Chapitre I : Etude climatologique de la ville d'Ouled Djellal

| | |
|---|----|
| I.1 Introduction | 65 |
| I.2 Situation géographique de la ville d'Ouled Djellal | 65 |
| I.3 Climatologie de la région d'Ouled Djellal | 66 |
| I.3.1 Pluviométrie | 67 |
| I.3.2 Température | 67 |
| I.3.4 Vent | 68 |
| I.3.5 Humidité relative de l'air | 68 |
| I.4 Synthèse climatiques | 68 |
| I.5 Indices climatiques | 68 |
| I.5.1 Quotient pluviométrique et climagramme d'Emberger | 68 |
| I.5.2 Indice d'aridité de Martonne | 69 |
| | 70 |

| | |
|--|-----------|
| I.5.3 diagramme Ombrothermiques de Bagnouls et Gausse | 70 |
| I.6 Conclusion | 71 |

Chapitre II: Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

| | |
|---|-----------|
| II.1 Introduction | 72 |
| II.2 Etat actuel de Réseau d'assainissement | 72 |
| II.3 Calcul des débits des eaux usées domestiques pour les différents sites | 76 |
| II.4 Qualité des eaux usées pour les différents sites de la ville d'Ouled Djellal | 84 |
| II.4.1 Matériel et méthodes | 84 |
| II.4.1.1 L'ouverture des tampons et technique d'échantillonnage | 84 |
| II.4.1.2 Transport et conservation des échantillons | 85 |
| II.4.1.2 Méthode d'analyse physico-chimique | 86 |
| II.4.2 Résultats et discussion d'analyses des indicateurs de pollution physico-chimiques des eaux usées de chaque site | 87 |
| II.4.2.1 Température | 87 |
| II.4.2.2 Le Potentiel Hydrogène (pH) | 91 |
| II.4.2.3 Conductivité électrique | 91 |
| II.4.2.4 Turbidité | 92 |
| II.4.2.5 Matières en suspension | 92 |
| II.4.2.6 Oxygène dissous | 92 |
| II.4.2.7 Demande chimique en oxygène DCO | 93 |
| II.4.2.8 Demande biochimique en oxygène pendant cinq jours DBO₅ | 93 |
| II.4.2.9 Azote Kjeldahl | 95 |
| II.4.2.10 Nitrate | 95 |
| II.4.2.11 Phosphate | 95 |
| II.5 Conclusion | 96 |

Chapitre III : Calcul des besoins en eau des espaces verts

| | |
|---|------------|
| III.1 Introduction | 97 |
| III.2 Les plantes des espaces verts dans la ville d'Oued Djellal | 97 |
| III.3 Climat de la ville d'Ouled Djellal | 101 |
| III.4 Calcul de l'évapotranspiration de référence ET₀ | 101 |
| Et l'évapotranspiration de culture ET_c | |
| III.5 Calcul de besoin en eau des plantes | 102 |
| III.6 Conclusion | 105 |

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

| | |
|--|------------|
| IV.1 Introduction | 106 |
| IV.2 Dimensionnement des stations de phytoépuration pour différents sites | 107 |
| IV.2.1 Bassin d'accumulation | 107 |
| IV.2.2 Le prétraitement | 107 |
| IV.2.2.1 Fosse toutes eaux | 107 |
| IV.2.2.2 Regard de réparation | 108 |
| IV.2.2.3 Filtre de finition | 108 |
| IV.2.3 Dimensionnement de bassin filtrant à écoulement horizontal | 108 |
| IV.2.4 Dimensionnement de bassin filtrant à écoulement vertical | 109 |
| IV.2.5 Interprétation des résultats de dimensionnement de bassin filtrant | 110 |
| IV.2.6 Temps de séjour de chaine traitement | 113 |
| IV.2.7 Dimensionnement des canalisations | 114 |
| IV.2.7.1 Canalisations de regard de prélèvement | 114 |
| Vers le bassin d'accumulation | |
| IV.2.7.1.1 Dimensionnement des canalisations par la méthode MMR | 114 |
| IV.2.7.2 dimensionnement des canalisations de bassins filtrants | 115 |
| IV.2.7.2.1 Système d'alimentation et d'évacuation pour FH et FV | 115 |
| IV.3 Dimensionnement de système d'irrigation | 117 |
| IV.4 Schéma de l'installation de phytoépuration pour différents sites | 118 |
| IV.4 .1 Schéma de station de phytoépuration et de réseau | 118 |
| de goutte à goutte pour le site 1 | |
| IV.4.2 Schéma de station de phytoépuration et de réseau | 120 |
| de goutte à goutte pour le site 3 | |
| IV.4 3 Schéma de station de phytoépuration et de réseau | 121 |
| de gout a goutte pour le site 4 | |
| IV.4 4 Schéma de station de phytoépuration et de réseau | 122 |
| de goutte à goutte pour le site 5 | |
| IV.4. 5 Schéma de station de phytoépuration et de réseau | 123 |
| de goutte à goutte pour le site 6 | |
| IV.4.6 Schéma de station de phytoépuration et de réseau | 124 |
| de goutte à goutte pour le site7 | |

| | |
|---|------------|
| IV.4.7 Schéma de station de phytoépuration et de réseau de goutte à goutte pour le site 8 | 125 |
| IV.4.8 Schéma de station de phytoépuration et de réseau de goutte à goutte pour le site 9 | 126 |
| IV.4.9 Schéma de station de phytoépuration et de réseau de goutte à goutte pour le site12 | 127 |
| IV.4.10 Schéma de station de phytoépuration et de réseau de goutte à goutte pour le site 15 | 128 |
| IV.4.11 Schéma de station de phytoépuration et de réseau de goutte à goutte pour le site 16 | 129 |
| IV.4.12 Schéma de station de phytoépuration et de réseau de goutte à goutte pour le site 17 | 130 |
| IV.4.13 Schéma de station de phytoépuration et de réseau de goutte à goutte pour le site 18 | 131 |
| IV. 4 4 Schéma d'ensemble de station de phytoépuration et de réseau de goutte à goutte pour différents sites | 132 |
| IV.5 Conclusion | 133 |
| Conclusion générale | 134 |
| Références bibliographiques | 137 |
| Annexes | |

Liste des figures

1^{ère} partie

- Figure I.1.** Grille mécanique droite (satin et al 2006)
- Figure I.2.** Grille mécanique courbe selon (M, satin et al 2006).
- Figure I.3.** Dessableur longitudinal à canaux gravitaire (M,Ouali 2001)
- Figure I.4.** Dessableur aéré (Degremont, 2005)
- Figure I.6.** Schéma d'un déshuileur circulaire selon (Degremont,2005).
- Figure I.7.** Schéma d'un dégraisseur avec VORTIMIX en tête selon (Degremont, 2005).
- Figure I.8.**Décanteur longitudinal à pont racleur selon Degremont ,2005
- Figure I.9.** Décanteur primaire avec pont racleur à entraînement périphérique selon (Degrement, 2005).
- Figure I.10.** Décanteur lamellaire selon (Degremont ,2005).
- Figure I.11.** Schéma représentant le processus de coagulation-floculation .
- Figure I.12.** Schéma d'un lit bactérien percolateur d'après M, Satin et al 2006.
- Figure I.13.** Schéma simplifié d'une station d'épuration comportant un disque biologique (Sources : <http://www.carteleau.org> - rubrique guide des services).
- Figure I.14.** Schéma d'une boue activée - aération prolongée (d'après site internet de Cartel : <http://www.carteleau.org> - rubrique guide des services).
- Figure I.15.** Schéma de station d'épuration par boues activées selon (M, Satin et al 2006).
- Figure I.16** schéma de principe d'un biofiltre à Flux descendant selon (M, Satin et al 2006)
- Figure I.17.** Schéma de principe d'un biofiltre à Flux ascendant selon (M, Satin et al 2006).
- Figure 1.18.** Photographies du lagunage aéré pour l'épuration des eaux usées d'Oued Souf (Dali, 2009).
- Figure I.19.** Fosse septique à fonctionnement anaérobie.
- Figure I.20.** Fosse septique à fonctionnement aérobie
- Figure II.1.** Évapotranspiration des cultures dans des conditions standard (ETc) (Allen et al, 1998).
- Figure III.1.** L'irrigation par sillons à l'aide un tube en siphons (Bjorneberg, 2013)
- Figure III.2.** Irrigation par planche de ruissellement selon NEH, draft April 2006.
- Figure III.3** irrigation par bassin selon NEH, draft April 2006.
- Figure III.4.** Système d'irrigation par aspersion selon (Raveendra et al 2017).
- Figure III.5.**Réseau d'irrigation par aspersion avec deux rampes mobiles (à déplacement manuel) selon (Brouwer,1988).

Figure III.6. L'irrigation au goutte à goutte, seule la zone radicaire est humidifiée (**Brouwer, 1988**).

Figure III.7. Schéma type d'une installation d'irrigation de goutte à goutte.

Figure IV.1. Filtre planté à écoulement horizontal.

Figure IV.2. Gradient hydraulique théorique d'un filtre horizontal (GMTEU, 2005).

Figure IV.3. Photo d'une conduite perforée pour la distribution sous-superficielle.

Figure IV.4. Photo d'une géomembrane en polyéthylène.

Figure IV.5. Filtre planté à écoulement horizontal.

Figure IV.6. Système d'alimentation d'un filtre à écoulement vertical (APAT, 2005)

Figure IV.7. Photo d'un système d'évacuation d'un filtre vertical.

Figure IV.8. Configuration de système hybride FV-FH.

Figure IV.9. Configuration de système hybride FH-FV.

2^{ème} Partie II

Figure I.1. Cadre géologique de la région d'Ouled Djellal (Yousfi, 2017).

Figure I.2. Graphes de température moyenne, minimale et maximale.

Figure I.2. Diagramme bioclimatique d'Emberger.

Figure I.3. Diagramme ombrothermiques de Bagnous et gausson d'Ouled Djellal.

Figure II.1. Réseau d'assainissement de la ville d'Ouled Djellal selon (PDAU 2016).

Figure II.2. Réseau d'assainissement projeté de la ville d'Ouled djellal (PDAU 2016).

Figure II.3. Pourcentages des diamètres de réseaux d'assainissement existant.

Figure II.4. Pourcentages des diamètres de réseaux d'assainissement projeté.

Figure II.5. Un réseau d'assainissement pour différents endroits d'étude de la ville d'Ouled Djellal (Sites : 1, 2, 3, 4, 5,6 ,7, 8, 9, 10, 11,12,13,14,15,et 16).

Figure II.6. Un réseau d'assainissement pour différents endroits d'étude de la ville d'Ouled Djellal (Sites : 17,18 ,et 19).

Figure II.7. Endroit de prélèvement site 14.

Figure II.8. Jardin du site 4.

Figure II.9. L'opération d'ouverture des tampons.

Figure II.10. Jardin du site 8.

Figure II.11. Prélèvement des eaux usées.

Figure II.12. Remplissage de bouteille par les eaux usées.

Figure II.13. Matériels d'analyses physicochimiques des eaux usées au niveau de laboratoire (**LARDGHYDE**).

Figure II.13. Variation de la température pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Figure II.14. Variation de PH pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Figure II.15. Variation de la conductivité pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Figure II.16. Variation de la demande chimique en oxygène DCO pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Figure II.17. Variation de la demande biochimique en oxygène DBO₅ pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Figure II.18. Variation de l'Azote Kjeldahl NTK pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Figure II.19. Variation de Phosphate pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Figure IV.1. Regard de répartition.

Figure IV.2. Photos représentant le filtre de finition, composé d'un porte filtre et une éponge, avant et après utilisation.

Figure IV.3. Un filtre à écoulement horizontale (schématisé par Autocad).

Figure IV.5. Un filtre à écoulement vertical (schématisé par Autocad).

Figure IV.6. Système de canalisation dans les bassins filtrant.

Figure IV.7. Réseau de goutte à goutte de site 1.

Figure IV.8. Station de traitement par les plantes (SH-SV-SH).

Liste des tableaux

1^{ère} partie

Tableau I.1: Le dimensionnement des disques biologiques, selon Document technique FNDAE n°22,1991).

Tableau I.2 : Utilisations possibles de l'eau recyclée pour l'irrigation.

Tableau I.3 : Critères de qualité de l'eau pour l'irrigation paysagère sans restriction et d'autres utilisations urbaines par rapport à la zone de baignade.

Tableau I.4 : Paramètres microbiologiques selon JORA 2012.

Tableau I.5 : Paramètres Physico - Chimiques des eaux usées selon JORA 2012.

Tableau IV.1 : Paramètres de références proposées par Kadlec & Knight (1996) pour HF.

Tableau IV.2: Paramètres de références proposées par Reed, Crites & Middlebrooks (1995) pour le HSSFS.

Tableau IV.2 : Valeurs de K20 et θ selon les auteurs.

Tableau IV.3 : La porosité et la conductivité hydraulique du substrat (APAT, 2005).

Tableau IV.4: Valeurs des constantes et coefficients de température selon (Reed ,1995).

2^{ème} Partie II

Tableau I.1: Pluviométries moyennes mensuelles.

Tableau I.2:Températures extrêmes et moyennes mensuelles.

Tableau I.3: Vitesses maximales mensuelle des vents (12 ans).

Tableau I.4 : Humidités relatives moyennes mensuelles (12ans).

Tableau I.5: Les limites de climat d'après l'indice de Martonne.

Tableau II.1: Récapitulations des longueurs du collecteur et leurs diamètres existant de la ville.

Tableau II.2: Récapitulations des longueurs du collecteur et leurs diamètres projetés de la ville.

Tableau II.3: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 1.

Tableau II.4: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 2.

Tableau II.5: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 3.

Tableau II.6: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 4 ,5 et 6.

Tableau II.7: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 7 ,8.

Tableau II.8: Estimations de débits des eaux usées pour le Site 9 ,10.

Tableau II.9: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 11 ,12 ,16.

Tableau II.10: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 14 ,15.

Tableau II.11: Estimation des débits des eaux usées pour le Site 17, 18,19.

Tableau II.12: Méthodes d'analyses physico-chimiques.

Tableau II.13: Analyse physico chimiques des eaux usées des différents sites d'études de la ville d'Ouled Djellal durant les périodes (2018 et 2019) (laboratoire LARGHYD)

Tableau II.14: Analyse physico-chimique des eaux usées des différents sites d'études de la ville d'Oued Djellal durant les périodes 2018 et 2019.

Tableau III.1: Représente les différentes plantes trouvées dans les jardins d'Ouled Djellal (Site 1 à Site 6).

Tableau III.2 : Types des plantes trouvées dans les jardins d'Ouled Djellal (Site 7 à Site 9).

Tableau III.3: Types des plantes trouvées trouvées dans les jardins d'Ouled Djellal (Site 10 à Site 14).

Tableau III.4: Types des plantes trouvées trouvées dans les jardins d'Oued Djellal (Site 15 à Site 19)

Tableau III.5 : Données météorologiques de la ville d'Oued Djellal, Algérie durant la période (2007 ,2018) selon ONM.

Tableau III.6 : Calcul de l'évapotranspiration(ET₀) et ET_c de la ville d'Ouled Djellal, par la méthode de Penman durant la période (2007, 2018).

Tableau III.6: Débits d'irrigation pour différents sites.

Tableau IV.1: Dimensionnement des bassins d'accumulation et des fosses toutes eaux pour différents sites.

Tableau IV.2: Valeurs des paramètres K₂₀ et θ , selon références.

Tableau IV.3 : Dimensions des bassins filtrants pour différents sites.

Tableau IV.4 : Temps de séjour de chaine traitement.

Tableau IV.5 : Dimensionnement des canalisations des bassins filtrant.

Tableau IV.6: Dimensionnement des canalisations des bassins filtrant.

Liste des abréviations

| | | |
|-----------------|---|-------------------------|
| As | Surface du bassin filtrant | [m ²] |
| Cs | Concentration de la pollution de l'effluent fixée | [mg /l] |
| Ce | Concentration de la pollution à l'entrée de la station | [mg /l] |
| C* | Concentration du fond du polluant | [mg/l] |
| DBO5 | La demande biochimique en oxygène | [mg /l] |
| DCO | La demande chimique en oxygène | [mg /l] |
| dH/dL | Gradient hydraulique correspondant à la pente de la ligne d'eau | [-] |
| HLR | Coefficient de charge hydraulique | [cm/jours] |
| K _{NH} | Constante cinétique de nitrification | [-] |
| K | Constante de premier ordre | [m/an] |
| K _T | Constante cinétique à la température Tw , | [Jours ⁻¹] |
| L | Longueurs du lit | [m] |
| M.E.S | Matières en suspension | [mg /l] |
| MVS | Matières volatiles en suspension | [mg /l] |
| M.M | Matières minérales | [mg /l] |
| N | Azote | [mg /l] |
| n | porosités du milieu | [%] |
| pH | Le potentiel hydrogène | [-] |
| p | Le phosphor | [mg /l] |
| q | La charge hydraulique | [m/an] |
| Q | Débit hydraulique moyen journalier | [m ³ /jours] |
| t | Temps de rétention hydraulique | [J] |
| Tw | Température de référence dans la zone humide, | [°C] |
| TR | Température de référence | [°C] |
| w | Largeurs du lit | [m] |
| y,h ,d | Profondeur au milieu de la zone humide | [m] |
| PR | porte rampe | |
| R | Rampe | |
| EPA | United States Environmental Protection Agency | |
| FV | Filtre à écoulement vertical | |
| FH | Filtre à écoulement horizontal | |

| | |
|------|---|
| MMR | Méthode Du Modèle Rugueux |
| CW | Constructed Wetlands |
| APAT | Linee guida per la progettazione e gestione di zone umide artificiali per la depurazione dei reflui civile |
| OMS | Organisation mondiale de la santé |
| JORA | Journal Officiel De La République Algérienne |
| FAO | Food and Agriculture Organization |

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Dans les derniers temps, l'eau, l'énergie et la sécurité alimentaire font l'objet d'une demande croissante de la part de la population du monde entier. L'eau est fondamentale pour les besoins vitaux et la biochimie des organismes vivants. Cependant, l'accélération de la croissance démographique, l'urbanisation, l'activité industrielle, le changement climatique et la mondialisation de l'économie ont entraîné de nombreuses perturbations environnementales, notamment la pollution des ressources en eau (Sherbinin et al., 2007). En fait, les eaux usées non traitées et le ruissellement agricole continuent d'être un problème mondial. Les zones humides artificielles reçoivent de plus en plus d'attention pour le traitement des eaux usées, y compris les eaux usées, industrielles et agricoles et le lixiviat des décharges (Vymazal, 2005 ; Vymazal, 2010). Les zones humides artificielles (CW) éliminent efficacement les matières organiques par dégradation microbienne et sédimentation des particules colloïdales. De plus, la pollution est éliminée dans des conditions plus contrôlées pour produire une qualité d'eau acceptable pour la réutilisation ou le rejet (Vymazal, 2005 ; Saeed et Sun, 2012 ; Mehta et al., 2015). Les systèmes CWs ont des coûts d'exploitation et de maintenance très faibles, et ils ont un fort potentiel d'application dans une petite communauté. En outre, divers types de CW peuvent être combinés afin d'atteindre une grande efficacité de traitement des eaux usées (Tuncsiper, 2009 ; Ghrabi et al., 2011). Ces systèmes hybrides comprennent le plus souvent des systèmes à flux vertical (VF) et à flux horizontal (HF) qui produisent un effluent à faible teneur en DBO, qui est entièrement nitrifié et partiellement dénitrifié avec des concentrations d'azote total beaucoup plus faibles (Cooper, 1999; Cooper, 2001).

Actuellement, le choix des espèces végétales et la conception de l'unité de station de phytoépuration présentent un enjeu économique et environnemental dans la recherche. Plusieurs études ont également montré la grande efficacité du système de phytoépuration avec différents types de plantes dans des conditions arides (Yahiaoui et al., 2020 ; Bensmina et al., 2014 ; Bebbi et al., 2019 ; Saad et al., 2016). Les milieux de croissance fournissent non seulement un support physique pour la croissance des plantes, mais également des sites supplémentaires pour la croissance du biofilm et l'adsorption des nutriments et favorisent la sédimentation et la filtration des polluants (Li et al., 2010 ; Priya et al., 2013). Le gravier est le support le plus couramment utilisé en phytoépuration (EPA, 1993). La combinaison d'un système de traitement de gravier et de sable s'est avérée utile pour réduire efficacement les contaminants des eaux usées urbaines à un coût minimal (Tlili et al., 2021). Cependant la technique de phytoépuration donne des performances d'élimination très élevées en termes de métaux lourds pour les eaux industrielles (Badache, 2019).

Ouled Djellal est l'une des anciennes villes les plus importantes de la région Sud-Est de l'Algérie par sa dimension culturelle et religieuse. L'eau est une préoccupation majeure dans cette

ville en raison du climat semi-aride local et des ressources limitées en eau douce. En effet, tous les espaces verts de la ville d'Ouled Djellal souffrent de la rareté de l'eau, et sont pour la plupart irrigués par les camions citernes de la commune. Cependant, il y a très peu d'informations dans la littérature existante concernant l'intégration des petites stations de phytoépuration (CW) dans l'environnement urbain des municipalités. Par conséquent, ce travail étudie la conception des bassins filtrants (CW) combinant des filtres à écoulement horizontaux et verticaux pour traiter les eaux usées et irriguer l'espace vert de la ville d'Ouled Djellal. Les caractéristiques des eaux usées, le climat de la région, les politiques de l'eau, les demandes en eau et le plan de développement de la ville étudiée ont été pris en compte. Des modèles de conception pour des stations de traitement des eaux usées domestiques pour des quartiers de la ville d'Ouled Djellal ont été détaillées ici.

Cette thèse de doctorat est structurée en deux grandes parties comme suites:

La première partie est consacrée à une synthèse des travaux antérieurs liés au traitement des eaux usées et en particulier l'épuration par les plantes. Nous passerons en détail la revue de la littérature sur les différentes techniques d'épuration notamment la phytoépuration, leurs conceptions et dimensionnement, les systèmes d'irrigation, besoins en eaux des cultures à Irriguer. Cette partie est divisée en quatre chapitres :

Le premier chapitre présentera une vue d'ensemble de la définition de l'origine et les caractéristiques physico-chimiques et bactériologiques des eaux usées, et les méthodes traditionnelles d'épuration des eaux usées, enfin les domaines de la réutilisation de ces eaux et leurs normes de l'irrigation.

Le deuxième chapitre se concentre sur les besoins en eau des espaces verts à irriguer, où nous allons expliquer les différentes méthodes d'estimation de l'évapotranspiration de référence ET_0 par plusieurs méthodes, y compris la Méthode de Blaney-Criddle , Méthode du rayonnement, La formule de Penman modifiée. Ensuite nous définissons la notion de coefficient culturel K_c .

Le troisième chapitre met l'accent sur les techniques d'irrigation, nous expliquerons tous les systèmes d'irrigation, notamment ceux liés au goutte-à-goutte, et la procédure de dimensionnement.

Le quatrième chapitre est entièrement consacré aux systèmes de traitement par les plantes dite phytoépuration et les éléments qui les constituent, en mettant l'accent sur les différentes configurations de ce système, et la procédure de dimensionnement.

La deuxième partie est consacrée essentiellement au dimensionnement des stations de phytoépuration(CW) et leur réutilisation dans l'irrigation des espaces verts de la ville d'Ouled Djellal. Cette partie est divisée en quatre chapitres :

INTRODUCTION GENERALE

Le premier chapitre représentera l'étude climatologique de la ville d'Ouled Djellal, en se basant sur les données climatologiques de la région d'étude, telles que températures, vents, précipitations, pluviométries.

Le deuxième chapitre présentera le réseau d'assainissement de la ville d'Ouled Djellal actuel et futur, ainsi que la qualité des eaux usées transportées par ce réseau. Ensuite des prélèvements des eaux usées seront analysés au niveau du laboratoire **LARGHYDE**.

Le troisième chapitre de cette partie sera consacré à l'évaluation des besoins en eau d'irrigation des espaces verts.

Le dernier chapitre abordera en détail les dimensions des bassins filtrants et leur intégration dans les paysages de la ville, ainsi que les dimensions des réseaux de goutte à goutte qui seront déterminées.

Partie I : Revue de la littérature

Chapitre I: Epuration des eaux usées

I.1 introduction

Les eaux usées quelle que soit leurs origines, sont généralement chargées en éléments indésirables, qui selon leur quantité et selon leur composition, représentent un danger réel pour les milieux récepteurs ou leurs utilisateurs. L'élimination de ces éléments toxiques exige de concevoir une chaîne de traitement. Toutefois, avant de concevoir tout procédé d'épuration, il est impératif de caractériser l'effluent à traiter, quantitativement et qualitativement.

Dans ce chapitre, nous aborderons en détail l'origine de la pollution hydrique et ses principales caractéristiques ainsi que les différents procédés d'épurations des eaux usées.

I.2 Origines et caractéristiques de la pollution hydrique

I.2.1 Origine de la pollution hydrique

En pratique l'eau est considérée comme polluée lorsque ses propriétés chimiques, physiques et biologiques ne respectent pas des normes prédéfinies pour un objectif bien déterminé de qualité. Cela dit, les eaux considérées comme polluées pour certaines utilisations, peuvent en être acceptables pour d'autres. A titre d'exemple, une eau contenant des éléments nutritifs, non potable à cause de sa mauvaise qualité biologique, peut servir pour l'irrigation de cultures agricoles.

Généralement, la pollution hydrique est reconnue par les perceptions sensorielles (aspect, odeur, couleur, goût) ou par les conséquences qu'elle peut provoquer (ex. mort de poissons). Cependant, l'eau peut paraître limpide, mais non moins contaminée. Pour évaluer objectivement la qualité d'une eau, il est indispensable de procéder à des analyses chimiques, physiques, microbiologiques et physiologique (**Borin, 2003**).

Les eaux usées proviennent essentiellement de quatre sources : Urbaines, Industrielles, agricoles et ruissellement des eaux de pluies (Rejsek, 2002).

Eaux usées urbaines : Elles sont constituées d'une combinaison des eaux domestiques (habitations, bureaux, bains publics) et en moindre quantité d'eaux issues de fonds de commerce et de petites industries. Les eaux domestiques sont constituées d'eaux de bain, lessive, urines et résidus alimentaires. Les eaux commerciales sont issues principalement de lavage de voitures, restaurants, cafés et pressing. Ces eaux sont chargées en matières organiques, graisses et produits d'entretiens ménagers. Elles présentent en général une bonne biodégradabilité.

Eaux usées industrielles : Ces eaux proviennent des différentes usines de fabrication ou de transformation. La qualité de ces eaux varie suivant le type d'industrie. Elles peuvent être chargées en matières toxiques difficilement biodégradables qui nécessitent un traitement spécifique.

Eaux agricoles : Sont constituées essentiellement des eaux de drainage des champs agricoles et des rejets de lavage des fermes d'élevage. Il s'agit d'un mélange de composés relativement biodégradable. Néanmoins, ces eaux sont parfois caractérisées par de fortes concentrations de pesticides et d'engrais artificiels. Les paramètres qui doivent être pris en considération sont l'azote nitrique, le phosphate et les substances organiques.

Eaux de ruissellement : Elles proviennent des pluies intenses. Pour ces eaux, il est difficile de prévoir les volumes et la concentration en agents contaminant, car elles sont parfois très chargées avec une composition variable. Cela dépend du territoire de ruissellement.

I.2.2 Caractéristiques de la pollution des eaux usées

La pollution des eaux usées se présente sous trois formes : minérale organique et microbiologique (Gaid, 1984).

Pollution minérale : Elle est constituée essentiellement des métaux lourds en provenance des industries métallurgiques, de traitement de minerais. On peut citer quelques-uns, comme le plomb, le cuivre, le fer, le zinc, le mercure. Il y'a aussi le cas de certains sels à forte concentration. Ces éléments sont non biodégradables et de ce fait un traitement tertiaire devient plus que nécessaire.

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

Pollution microbiologique : Le rejet urbain en général présente des conditions très favorables à la prolifération de certains germes pathogènes et d'organismes vivants. On peut citer les virus, les bactéries, les protozoaires, les vers et les micro-champignons. Ces différents éléments garantissent une masse permanente en germes utiles à l'épuration par biodégradation.

I.3 Définition des paramètres de la pollution des eaux usées

Le degré de pollution d'une eau est déterminé par une série d'analyses physico-chimiques dont certains tentent de refaire les modifications que cette eau sera susceptible de transférer vers le milieu naturelle. Ces résultats sont complétés par des analyses spécifiques pour les métaux lourds, comme le phosphore et l'azote.

Les paramètres recherchés pour une eau usée aussi ceux qui font l'objet d'analyse dans une eau de rivière, puisque la rivière est le milieu récepteur des eaux usées (Marc 2006)

I.3.1 les paramètres physico-chimiques

Les principaux paramètres physiques indicateurs de la pollution des eaux sont : la température, la turbidité, la conductivité électrique, la couleur, l'odeur, les matières en suspension, les matières volatiles et les matières minérales.

I.3.1.1 Température : Elle a une influence déterminante sur l'activité des micro-organismes et sur la réserve d'oxygène pour le processus d'auto épuration. On peut négliger ce paramètre dans les collecteurs urbains mais pour garantir le bon fonctionnement de certains ouvrages d'épuration notamment les dégraisseurs, cette température ne doit pas dépasser 30°C.

I.3.1.2 La turbidité : Elle indique la présence plus ou moins importante des M.E.S d'origine organique ou minérale. Les unités utilisées pour exprimer la turbidité proviennent de la normalisation ASTM (American Society for Testing Material) qui considère que les trois unités suivantes sont comparables : Unité JTU (Jackson Turbidity Unit) = unité FTU (Formazine Turbidity Unit)=unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit) (Rejsek ,2002).

I.3.1.3 La conductivité : La mesure de la conductivité donne une idée sur la salinité de l'eau. Plus la concentration ionique des sels dissous est grande et plus la conductivité est grande. Elle est mesurée avec une électrode et fournit un résultat exact sur la concentration totale en sels dissous. Le résultat exprimé en micro siemens par centimètre.

I.3.1.4 Couleur et odeur : La couleur et l'odeur sont considérées en général comme les premiers indicateurs de la pollution de l'eau. La couleur d'une eau usée urbaine est grisâtre, mais certains rejets industriels (teinture, papeteries...) contiennent des colorants particulièrement stables. Il existe plusieurs gaz qui donnent des odeurs, résultant d'une fermentation ou décomposition, parmi lesquels on peut citer NH₃, H₂S...

I.3.1.5 Les matières en suspension (MES) : Ce sont des matières solides contenues dans les eaux usées qui sont séparables par filtration ou centrifugation. Les teneurs en MES sont obtenues après séchage à 105°C. Le résultat est exprimé en milligrammes par litre. Parfois dans la période de pluie et sur certains échantillons on fait une analyse granulométrique qui donne une répartition par diamètre pour tous les grains tamisés afin de mieux connaître le type de traitement que ce soit par filtration ou décantation.

I.3.1.6 Les matières volatiles en suspension (MVS) : Elles sont constituées par la partie organique de MES, elles sont mesurées par calcination de MES à 525°C en deux heures .la différence de poids entre MES à 105°C et MES à 525°C donne la teneur en MVS (mg/l) d'une eau .

I.3.1.7 Les matières minérales (M.M) : Elles représentent la fraction minérale des M.E.S. C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles en suspension. Elles sont représentées par conséquent le résidu de la calcination.

I.3.2 Paramètres chimiques de la pollution

Les principaux paramètres chimiques indicateurs de la pollution des eaux sont : le potentiel hydrogène, la demande chimique en oxygène, la demande biochimique en oxygène.

I.3.2.1 Le potentiel hydrogène (pH) : Le pH indique la concentration en ions H^+ présent dans l'eau. Les micro-organismes autorisent une gamme de pH allant de 5 à 9 en milieu aérobie et de 6 à 8 en milieu anaérobie.

I.3.2.2 La demande biochimique en oxygène (DBO_5) : Elle représente la quantité d'oxygène nécessaire pour décomposer par oxydation (Avec l'intervention des bactéries) les matières organiques contenues dans une eau usée. Généralement la pollution est dégradée d'une manière significative pendant une durée de 5 jours, au-delà de 5 jours la consommation en oxygène diminue énormément, d'où la notion de DBO_5 obtenue après 5 jours d'incubation à $20^\circ C$ et dans l'obscurité (Degremont, 1979). Pratiquement, la demande biochimique en oxygène devrait permettre d'apprécier la charge du milieu considéré en substances putrescibles, son pouvoir auto-épuration et d'en déduire la charge maximale acceptable, principalement au niveau des traitements primaires des stations d'épuration. (Rodier, 2005).

I.3.2.3 La demande chimique en oxygène (DCO): Elle représente la quantité d'oxygène consommée par oxydation chimique de la totalité des matières organiques et minérales dissoutes dans l'eau. Le bichromate de potassium agissant en milieu sulfurique pendant deux heures à ébullition, oxyde presque entièrement les matières réductrices. La DCO étant fonction des caractéristiques des matières présentes, de leurs proportions respectives, des possibilités de l'oxydation. (Rodier, 2005). La DCO est la concentration, exprimée en $mg.L^{-1}$, d'oxygène équivalente à la quantité de dichromates consommée par les matières dissoutes et en suspension lorsqu'on traite un échantillon d'eau avec cet oxydant dans des conditions définies par la norme. (Rejsek, 2002).

Le rapport DCO/DBO_5 donne une estimation de la biodégradabilité des eaux usées. La notion de la biodégradabilité représente la capacité d'une substance ou son aptitude à être décomposée par les micro-organismes (bactéries, champignons...).

- $2 < DCO/DBO_5 < 5$: Traitement biologique avec adaptation de souches.
- $DCO/DBO_5 > 5$: Traitement physico-chimique. L'eau est pratiquement non traitable par voie biologique.
- $DCO/DBO_5 \leq 2$: Le traitement se fait biologiquement (Monchy, 1978).

I.3.3 Paramètres complémentaires

I.3.3.1 Le phosphore

Le phosphore se trouve dans l'eau usée sous deux formes : sous forme de sels minéraux (Ortho phosphates, poly phosphates) et sous forme de composés organiques. La présence des ortho phosphates dans les eaux naturelles est liée à la nature des terrains traversés, à la décomposition de la matière organique, aux engrais phosphatés industriels entraînés par lessivage ou par infiltration.

Les poly phosphates sont utilisés dans des nombreuses unités industrielles, industries pharmaceutiques. Les poly phosphates peuvent être toxiques pour l'homme et sont considérés responsables des accidents cardiaques et vasculaires (Bechac, 1984).

I.3.3.2 L'azote

L'azote se présente sous diverses formes dans les eaux usées : **forme oxydée** : azoté nitreux (NO_2^-) et nitrique (NO_3^-); **forme moléculaire** : azote dissous ; N_2 **forme réduite** : azote organique, NH_4^+ . L'azote est l'un des éléments qui favorise la prolifération d'algues, par conséquent la réduction de sa teneur avant le rejet des eaux est plus que nécessaire (Bechac, 1984).

I.3.3.3 Les métaux lourds

Les métaux lourds se trouvent dans les eaux usées urbaines à l'état de trace. Des concentrations élevées sont en général révélatrices d'un rejet industriel sans aucun doute. Leur présence, est nuisible pour l'activité des micro-organismes donc perturbe le processus d'épuration biologique. Leur élimination se fait au cours de la phase de décantation filtration du traitement (Divet, 1985).

I.3.3.4 L'équilibre nutritionnel

Le traitement biologique exige un certain équilibre nutritionnel qui permet la prolifération des micro-organismes responsables de la dégradation de la matière organique. Tout déséquilibre entraîne un faible rendement (Degremont, 1979).

L'azote et le phosphore sont utiles pour le bon fonctionnement de l'épuration biologique.

Equilibre nutritionnel :

$$\text{DBO}_5 / \text{N} / \text{P} = (100 \text{ à } 150) / 5 / 1$$

$$\text{DBO}_5 / \text{N} = 20$$

$$\text{DBO}_5 / \text{P} = 100$$

$$\text{DCO} / \text{DBO}_5 = 2,5$$

I.3.4 Paramètres biologiques de la pollution hydrique

Les micro-organismes présents dans les eaux usées sont à l'origine du traitement biologique, ils sont constitués :

Des germes pathogènes (mycobactéries, colibacilles, etc...);

Des parasites (Kyste d'amibes, des œufs de vers, etc...);

Des champignons (Bechac, 1984).

I.3.4.1 Les coliformes

Les coliformes se présentent sous forme de Bacilles Gram négatifs (BGN), non sporogènes, oxydase négative, aéro-anaérobies facultatifs, capables de croître en présence de sels biliaires et capables de fermenter le lactose avec production d'acides et de gaz, en 24 à 48 heures à 37°C (Lebres, 2002). Les coliformes sont considérés comme indices de contamination fécale. La recherche et le dénombrement des coliformes peuvent se faire selon deux méthodes de choix :

- Soit en milieu liquide sur BCPL par la technique du NPP (Nombre le Plus Probable).
- Soit par filtration sur membrane à 0,45µ en milieu solide en supposant la disponibilité d'une rampe de filtration.

I.3.4.2 Les streptocoques

Les Streptocoques fécaux ou Streptocoques du groupe D de la classification de Lancefield , se présentent sous forme de cocci à Gram + , sphériques à ovoïdes formant des chaînettes , ne possédant pas de catalase mais possédant l'antigène du groupe D. Ils sont capables de se développer en 24 à 48 heures à 37°C sur un milieu sélectif à l'azoture de sodium en donnant des colonies caractéristiques réduisant le TTC et qui de plus hydrolysent l'esculine en 48 heures à 44°C après repiquage d'une colonie sur une gélose biliée à l'esculine. Leur recherche et leur dénombrement peut se faire de la même manière que pour les coliformes, c'est à dire à l'aide de deux méthodes distinctes selon la disponibilité ou non d'une rampe de filtration et seuls les milieux de culture changent (Lebres, 2002).

I.4 Procèdes d'épuration des eaux usées

I.4.1 Introduction

Les eaux usées sont des eaux usées très polluées et sont nocives à la fois pour l'environnement récepteur et pour la santé humaine. Pour diminuer cette pollution, les eaux usées doivent être traitées avant d'être rejetées ou orientées vers le domaine de réutilisations notamment dans l'irrigation. L'épuration des eaux usées comportent les étapes suivantes: prétraitement (dégrillage, dessablage, déshuilage); traitement primaire (décantation primaire); traitement secondaire (traitement biologique).

I.4.2 Prétraitement

Le prétraitement a pour but de séparer les matériaux les plus grossiers et les éléments qui peuvent empêcher les étapes de traitement suivantes. Cela comprend le dégrillage pour éliminer les déchets grossiers, le dessablage pour obtenir une meilleure sédimentation afin d'éviter l'usure des

équipements, le dégraissage et le dégraissage a pour but d'éviter que les stations ne s'encrassent par des corps gras (Satin, 2006).

I.4.2.1 le dégrillage

A l'entrée de la station d'épuration, les eaux usées brutes doivent être passées dans un dégrilleur, afin que les gros morceaux des matières soient éliminés à travers la grille. Généralement l'emplacement de dégrillage est situé en amont de la station d'épuration pour protéger la pompe (Beaudry, 1984).

Le dégrillage est classé en trois catégories selon l'écartement entre les barreaux de la grille:

- un pré-dégrillage : espacement de 30 à 100 mm,
- un dégrillage moyen: espacement de 10 à 25 mm,
- un dégrillage fin: espacement de 3 à 10 mm

La base de dimensionnement hydraulique est celle de la vitesse d'écoulement à travers la grille est la vitesse de passage à travers la grille. Cela devrait être suffisant pour retenir les matières sur la grille. En général, la vitesse d'écoulement moyenne admissible est de l'ordre de 0,6 m/s à 1,40 m/s pour le débit de pointe.

Il existe différents types de grilles.

a. Les grilles manuelles

Elles sont constituées de barreaux droites à des formes circulaires ou rectangulaires, généralement inclinées horizontalement (de 60° à 80°) et pouvant également se déplacer (sur un chariot) ou pivoter pour faciliter le curage des canaux. Ces grilles sont utilisées au niveau des très petites stations d'épuration. Le curage se fait manuellement à l'aide d'un râteau.

b. Les grilles mécaniques

Elles sont nécessaires pour des petites stations d'épuration, certainement sur de petites unités afin de réduire les interventions manuelles de nettoyage. Ces grilles sont automatiquement manipulées par une horloge électrique (Figure I.1). Elles sont divisées en deux catégories.

- Les grilles courbes, adaptées aux stations d'épuration de petite et moyenne taille avec des hauteurs d'eau relativement diminuées (0,50 m à 1,80 m). Le débit à la sortie de station peut varier de 10 à 5000 m³/h. Le nettoyage se fait par peigne (Fig. I.2).
- Les grilles droites, fortement relevées sur l'horizontale, parfois même verticales, permettant de couvrir une gamme de débit de 100 à 40 000 m³/h.

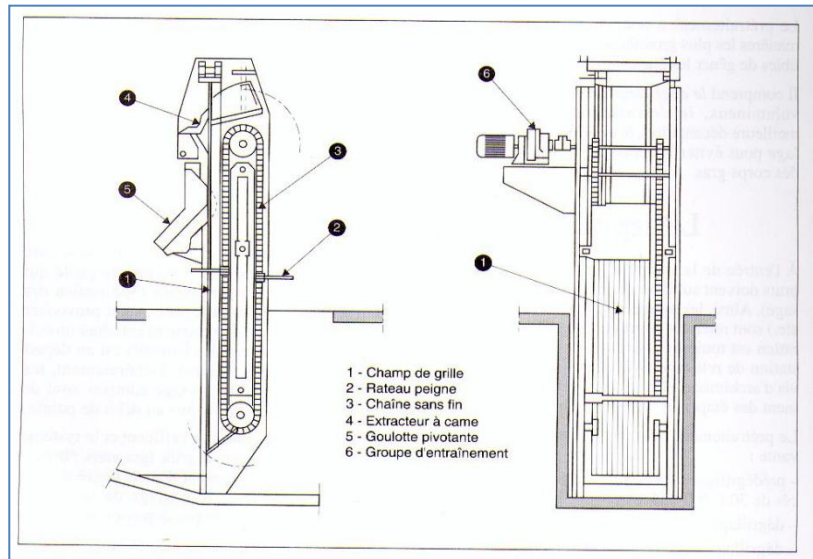


Figure I.1. Grille mécanique droite (satin et al 2006).

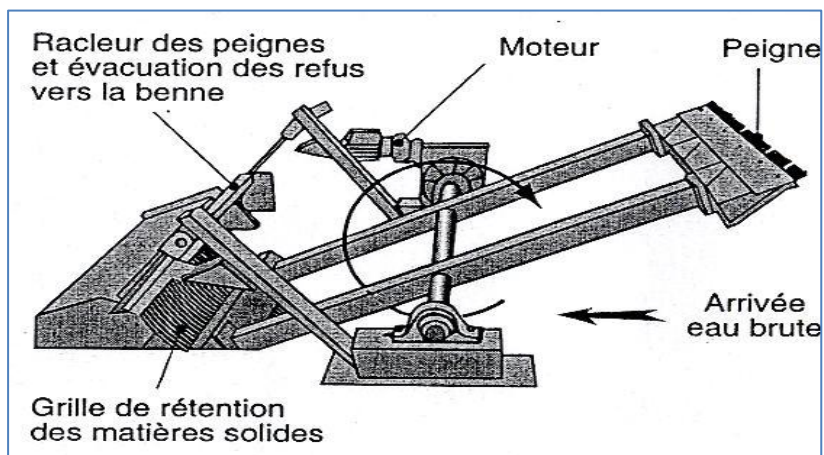


Figure I.2. Grille mécanique courbe selon (M, satin et al 2006).

c. La dilacération

Une Opération qui vise à broyer les matières solides décantables particulièrement liées aux eaux usées urbaines (URE). Les matières solides après broyage peuvent continuer à suivre la circulation de l'eau vers les étapes de traitement ultérieures (Degremont, 2005). D'autre part, les fibres végétales broyées et les textiles se combinent avec les graisses et s'accumulent en grande quantité, ce qui peut obstruer les pompes et les tuyaux. Enfin, on observe qu'un chapeau de boues de grand passeur dans les digesteurs anaérobies, ce qui peut augmenter les quantités de résidus solides dans les stations d'épuration (Satin, 2006).

d. Le tamisage

Généralement le tamisage est recommandé pour les eaux industrielles qui contiennent des matières en suspension avant d'entamer la procédure de traitement ou de rejeté dans le réseau. Le rôle de tamisage est basé sur trois fonctions principales telles que : protège des pompes et des canaux ; minimiser de dépôts, et de fermentation. Par ailleurs plusieurs essais ont montré l'importance de tamisage fin pour les eaux d'origine urbaines:

- Soulagement des stations d'épuration biologiques surchargées;
- Augmenter le rendement des effluents traités avant de rejet dans le milieu récepteur ; diminuer la concentration de DBO5 jusqu'à 30% par micro tamisage.

On distingue :

- le macro tamisage (dimensions de mailles > 250 μ).
- le micro tamisage (30 μ < vide de maille < 150 μ).

I.4.2.2 le dessablage

La technique du dessablage consiste à faire séparer les graviers, sables, particules minérales dans les eaux usées, afin d'éviter l'endommagement des équipements en aval. Seulement les particules de diamètre supérieur ou égal à 200 micromètre qui peuvent être récupéré au niveau de dessabaleur, par contre les particules de diamètres inférieure 200 micromètre seront récupérées par décantation ultérieure (Altmeyer ,1990). Il y a plusieurs types de dessableurs liées directement à la forme géométrique des bassins ou l'écoulement des fluides : Dessableur à canaux gravitaire ; dessableurs hydrocyclones.

a. Dessableurs à canaux gravitaires

Ce type de dessableurs lié directement par sa surface horizontale qui représente l'une de ces caractéristiques principales. La charge hydraulique de dessableur est défini par la relation (Q/Sh) , avec Q : débit d'écoulement. Ces dessableurs gravitaires peuvent être (Figure I.3) :

-des dessableurs couloirs simples qui sont des canaux à forme rectangulaire, sachant que le ralentissement permet d'obtenir une vitesse d'écoulement inférieure 0.3 m/s.

-des dessableurs couloirs à vitesse constante ;

-des dessableurs carré qui sont généralement utilisés dans les grandes stations d'épuration pour éviter l'encombrement linéaire important des dessableurs à canaux.

-dessableurs à insufflation d'air est un bassin équipé d'un agitateur à air comprimé (Figure I.4). Le rôle de l'air injecté est d'assurer une turbulence constante, d'éviter le dépôt de matière organique et de provoquer un mouvement de rotation qui accélère la sédimentation du sable.

Le dimensionnement de ce type basé sur un volume d'air injecté varié de 1 à 1.5 m³/m³ d'eau, temps de séjour entre 3 et 5 minutes, la vitesse est de l'ordre de 40 m/h et 70 m/h, pour les particules de diamètre 200 µm.

b. dessableurs hydrocyclones ou centrifuge

Dans ces dessableurs coniques ou cylindro-coniques, l'admission tangentielle de l'eau sous fort courant projette les sables vers la paroi (Figure I.5).

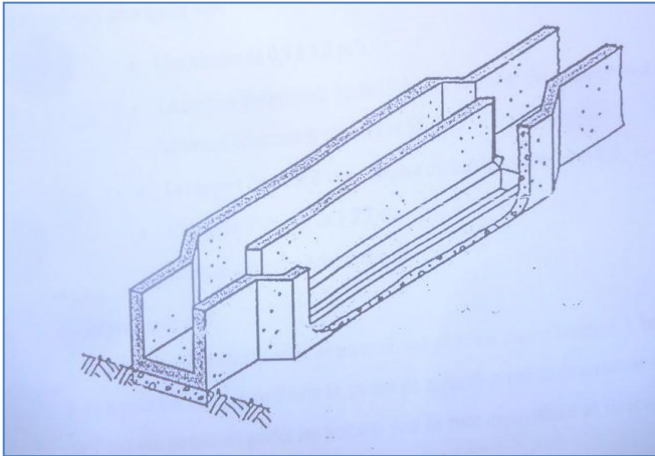


Figure I.3. Dessableur longitudinal à canaux gravitaire (M,Ouali 2001).

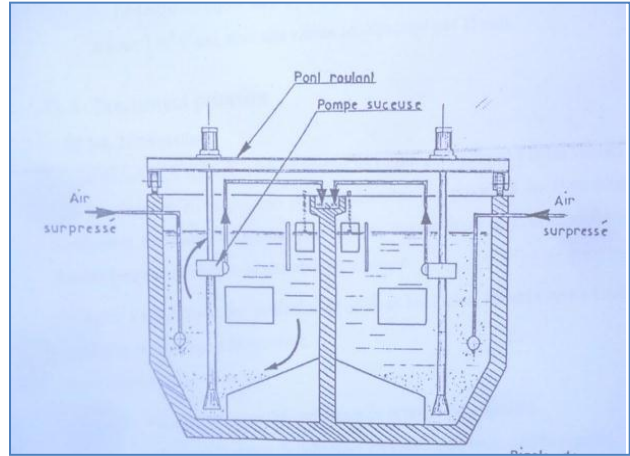


Figure I.4. Dessableur aéré (Degremont, 2005).

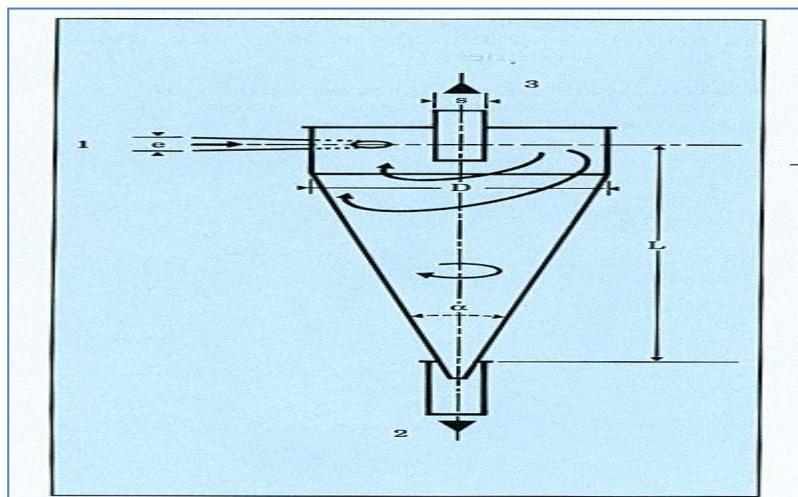


Figure I.5. Hydrocyclone selon (Degremont, 2005).

- 1. Entrée.
- 2. Sousverse (sable)
- 3. Surverse (sortie).

I.4.2.3 le dégraissage-déshuilage

Ce procédé a pour but d'extraire les graisses et les huiles dans les eaux usées (station-service abattoirs, industries alimentaires). Les problèmes posés par les graisses et les huiles sont notamment :

- Envahissement des décanteurs.
- abattement de l'oxygène au niveau des autres installations du traitement.
- Des rendements plus faibles de sédimentation au niveau de décanteurs
- Le bouchage des pompes et des canalisations.

Pour obtenir un bon dégraissage, il faut que la température soit inférieure 30°C

Il existe trois types de dégraisseur déshuileur (Ouali, 2001)

a. Déshuileur à cloisons siphonées

C'est un dégraisseur- déshuileur caractérisé par:

- Une vitesse entre 7 et 10 m/h (rapport de débit à la surface horizontale). ;
- Temps de séjour de plusieurs minutes

b. Déshuileur longitudinal

Le traitement des eaux résiduaires s'effectue par un déshuileur généralement destiné au raffinage de pétroles et des industries mécaniques. Ses caractéristiques principales sont:

- La vitesse ascendante de l'ordre de 0,9 à 3,6 m/h,
- La section transversale calculée pour une vitesse d'écoulement entre 18 et 55 m/h et égale à 15 fois la vitesse ascensionnelle,
- Le rapport (hauteur d'eau / largeur du bassin comprise entre 0,3 et 0,5,
- hauteur d'eau est de 1 à 3 m,
- Largeur comprise entre 2 et 6 m,

c. Dégraisseur aéré

Un dégraisseur aéré composé par une zone d'aération et une zone de tranquillisation. L'amélioration de la vitesse de séparation se fait par une injection d'air à pour but d'engendrer un mouvement secondaire de l'eau qui permet d'acheminer les particules en suspension vers la zone de tranquillisation où ils sont recueillis par raclage (Figure I.7). Le temps de séjour dans l'ouvrage est de 3 à 5 minutes au débit moyen, le débit d'air est proche de $5\text{m}^3/\text{h.m}^3$ de surface et une vitesse ascensionnelle de 15m/h ne dépasse pas 25m/h.

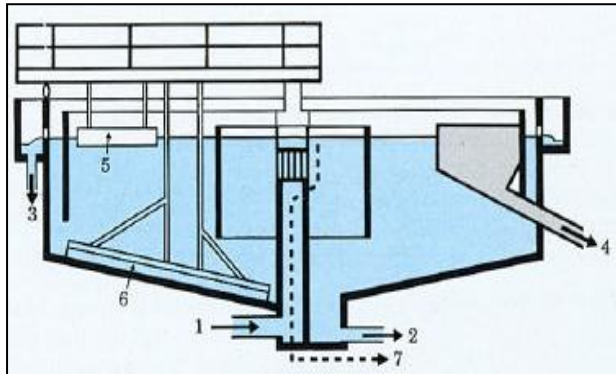


Figure I.6. Schéma d'un déshuileur circulaire selon (Degremont,2005).

- 1 - Arrivée d'eau brute.
- 2 - Sortie des boues.
- 3 - Sortie de l'eau traitée.
- 4 - Sortie des huiles lourdes.
- 5 - Raclage de surface.
- 6 -Raclage de fond.
- 7 - Reprise des huiles légères à l'abri de l'atmosphère

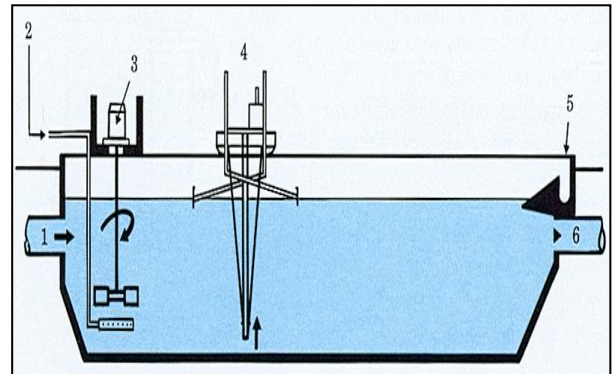


Figure I.7. Schéma d'un dégraisseur avec VORTIMIX en tête selon (Degremont, 2005)

- 1- Arrivée d'eau dégrillée.
- 2- Alimentation en air surpressé.
- 3 - Vortimix.
- 4 - Pont suceur et écrémeur.
- 5- Reprise des graisses.
- 6 -Sortie d'eau traitée

I.4.3 Procédés de décantation physique

Le traitement primaire fait appel à une étape de décantation, qui consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent au fond d'un ouvrage appelé "décanteur». Les eaux résiduaires représentent 60% en moyenne de la charge en DCO des eaux et 30 à 40% en DBO. (Ouali, 2001)

On utilise cette opération pour:

- Capturer une quantité importante de la pollution organique ;
- Alléger la charge de traitement biologique ultérieur ;
- Minimiser le risque de colmatage du système de traitement biologique au niveau de lits bactériens et de disque biologique
- Réduire 30 à 35 % de DBO5 , 60% des MES et 90 % des matières décantables pour une eau usées domestique

I.4.3.1 Types des décanteurs

Décanteur parfait

Le décanteur parfait est une idéalisation analogue à celle du gaz parfait, elle correspond à :

- Régime d'écoulement laminaire avec l'absence de turbulences ;
- une répartition uniforme des MES, celle-ci basé aux lois de la sédimentation (lois de stokes) ;

- le mouvement des particules décantées lorsqu'elles atteignent le fond du décanteur.

Décanteur réel

Un décanteur réel il dépend de plusieurs facteurs qui peuvent perturber un décanteur réel tels que:

- L'existence de turbulences et le régime de l'écoulement sont rarement laminaires ;
- La densité de l'eau est partiellement différente, la décantation n'est pas homogène ;
- Les différences de température créent des courants de convection,
- Le vent provoque aussi des courants qui influent sur la décantation.

Ces facteurs influent directement sur le fonctionnement du décanteur, et peuvent:

- Baisser la vitesse de chute effective par rapport à la vitesse théorique calculée.
- Augmenter le temps de séjour réel, ce qui provoque un rendement du décanteur ne dépassant pas 63 %

Les critères de dimensionnement des décanteurs sont (M, Satin et al 2006) :

-la vitesse de sédimentation des MES ; la mesure des MES dans divers prélèvements permet de déterminer cette vitesse qui correspond au rendement d'élimination recherché ;

-la charge hydraulique à traiter (Q, en m³) ;

-la charge de pollution en Kg de MES

Il existe plusieurs types de décanteurs ; on distingue (Satin et al 2006) :

a. Décanteurs longitudinaux

Il est composé par des bassins longitudinaux avec des parois inclinées d'un angle de 50° à 60° avec l'horizontale pour éviter l'accrochage des boues sur les parois avec des vitesses de l'effluent faibles traversant ces bassins généralement dans une durée de 1 h à 2 h (temps sec). La longueur est dans la limite de 40 m à 80 m, avec une profondeur comprise entre 1,5 et 2 m pour assurer une bonne répartition des matières (Figure I.8) (M, Satin et al 2006) .

Le raclage des boues est assuré à l'aide des ponts racleurs qui se déplacent selon un mouvement de va-et-vient.

b. Décanteurs circulaires

Dans la plus part des décanteurs circulaires leurs diamètres varient entre 50 et 60m, mais ils peuvent atteindre, dans certains cas 90m. Néanmoins les effets du vent influencent directement sur les filets du liquide et perturbent leur répartition des particules, ce phénomène apparaît particulièrement dans les décanteurs à forme circulaire (Figure I.9).

Le coût de réalisation d'un décanteur circulaire est moins qu'un décanteur rectangulaire en raison de la faible épaisseur des parois circulaires de béton armé et ainsi que la faible densité d'armature (Satin , 2006).

c. Décanteurs lamellaires

Il s'agit d'un ouvrage de décantation dans lequel des lamelles parallèles inclinées permettent de multiplier la surface de décantation utile tout en réduisant la surface au sol par rapport à un bassin de décantation classique à flux horizontal. Les décanteurs utilisant des plaques ou des tubes réalisent également une décantation considérablement plus rapide que la décantation classique.

La décantation lamellaire est fondée sur le principe de décantation à flux horizontale. ainsi on constate que la décantation d'une particule est liée uniquement au débit Q et à la surface horizontale Sh et qu'elle théoriquement indépendante de la hauteur H de décantation.

Si on répartit le débit Q sur n lamelles parallèles de surface unitaire $SL=S/n$ on obtient une décantation théoriquement identique à celle obtenue dans le bassin de la (figure I.10). Afin de pouvoir extraire en continu les solides décantés et pour raison pratique de fonctionnement et d'exploitation, les lamelles sont inclinées d'un angle 30° à 60° par rapport l'horizontale (Degremont, 2005)

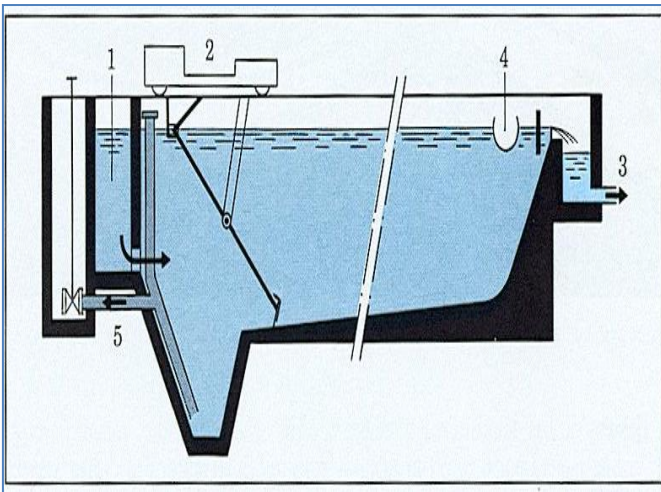


Figure I.8. Décanteur longitudinal à pont racleur selon (Degremont ,2005).
 1 - Arrivée d'eau brute.
 2 - Pont racleur.
 3 - Sortie d'eau décantée.
 4 - Reprise des flottants.
 5 - Évacuation des boues

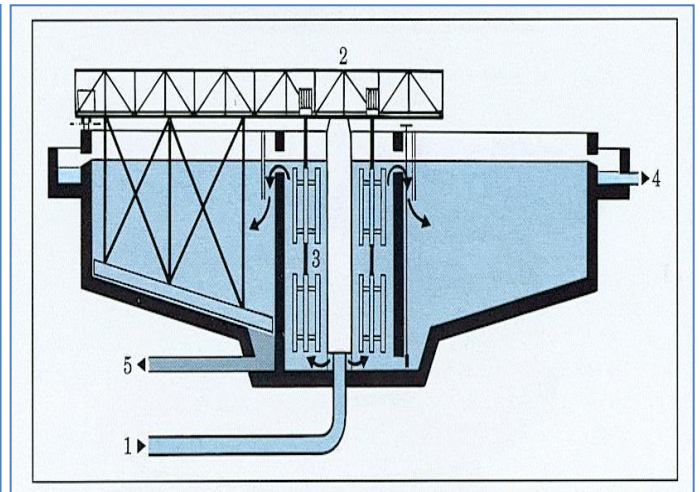


Figure I.9. Décanteur primaire avec pont racleur à entraînement périphérique selon (Degremont, 2005).
 1 - Arrivée d'eau brute
 2 - Pont racleur.
 3 - Zone de floculation.
 4 - Sortie d'eau décantée.
 5 - Évacuation des boues.

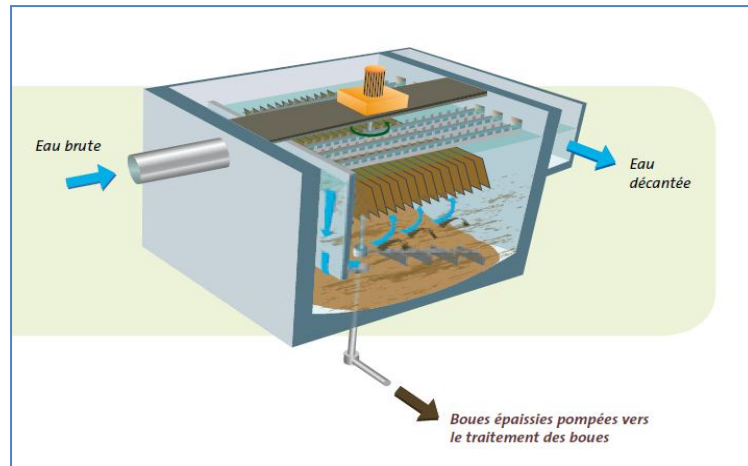


Figure I.10. Décanteur lamellaire selon (Degremont ,2005).

I.4.4 Procèdes de décantation chimique

I.4.4.1 coagulation-floculation

Le processus de coagulation-floculation (Figure I.11) est un prétraitement visant à éliminer les impuretés contenues dans les eaux usées par la réaction d'émulsion. Ainsi, le but principal de la coagulation est de déstabiliser les particules en suspension et de favoriser leur agglomération (Desjardins, 1997). Cette procédure se caractérise généralement par une injection chimique et une dispersion rapide, ce qui permet d'augmenter significativement l'efficacité des traitements secondaires (Desjardins, 1997). La plus courante est la dispersion instantanée du sel de métal trivalent Al(III) ou Fe(III), qui neutralise et déstabilise les particules colloïdales et former des flocons (Monette et al., 2000). En neutralisant complètement ou partiellement les charges négatives de ces particules, les interactions de van der Waals est prédominantes, permettant l'agrégation des matières fines en suspension puis leur floculation

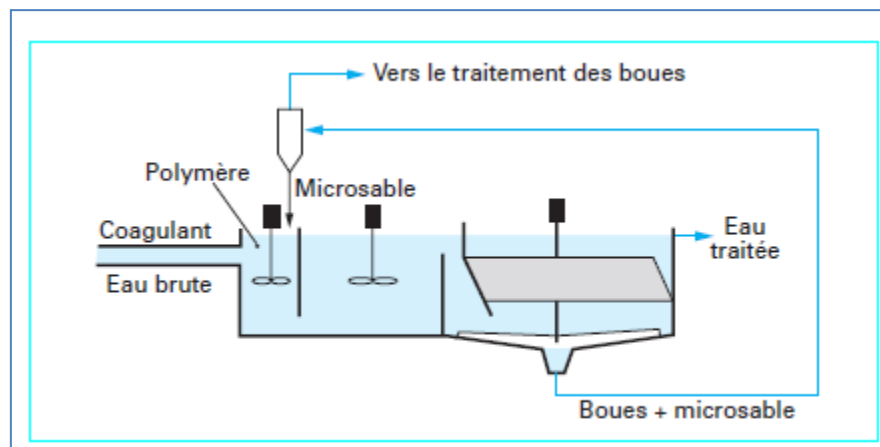


Figure I.11. Schéma représentant le processus de coagulation-floculation

Généralement, un agent coagulant est ajouté en premier lieu, l'effluent est exposé à des conditions de brassage, puis un floculant est ajouté, ce qui agglomère les agglomérats déjà formés par le coagulant. La force d'agitation pendant le processus de floculation est généralement faible, ce qui facilite le contact des particules. En augmentant la taille des particules, le processus d'agglomération augmente le taux de capture des floes lors du processus de filtration (Semerjian et Ayoub, 2003). Les définitions de coagulant et de floculant sont présentés ci-dessous, ces deux termes étant souvent confondus dans la littérature scientifique.

De nombreux types de substances organiques et inorganiques peuvent être éliminés par le processus de coagulation et floculation: les graisses, les huiles, le phosphore, la matière en suspension (MES), les métaux lourds, etc. Ce procédé permet donc la réduction de la demande biochimique et chimique en oxygène (DBO et DCO), ainsi que de réduire le nombre de populations bactériennes. Cependant, pour optimiser le processus, vous devez développer une approche spécifique au type d'eaux usées à traiter. Les quantités de coagulant nécessaire pour traiter les eaux usées dépendent essentiellement des facteurs suivants, soit le pH, l'alcalinité, la concentration en phosphate et le point d'injection du coagulant. L'efficacité du processus de coagulation-floculation dépend des propriétés des eaux usées traitées et des conditions de brassage. (EPA, 2000a).

Une fois le procédé complété, le précipité formé de micro-floes solides peut-être filtré ou centrifugé afin d'être recueilli séparément de l'effluent liquide. Les boues ainsi obtenues peuvent être enfouies telles quelles, mais peuvent également être déshydratées, incinérées, oxydées chimiquement et/ou traitées biologiquement. Ce procédé peut également être utilisé en combinaison avec d'autres méthodes de traitement telles que la photo oxydation, l'osmose inverse et certains traitements biologiques pour optimiser l'efficacité du traitement (EPA, 2000a).

Les agents coagulants les plus usuels sont :

Le chlorure ferrique $FeCl_3$ sous forme anhydre ou sous forme de solution à 35%,

Le sulfate d'alumine employé sous forme hydratée, il est actif dans la zone du pH de 5,5 à 8 par précipitation d'hydroxyde d'alumine (Cardot, 1999).

I.4.5 Procédés de flottation

La flottation est une méthode d'extraction des phases solides et liquides pour la purification et d'épaississement afin de séparer les particules en suspension de l'eau. En effet, les lois physiques régissant la séparation des phases en flottation sont les mêmes qu'en décantation. Dans les eaux usées à forte teneur en matières organiques, les solides sont conglomérés à la surface par l'insufflation d'air, sous forme d'écume, puis raclés à la surface de l'eau. Les bulles d'air très fines s'accrochent aux particules fines à éliminer. Pour une meilleure répartition des bulles d'air, un flotteur circulaire est utilisé, et l'épaisseur d'écume est généralement de 15 à 30 cm. (Satin , 2006).

Ajout d'un coagulant sous forme d'un produit tensioactif peut être utilisé pour faire une séparation liquide – solide. (Perrin, 199)

I.4.6 Procédés biologiques artificiels

Les procédés biologiques artificiels sont composés par des dispositifs qui peuvent être implanté sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques, tels qu'ils se produisent en milieu naturel.

Il existe trois grands types de procédés : lits bactériens, les boues activées, et la biofiltration ou la filtration biologique accélérée. (Satin , 2006).

I.4.6.1 lits bactériens

Le rôle principale d'un lit bactérien, également appelée filtre bactérien ou filtre percolateur, est que les eaux usées préalablement sédimentée sur une couche de matériau poreux qui sert de support au des micro-organismes (bactéries) épurateur. Pour cette raison, les filtres bactérien sont également appelés " réacteur a biomasse fixé ".L'aération est réalisée, le plus souvent par tirage naturel et parfois par ventilation forcée. Le but de cette aération est de fournir l'oxygène nécessaire aux des bactéries aérobies. Il existe différents types de lits bactériens: filtre percolateur, lits à remplissage plastique et disque biologique .

d) filtres percolateurs

L'efficacité d'un lit bactérien dépend des facteurs suivants :

- les caractéristiques des matériaux servant de support aux bactéries (porosité air volumique) ;
- le volume et la profondeur de lit ;
- la régularité de débit d'alimentation ;
- la concentration des matières organiques nutritives.

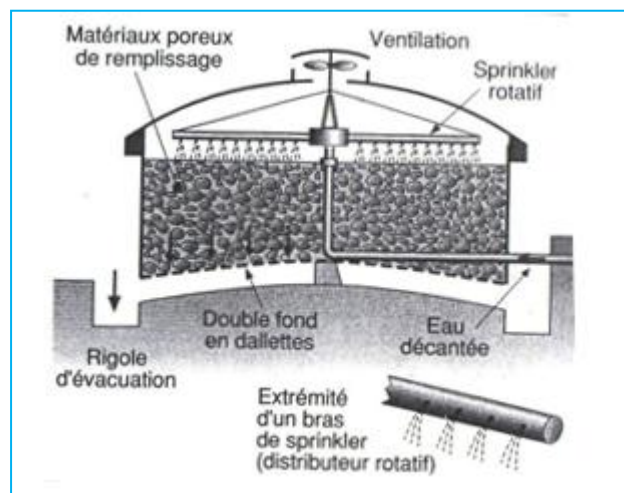


Figure I.12. Schéma d'un lit bactérien percolateur d'après (Satin , 2006)

Un lit bactérien est défini par sa charge hydraulique et par sa charge organique :

- la charge hydraulique est exprimée en mètres cubes par jour et par mètre carré de surface de filtre (1.2 à $40\text{m}^3/\text{m}^2/\text{jour}$) ;
- la charge organique exprime la masse de DBO_5 par mètre cube de matériaux filtrants et par jour (0.08 à $0.8\text{kg de DBO}_5/\text{m}^3/\text{jour}$).

e) Lits à remplissage plastique :

Il faut signaler aussi les lits bactériens à remplissage plastique (grains de 1 à 2cm de diamètre en matière synthétique)

f) Disque biologique

Le disque biologique appelé aussi «bio disque », cet ouvrage est constitué par des disques parallèles, qui sont disposés régulièrement sur un arbre horizontal, tournent à faible vitesse, et immergés sur la moitié de la hauteur. Cette agitation donne une oxygénation de la culture pendant la période de d'immersion (Beaudry, 1984 et Berland et al 2001).

Les performances de ce procédé sont liées à :

- La profondeur d'immersion des disques (généralement deux mètres) ;
- La vitesse de rotation de l'arbre qui doit être optimale pour permettre une aération et une fixation des bactéries convenables.

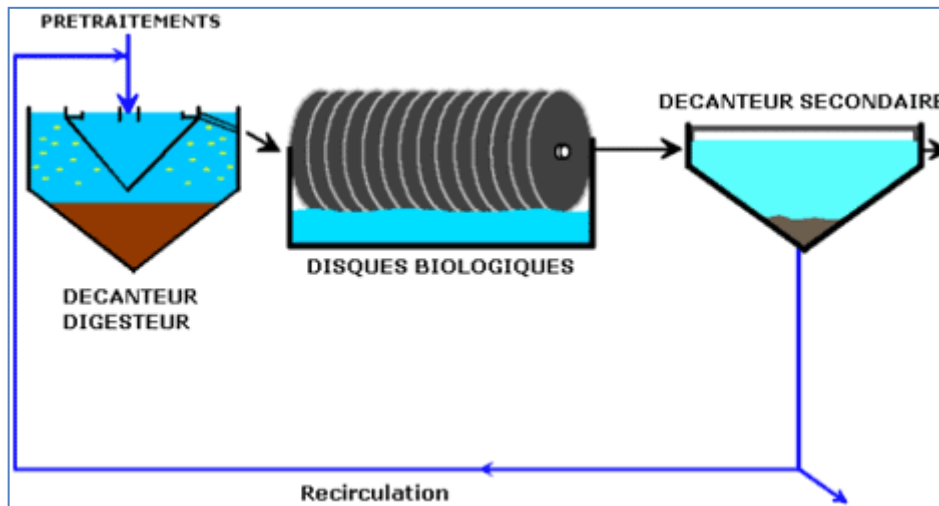


Figure I.13. Schéma simplifié d'une station d'épuration comportant un disque biologique (Sources : <http://www.cartel'eau.org> - rubrique guide des services)

Au niveau de surface des disques se trouvent une formation d'une couche biologique à cause de développement des microorganismes.

Tableau I.1 : Dimensionnement des disques biologiques, selon Document technique FNDAE n°22,1991)

| Objectif de rejet | Charge organique à appliquer (après décantation primaire) |
|-------------------|---|
| ≤ 35 mg DBO5/l | 9 g DBO5/m2.j |
| ≤ 25 mg DBO5/l | 7 g DBO5/m2.j |

I.4.6.2 boues activées (cultures libres)

Le procédé “boues activées” consiste à ajouter des boues activées liquide bactériologiquement très active dans les eaux usées brutes tout en tenant compte d’une agitation. La décomposition aérobie de la pollution consiste à mélanger les eaux usées traitées et les microorganismes épurateurs. Les phases “eaux épurées” et “boues épuratrices” sont ensuite séparées (Agences de l’Eau 1999). A la sortie de la station les deux phases (eau traitée) et (boues) seront produites, une partie de ces boues est envoyée vers les équipements de traitement des boues et les autres parties sont réintroduites dans l’aérateur. (Gaid, 1984).

Une agitation est nécessaire au sein de l’eau qui contient ces amas biologiques afin d’avoir un bon mélange de l’effluent. Une quantité d’oxygène importante est produite par des aérateurs (Gommella, 1983). Ces boues activées sont constituées de petits amas brunâtres quasi microscopiques, entourés d’une matière glaireuse qui favorise leur agglomération et donc leur sédimentation dans le décanteur (Beaudry, 1984).

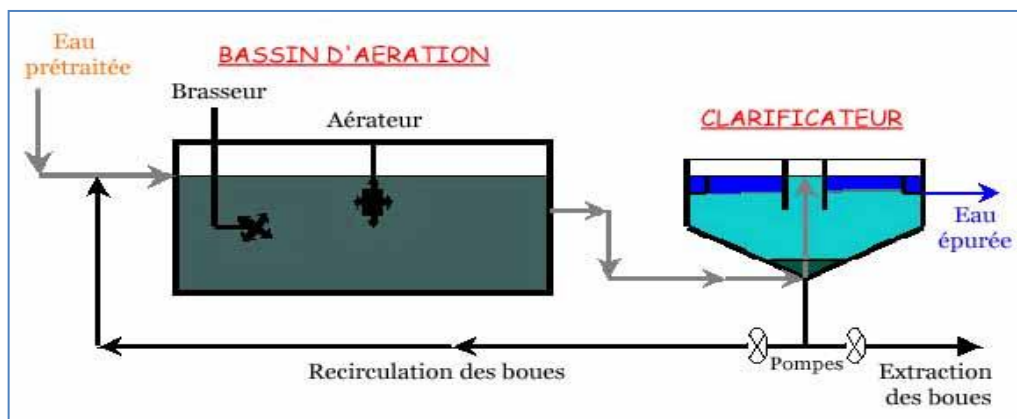


Figure I.14. Schéma d'une boue activée - aération prolongée (d'après site internet de Cartel : <http://www.carteleau.org> - rubrique guide des services).

L’installation d’une station d’épuration par boues activées comprend successivement (figure I.15) : En amont, les traitements préliminaires et primaires évoqués précédemment :

Le bassin d’activation ou le bassin d’aération ;

Le décanteur secondaire, avec reprise d'une partie des boues (15%) ;

L'évacuation des eaux traitées ;

Le digesteur des boues en excès provenant des décanteurs primaire et secondaire.

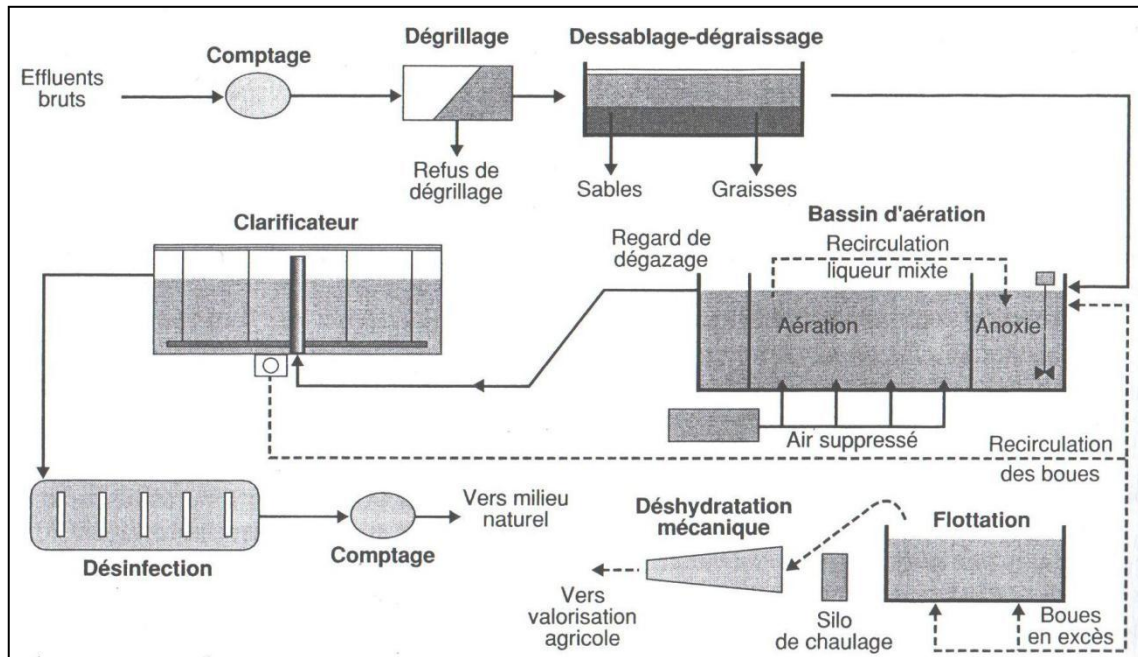


Figure I.15. Schéma de station d'épuration par boues activées selon (Satin, 2006).

Le bon rendement d'élimination de la DBO_5 après une bonne clarification dans les eaux usées moyennement polluées est de l'ordre :

- 95% en aération prolongée à faible charge massique ;
- 90% en aération prolongée à moyenne charge massique ;
- 85% en aération prolongée à forte charge massique

I.4.6.3 biofiltration (cultures fixées)

La base principale de ce procédé est similaire que celle du lit bactérien qu'on a exposé précédemment, la seule différence est que le matériau filtrant de type granulaire colonisé par une biomasse épuratrice dans lequel s'infiltre l'eau usée à traiter. Au cours des dernières années, plusieurs constructeurs ont été développés cette technique qui sont liées aux modes de fonctionnement. Ainsi, que les biofiltres sont alimentés que ce soit en haut ou en bas de bassin. Le mouvement d'eau peut être ascendant ou descendant. De nos jours la plus part des biofiltres leur alimentation à un écoulement ascendant. Les propriétés du massif filtrant dépendent de (nature, densité, forme, etc.) sont, elles aussi, spécifiques à chaque constructeur (Rocher et al., 2008).

Les biofiltres sont des systèmes de filtration biologique aérobie en flux d'air et d'eau ascendants ou descendants (figure I.16 et I.17).

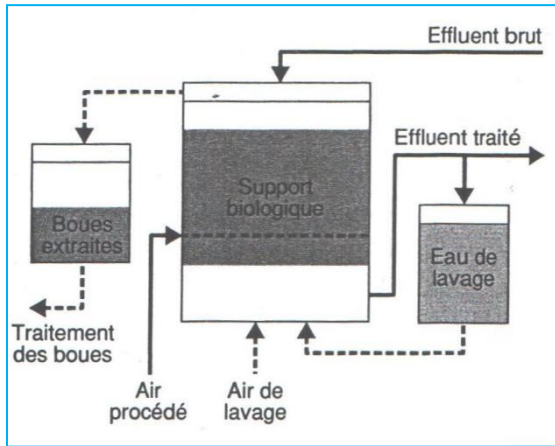


Figure I.16. Schéma de principe d'un biofiltre à Flux descendant selon (M, Satin , 2006).

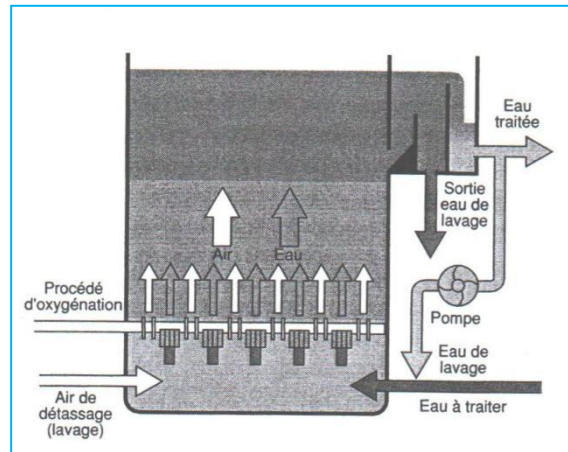


Figure I.17. Schéma de principe d'un biofiltre à Flux ascendant selon (M, Satin , 2006).

I.4.7 Procédés biologiques naturels

Les techniques d'épuration extensives consistent à traiter l'effluent brut dans lesquels une faible concentration du réacteur biologique utilisée dans la station d'épuration par lagunage naturel.

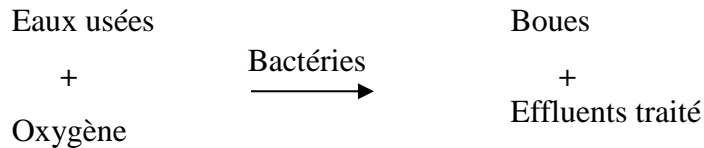
Ce procédé ne contient pas de recyclage de liqueur bactérienne ni l'étape de clarification. Le système nécessite une grande surface, et peu d'équipements électromécaniques mais la réalisation de la station a priori très simple (Degremont, 2005).

I.4.7.1 Lagunage naturel ou les étangs de stabilisation

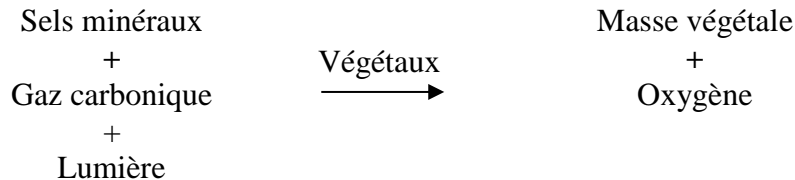
a. Lagunage naturel (aérobie)

Sur la base du pouvoir épurateur des micro-organismes on oriente les eaux usées de rejet vers des bassins étanches. Ce procédé est destiné généralement au traitement secondaire des eaux usées en zone rurale : ce sont les étangs de stabilisation, appelé aussi étangs d'oxydation. (M,Ouali 2001) . Ce procédé extensif donne une bonne performance dans lequel l'effluent reste dans les bassins imperméables à un long temps de séjour, généralement leur nombre est de 3 postés en série. Cependant, l'utilisation d'une configuration à 4 ou bien 6 bassins permet de donner une bonne désinfection adéquate. Le processus d'épuration par lagunage naturel basé sur le phénomène de la photosynthèse. La partie supérieure des bassins est exposée au rayonnement solaire. Ce dernier favorise des algues qui produisent l'oxygène aux micro-organismes. Ces bactéries aérobies jouent un rôle essentiel pour la dégradation de la matière organique. (Berland et al., 2001)

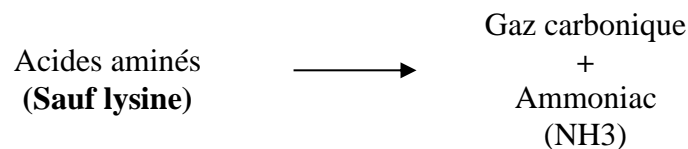
Le processus de dégradation de la matière organique est expliqué comme suit:



La présence d'oxygène est favorisée par les échanges avec l'atmosphère au niveau de surface libre de lagunage naturel et par les végétales chlorophylles :



La signification générale de la transformation par voie aérobie en termes de ce qui est apporté des substances dans lagune est la suivante :



b. Lagunage aéré

L'introduction de quantité d'oxygène est assurée artificiellement par aérateurs mécaniques flottants ou fixes, insufflation d'air. Dans les cas où les compartimentages ne sont pas délimités, les réacteurs biologiques peuvent se rapprocher d'un système de mélange intégré. Les processus biologiques sont presque similaires à celle du traitement classique par boues activées sachant que certaines algues sont développées soit inéluctable. Les micro-organismes leur concentration est faible et la sédimentation du floc bactérien très mauvaise. Des lagunes vastes se trouvent en aval du lagunage aéré a pour but de décanter les boues produites en phase finale de traitement (éventuellement équipées de systèmes d'évacuation des boues). Les aérateurs jouent un rôle de brassage (puissance 2 à 5 W par m³ de lagune) afin de réduire considérablement les dépôts par rapport aux lagunes naturelles (Degremont, 2005).

c. Lagunage anaérobie

Le phénomène essentiel dans les lagunes anaérobies est le développement de la fermentation méthanique qui influe directement sur les performances d'épuration des eaux usées. Il est applicable seulement sur des eaux à forte charge de concentration et, généralement comme prétraitement avant la deuxième étape de traitement de type aérobie. Les lagunes anaérobies dans les cas où les températures baissent leurs rendements deviennent inefficaces et les risques de nuisance sont particulièrement élevés. Elles sont construites dans les endroits plus loin de

l'agglomération et avec des conditions climatiques favorables. La récupération de gaz de digestion s'effectue par des dispositifs de couverture dans les lagunes, afin de minimiser les inconvénients de ce système.

Les effluents brutes charge de pollution provoque une manque d'oxygène en amont de la lagune aérobie. Avec le temps, les sédiments qui se déposent au fond sont les solides en suspension les plus lourds et les restes de l'activité biologique. Dans ceux-ci se développent des phénomènes de fermentation anaérobie avec minéralisation de la matière organique et dégagement de CO_2 , CH_4 (et éventuellement H_2S). Le manque de brassage dans les effluents contenant de grandes quantités de matières en suspension décantables provoquent des dépôts considérablement importants. Dans toute lagune, les processus aérobie et anaérobies sont rassemblés. Dans une lagune aérobie, une lagune est dite facultative si une partie importante de la matière liquide est dépourvue d'oxygène et est un endroit de croissance de bactéries anaérobies (Degremont, 2005).



Figure 1.18. Photographies du lagunage aéré pour l'épuration des eaux usées d'Oued Souf (Dali, 2009).

Le rendement d'élimination des matières polluantes peuvent atteindre de 80% à 90% DBO_5 . Ces rendements dépendent essentiellement du type de bassin, la charge polluante unitaire appliquée à ce bassin et surtout du temps séjour des effluents. Dans les eaux usées bruts l'élimination de l'azote atteint 25% à 30% de l'azote total. (M, Satin et al 2006)

I.4.7.2 Filtration par le sol

L'infiltration naturelle des eaux usées domestiques traitées biologiquement peut se produire à travers certains bassins, dunes ou irrigation. Les sols dunaires, composés de sable grossier avec 80 % d'éléments de 0,2 à 1 mm et moins de 5 % d'éléments fins (limon, argile), représentent un milieu perméable avec un risque de colmatage maîtrisé.

Afin d'évaluer correctement la perméabilité du sol, la durée d'évacuation des eaux usées et le risque de contamination bactérienne des eaux souterraines, il est recommandé de procéder au

préalable à une étude hydrogéologique de site de traitement, complétée par des produits chimiques ou d'autres, pour éviter le risque de contamination des nappes. D'excellents résultats d'élimination sont obtenus par ce système (M, Satin et al 2006) :

- Elimination de 90% de la DBO₅ de 95 à 98% de la DCO et de 100% des MES ;
- Disparition totale des germes pathogènes ;
- Abattement de 43% de l'azote et de 100% de phosphate ;
- Odeur très faible pour le voisinage.

I.4.8 Les systèmes individuels de traitement

Ces systèmes, généralement appelés fosses septiques, il se trouve dans les zones où il n'y a pas de réseau d'assainissement. Il a deux rôles, le premier est de réduire la matière organique présente dans les eaux usées et la seconde consiste à rejeter cette partie de l'eau dans le milieu récepteur. Plusieurs variantes de traitement peuvent être distinguées (M,Ouali 2001).

a. Fosse septique à fonctionnement anaérobie

La figure I.19 illustre un système de fosse septique typique combiné à un champ d'absorption des eaux usées. Les MES sont décantées dans le fond, les MO sont décomposées par les bactéries anaérobies ou l'eau est rejetée dans le champ où elle est absorbée.

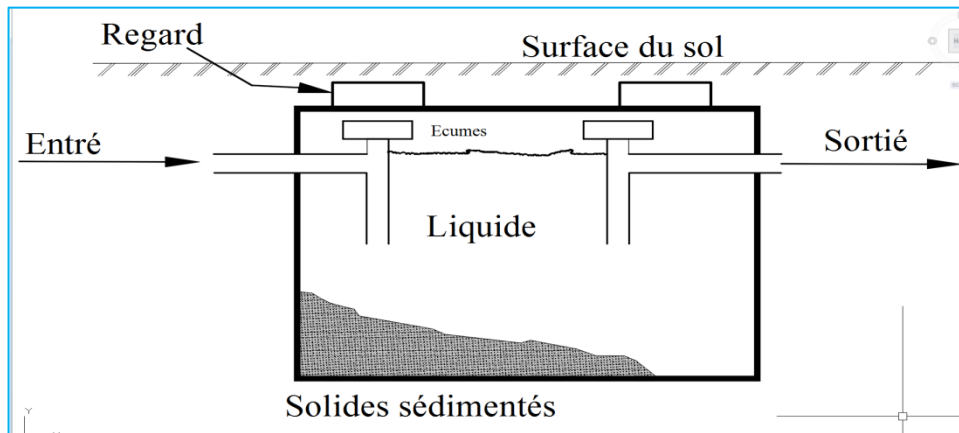


Figure I.19. Fosse septique à fonctionnement anaérobie.

Le choix de temps de séjour est nécessaire pour dimensionner cet ouvrage, généralement il est compris entre un et deux jours. Les compartiments de fosse septique doivent être accessibles pour permettre le nettoyage de fond. Et sa profondeur ne doit pas dépasser 30 cm au-dessus du niveau du sol. Les tuyaux d'entrée et de sortie doivent être en forme de T pour éviter le bouchage. Les rôles de ces fosses sont :

- Décantation des MES ;
- Flottation des graisses ;
- Décomposition anaérobie des matières organiques ;
- Stockage des boues.

b. Fosse septique à fonctionnement aérobie

Ces fosses sont de formes et de tailles variées et sont fabriquées de béton, d'acier ou de fibre de verre. Le schéma ci-dessous montre une fosse septique à fonctionnement aérobie à trois compartiments:

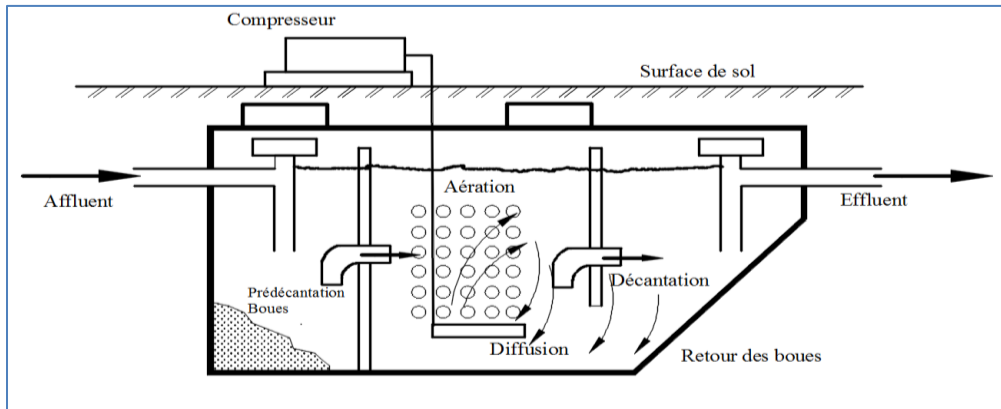


Figure I.20. Fosse septique à fonctionnement aérobie

- Une chambre de pré sédimentation fonctionnant comme fosse septique.
- Un compartiment aéré dimensionné pour un temps de rétention de 24 à 48 heures et l'eau mélangée soit avec l'air comprimé soit avec un aérateur mécanique
- Une chambre de décantation permet la sédimentation des MES et le retour des boues dans la chambre aérée.

Ce système fonctionne comme un étang de stabilisation aéré. Plusieurs méthodes ont été proposées pour l'évacuation des effluents des fosses aérées. Le champ d'épandage est acceptable, mais il n'y a aucune raison d'installer un dispositif d'aération couteux quand une fosse septique ordinaire remplit la même fonction.

I.5 La réutilisation des eaux usées et leurs normes

La majorité des projets de réutilisation de l'eau développés dans le monde sont l'irrigation agricole. Dans certains pays arides et semi-arides, comme Jordanie, la réutilisation des eaux usées municipales traitées fournit une part importante de l'eau d'arrosage. Dans ce secteur particulier, la réutilisation de l'eau devient une ressource vitale pour améliorer la production agricole, offrant un certain nombre d'avantages supplémentaires tels que l'augmentation des rendements des cultures, l'amélioration de la sécurité sanitaire et la diminution de la dépendance sur les engrais chimiques. L'eau recyclée peut être utilisée pour l'irrigation paysagère et agricole. La liste présentée dans le (tableau I.2) donne un aperçu principal sur les domaines d'utilisation. Il est important de souligner que tous les utilisations de l'irrigation pour les cultures, les paysages et les pelouses peuvent se

contenter d'eau recyclée si la gestion appropriée pratiques est appliquées. Il convient de noter, cependant, que l'adéquation de l'eau recyclée pour un type de réutilisation donné dépend de l'eau la qualité et les exigences d'utilisation spécifiques (Lazarova, 2004).

Tableau I.2 : Utilisations possibles de l'eau recyclée pour l'irrigation (Lazarova, 2004).

| Arrosage du paysage | Irrigation agricole |
|---|--|
| Parcs communautaires et aires de jeux | Fermes : |
| Cours d'école et terrains de sport | Pâturages |
| Terrains de golf et installations liées au golf | Cultures fourragères, à fibres et à graines |
| Autres surfaces en gazon pour terrains de sport | Les cultures qui croissent au-dessus du sol telles que fruits, noix et raisins (vergers et vignes) |
| Cimetières et espaces verts des églises | Les cultures qui sont traitées pour être pathogènes |
| Aménagement paysager de l'autoroute et bandes médianes de rue | les organismes sont détruits avant consommation humaine |
| Aménagement de l'espace commun | Cultures maraîchères |
| Aménagement paysager de bâtiments commerciaux | Pépinières |
| Aménagement paysager industriel | Serres |
| Aménagement paysager résidentiel | Potagers |
| Espaces ouverts | Végétation commerciale pour l'énergie (combustion) |
| Sur-irrigation pour la recharge des eaux souterraines | Barrières végétales contre le vent |
| | Sur irrigation pour la recharge des nappes phréatiques |

I.5.1 Avantages et contraintes de l'irrigation avec eau recyclée

La stratégie des projets de réutilisation de l'eau à des fins d'irrigation peut être très précieuse pour les planificateurs et les autorités locales, car elle présente de nombreux avantages associés (Anderson ,2003 et Asano, 1998). Le tableau I.2 résume certains des avantages les plus importants de la réutilisation de l'eau, ainsi que les principales contraintes à la mise en œuvre de projets de réutilisation de l'eau. Il est important de souligner, cependant, que toutes les pratiques de réutilisation de l'eau ne génèrent pas des avantages immédiatement détectables. De plus, un certain nombre de contraintes doivent être prises en compte. Pour une mise en œuvre réussie de la réutilisation de l'eau, les principaux avantages doivent être mis en balance avec les impacts négatifs ou autres contraintes (Asano, et Sheikh, 1998). Selon certains spécialistes de la réutilisation de l'eau, les avantages à tirer pour l'irrigation paysagère sont nombreux et peuvent être supérieurs aux avantages de l'irrigation agricole. De nombreux planificateurs de projets de réutilisation de l'eau

préfèreraient l'irrigation paysagère comme exutoire pour l'eau recyclée qu'ils produiront, plutôt que l'irrigation agricole et en particulier l'irrigation des cultures vivrières. Il y a plusieurs raisons (Harivandi, 1989) :

- La plupart des étendues de gazon irrigué sont situées à l'intérieur ou à proximité des villes là où l'eau usée est produite, les coûts de transport sont donc inférieurs.
- Le gazon absorbe des quantités relativement importantes d'azote et d'autres éléments nutritifs que l'on trouve souvent en plus grandes quantités dans l'eau recyclée que dans l'eau douce.
- Cette caractéristique peut réduire considérablement le potentiel de contamination des eaux souterraines par l'utilisation d'eau recyclée.
- Selon la qualité de l'eau recyclée, les problèmes de santé potentiels provenant de l'utilisation d'eau recyclée semblerait moins courante lorsque l'eau est appliquée sur le gazon que lorsqu'elle est appliquée sur les cultures vivrières

I.5.2 Spécificités de la planification de la réutilisation de l'eau

De nombreuses technologies de pointe permettent aux eaux usées de devenir une ressource en eau durable à plusieurs fins de réutilisation et permettent ainsi de réserver une eau douce de haute qualité à des usages domestiques. Le développement et la mise en œuvre de projets de réutilisation de l'eau restent cependant problématiques. Les principales contraintes sont la viabilité économique, la disponibilité des financements, les questions sensibles de santé et d'environnement et, dans certains cas, l'acceptation du public. Par conséquent, la planification d'un projet de réutilisation de l'eau doit être entreprise avec soin et selon une méthodologie bien établie. Les éléments clés d'une planification réussie de la réutilisation de l'eau comprennent non seulement le savoir-faire technique et une bonne conception technique, mais également une analyse rigoureuse du marché et des considérations économiques, environnementales et sociales. (Lazarova , 2004). Afin d'atteindre les objectifs de substitution des ressources, l'environnement de protection et de recouvrement des coûts, les projets de réutilisation de l'eau doivent être en mesure de distribuer des volumes suffisants d'eau recyclée et de la vendre à un prix adéquat (Asano, 1998). Les principaux facteurs de qualité de l'eau qui déterminent la pertinence de l'eau recyclée pour l'irrigation sont la teneur en agents pathogènes, la salinité, la sodicité (niveaux de sodium qui affectent la stabilité du sol), la toxicité spécifique des ions, les oligo-éléments et les nutriments.

Tous les modes d'irrigation peuvent être appliqués en fonction de la situation spécifique. Le cas échéant, l'irrigation au goutte-à-goutte offre le plus haut niveau de protection de la santé, ainsi qu'un potentiel de conservation de l'eau.

Deux initiatives distinctes sont envisagées pour améliorer la protection de la santé publique. Le premier est la mise en place d'un cadre législatif par l'adoption de normes et réglementations

strictes adaptées aux caractéristiques des différentes cultures. En général, les normes sont plus strictes pour les légumes destinés à la consommation humaine directe. Par exemple, l'Afrique du Sud exige la qualité de l'eau potable pour cette utilisation, et les critères californiens de recyclage de l'eau (SCWRC ,2000) exigent une élimination presque totale des coliformes totaux (2,2 TC/100 ml). La deuxième initiative combine le processus de traitement des eaux usées, le système d'irrigation, le groupe exposé et les cultures à irriguer. L'irrigation localisée telle que l'irrigation goutte à goutte, qui est efficace, est privilégiée. Ce type d'irrigation évite le contact direct entre l'homme et l'eau recyclée et limite le contact avec les cultures cultivées.

La pertinence de la réutilisation de l'eau dans une situation donnée dépend sur des considérations économiques prudentes, les types potentiels de réutilisation de l'eau, la rigueur des exigences de rejet des eaux usées, et la politique publique. Le désir de conserver plutôt que de développer les ressources en eau disponibles peut l'emporter sur les considérations économiques et de santé publique. Un système de réutilisation de l'eau réalisable doit fournir un équilibre acceptable entre les principales considérations suivantes (Asano, 1998) :

1. Avantages économiques, sociaux et environnementaux.
2. Coûts.
3. Risques du projet.

I.5.3 Normes des eaux usées urbaines épurées pour l'irrigation des paysages dans le Monde

Les programmes de réutilisation des eaux urbaines non potables deviennent de plus en plus importants pour le développement des villes qui manquent de ressources en eau adéquates, où l'eau recyclée est utilisée pour des applications qui ne nécessitent pas une qualité d'eau potable (par exemple, l'irrigation du paysage, le nettoyage des voitures ou des rues et la chasse d'eau .L'irrigation paysagère consiste à irriguer les terrains de golf, les parcs, les cimetières, Cours d'école, bande d'autoroute, pelouses résidentielles et zones similaires. La préoccupation pour les micro-organismes pathogènes est peu différente de celle pour l'irrigation agricole dans la mesure où l'irrigation paysagère a souvent lieu dans les zones urbaines où le contrôle de l'utilisation de l'eau récupérée est plus critique. Le tableau I.3 illustre des exemples de réglementations de réutilisation de l'eau pour les usages urbains eau recyclée. Le tableau indique la tendance à imposer des critères pour les usages urbains qui sont au moins aussi strictes que les normes de réutilisation agricole (Lazarova 2004).

Tableau I.3 : Critères de qualité de l'eau pour l'irrigation paysagère sans restriction et d'autres utilisations urbaines par rapport à la zone de baignade (Lazarova 2004).

| pays | Fecal coliformz (cfu/100 ml) | Total coliformes (cfu/100 ml) | E. coli (cfu/100 ml) | DBO (mg/l) | Turbidité (NTU) | MES (mg/ l) |
|--------------------------------------|--|---|-------------------------|-----------------------|--|------------------------|
| Arizona ^a | ND dans 4 des 7 derniers échantillons quotidiens ; 23 (échantillon unique) | — | — | — | 2 (moyenne sur 24 h) 5 (à tout moment) | — |
| Australia, EPA Victoria ^a | — | — | 10 (médiane) | 10 | 2 (valeur médiane sur 24 h) | 5 |
| Australia, NSW ^a | 1 | 10 (95 % des échantillons) | — | — | 2 (moyenne géométrique) 5 (95 % des échantillons) | — |
| California ^a | — | 2,2 (médiane sur 7 jours) ; 23 (1 sur toute période de 30 jours) 240 (tout échantillon) | — | — | 2 (sur une période de 24 h) 5 (5 % en 24 h) 10 (à tout moment) 0,2 (membranes, 5 % en 24 h) 0,5 (membranes, à tout moment) | — |
| Canada ^a BC* | 2,2 (médiane); 14 (échantillon unique) | — | — | 10 | 5 | 10 |
| Florida ^a | Non détecté (75 % de l'échantillon, période de 30 jours) ; 25 (échantillon unique) | — | — | 20 (moyenne annuelle) | — | 5 (échantillon unique) |
| Germany ^b | 100 | 500 | — | 20 | 1— 2 | 30 |
| Greece ^c | — | — | 0 | — | 2 | 10 |
| Japan ^a | non-détecté | — | — | — | — | — |
| Texas ^a | 20(moyenne géométrique) 75(tout échantillon) | — | — | 5 (30 jours moyen) | 3 (moyenne sur 30 jours) | — |
| sapain ^c | — | — | 0 | — | 2 | 10 |
| WHOa,lawn irrigation | 200 | — | — | — | — | — |

| | | | | | | |
|----------------------------|--|-----------------|---|----|----------|---|
| UKc, in-building recycling | 14 pour tout échantillon ; 0 pour 90 % d'échantillons | — | — | — | — | — |
| US EPA b | non détecté (médiane sur 7 jours) ; 14 (tout échantillon) | — | — | 10 | 2 | — |
| EC bathing water | 100b 2000a | 500b 10,000a | | | 2b 2a | |

Légende :

a: Guidelines.

b: Mandatory regulations.

c :Proposal of new regulations.

I.5.4 Spécifications des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation en Algérie

L'arrêté interministériel du 2 janvier 2012 a pour objet de fixer les spécifications des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation conformément au tableau I.4 et I.5.

Tableau I.4 : Paramètres microbiologiques selon JORA 2012.

| GROUPES DE CULTURES | PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES | |
|--|---|---|
| | Coliformes fécaux (CFU/100ml) (moyenne géométrique) | Nématodes intestinaux (œufs/l) (moyenne arithmétique) |
| Irrigation non restrictive. Culture de produits pouvant être consommés crus. | <100 | Absence |
| Légumes qui ne sont consommés que cuits. Légumes destinés à la conserverie ou à la transformation non alimentaire. | <250 | <0,1 |
| Arbres fruitiers (1). Cultures et arbustes fourragers (2). Cultures céréalières. Cultures industrielles (3). Arbres forestiers. Plantes florales et ornementales (4). | Seuil recommandé <1000 | <1 |
| Cultures du groupe précédent (CFU/100ml) utilisant l'irrigation localisée (5) (6). | pas de norme recommandée | pas de norme recommandée |

Légende :

(1) L'irrigation doit s'arrêter deux semaines avant la cueillette. Aucun fruit tombé ne doit être ramassé sur le sol. L'irrigation par aspersion est à éviter.

(2) Le pâturage direct est interdit et il est recommandé de cesser l'irrigation au moins une semaine avant la coupe.

(3) Pour les cultures industrielles et arbres forestiers, des paramètres plus permissifs peuvent être adoptés.

(4) Une directive plus stricte (<200 coliformes fécaux par 100 ml) est justifiée pour l'irrigation des parcs et des espaces

verts

avec lesquels le public peut avoir un contact direct, comme les pelouses d'hôtels.

(5) Exige une technique d'irrigation limitant le mouillage des fruits et légumes.

(6) A condition que les ouvriers agricoles et la population alentour maîtrisent la gestion de l'irrigation localisée et respectent

les règles d'hygiène exigées. Aucune population alentour.

Tableau I.5 : Paramètres Physico – Chimiques des eaux usées selon JORA 2012.

| PARAMETRES | | UNITÉ | CONCENTRATION MAXIMALE ADMISSIBLE |
|-----------------------|--------------------------------|-------|-----------------------------------|
| Physiques | pH | — | $6.5 \leq \text{pH} \leq 8.5$ |
| | MES | mg/l | 30 |
| | CE | ds/m | 3 |
| | Infiltration le SAR = 0 - 3 CE | | 0.2 |
| | 3 - 6 | | 0.3 |
| | 6 - 12 | ds/m | 0.5 |
| | 12 - 20 | | 1.3 |
| | 20 - 40 | | 3 |
| Chimiques | DBO5 | mg/l | 30 |
| | DCO | mg/l | 90 |
| | CHLORURE (Cl) | meq/l | 10 |
| | AZOTE (NO3 - N) | mg/l | 30 |
| | Bicarbonale (HCO3) | meq/l | 8.5 |
| Eléments toxiques (*) | Aluminium | mg/l | 20.0 |
| | Arsenic | mg/l | 2.0 |
| | Béryllium | mg/l | 0.5 |
| | Bore | mg/l | 2.0 |
| | Cadmium | mg/l | 0.05 |
| | Chrome | mg/l | 1.0 |
| | Cobalt | mg/l | 5.0 |
| | Cuivre | mg/l | 5.0 |
| | Cyanures | mg/l | 0.5 |
| | Fluor | mg/l | 15.0 |
| | Fer | mg/l | 20.0 |
| | Phénols | mg/l | 0.002 |
| | Plomb | mg/l | 10.0 |
| | Lithium | mg/l | 2.5 |
| | Manganèse | mg/l | 10.0 |
| | Mercur | mg/l | 0.01 |
| | Molybdène | mg/l | 0.05 |
| | Nickel | mg/l | 2.0 |
| Sélénium | mg/l | 0.02 | |
| Vanadium | mg/l | 1.0 | |
| Zinc | mg/l | 10.0 | |

(*) : Pour type de sols à texture fine, neutre ou alcalin.

I.6 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons détaillé un aperçu général sur l'origine et caractéristiques de la pollution hydrique, les procédés d'épuration intensif et extensif, et aussi la réutilisation des eaux usées épurées. Les procédés d'épuration traditionnelle ou intensif, composés en un prétraitement, traitements primaire, secondaire, tertiaire, des boues, afin de protéger notre environnement. Nous avons conclu à travers ce chapitre que ces procédés intensifs ne nécessitent pas des surfaces importantes, mais provoquent une grande quantité des boues. Une grande énergie nécessaire pour le fonctionnement des équipements mécaniques et électriques. En outre, les techniques d'épuration extensive consistent à traiter l'effluent brut dans des surfaces importantes avec moins d'énergie. Ces eaux traitées généralement rejetées dans le milieu naturel sans risque de pollution, ou bien destinées à la réutilisation à des fins d'irrigation. En plus des normes et des réglementations strictes adaptées à la spécificité des différentes cultures qui ont été expliquées. L'évolution actuelle des techniques extensives en particulier la phytoépuration, offre une bonne performance de traitement pour les petites et les moyennes collectivités. Ainsi, le quatrième chapitre, s'intéresse particulièrement au procédé extensif dit la phytoépuration avec un accent sur son usage dans le traitement des eaux usées.

Chapitre II : Besoins en eaux des plantes à Irriguer

II.1 Introduction

Pour bien concevoir un projet d'irrigation, nous sommes amenés à étudier convenablement une variable multidimensionnelle à savoir la détermination des besoins en eau des cultures. Cette variable dépend à la fois du type de plantes, de son stade de développement, du sol et du climat avec toutes ses variables, mais surtout celles relatives à la température, au vent, à l'humidité et à l'insolation.

II.2 Besoins en eau d'une culture

Selon FAO, le besoin en eau d'une culture est la lame d'eau, en mm, indispensable pour compenser l'évapotranspiration d'une culture, réalisée dans les grandes superficies, tout en tenant compte des conditions de sol et la disponibilité de l'eau et de la fertilité, pour avoir des rendements culturaux potentiels dans des conditions climatiques données.

II.2.1 Evapotranspiration

Evapotranspiration c'est la quantité d'eau consommée, qui comprend d'une part l'eau transpirée par la plante, d'autre part l'évaporation directe à partir du sol, la dernière n'est importante que dans le cas de couverts végétaux discontinus.

II.2.2 Evapotranspiration potentielle (ETP ou ET_0)

Est définie comme « le niveau d'évapotranspiration d'une surface importante d'un gazon de hauteur uniforme (entre 8 et 15cm), en croissance active, recouvrant complètement le sol et alimenté en eau de façon non restrictive » (FAO 36). L'ETP ainsi définie est considérée comme une donnée climatique, c'est-à-dire que les facteurs culturaux n'interviennent pas dans son estimation.

II.2.3 Evapotranspiration maximale (ETM ou ETC)

C'est la valeur maximale de l'évapotranspiration d'une culture donnée, à un stade végétatif donné et dans des conditions climatiques données. Sa valeur est théoriquement inférieure ou égale à l'ETP, en fait il n'est pas rare de trouver pour certaines cultures des valeurs d'ETM supérieures à l'ETP.

II.3 Calcul de l'évapotranspiration de la Culture de Reference (ETo)

Selon FAO plusieurs méthodes de prévision des besoins en eau des cultures sont utilisées en raison de la difficulté d'obtenir des mesures précises sur le terrain. Les méthodes doivent souvent être appliquées dans des conditions climatiques et agronomiques très différentes. Les quatre méthodes présentées, la méthode de Blaney-Criddle, Radiation, Penman et Pan Evaporation, sont modifiées pour calculer l'ETo en utilisant les données climatiques journalières pour des périodes de 30 ou 10 jours. ETo est exprimé en mm par jour et représente la valeur moyenne sur cette période. Le choix de la méthode doit principalement être fondé sur le type de données climatiques

disponibles et sur la précision requise pour la détermination des besoins en eau. Les données climatiques nécessaires aux différentes méthodes sont les suivantes:

II.3.1 Méthode de Blaney-Criddle

La formule de blaney-criddle (1950) est l'une des plus couramment utilisée pour estimer les besoins en eau des cultures, Surtout dans le cas où la seule donnée météorologique crédible disponible est la température de l'air. L'approche originale de Blaney-Criddle fait intervenir la température (t) et le pourcentage d'heures diurnes (N) comme variables climatiques.

Donc l'ETP selon Bllaney-Criddle est calculée avec la formule suivante :

$$ET_0 = K \times [0.4t + 8.13] P \quad (\text{II.1})$$

Dans laquelle :

ET_0 : évapotranspiration de la culture de référence en mm/jour pour le mois considéré en mm/jour ;

t : température moyenne (en degré Celsius) durant la période considérée (généralement le mois).

P : pourcentage de la durée moyenne du jour pendant la même période, par rapport à la durée moyenne du jour pour l'année,

K : Coefficient dépendant du stade végétatif de la culture et de la température moyenne (de la zone climatique)

II.3.2 Méthode du rayonnement

Dans le cas où les données climatiques disponibles comprennent des mesures de la température de l'air et de l'insolation ou de la nébulosité ou du rayonnement mais ne mentionnent ni le vent ni l'humidité, on suggère d'employer la méthode du rayonnement pour prédire l'effet du climat sur les besoins en eau des cultures. La relation recommandée (représentant la valeur moyenne sur la période donnée) est exprimée sous la forme :

$$ET_0 = c \times [w \times R_s] \quad (\text{II.2})$$

ET_0 : Évapotranspiration de la culture de référence en mm/jour pour les périodes considérées ;

R_s : rayonnement solaire en équivalent évaporation en mm/jour ;

W : facteur de pondération qui dépend de la température et de l'altitude ;

C : facteur d'ajustement qui dépend de l'humidité moyenne et des conditions de vent diurnes.

II.3.3 La formule de Penman modifiée

La formule de Penman est la meilleure manière d'estimation de l'ETP sous tous les climats. Son seul inconvénient est qu'elle nécessite un nombre important d'informations climatiques, rarement toutes disponibles sur une même station. (Allen et al, 1998)

$$ET_0 = C \times [W \times Rn + (1 - W) \times F(u) \times (ea - ed)] \quad (II.3)$$

Où

ET_0 : l'évapotranspiration potentielle en mm/j

W: facteur de pondération lié à la température.

Rn: rayonnement net en évaporation équivalente ou en mm/j

$$Rn = Rns - Rnl \quad (II.4)$$

Rns : rayonnement solaire net de courte longueur d'onde

$$Rns = (1 - \alpha)(0.25 + 0.5n / N) Ra \quad (II.5)$$

Rnl: rayonnement solaire net de grande longueur d'onde

$$Rnl = f(t) \times f(ed) \times f(n / N) \quad (II.6)$$

Avec α coefficient de réflexion de la surface de la terre ou albédo

f(t) : correction rendant compte de l'effet de la température sur RN1.

f(ed) : correction rendant compte de l'effet de tension de vapeur RN1.

f(n/N) : correction rendant compte du rapport entre les heures réelles et astronomique d'insolation.

f(u) : fonction liée à la vitesse du vent exprimée en parcours total du vent en km/j

(ea-ed) : différence entre la tension de vapeur saturante à la température moyenne de l'air et la tension de vapeur moyenne réelle de l'air toutes exprimées en millibars

C : facteur de correction pour compenser les conditions météorologiques diurnes et nocturnes.

II.3.4 Le bac évaporant

Les bacs d'évaporation permettent de mesurer l'effet intégré du rayonnement du vent de la température et de l'humidité sur l'évaporation à partir d'une surface d'eau libre. Les végétaux réagissent d'une manière similaire aux mêmes variables climatiques mais plusieurs facteurs importants peuvent entraîner des différences appréciables en ce qui concerne la perte de l'eau. Le rayonnement que réfléchit un plan d'eau n'est que de 5 à 8 tandis que pour les végétaux, il est de 20 à 25 pour cent du rayonnement solaire reçu. L'emmagasinement de chaleur dans le bac pendant le jour peut être appréciable et entraîner une évaporation presque égale de l'évaporation entre le jour et la nuit alors que pour la plupart des cultures, les pertes sur 24 heures se produisent à 95 pour cent ou plus pendant les heures diurnes (FAO).

L'évapotranspiration des cultures de référence (ET_0) peut être obtenue à partir de :

$$ET_0 = K_p \times E_{bac} \quad (II.7)$$

Où :

E_{bac} : évaporation du bac en mm/jour et représente la valeur moyenne journalière de la période considérée ;

K_p : coefficient de bac.

II.4 Le coefficient cultural (K_c)

Les quatre méthodes décrites dans la partie ci-dessous prédisent l'effet du climat sur l'évapotranspiration des cultures de référence (ET_0). Pour tenir compte de l'effet des caractéristiques des cultures sur les besoins en eau des cultures, les coefficients de culture (k_c) sont présentés pour relier l' ET_0 à l'évapotranspiration des cultures (ET_c). La valeur k_c dépend de l'évapotranspiration d'une culture sans maladie cultivée dans les grandes surfaces .FAO

ET_c peut être écrite comme suit :

$$ET_c = K_c \times ET_0 \quad (II.8)$$

Pour la surface de référence (' beau ' gazon) : $K_c = 1$. Pour les autres types de cultures, le coefficient cultural rend compte des effets des différences du couvert par rapport à la surface de référence en termes de hauteur.

La valeur du coefficient cultural dépend ainsi :

- du Stade de Développement,
- du Type de Culture,
- du Type de Sol et du Climat.

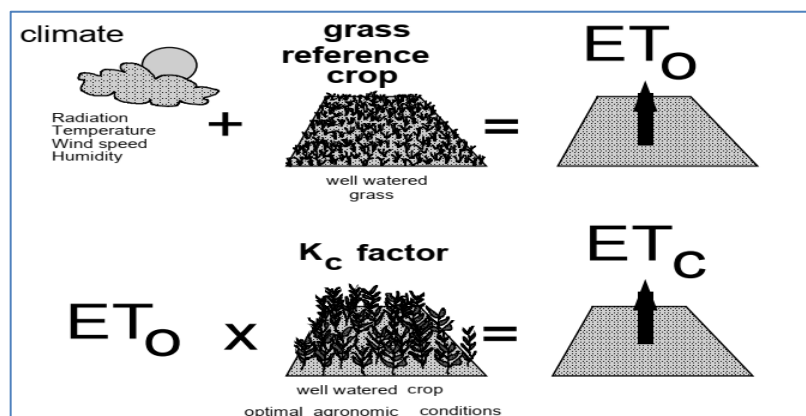


Figure II.1. Évapotranspiration des cultures dans des conditions standard (ET_c) (Allen et al, 1998).

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes méthodes directes et indirectes utilisées pour le calcul de l'évapotranspiration de référence (ET_0). Les quatre méthodes présentées, (Blaney-Criddle, Radiation, Penman et Pan Evaporation), sont basées sur les données climatiques de la région étudiée. En effet l'évapotranspiration maximale d'une culture ET_c dépend de l'évapotranspiration de référence (ET_0) et de coefficient cultural K_c .

Chapitre III : Les systèmes d'irrigation

III.1 Introduction

Quelle que soit l'origine de l'eau et son mode de transport (canaux ou conduites), le problème le plus délicat est le choix de la méthode pour répartir cette eau sur le sol de façon que les plantes en tirent le maximum de profit. Les techniques d'arrosages peuvent être rangées en trois classes : L'irrigation de surface, L'irrigation par aspersion, L'irrigation localisée ou micro irrigation.

III.2 L'irrigation de surface

L'irrigation de surface regroupe l'ensemble des techniques d'arrosage dans lesquelles l'eau s'écoule par gravité sur le sol. L'eau est généralement fournie par gravité à partir de la source d'eau à travers canaux, tuyaux ou fossés vers le terrain à irriguer. Les types de systèmes d'irrigation de surface comprennent l'irrigation par sillon, par bassin et par planches de ruissellement. Les systèmes d'irrigation de surface sont généralement utilisés pour les grandes cultures, les pâturages et les vergers. L'efficacité des systèmes d'irrigation de surface varie énormément en raison des variations du type sol uniformité du terrain, le type de culture. L'irrigation de surface est souvent considérée comme moins efficace que l'irrigation par aspersion ou micro-irrigation parce que le sol, n'est pas un tuyau, qui transporte l'eau dans les surfaces d'irrigation. (Bjorneberg, 2013).

III.2.1 L'irrigation par sillon

Lors de l'irrigation par sillon, l'eau s'écoule dans des sillons régulièrement espacés qui sont généralement de 0,1 à 0,3 m de largeur sur les champs de culture avec des pentes de 0,1–3%. L'irrigation consiste à amener l'eau à la plante, par une série plus au moins dense des petits fossés à ciel ouvert à pente faible mais régulière pendant 12 à 24 heures d'irrigation, mais des durées plus courtes ou plus longues peuvent être utilisées selon la longueur du sillon. Les débits d'entrée pour les sillons individuels peuvent varier d'environ 10 à 100 l.min⁻¹, en fonction du sol, de la pente, de la longueur du rigole.

L'alimentation des sillons d'irrigation se fait par fossés (en terre ou en béton). Les tubes en siphons sont fréquemment utilisés pour acheminer et réguler le débit du fossé vers les sillons individuels. En créant un siphon, l'eau s'écoule à travers le tuyau, sur la berge du fossé et dans le sillon sachant que la sortie du tuyau est inférieure au niveau d'eau dans le fossé. Le débit d'entrée du sillon est contrôlé par le diamètre du tube et la différence d'élévation entre le niveau d'eau du fossé et la sortie du tube.



Figure III.1. L'irrigation par sillons à l'aide d'un tube en siphons (Bjorneberg, 2013)

III.2.2 Irrigation par bassin et par planches de ruissellement

Selon Bjorneberg, les systèmes d'irrigation par bassin et par planche de ruissellement sont similaires, en ce sens qu'ils comprennent tous les deux une couche d'eau uniforme qui s'écoule sur le sol. La différence générale est que l'irrigation par bassin consiste à utiliser l'eau dans un champ presque plat et peut former un étang pendant une longue période. Avec l'irrigation par planche de ruissellement, l'eau s'écoule entre des digues qui divisent un champ en pente en bandes rectangulaires avec un drainage libre à la fin. Le but des digues est de contenir l'eau qui s'écoule dans le champ, contrairement à l'irrigation par bassin où les digues recueillent l'eau (Figure III.2, et III.3). La préparation des planches est minutieuse et coûteuse, et exige une main-d'œuvre qualifiée et des équipements de terrassement performants. Les pertes par percolation profonde et en colature est importante, et font remonter dangereusement le niveau des nappes phréatiques. Les bassins peuvent être aussi petits que quelques mètres carrés pour un seul arbre, ou aussi grands que plusieurs hectares avec des débits d'entrée $> 100 \text{ L s}^{-1}$. La taille du bassin est un équilibre entre le taux d'infiltration du sol, la pente et l'adduction en eau. La profondeur du bassin varie d'environ 5 à 20 cm, avec des profondeurs typiques de 10-15 cm. Une irrigation efficace par bassin nécessite une surface de sol plane, avec une texture de sol uniforme et une adduction en eau adéquat. Si le débit entrant dans le bassin est insuffisant, l'eau avancera lentement, provoquant de grandes différences dans le temps d'opportunité d'infiltration dans le bassin (Fangmeier et al., 1999).

Les systèmes d'irrigation par planche de ruissellement sont mieux adaptés aux terrains en pente par rapport les bassins d'irrigation, parce que l'eau s'écoule entre les digues contrairement dans les bassins où les eaux sont accumulées. Les zones irriguées ayant des largeurs 3 à 30 m et des longueurs allant jusqu' à 400 m de long. La pente du terrain entre les digues (perpendiculairement

à la direction de l'écoulement de l'eau) doit être presque de même niveau afin que l'eau s'écoule uniformément dans le champ. La pente le long des digues peut être similaire à l'irrigation par sillons, mais les systèmes par planche ont souvent des pentes inférieures à 0,5%. (Figure III.2 et III.).



Figure III.2. Irrigation par planche de ruissellement selon NEH, draft April 2006.



Figure III.3 Irrigation par bassin selon NEH, draft April 2006.

III.3 Irrigation par aspersion

Selon la figure III.4, l'irrigation par aspersion est une méthode d'application de l'eau d'irrigation similaire aux précipitations naturelles. L'eau est distribuée par un système de canalisations généralement par pompage. Elle est ensuite pulvérisée dans l'air par des arroseurs pour qu'elle ressorte en petites gouttes d'eau qui tombent au sol. Le système d'alimentation de la pompe, les arroseurs et les conditions de fonctionnement doivent être conçus pour permettre une application uniforme de l'eau. (Brouwer, 1988)



Figure III.4. Système d'irrigation par aspersion selon (Raveendra et al. , 2017).

III.3.1 Cultures recommandées

L'irrigation par aspersion convient à la plupart des cultures en rangs, en plein champ et arboricoles, l'eau peut être pulvérisée sur ou sous le couvert végétal. Cependant, les grands

arroseurs ne sont pas recommandés pour l'irrigation des cultures délicates comme la salade, car les grosses gouttes d'eau produites par les arroseurs peuvent endommager la culture (Brouwer , 1988).

III.3.2 Pente appropriée

L'irrigation par aspersion s'adapte à toutes les pentes cultivables, qu'elles soient uniformes ou ondulées. Les conduites latérales d'alimentation en eau des arroseurs doivent toujours être disposées le long du contour du terrain dans la mesure du possible. Cela minimisera les changements de pression au niveau des arroseurs et fournira une irrigation uniforme.

III.3.3 Types de sol appropriés

Les arroseurs sont mieux adaptés aux sols sableux avec des taux d'infiltration élevés bien qu'ils soient adaptables à la plupart des sols. Le taux pluviométrie moyen des arroseurs (en mm/heure) est toujours choisi inférieur au taux d'infiltration du sol afin d'éviter les flaques de surface et le ruissellement (Brouwer, 1988).

III.3.4 Eaux d'arrosage adapté

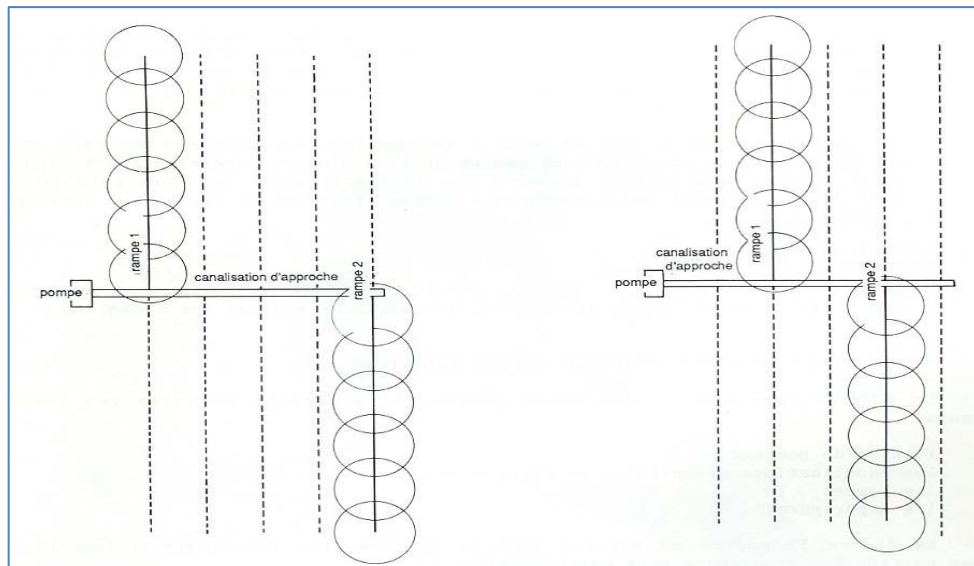
Une bonne alimentation en eau propre, exempte de sédiments en suspension, est nécessaire pour éviter les problèmes de blocage des buses d'arrosage et de gâter la récolte en la recouvrant de sédiments. (Brouwer, 1988).

III.3.5 Disposition du système asperseur

Un système d'irrigation par aspersion typique comprend les éléments suivants :

- Unité de pompage,
- Les canalisations principales et d'approche (ou secondaire),
- Les rampes,
- Les asperseurs,

La figure III.5 montre la canalisation principale à laquelle les rampes portant les asperseurs sont raccordées. L'unité de pompage comporte généralement une pompe centrifuge qui puise l'eau de la source et la refoule à la pression requise dans le réseau de canalisations.



Rampes 1 et 2 en premier poste

Rampes 1 et 2 en deuxième poste

Figure III.5. Réseau d'irrigation par aspersion avec deux rampes mobiles (à déplacement manuel) selon (Brouwer, 1988).

III.3.6 Avantages et inconvénients de l'irrigation par aspersion

III.3.6.1 L'avantage de l'aspersion

Selon (Raveendra et al., 2017) les avantages de l'irrigation par aspersion sont :

- Aptitude à tous les types de sol à l'exception de l'argile lourde;
- Aptitude au sol sableux;
- Aptitude aux cultures pour lesquelles la population végétale par unité de surface est très élevée ;
- efficacité d'application élevée;
- Mobilité du système ;
- La topographie n'est pas une contrainte pour son application.

III.3.6.2 L'inconvénient de l'aspersion

Les inconvénients de la méthode d'irrigation par aspersion sont les suivants:

Coût initial élevé ;

- Besoin continu en énergie élevée et coûts associés ;
- Mauvaise performance d'application dans des conditions de vent et de température élevées ;
- Perte par évaporation élevée due à des conditions de vent et de température élevées ;
- Coût d'entretien périodique élevé.

III.4 Irrigation localisée

L'irrigation goutte à goutte est parfois appelée micro-irrigation, consiste à distribuer l'eau sur le sol à des débits très faibles (2 à 20 litres/heure) à partir d'un système de tuyaux en plastique de

petit diamètre munis de sorties appelées émetteurs ou goutteurs. L'eau est arrivée au voisinage de la plante de sorte que l'humidité reste toujours dans la zone racinaire du sol (Figure III.6), contrairement à l'irrigation de surface et par aspersion, qui consiste à humidifier tout le profil du sol. Avec l'irrigation de goutte à goutte, la fréquence des arrosages généralement variée entre 1 à 3 jours par rapport aux autres méthodes ce qui favorise un niveau d'humidité très élevé favorable à la croissance des plantes (Brouwer, 1988).

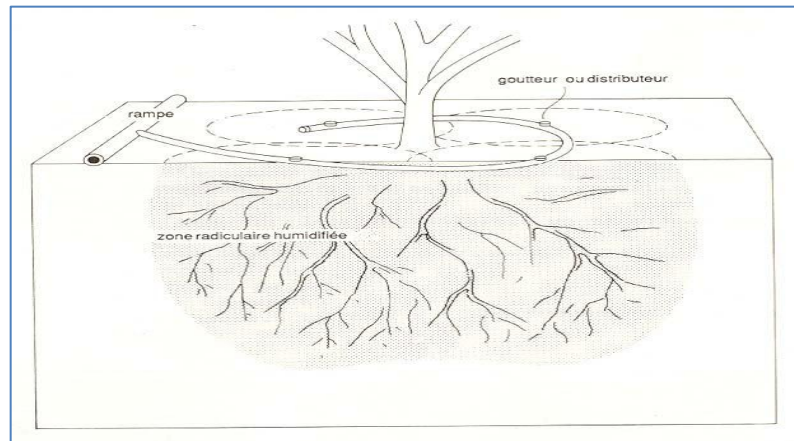


Figure III.6. L'irrigation au goutte à goutte, seule la zone racinaire est humidifiée (Brouwer, 1988).

III.4.1 Cultures recommandées

L'irrigation au goutte-à-goutte convient principalement aux cultures en ligne (légumes, fruits), vignes, où il est possible d'utiliser un ou plusieurs émetteurs pour chaque plante pour obtenir une distribution uniforme. En général, seules les cultures de grande productivité sont prises en compte en raison des coûts d'investissement élevés liés à l'installation d'un système de goutte-à-goutte.

III.4.2 Pente appropriée

Le système d'irrigation par goutte à goutte est applicable à tout terrain irrigable. Les cultures sont plantées le long des courbes de niveau et les conduites d'alimentation en eau suivent également les courbes de niveau. Afin de minimiser les variations de pression de service des goutteurs résultant de l'irrégularité de la pente du terrain.

III.4.3 Types de sol appropriés

L'irrigation goutte à goutte convient à la plupart des sols. Les sols argileux, l'eau doit être appliquée à faible débit pour éviter la stagnation de l'eau ou bien l'écoulement par ruissellement. En sols sableux, les goutteurs doivent avoir un débit élevé pour assurer une infiltration suffisante.

III.4.4 Qualité de l'eau

Le principal problème de l'irrigation au goutte à goutte est le risque d'obstruction des goutteurs. Tous les émetteurs ont de très petites sections d'eau de (0,2 à 2,0 mm) de diamètre et celles-ci peuvent se boucher si l'eau n'est pas propre. Il est donc essentiel que l'eau d'irrigation soit exempte de toute matière solide en suspension. Autrement dit, la filtration de l'eau est nécessaire.

L'obstruction peut également se produire si l'eau contient des algues, des dépôts d'engrais et des ou des engrais non dissous tels que le calcium et le fer. La filtration peut éliminer certains des matériaux, mais le problème peut être complexe à résoudre et nécessite un ingénieur expérimenté ou une consultation avec le revendeur de l'équipement.

L'irrigation au goutte à goutte est particulièrement adaptée pour les eaux de mauvaise qualité (salinité de l'eau). Faire couler l'eau au voisinage des plantes individuelles cela signifie également que la méthode peut être très efficace en termes d'utilisation de l'eau. Pour cette raison, elle est plus appropriée lorsque l'eau est rare.

III.4.5 Schéma type d'un réseau d'irrigation de goutte à goutte

La figure ci-dessous représente un réseau de goutte à goutte composé par les éléments suivants: Unité de pompage, unité de contrôle, canalisation principales et secondaires, les rampes, goutteurs ou distributeur. (Figure III.7)

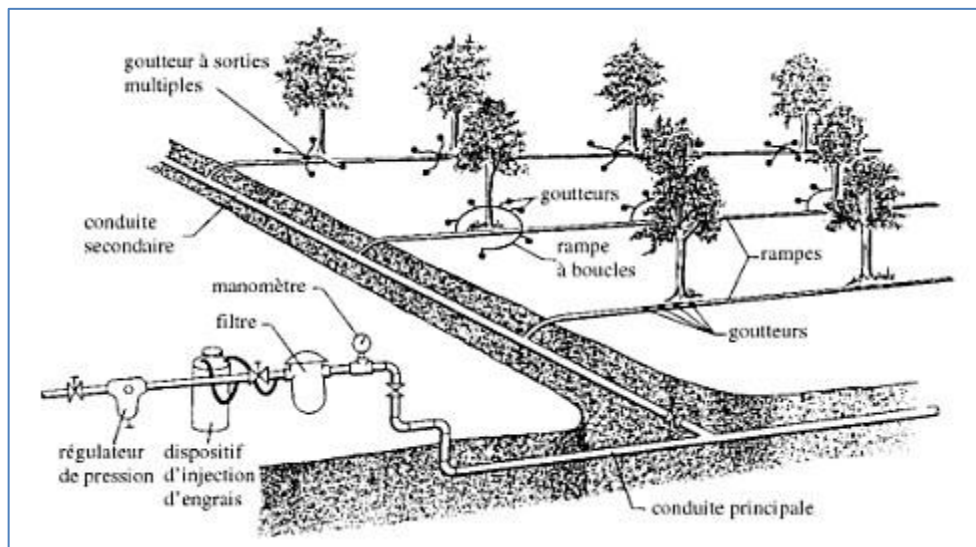


Figure III.7. Schéma type d'une installation d'irrigation de goutte à goutte (Brouwer, 1988)..

III.4.6 Dimensionnement d'un réseau d'irrigation de goutte à goutte

L'irrigation à la goutte à goutte est l'une des techniques de l'irrigation localisée (micro irrigation) qui consiste à apporter à chaque plante ou arbre, individuellement la quantité d'eau dont

elle a exactement besoin, en fonction des types de sol, des spécificités du climat et de son développement, sans ruissellement appréciable (Veschambre, 1980).

III.4.6.1 Conditions hydrauliques

Variation maximale du débit entre goutteurs (Bralts,1987)

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\% \quad (\text{III.1})$$

Pour un distributeur localisé la loi du débit pression est

$$q = kH^x$$

(III.2)

K et x peuvent être donnés par le constructeur $x=0.5$

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = x \times \frac{\Delta H}{H_n} \quad (\text{III.3})$$

q (g): débit nominal du goutteur

H_n: pression nominal de 10 mce, ΔH (max)=2 mce

La valeur des pertes de charge singulière est estimée à 10% de la variation maximale de pression

P_{dc} (sing)=0.2 mce, P_{dc} (linéaire)=1.8 mce.

La répartition de la perte de charge est:1/3 sur la porte rampe soit 0,6mce.2/3 sur les rampes soit 1,2 mce. Les calculs des pertes de charges s'effectuent par la formule (III.4) de Hazen-William pour les conduites de rampe et porte rampes toute on affectant un coefficient de reduction F_c, fonction du nombre de d'issues. Christiansen a établi un tableau donnant les valeurs de F_c pour un nombre du goutteurs variant de 20 à 1000. [12]

$$J = \left(\frac{3.592}{CH} \right)^{1.852} \times \left(\frac{L}{D^{4.87}} \right) \times Q^{1.852} \times F_c \quad (\text{III.4})$$

J : pertes de charges linéaire en m ;

CH : coefficient Hazen-William ;

L: longueur de rampe;

Q : débit volumique en m³/s

F_c: coefficient de réduction (coefficient de Christiansen).

III.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait un aperçu sur les systèmes utilisés pour l'irrigation tels que l'irrigation de surface, l'irrigation par aspersion, l'irrigation localisée ou micro irrigation. D'après l'analyse des systèmes d'arrosage, on considère que l'irrigation de goutte à goutte est le système qui convient mieux pour notre étude.

Chapitre IV : Epuration par filtres plantés (Phytoépuration)

IV.1 Introduction

Tout le monde connaît les stations d'épuration classiques et les systèmes d'assainissement autonomes, type épandage souterrain. Mais il existe une troisième façon d'épurer des eaux usées, basée sur l'utilisation des végétaux aquatiques dite « la phytoépuration ».

La phytoépuration veut dire l'action de l'épuration des eaux usées en présence de plantes. Elle peut être réalisée à travers différents systèmes. Elle est caractérisée par le fait que l'eau vient couler lentement et sous conditions contrôlées à l'intérieur de milieux végétaux, de façon à en favoriser la dépuraison naturelle, qui s'effectue à cause du processus d'aération, sédimentation, absorption et métabolisation de la part des microorganismes et de la flore. Les systèmes de phytoépuration sont utilisés pour la dépuraison d'eaux de différentes provenances et avec caractéristiques différentes. En général, comparé avec les méthodes traditionnelles, ils demandent un assez grand besoin de surface mais nécessitent moins d'énergie et de technologie. Les systèmes de phytoépuration peuvent être uniques ou en batterie. Une série de lits de gravier végété à écoulement horizontal à travers laquelle s'écoulent les rejets de manière continue, ou hybride (ex. un lit à écoulement horizontal suivi par un autre à écoulement vertical). (Borin, 2007).

Dans ce chapitre nous expliquerons en détail le principe de la phytoépuration, la classification des différents systèmes de phytoépuration, ainsi que les Critères de dimensionnement des stations de phytoépuration.

IV.2 Traitement primaire

Selon (APAT, 2005) le bon fonctionnement des stations de phytoépuration est conditionné par le bon fonctionnement du système de traitement primaires et le contrôle du dépôt de la matière solide, qui peut causer l'obstruction des systèmes de distribution et/ou l'obstruction du milieu même (réduction temporaire de la conductivité hydraulique dans les systèmes secondaires), ce qui entraîne une moindre efficacité du procédé de purification. Lorsque le réseau d'assainissement est du type mixte, il est nécessaire de prévoir un traitement primaire de grille ; si après il y a une phase d'écoulement sous-superficiel horizontal (HSSFS), une grille de 1-2 cm serait suffisante ; par contre s'il est prévu l'utilisation d'un système à écoulement sous-superficiel vertical au premier stade de traitement, il est recommandé une grille fine avec un espace de 0,2 – 0,5 cm. Le traitement primaire permettre l'élimination d'au moins 60% des matières en suspensions décantables. Pour cela, il est recommandé d'utiliser des fosses septiques de type Imhof, de type trois chambres ou tout simplement un bassin de sédimentation.

- Les fosses septiques à trois chambres sont très efficaces comme traitement primaire des stations de phytoépuration, ils garantissent des temps adéquat de rétention du rejet. Leur volume utile peut varier de 0,3 à 0,5m³ par HE. Le bassin est divisé en trois chambres distinctes, reliées entre elle

en série, pour éviter un grand nombre de vidages. La première chambre doit avoir un volume double des deux autres.

- La fosse septique Imhof est considérée comme un système de traitement primaire des eaux usées très fiable. Ce type de fosses, assure deux fonctions, la séparation des MES et la digestion des boues décantées. Le volume du compartiment de sédimentation doit être dimensionné pour assurer un temps de rétention, de temps sec, supérieur à 1,5 h, le dimensionnement du compartiment de digestion dépend, par contre, du nombre de vidange que l'on veut obtenir.

IV.3 Système à écoulement horizontal

Les systèmes à écoulement horizontal sont constitués par des bassins horizontaux imperméabilisés, qui sont remplis avec un matériau inerte, avec une taille de particule choisie (par exemple gravier), où se développent les racines des macrophytes émergentes (*Phragmites australis*, couramment utilisés) (APAT, 2005). Le flux d'eau est maintenu en permanence sous la surface par un dispositif spécial, générant ainsi un environnement essentiellement anoxique (figure IV.1). Les composés organiques sont effectivement dégradés principalement par dégradation microbienne sous conditions anoxiques / anaérobies car la concentration en oxygène dissous dans les lits de filtration est très limitée (Vymazal, 2008). Les matières en suspension sont principalement retenues par filtration et sédimentation, leurs rendements d'élimination sont généralement très élevés (Vymazal, 2008). Le rôle d'élimination de l'azote est beaucoup moins important dans les filtres à écoulement horizontal (Cooper, 1996 et Vymazal, 1999).

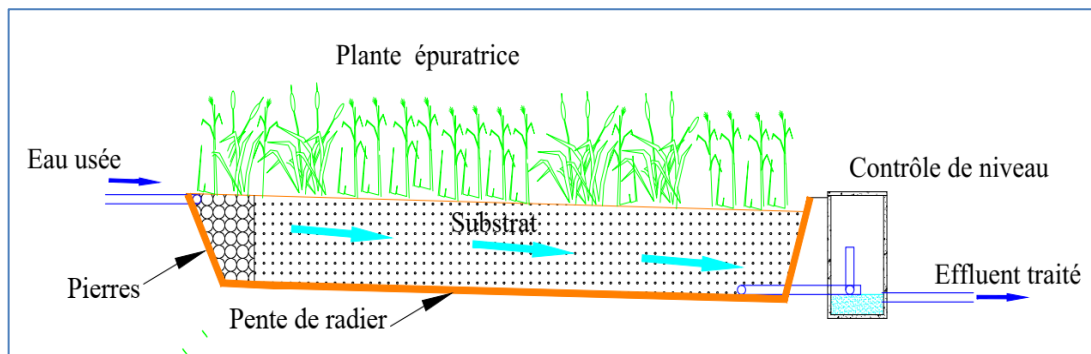


Figure IV.1. Filtre planté à écoulement horizontal.

Le processus d'élimination de l'azote dans les filtres à écoulement horizontal se fait par la dénitrification (Vymazal, 2010). L'élimination de l'ammoniac est limitée en raison du manque d'oxygène dans les filtres horizontaux. Le rôle des plantes pour les filtres horizontaux est la fourniture aux substrats l'oxygène pour la croissance des bactéries fixées, (diffusion de l'oxygène à partir de racines de la rhizosphère) (Brix, 1987b).

IV.3.1 Configuration des lits du filtre à écoulement horizontal

Selon la littérature, il existe différentes possibilités pour le dimensionnement des stations de phytoépuration à écoulement sous-superficiel horizontal. Le dimensionnement est basé essentiellement sur l'élimination d'un maximum de charge polluante, pour obtenir à la fin des effluents de qualité optimale. Des modèles mathématiques ont été établies, basés sur la cinétique d'élimination des principaux polluants, en utilisant des coefficients semi-empiriques, en se basant sur un certain nombre de données de stations existantes.

- *Kadlec et Knight (1996)*, proposent une équation de premier ordre valable pour tous les paramètres : DBO, MES, Phosphate total, NH₄-N, NO₃-N, Coliformes fécaux. L'équation est cependant, indépendante de la température. Ceci, semble réduire sa fiabilité car il est connu que le processus biologique est fortement dépendant de la température de l'eau. La formule proposée est la suivante :

$$\ln\left(\frac{C_s - C^*}{C_e - C^*}\right) = \frac{-K}{q} \tag{IV.1}$$

Où :

$$q = \frac{365Q}{A_s} \tag{IV.2}$$

q : Est la charge hydraulique en m/an ;

A_s : Surface du bassin filtrant;

C_s : Concentration de la pollution de l'effluent fixée, selon l'objectif d'épuration voulu, en mg/l;

C_e : Concentration de la pollution à l'entrée de la station (après un éventuel traitement primaire) en mg/l;

C* = Concentration du fond du polluant en mg/l;

K = K₂₀ θ^(T-20) = Constante de premier ordre en m/an;

Q = Débit hydraulique moyen journalier en m³/jours

L'aire superficielle peut être calculée alors par la relation suivante :

$$A_s = \frac{365.Q}{K} \ln\left(\frac{C_s - C^*}{C_e - C^*}\right) \tag{IV.3}$$

Les paramètres de références proposés par (Kadlec et Knight, 1996) pour la typologie de l'écoulement sous superficiel horizontal, sont représentés au (tableau IV.1). Les valeurs de θ différentes de 1 indiquent une dépendance du processus d'élimination des polluants de la température du rejet.

Tableau IV.1 : Paramètres de références proposées par Kadlec & Knight (1996) pour HF

| Paramètre | BOD ₅ | MES | NH ₄ -N | NO ₃ -N | PT | CF |
|-----------------|------------------|-------------|--------------------|--------------------|------|------|
| K ₂₀ | 180 | 1000 | 34 | 50 | 12 | 95 |
| θ | 1,00 | 1,00 | 1,04 | 1,09 | 1,00 | 1,00 |
| C* | 3.5+0.053Ci | 7.8+0.063Ci | 0,00 | 0,00 | 0,02 | 10 |

- Selon Reed, Crites et Middlebrooks (1995)

Les auteurs proposent une formule de premier ordre, qui considère trois paramètres d'élimination biologique de polluants : DBO₅, azote ammoniacal et azote nitrique. Pour les autres paramètres les auteurs proposent d'autres relations différentes. L'équation proposée est la suivante :

$$\ln\left(\frac{C_e}{C_s}\right) = K_T \cdot t \quad (IV.4)$$

Où :

$$t = \frac{A_s \cdot n \cdot y}{Q} \quad (IV.5)$$

t : temps de rétention hydraulique en jours ;

A_s : Surface du bassin filtrant;

C_s : Concentration de la pollution de l'effluent fixée, selon l'objectif d'épuration voulu, en mg/l;

C_e : Concentration de la pollution à l'entrée de la station (après un éventuel traitement primaire) en mg/l;

$$K_T = K_R \theta_R^{(T_w - T_R)}$$

(IV.6)

K_T Constante cinétique à la température T_w, en Jours⁻¹;

Q = Débit hydraulique moyen journalier en m³/jours ;

T_w = température de référence dans la zone humide, en °C;

T_R = température de référence, en °C;

n = porosité du milieu, en %;

y = profondeur au milieu de la zone humide;

La surface du bassin nécessaire pour le traitement, peut être écrite comme suit :

$$A_s = \frac{Q}{K_T \cdot y \cdot n} \ln\left(\frac{C_e}{C_s}\right) \quad (IV.7)$$

Les auteurs proposent les valeurs du tableau IV.2 pour les coefficients entrant en jeu, selon le degré de pollution du rejet considéré.

Tableau IV.2 : Paramètres de références proposées par Reed, Crites & Middlebrooks (1995) pour le HSSF

| Paramètre | BOD ₅ | NH ₄ -N | NO ₃ -N | FC |
|-------------------------------------|------------------|--------------------|--------------------|------|
| 1 < T_w < 10 | | | | |
| T_R | 20 | 10 | 10 | 20 |
| C résidu | 6 | 0,2 | 0,2 | - |
| K_R | 1,104 | K ₁₀ | 1,000 | 2,6 |
| θ | 1,06 | 1,15 | 1,15 | 1,19 |
| T_w > 10 | | | | |
| T_R | 20 | 20 | 20 | 20 |
| C résidu | 6 | 0,2 | 0,2 | - |
| K_R | 1,104 | K _{NH} | 1,000 | 2,6 |
| θ | 1,06 | 1,048 | 1,15 | 1,19 |

K_{NH} est la constante cinétique de nitrification et dépend du taux d'occupation des racines à hauteur du lit filtrant (rz).

$$K_{NH} = 0.01854 + 0.3922(1.048)^{-10} \tag{IV.8}$$

K₁₀ est obtenue à partir de l'équation (IV.9) comme suit :

$$K_{10} = K_{NH} (1.048)^{-10} \tag{IV.9}$$

La méthode considère la dépendance de la température T_w dans le dimensionnement des installations de phytoépuration et la température hivernale est considérée comme celle du cas le plus critique. Pour l'élimination de la matière en suspension les auteurs proposent la formule suivante, avec un seuil minimal de 6mg/l :

$$C_s = C_e (0.1058 + 0.0011HLR) \tag{IV.10}$$

où:

HLR : Coefficient de charge hydraulique en cm/jours;

C_s : Concentration des MES de l'effluent fixée, selon l'objectif d'épuration voulu, en mg/l;

C_e : Concentration des MES à l'entrée de la station (après un éventuel traitement primaire) en mg/l.

Pour ce qui concerne les éléments pathogènes, Reed remarque que les mécanismes d'élimination sont plutôt similaires à ceux qui se produisent dans les étangs de stabilisation, est a proposé la formule suivante :

$$\left(\frac{C_e}{C_s} \right) = \frac{1}{(1 + t.K_T)^N} \tag{IV.11}$$

Où

Cs : Concentration des coliformes fécaux de l'effluent fixée, selon l'objectif d'épuration voulu, en UFC/100ml;

Ce : Concentration des coliformes fécaux à l'entrée de la station (après un éventuel traitement primaire) en UFC/100ml.

N: nombre de cellules en série.

Pour le phosphore les auteurs proposent, par contre la relation suivante :

$$\left(\frac{C_e}{C_s}\right) = \exp\left(\frac{-K_p}{HLR}\right) \quad (IV.12)$$

Où :

K_p: constant de réaction du phosphore, environ 2,73 cm/jours.

- Selon l'EPA (1993)

L'EPA suggéra aussi en 1993, pour l'écoulement HSSFS, l'équation suivante :

$$\frac{C_e}{C_s} = \exp(-K_T.t)$$

(IV.13)

Où :

t : temps de rétention hydraulique en jours ;

Cs : Concentration en DBO₅ de l'effluent fixée, selon l'objectif d'épuration voulu, en mg/l;

Ce : Concentration en DBO₅ à l'entrée de la station (après un éventuel traitement primaire) en mg/l ;

K_T : Constante cinétique dépendant de la température et de la densité des plantes, en Jours⁻¹;

Le temps de rétention hydraulique est :

$$t = \frac{n.L.W.d.0,95}{Q} \quad (IV.14)$$

Où :

n : porosité du lit;

W : largeur du lit (m);

d : profondeur du lit (m);

L : longueur du lit (m);

Q : Débit moyen qui traverse le système (m³/j).

La combinaison des deux équations précédente donne :

$$A = L.W = \frac{Q.(\ln C_e - \ln C_s)}{n.K_T.d.0,95} \quad (IV.15)$$

Avec K_t = K₂₀ θ^(T-20)

Chapitre IV : Epuration par filtres plantés (Phytoépuration)

Le tableau IV.3 présente les valeurs de K_T et θ , selon les auteurs correspondants

Tableau IV.3 : Valeurs de K_{20} et θ selon les auteurs.

| Auteurs | K_{20} | θ |
|-------------|----------|----------|
| WPCF (1990) | 0,806 | 1,06 |
| EPA (1993) | 1,104 | 1,06 |

En 1999 la même EPA suggère pour le dimensionnement des systèmes à écoulement horizontal HSSFS, un coefficient de charge organique par unité de surface de 6 gr DBO/m².jour, qui donne comme concentration de DBO₅ à la sortie inférieur à 30 mg/l, indépendamment de la concentration à l'entrée.

La forme d'un bassin de type HSSFS doit être de forme rectangulaire; pendant que la pente du fond du lit peut varier de 1 à 5%. L'aire transversale peut être calculée en utilisant la relation de Darcy, comme suit :

$$Q = A \times K \times \left[\frac{dH}{dL} \right] \quad (\text{IV.16})$$

où :

A = H.l : l'aire transversale du filtre (H = hauteur d'eau dans le filtre et l = largeur), m²;

Q : débit moyen journalier du rejet, m³/j ;

K : conductivité hydraulique du matériau saturé, m/j ;

dH/dL: gradient hydraulique correspondant à la pente de la ligne d'eau à obtenir en fonctionnement, depuis la surface du filtre du niveau de l'entrée jusqu'à environ 10 cm de la hauteur totale au niveau de la sortie, en m/m .

La surface et la profondeur du filtré étant fixées, restent à déterminer la longueur et la largeur. Elles dépendent étroitement de la conductivité hydraulique du matériau selon la loi de Darcy. Pour un filtre à gravier (K élevé), le rapport L/l sera élevé et les filtres seront longs et étroits. Tandis que pour un filtre à sable (K faible), les filtres seront larges et courts. Selon l'EPA le rapport L/l doit varier en respectant l'intervalle 0,5 à 3. La perméabilité est liée à la granulométrie du matériau utilisé et du colmatage progressif du massif, sachant que celui-ci est modéré par l'effet des rhizomes et des racines.

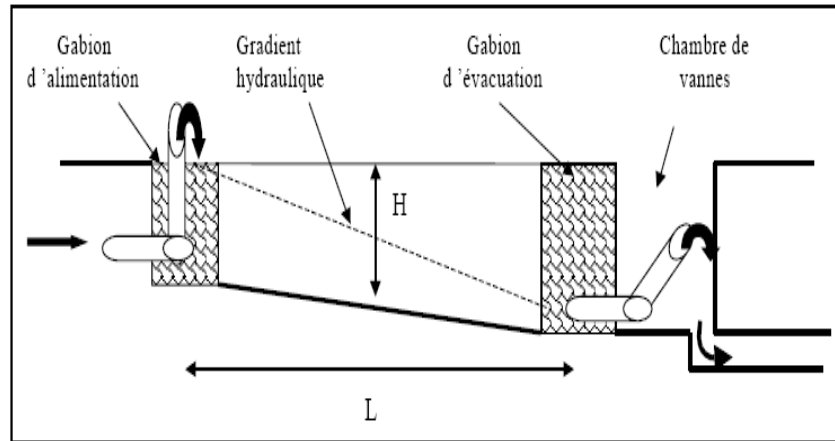


Figure IV.2. Gradient hydraulique théorique d'un filtre horizontal (GMTEU, 2005).

- selon le *Groupe Macrophytes de Traitement des Eaux Usées, 2005*, le calcul de la géométrie du filtre se fait comme suit :

○ Sur la base de l'équation précédente on calcule la section transversale avec une première valeur de gradient hydraulique $\left(\frac{dH}{dL}\right)_1$, la connaissance de la profondeur h , généralement prise 0,6m, permet alors de déterminer une largeur l_1 , on déduit alors une longueur L_1 , à partir de la valeur de la surface horizontale A_s , on peut alors déterminer la hauteur de sortie de l'effluent

$$H_1 = \left(\frac{dH}{dL_1}\right) \times L_1$$

(IV.17)

○ On réitère alors ce calcul en faisant varier les valeurs de $\left(\frac{dH}{dL}\right)$ jusqu'à obtenir un niveau d'eau en sortie à environ 10cm de la surface massive.

IV.3 .2 Système d'alimentation

Selon (APAT, 2005), les systèmes à écoulement sous-superficiel horizontal sont alimentés en continu, l'affluent à l'entrée peut être distribué de diverses façons, et les plus utilisées sont :

- un canal à surface libre, qui alimente le bassin en différents points ;
- des conduites perforées, avec des pièces en T permettant la distribution latérale de l'écoulement (Figure IV.3).



Figure IV.3. Photo d'une conduite perforée pour la distribution sous-superficielle.

Du gravier inerte de grande taille doit être disposé le long du bassin, sur une distance d'au moins 1m, afin de limiter au maximum le colmatage de la zone d'entrée. Les diamètres utilisés dépendent essentiellement de la charge hydraulique prévue. Cependant, il est préconisé d'utiliser pour les petites installations, un diamètre minimale de 90 mm, afin d'éviter un éventuel colmatage.

IV.3.3 Système d'évacuation

Selon (APAT, 2005), les systèmes d'évacuation sont souvent conçus avec un tuyau de drainage disposé au fond, à l'aval du bassin, sur toute sa largeur, et relié ensuite à une conduite dans un regard, où est placé un dispositif permettant d'ajuster le niveau d'eau à l'intérieur du système, en fonction des exigences opérationnelles du système. Si le bassin a une largeur de plus de 25-30 mètres, il est préférable d'utiliser deux systèmes à la sortie afin de réduire les zones de stagnation.

IV.3.4 Imperméabilisation

Afin d'éviter d'éventuelles contamination de la nappe souterraine, les bassins de phytoépuration doivent être imperméabilisés, en utilisant des géomembranes synthétiques (Figure IV.4) ou de la bentonite, cependant, il est déconseillé de couler un radier en ciment pour une question de coût de réalisation et de problèmes d'étanchéité. L'utilisation d'un sol argileux est la possibilité la plus économique, qui nécessite cependant une très faible perméabilité ($K < 10^{-8}$ m/s) et avec une profondeur de nappe à plus de 1m sous la base du lit du bassin (Cooper, 1993).

Les matières utilisées souvent pour les géomembranes sont : le polyéthylène à basse et à haute densité, le PVC et le polypropylène. L'épaisseur de la toile est de 0,5 à 2mm. La géomembrane imperméabilisante doit être déposée sur une couche de sable d'au moins 5 mm et recouverte d'un géotextile pour protéger la membrane du gravier et des racines des plantes.



Figure IV.4. Photo d'une géomembrane en polyéthylène.

IV.3.5 Milieu filtrant

Le substrat a un rôle fondamental dans l'efficacité dépurative de la station car, en plus du fait qu'il soit un support pour la végétation, il représente un filtre mécanique et chimique pour quelques substances contenues dans le rejet. Pour cela, le choix du type de milieu filtrant est strictement lié aux caractéristiques du rejet à épurer.

Le tableau suivant présente la porosité et la conductivité hydraulique du substrat.

Tableau IV.3 : la porosité et la conductivité hydraulique du substrat (APAT, 2005)

| type | dimension des grains (mm) | porosité (%) | conductivité hydraulique (KS) m/j |
|---------|---------------------------|--------------|-----------------------------------|
| sable | 1-2 | 30-32 | 420-480 |
| gravier | 8-16 | 35-38 | 500-800 |
| pierre | 32-128 | 40-45 | 1200-1500 |

IV.4 Filtre à écoulement vertical

La configuration de ces systèmes est assez similaire à celles décrites ci-dessus. La différence est que les eaux usées s'écoulent verticalement (percolation) dans le milieu de remplissage avec alternance discontinue, alors que dans les systèmes à écoulement horizontal, il y'a un écoulement avec alimentation en continu. Cette méthode à écoulement intermittent est souvent configurée sur de multiples réservoirs en parallèle.

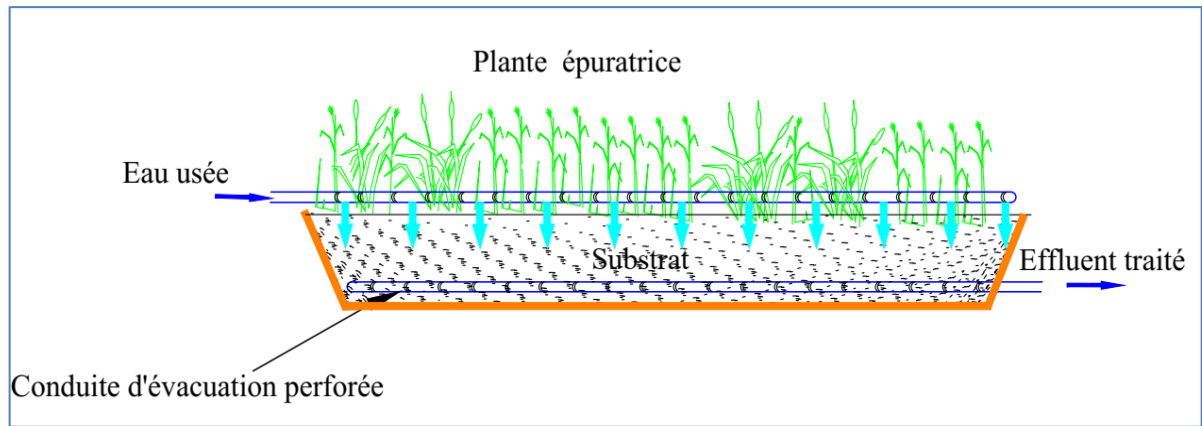


Figure IV.5. Filtre planté à écoulement horizontal.

Les filtres à flux vertical (Figure IV.5) ont été proposées par Seidel afin d'oxygéner les effluents des fosses septiques (Seidel, 1965b), les filtres verticaux sont beaucoup plus aérobies que les filtres horizontaux et offrent des conditions appropriées pour nitrification, d'autre part, VF ne donnent pas la dénitrification. Les filtres verticaux sont également très efficaces pour éliminer les matières organiques et les solides en suspension. Par rapport à HF CWs, les systèmes d'écoulement vertical nécessitent moins de surface, (Brix,2005 et Molle, 2005).VF sont très souvent utilisés pour traiter les eaux usées domestiques et municipales et surtout quand l'azote ammoniacal dépasse la norme des rejets des eaux usées (Vymazal,2010).

IV.4.1 Configuration des lits du filtre à écoulement vertical FV

Pour le dimensionnement des bassins verticaux, on utilise communément les procédures suivantes : On calcul la demande en oxygène sur la base de 1Kg d'O₂ par Kg de DBO₅ à éliminer, et de 4,3 kg d'O₂ par Kg de NH₃ à oxyder (Cooper, 1999 et Vymazal, 1998).On dimensionne le lit vertical en considérant un coefficient d'aération superficielle de Ka=30 grammes d'O₂ par m² de surface (Brix, 1998) et sa hauteur est prise égale à 0,9m. La superficie obtenue est augmentée de 25% :

$$A = 1,25 \frac{DO}{Ka} \quad (IV.17)$$

DO : demande en oxygène en Kg/J.

Il existe aussi d'autres formules empiriques, mais elles nécessitent quelques opérations mathématiques. L'aire calculée de deux CW consécutifs avec les équations (IV.18) et (IV.19) (O'Hogain, 2003)

$$A_1 = 3.5PE^{0.35} + 0.6PE \quad (IV.18)$$

$$A_2 = 0.5A_1 \quad (IV.19)$$

Où A₁ et A₂ sont respectivement l'aire de la première et la deuxième VSSF CW, et PE est l'équivalent en population.

IV.4.2 Système d'alimentation

L'alimentation des systèmes verticaux est basée sur le bon fonctionnement et de efficacité épuratoire du système. L'alimentation doit être en régime discontinu, c'est à dire, qu'il doit y avoir un certain temps de repos entrain entre une décharge et l'autre, afin d'assurer une percolation totale du rejet pour avoir une efficacité maximale du système. Pour cela, selon (APAT, 2005) l'intervalle minimum entre une alimentation et l'autre doit être fixé sur la base du milieu filtrant choisit. Les guides Allemands recommandent par exemple comme valeur optimale 6 alimentations par jour, par contre les guides Danois proposent 12 à 24 fois par jour. Ce type d'alimentation nécessite l'utilisation d'un siphon ou bien tout simplement un système de pompage.

En outre, le système d'alimentation des bassins doit garantir une distribution uniforme du rejet sur l superficie. Le réseau d'alimentation doit impérativement être symétrique et tous les points de sortie du rejet doivent avoir la même section et doivent couvrir toute la superficie. Les conduites utilisées sont généralement en polyéthylène PE ou en PVC (Figure IV.6).



Figure IV.6. Système d'alimentation d'un filtre à écoulement vertical (APAT, 2005)

IV.4.3 Le système d'évacuation

Selon (APAT, 2005), le système de drainage des eaux qui traversent les filtres verticaux est pratiquement le même que celui du filtre horizontal décrit plus haut. Pour une évacuation efficace, il est préférable de disposer plus de conduites de drainage au fond, distancées de 1 à 2 mètres et reliées à une conduite finale d'évacuation (Figure IV.7).



Figure IV.7. Photo d'un système d'évacuation d'un filtre vertical.

IV.5 Filtre à écoulement superficiel FWS

IV.5.1 Configuration des lits du filtre à écoulement superficiel FWS

Selon (APAT ,2005), pour les systèmes à écoulement superficiel FWS, les critères à considérés pour le dimensionnement, se reposent sur les publications de (Borin, 2001) basés sur les principales publications de Reed, Kadlec et Knight et l'EPA.

Donc pour le calcul, on doit considérer en particulier les points suivants :

- La charge organique à l'entrée ;
- Le débit hydraulique moyen journalier à l'entrée ;
- La profondeur du bassin;
- Le rapport entre la longueur et la largeur du bassin ;
- Le temps de rétention dans le système.

Selon (Reed et al., 1996), en considérant la DBO_5 et les MES, il faut prévoir une superficie de 4 à 20 $m^2/h.e$. Cependant, pour la nitrification il faut prévoir une superficie d'environ 20 $m^2/h.e$.

Selon l'APAT (2005), les formules proposées par (Reed, 1995) pour le dimensionnement d'une station de phytoépuration à écoulement superficiel (à surface libre) sont les suivantes :

$$\ln\left(\frac{C_e}{C_s}\right) = K_T \cdot t \quad (IV.20)$$

$$K_T = K_R \theta_R^{(t_w - T_R)} \quad (IV.21)$$

$$t = \frac{V_f}{Q} = \frac{A_s \cdot n \cdot y}{Q} \quad (IV.22)$$

$$A_s = L \cdot W = \frac{Q \cdot t}{y \cdot n} = \frac{Q}{K_T \cdot y \cdot n} \ln\left(\frac{C_e}{C_s}\right) \quad (IV.23)$$

Où :

t : temps de rétention hydraulique en jours ;

As : Surface du bassin filtrant;

Cs : Concentration de la pollution de l'effluent fixée, selon l'objectif d'épuration voulu, en mg/l;

Ce: Concentration de la pollution à l'entrée de la station (après un éventuel traitement primaire) en mg/l;

KT: Constante cinétique à la température Tw, en Jours-1;

KR: Constante à la température de référence, en Jours-1 ;

Q : Débit hydraulique moyen journalier en m³/jours ;

Tw: température de référence dans la zone humide, en °C;

TR : température de référence, en °C;

n : porosité du milieu, en %;

y : profondeur au milieu de la zone humide.

Tableau IV.4: Valeurs des constantes et coefficients de température selon (Reed ,1995)

| Paramètre | BOD ₅ | NH ₄ -N | NO ₃ -N |
|-----------------------------------|------------------|--------------------|--------------------|
| T _R (°C) | 20 | 20 | 20 |
| K _R (j ⁻¹) | 0,678 | 0,2187 | 1,000 |

IV.6 Système hybride

IV.6.1 Système VF–HF

Plusieurs systèmes hybrides ont été développés par Seidel au Max Planck Institut à Krefeld, Allemagne. Le processus est connu sur le nom système Seidel, (Seidel, 1965b). La conception de Seidel comprend deux étages de plusieurs lits VF parallèles suivis de deux ou trois lits HF en série. Un effet de traitement typique du système VF – HF basé sur le concept original de Seidel (Figure IV.8). Une bonne performance aux effluents finals très élevés. Un Système VF – HF résulte d'une élimination beaucoup plus importante de l'azote total de haute nitrification dans le filtre verticale VF, les nitrates produits dans le filtre VF seront diminués avec succès dans le filtre horizontal HF (O'Hogain, 2003).

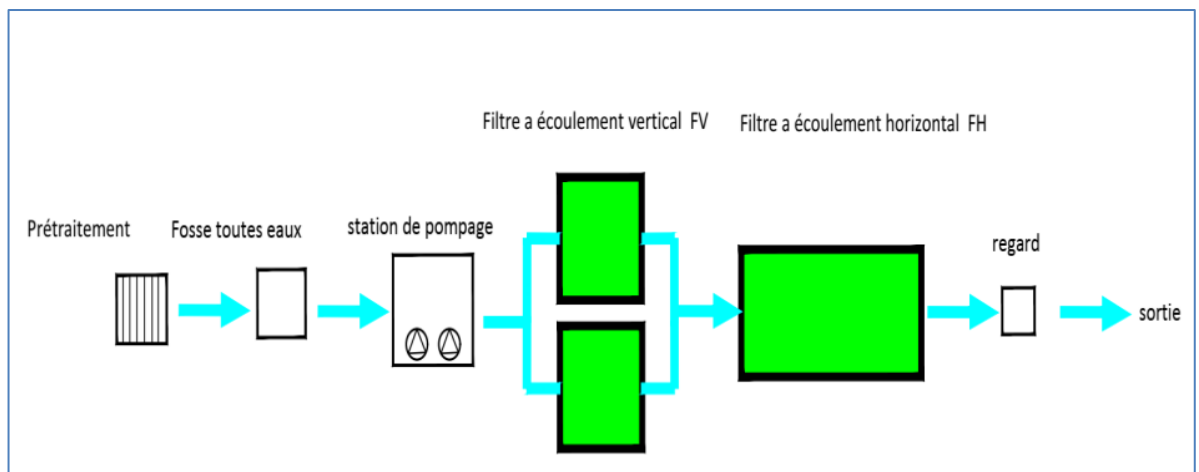


Figure IV.8. Configuration de système hybride FV-FH.

IV.6.2 Système HF – VF

Au milieu des années 90, (Johansen et al, 1996) ont introduit un système hybride HF – VF. Le grand lit HF est placé en premier pour éliminer les matières organiques et les solides en suspension et de fournir une dénitrification. VF conçu pour éliminer d'avantage les matières organiques et les matières en suspension et nitrifier l'ammoniac en nitrate (Johansen et al. 1996). Cependant, afin d'éliminer l'azote total, l'effluent nitrifié du lit VF doit être recyclé vers la fosse toutes eaux et puis vers le premier stade de filtre horizontale. Les Performances obtenu sur un filtre horizontal HF (456m²) et un filtre verticale –VF (30m²) est de 96% DBO₅, DCO 78 % et de 97% NH₄+N. (Brix et al. 2003). L'importance du recyclage pourrait être démontrée à partir des résultats donnés par (Laber et al., 2003) pour un Système hybride HF – VF avec recyclage. Les résultats, montrent une excellente élimination des matières organiques (DBO₅ 98%, DCO 96 %), solides en suspension 99%, bactéries et ammoniac 99% (Laber et al. 2003)

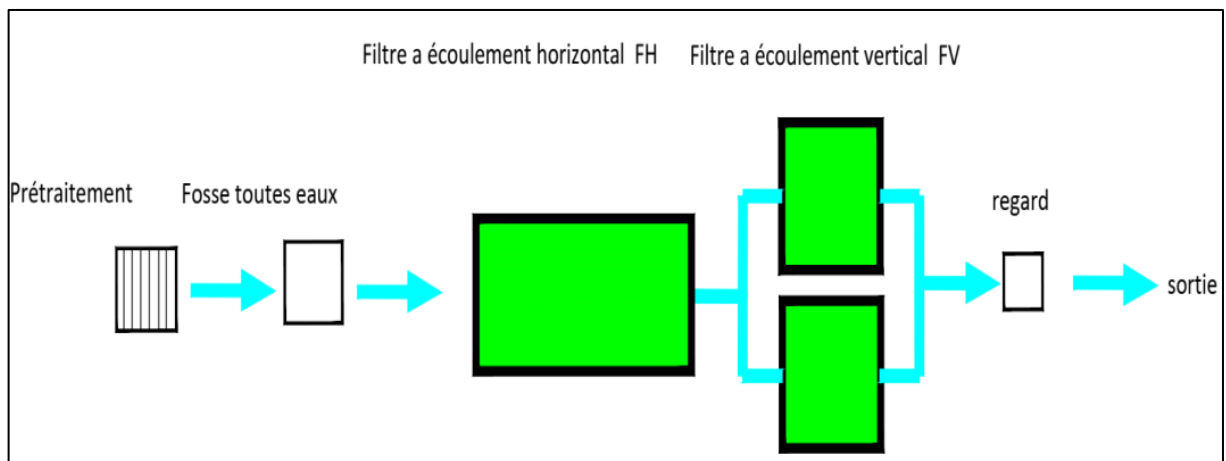


Figure IV.9. Configuration de système hybride FH-FV.

IV.7 Réutilisation des eaux usées, traitées par phyto-épuration pour la irrigation du Botanique Jardin “le jardin Landon” (Biskra, Algérie).

Les espaces verts de la ville de Biskra (Algérie) résistent à l'aridité de climat de la saison estivale et souffrent donc de la rareté d'eau, causée principalement par l'évaporation et la transpiration des végétaux. Pour remédier à ce problème, les auteurs (Debabeche et al 2022) proposent de réutiliser les eaux usées pour l'irrigation après avoir été purifiées, à l'aide d'un système phytorépuration. Comme un exemple de solution durable, ils sont proposés d'appliquer cette technique au jardin botanique de la ville de Biskra (Algérie), « le jardin Landon ». Le Jardin Landon a été créé en 1870 par le comte Landon de Longueville, décoré d'une variété de la flore des

Chapitre IV : Epuration par filtres plantés (Phytoépuration)

tropiques et des pays équatoriaux. Il est actuellement considéré comme patrimoine matériel national.

Une conception du circuit des eaux usées est réalisée, à savoir : prétraitement, purification, accumulation et diffusion. Une fosse septique a été choisie comme procédé de prétraitement Figure (IV.10).

Compte tenu des concentrations de DBO et DCO, un système hybride a été adopté, composé de bassins filtrants à écoulement vertical et horizontal. Une forme qui s'adapte à la flore du milieu a été adoptée pour les bassins de filtration, afin d'assurer une intégration du système d'épuration sur le milieu du Jardin. Ce système est principalement conçu pour épurer les eaux usées du quartier ainsi que pour assurer l'irrigation permanente des espaces verts qui souffrent de pénurie d'eau, surtout en été (Debabeche et al 2022).

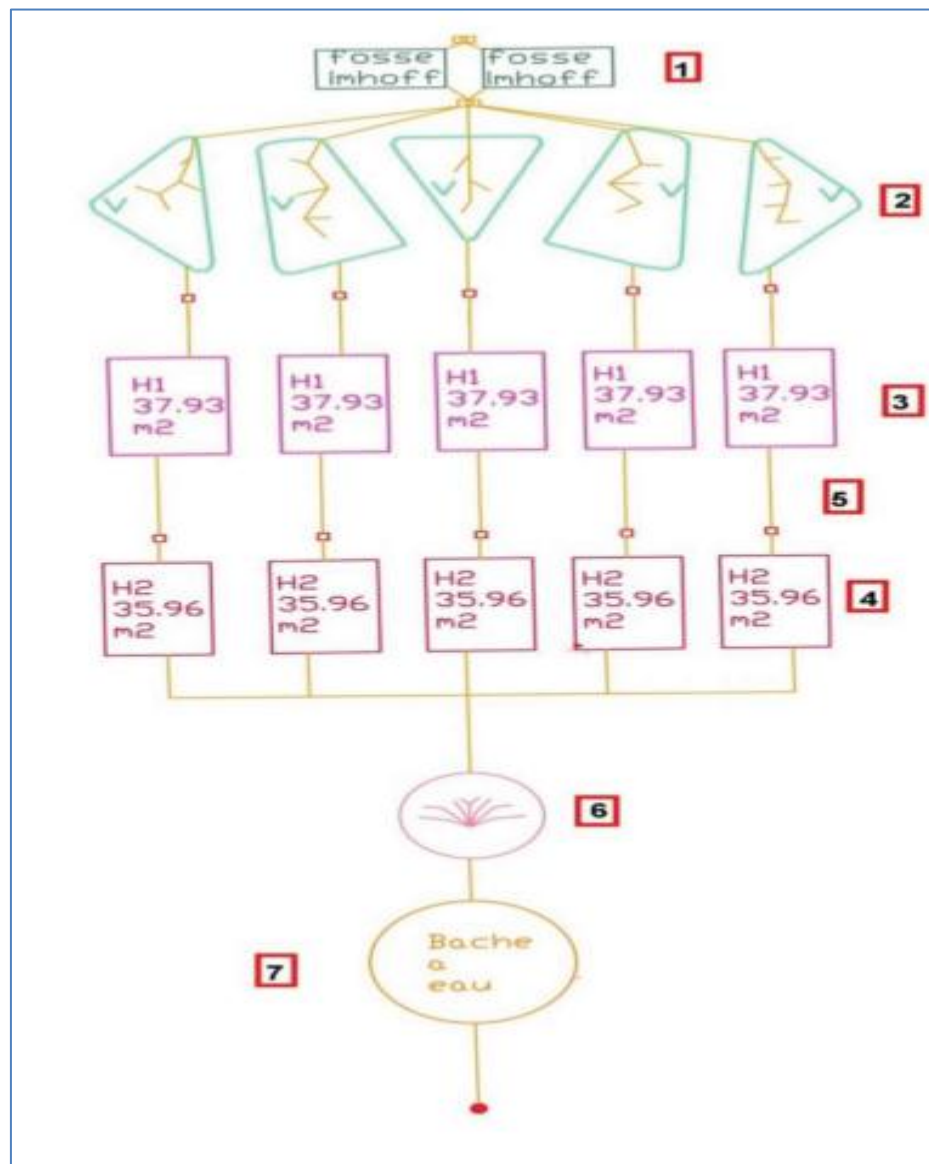


Figure IV.10 Schéma simplifié d'une installation de phyto-épuration (Debabeche et al 2022).

III.8 Conclusion

A travers ce chapitre nous avons passé en revue les recherches les plus connues, relatives à la technique d'épuration par filtre planté à macrophytes dite la phytoépuration. En effet, en se basant essentiellement sur les recherches de l'US.EPA (United States Environmental Protection Agency), l'APAT (linee guida per la progettazione e gestione di zone umide artificiali per la depurazione dei reflui civile), nous avons tenté de présenter l'essentiel de la phytoépuration. Il ressort, que les systèmes d'écoulement les plus connus sont classifiés en trois catégories: le système à écoulement horizontal FH , le système à écoulement verticale FV et le système hybride que ce soit un filtre a écoulement horizontal suivi par un filtre vertical ou l'inverse. Pour ces trois catégories de systèmes de phytoépuration, nous avons présenté les critères de dimensionnement de station de phytoépuration et leurs efficacités. Tous a pour but d'appliquer cette technique dans l'ensemble de la ville d'Ouled Djellal dans le prochaine chapitre.

Partie II : Dimensionnement des stations de phytoépuration et de systèmes d'irrigation

Chapitre I : Etude climatologique de la ville d'Ouled Djellal

Chapitre I : Etude climatologique de la ville d'Ouled Djellal

I.1 Introduction

Le climat influence considérablement sur les différents aspects de la vie et surtout à la surface de la terre et donc la plupart des pays du monde attachent une grande importance à l'étude du climat, afin d'obtenir de meilleures performances dans l'agriculture et l'industrie. Il convient de noter que la relation entre le climat et la végétation naturelle est très forte, car la répartition de la couverture végétale naturelle à la surface de la terre est directement liée aux éléments climatiques de température et de précipitations, et aussi le climat influencé directement sur le sol.

A la lumière de ces dernies, ce chapitre a pour but d'étudier le climat de la région d'Ouled Djellal en se basant sur les données climatologiques telles que: températures, vents, précipitations, pluviométries.

I.2 Situation géographique de la ville d'Ouled Djellal

La wilaya d'Ouled Djellal est située dans le Sahara Algérien, sa superficie est de 11 410 km² Figure (I.1). Elle est délimitée :

- au nord par la wilaya de M'Sila ;
- au nord-est par la wilaya de Biskra ;
- à l'ouest par la wilaya de Djelfa ;
- à l'est par la wilaya d'El M'Ghair ;
- au sud par le wilaya d'Ouargla .

Selon le recensement général de la population et de l'habitat de 2008, l'ensemble des communes de la wilaya d'Ouled Djellal comptait 63 237 habitants.

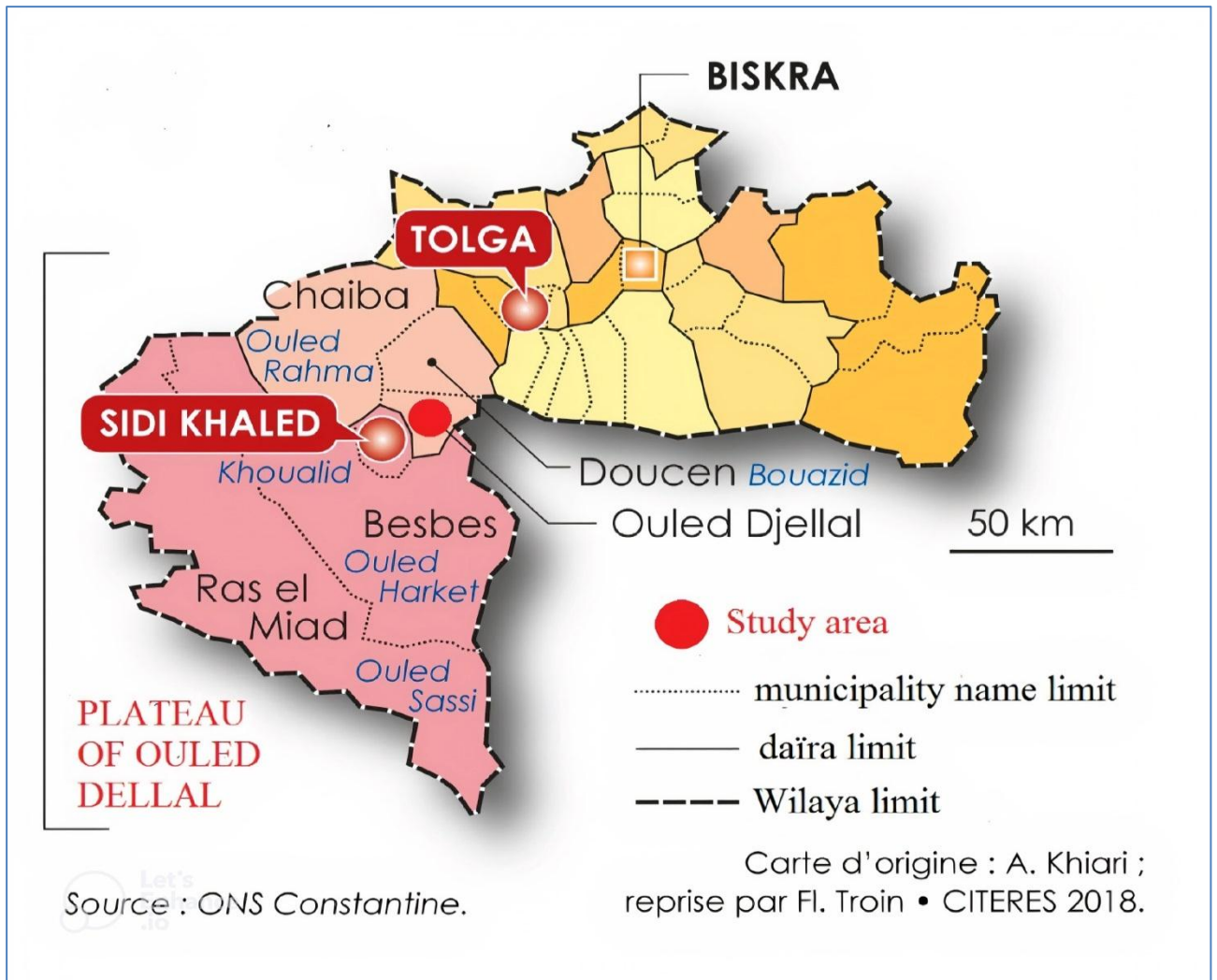


Figure I.1. Cadre géologique de la région d'Ouled Djellal (Yousfi, 2017).

La région d'Ouled Djellal représente un pays de transition structurale et sédimentaires, au Nord c'est un pays montagneux, tandis qu'au Sud c'est un pays effondré, qui fait partie du Sahara Septentrional. Le passage entre ces deux domaines distincts se fait par l'intermédiaire d'un ensemble de flexures, de plis-failles et de failles d'orientation Est Ouest appelé "Accident Sud Atlasique (Lahllali, 2019). La région d'Ouled Djellal se caractérise par des terrains sédimentaires, allant du Quaternaire au sommet jusqu'au Barrémien à la base.

I.3 Climatologie de la région d'Ouled Djellal

Les différents paramètres du climat sont les précipitations, la température, l'évaporation, l'humidité relative.

Chapitre I : Etude climatologique de la ville d'Ouled Djellal

I.3.1 Pluviométrie

Les pluviométries moyennes mensuelles sur une période d'observation de 12 ans (2007 à 2018) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Pluviométries moyennes mensuelles.

| Mois | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Sept | Oct | Nov | Déc | Année |
|-------|------|-----|-------|------|------|------|------|------|-------|------|------|------|-------|
| P(mm) | 8,81 | 5,5 | 14,13 | 17,1 | 14,3 | 4,27 | 0,61 | 2,22 | 19,51 | 22,5 | 8,52 | 6,34 | 123,8 |

Source : ONM

Le tableau ci-dessous indique que la région a une faible pluviométrie et les valeurs maximales enregistrées sont 19.51 mm et 14.13 mm durant le mois septembre et Mars.

I.3.2 Température

Les températures extrêmes et moyennes sur une période d'observation de 12 ans (2007 à 2018) sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau I.2: Températures extrêmes et moyennes mensuelles

| Mois | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Sep | Oct | Nov | Déc | Moy |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Tmin (°C) | 7,1 | 8,0 | 11,4 | 15,4 | 18,1 | 24,6 | 28,4 | 27,0 | 23,6 | 18,2 | 12,0 | 7,8 | 16,8 |
| Tmax (°C) | 18,2 | 19,2 | 23,1 | 27,4 | 32,5 | 37,7 | 41,5 | 40,3 | 35,2 | 29,4 | 22,5 | 18,2 | 28,8 |
| Tmoy (°C) | 12,3 | 13,4 | 17,2 | 21,7 | 26,3 | 30,9 | 35,1 | 34,0 | 29,3 | 23,6 | 16,5 | 12,6 | 22,7 |

Source : ONM

La température maximale correspond au mois d'juillet avec 41,5°C, c'est le mois le plus chaud.

La température minimale correspond au mois de Janvier avec 7,1°C, c'est le mois le plus froid.

A partir du (tableau I.2) , on trace les graphes de température (figure I.2).

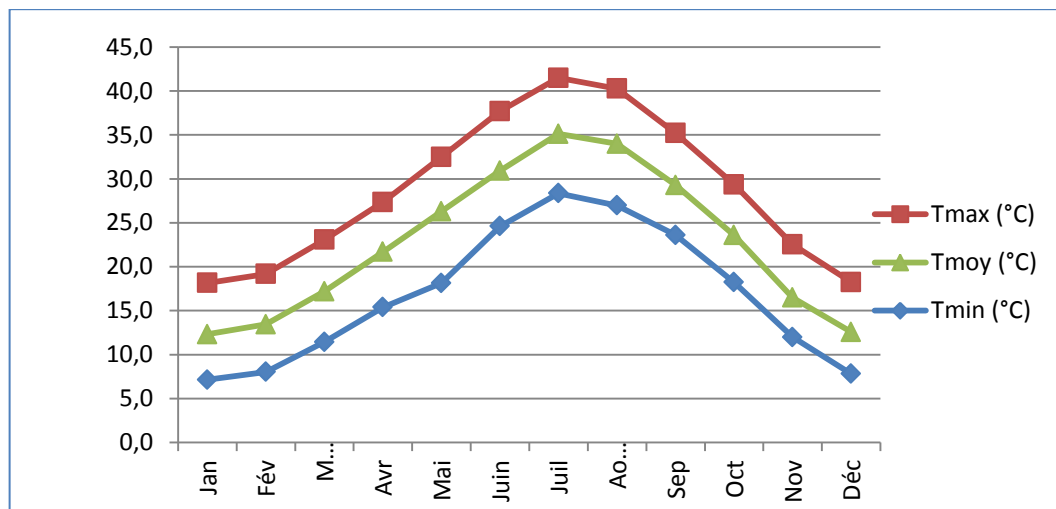


Figure I.2. Graphes de température moyenne, minimale et maximale.

Chapitre I : Etude climatologique de la ville d'Ouled Djellal

I.3.4 Vent

Le vent constitue un facteur écologique important à des titres divers : Agent de transport, Facteur climatique, Facteur mécanique. Son action influe à la fois sur le sol (évaporation et érosion) et sur la plante (distribution), donc la connaissance de la direction des vents et leurs vitesses est importante.

Tableau I.3: Vitesses maximales mensuelles des vents (12 ans)

| Mois | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Sept | Oct | Nov | Déc |
|--------------------------|-----|-----|------|-----|-----|------|------|------|------|-----|-----|-----|
| Vmoy MAX(m/s) | 5 | 4.7 | 6.2 | 5.4 | 4.9 | 4.6 | 3.9 | 3.2 | 3.1 | 4.1 | 4.3 | 4.2 |

Source : ONM

La vitesse maximale est de 6,2 m/s, elle est observée au mois de Mars.

La vitesse minimale est de 3,1 m/s, elle est observée au mois septembre.

I.3.5 Humidité relative de l'air

L'humidité relative de l'air est un élément de cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et le couvert végétal. L'humidité relative moyenne mensuelle est représentée dans le tableau I.4 suivant :

Tableau I.4 : Humidités relatives moyennes mensuelles (12ans)

| Mois | Jan | Fév | Mars | Avr | Mai | Juin | Juil | Août | Sept | Oct | Nov | Déc | Année |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| Hr(%) | 56,6 | 50,3 | 43,4 | 41,8 | 34,8 | 30,5 | 27,4 | 32,6 | 41,8 | 47,7 | 53,5 | 58,5 | 43,2 |

Source : ONM

➤ Le mois le plus humide est le mois décembre avec 58,5%.

➤ Le mois le moins humide est le mois d'juillet avec 27,4%.

I.4 Synthèse climatiques

Pour l'étude climatologique d'une région, plusieurs méthodes de classifications peuvent être utilisées dans le domaine de l'agriculture et l'écologie, la classification est basée sur trois paramètres essentiels tels que la précipitation P et les températures M et m (Houerou et al. 1977). Pour cette dernière, nous donnerons un aperçu sur le comportement des êtres vivants végétaux et animaux.

I.5 Indices climatiques

I.5.1 Quotient pluviométrique et climagramme d'Emberger

Il permet de déterminer l'étage bioclimatique et la valeur du coefficient pluviométrique en utilisant la formule et le diagramme bioclimatique d'Emberger (Emberger, 1955).

$$Q_2 = \frac{2000P}{M^2 - m^2} \quad (I.1)$$

Q_2 : quotient pluviométrique modifié d'Emberger

P : Précipitation moyenne annuelle (mm).

M : Température moyenne maximale du mois le plus chaud en Kelvin.

m : Température moyenne minimale du mois le plus froid en Kelvin.

$$M = 273 + 41,5 = 314,5 \text{ K}$$

$$m = 273 + 7,1 = 280,1 \text{ K}$$

D'où : $Q_2=12,10$

Le quotient pluviométrique obtenu est de 12,10 . D'après le diagramme bioclimatique d'Emberger (figure I.2) la valeur obtenue de Q_2 correspondent à un climat saharien à hiver doux et a été sec.

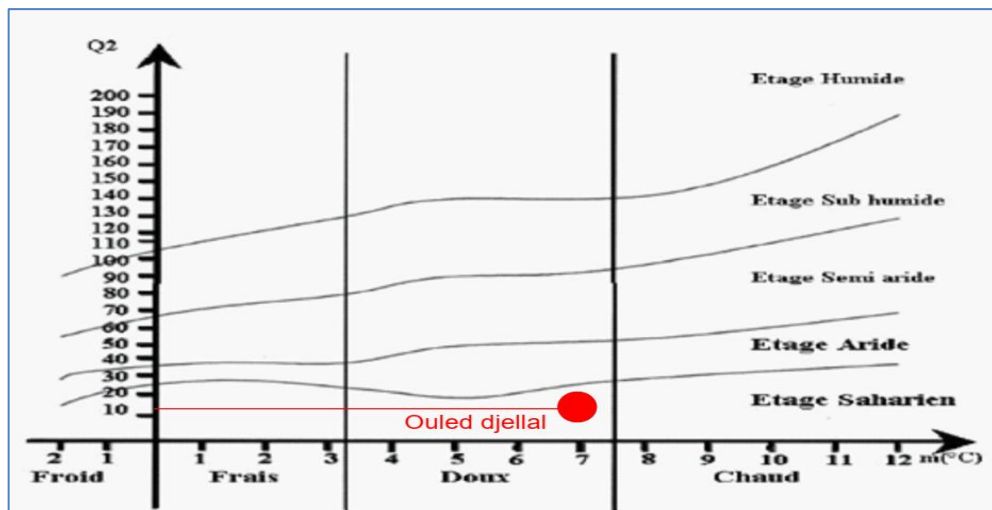


Figure I.2. Diagramme bioclimatique d'Emberger.

I.5.2 Indice d'aridité de Martonne

C'est le degré de sécheresse du climat de la région. Il est calculé par la formule suivante :

$$IA = \frac{P}{T + 10} \quad (I.2)$$

Avec :

IA : Indice climatique de Martonne.

P : Précipitation moyenne annuelle (mm).

T : Température moyenne annuelle (°C).

Donc :

Chapitre I : Etude climatologique de la ville d'Ouled Djellal

$$IA = 3,7$$

Tableau I.5: Les limites de climat d'après l'indice de Martonne

| IA | Type de climat | Irrigation |
|-------------------|---------------------|-----------------------|
| $IA \leq 5$ | Désertique | Indispensable |
| $5 < IA \leq 10$ | Très sec | Indispensable |
| $10 < IA \leq 20$ | Sec | Souvent indispensable |
| $20 < IA \leq 30$ | Relativement humide | Parfois utile |
| $IA > 30$ | Humide | Inutile |

IA = 3,7 mm donc $IA \leq 5$ ce qui correspond d'après les valeurs du tableau au climat désertique d'où l'irrigation est Indispensable dans notre région.

I.5.3 Diagramme ombrothermique de Bagnouls et Gausson

Sur la base des travaux de Bagnouls et Gausson (1953) le diagramme Ombrothermique permet d'identifier deux périodes, l'une humide et l'autre sèche. Il représente la variation des précipitations et des températures sur deux axes de l'ordonnée gauche et à droite en fonction de mois sur les abscisses. Lors du traçage en prenant soin de doubler l'échelle $P=2T$ (Figure I.3). L'apparence d'une période humide lorsque l'histogramme de pluviométrie est supérieur la courbe de température ($2T < P$). la période sèche et celle où l'histogramme pluviométrique est au-dessous de la courbe de température. Selon la Figure I.3 de l'ombrothermique de notre région nous constatons que la sécheresse apparaît dans les mois février, Juin, juillet et Août.

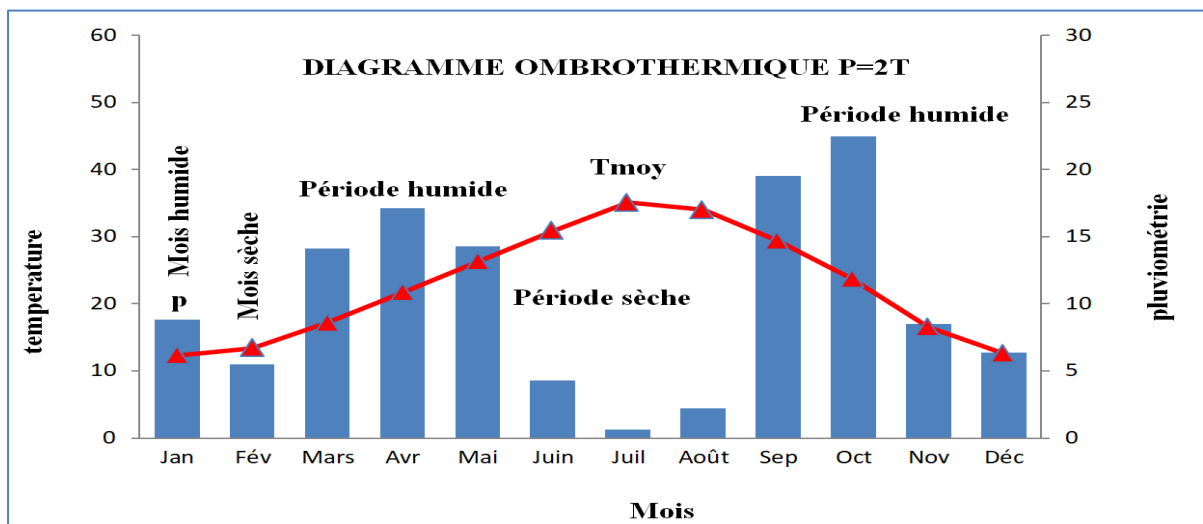


Figure I.3. Diagramme ombrothermiques de Bagnouls et gausson d'Ouled Djellal.

*

I.6 Conclusion

D'après l'étude climatologique vue dans ce chapitre et sur la base des données climatologiques, ainsi que les méthodes de classification, nous pouvons conclure que le climat est saharien selon la méthode d'Emberger, l'irrigation est indispensable dans les mois février, Juin, juillet et Août. La période peu pluvieuse se manifeste dans les mois de (Mars, Avril, septembre, Octobres). Les mois les plus secs sont juin, juillet et Août. Ces résultats nous permettrons de les exploiter les données obtenues dans les prochains chapitres, surtout dans les étapes d'estimation des besoins en eau des espaces verts de la ville d'Ouled Djellal.

Chapitre II: Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

II.1 Introduction

Ce chapitre a pour but de présenter le réseau d'assainissement de la ville d'Ouled Djellal actuel et future, ainsi que la qualité des eaux usées transportées par ce réseau. Le choix de prélèvement des eaux usées s'effectue au niveau du collecteur que se situé proche de chaque espace vert. Le secteur affecté par l'étude concerne seulement les espaces verts de la ville. En absence d'eau, dans notre région nous proposons d'exploiter les eaux usées traitées pour l'irrigation des espaces verts. L'irrigation de ces derniers s'effectuera après un traitement naturel des eaux usées qui sera proposé dans les chapitres suivants. À cet effet, nous aborderons en détail le réseau d'assainissement et la qualité des eaux usées brutes.

II.2 Etat actuel de Réseau d'assainissement

Par définition un réseau d'assainissement est un ensemble d'ouvrages hydrauliques dont le seul et unique objectif est d'évacuer les eaux usées et pluviales. Qui peuvent être souterraines ou de surface, leur complémentarité du point de vue fonctionnement nous permet l'évacuation des eaux usées et pluviales. Ce réseau a pour but d'assurer la protection de l'agglomération contre les inondations, et de préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées, ainsi que la protection de la santé publique et la préserver.

D'après les données et les documents fournis par les services techniques d'hydraulique, concernant le réseau existant de la ville et les missions de reconnaissance qui ont été effectuées sur les sites d'étude, un schéma représentatif du réseau d'assainissement existant peut être tracé (Figure II.1). Vue de l'accroissance populaire un réseau futur, un schéma de réseaux doit être tracé pour les zones d'extension de la ville étudiée (Figure II.2). En s'appuyant sur le schéma ci-dessous de réseaux existants et en se référant au plan d'urbanisme de la ville (PDAU 2016), nous avons représenté les zones d'étude sur le plan AEU.

Le plan de la Figure II.1 indique que le réseau d'assainissement est reparti dans l'ensemble de la ville et en particulier dans notre sites d'étude. Ce qui nous permet d'exploiter les eaux usées du réseau et de les traiter pour irriguer tous les espaces verts. Les méthodes techniques d'épuration seront proposées en détail dans le prochain chapitre.

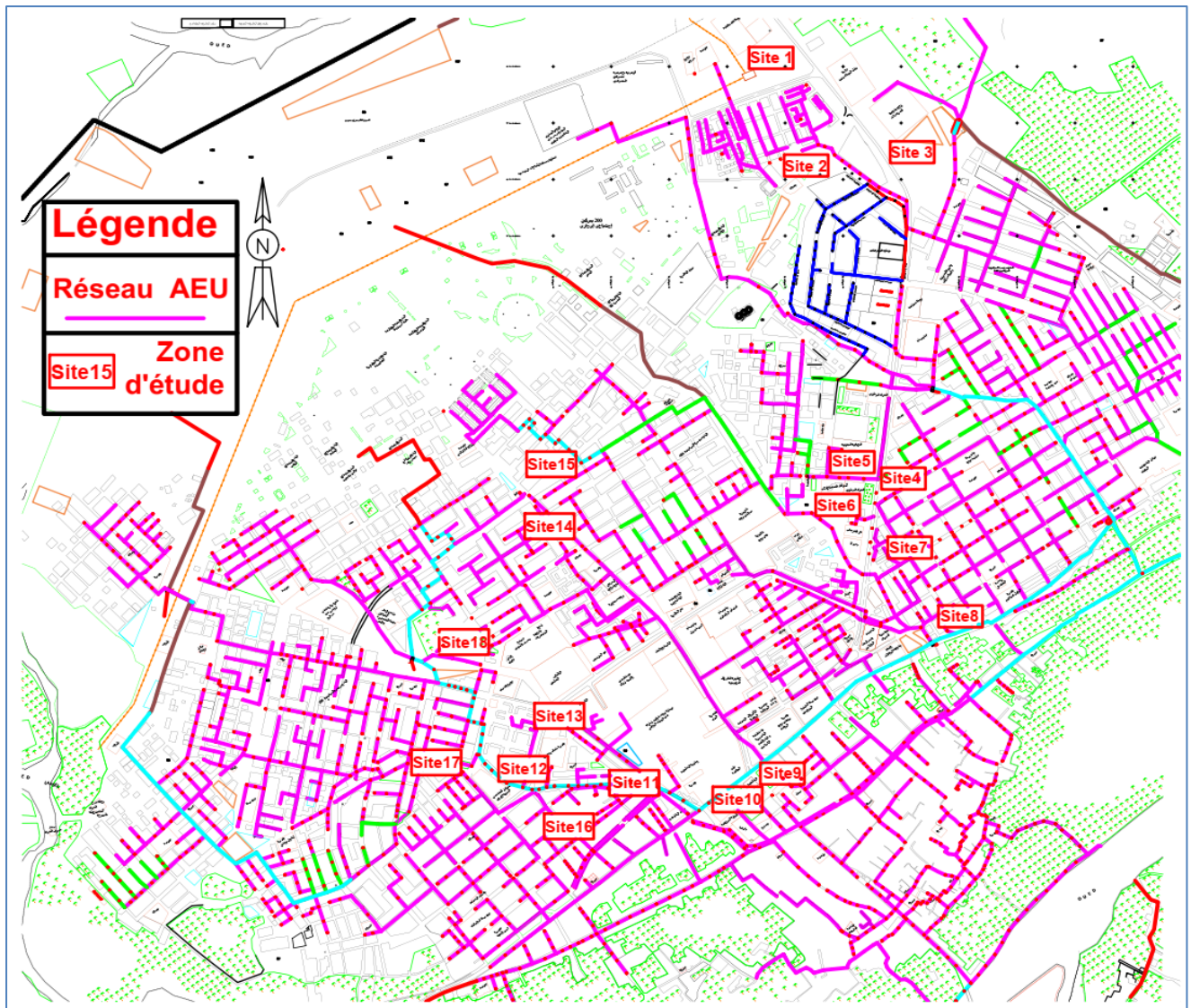


Figure II.1. Réseau d'assainissement de la ville d'Ouled Djellal selon (PDAU 2016).

En assainissement, l'évacuation des eaux usées (domestiques, industrielles) et des eaux pluviales peut se faire au moyen de trois systèmes principaux qui sont : le système unitaire, le système séparatif et le système pseudo séparatif. La ville de d'Ouled Djellal est dotée d'un réseau d'assainissement unitaire. Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite, les eaux d'égouts ménagères et industrielles ainsi que les eaux pluviales. Ce système nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les points de ruissellement (Figure II.1). Les collecteurs schématisés en bleu représentent le réseau projeté de ville (Figure II.2). L'extension urbaine se trouve au Nord de la ville d'Ouled Djellal, et la majorité de ces collecteurs sont raccordé par les réseaux existants.

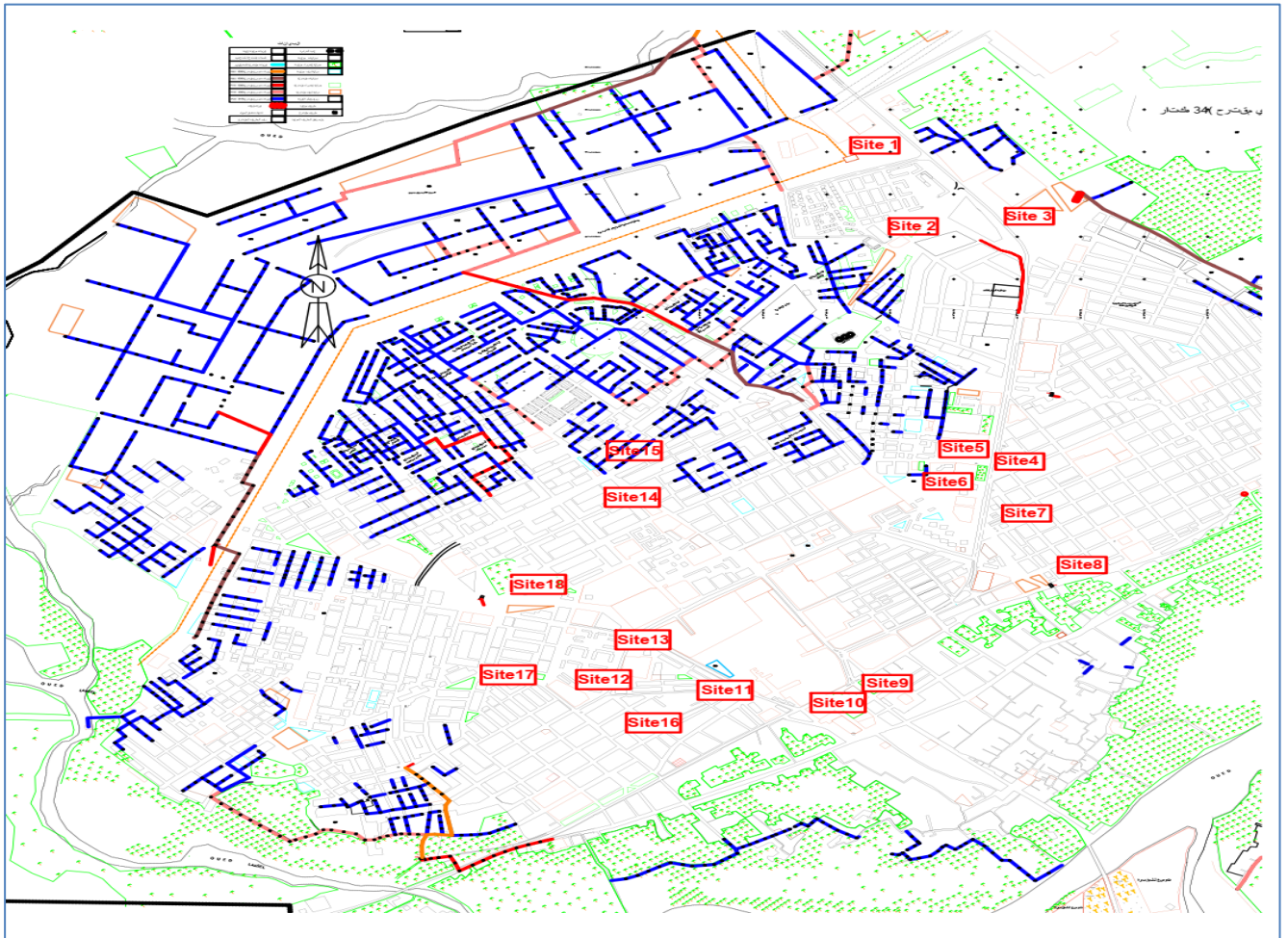


Figure II.2. Représente le réseau d'assainissement projeté de la ville d'Ouled Djellal (PDAU 2016).

Le réseau d'assainissement d'Ouled Djellal fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peut avoir des dispositions très diverses selon la pente de terrain et les constructions des habitas existants. On constate d'après le plan topographique que les pentes du terrain sont moyennes, et dirigées du nord vers le sud. Ces eaux usées sont évacués par différents diamètres qui varient de 200 mm à 1600mm. Les longueurs du réseau existant sont calculées en mètre linéaire et en pourcent. Ces résultats sont représentés dans le tableau II.1 et dans la figure ci-dessous. (Figure II.3). Le nombre des regards existants est d'environ 3000.

Tableau II.1: Récapitulations des longueurs du collecteur et leurs diamètres existant de la ville

| | | | | | | |
|-----------------------|----------------|-----------------|-----------------|----------------|----------------|---------------|
| diamètres (mm) | 200 PVC | 300 Bc | 300 CAO | 315 PVC | 400 PVC | 500 BC |
| longueurs(m) | 3252 | 3419 | 631 | 63453 | 17247 | 885 |
| diamètres (mm) | 500 CAO | 500 PEHD | 500 PVC | 600 PRV | 800 PRV | 900PRV |
| Longueurs (m) | 778 | 5642 | 5991 | 1460 | 2172 | 283 |
| diamètres (mm) | 1000PRV | 1100 CAO | 1200 PRV | 1400PRV | 1600PRV | |
| Longueurs (m) | 721 | 1754 | 814 | 802 | 2486 | |

Chapitre II : Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

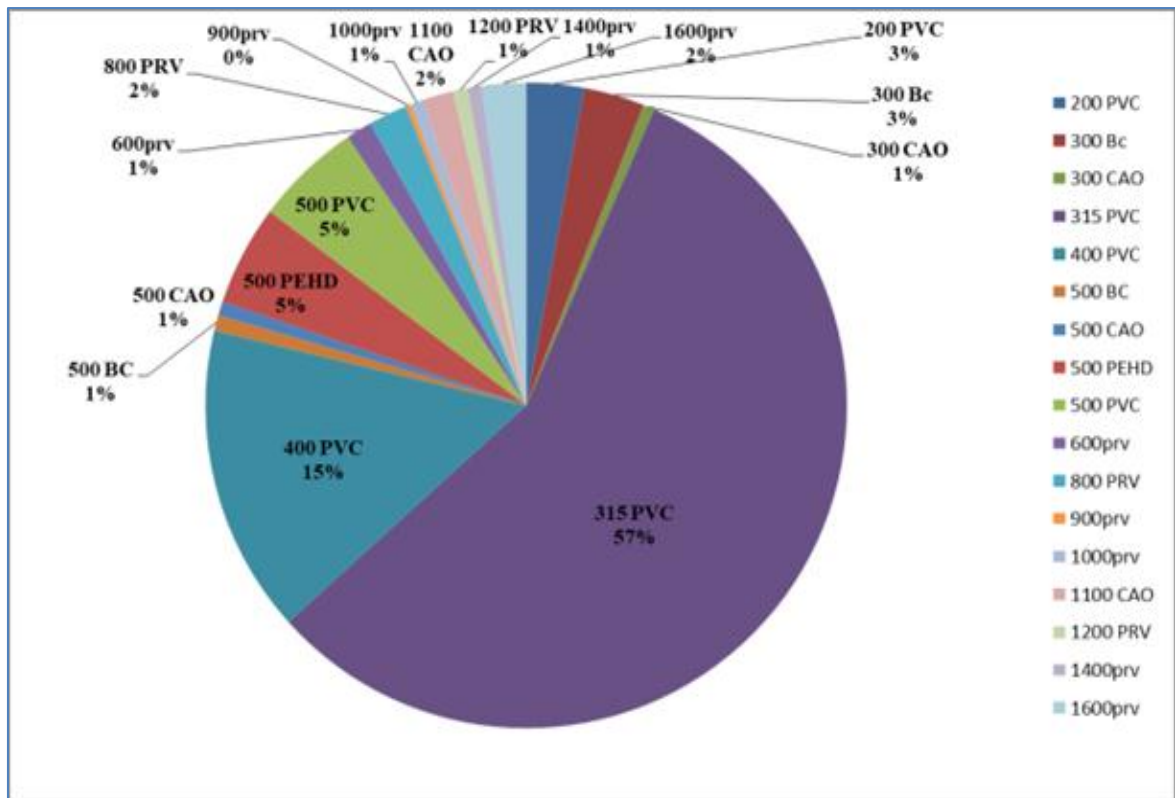


Figure II.3. Pourcentages des diamètres de réseaux d'assainissement existants.

De même manière, nous avons calculé les longueurs de réseaux projetés comme l'indique dans le tableau II.2 et sont représentés dans la (figure II.4). Il faut signaler que les eaux usées collectées par les diamètres cités ci-dessus sont rejetées dans le milieu naturel sans traitement.

Tableau II.2: Récapitulations des longueurs du collecteur et leurs diamètres projetés de la ville

| diametre (mm) | 315 PVC PRO | 400 PVC PRO | 500 PVC PRO | 800 PRV PRO | 600 PRV PRO |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| longeurs(m) | 66874 | 60280 | 4015 | 1790 | 5050 |

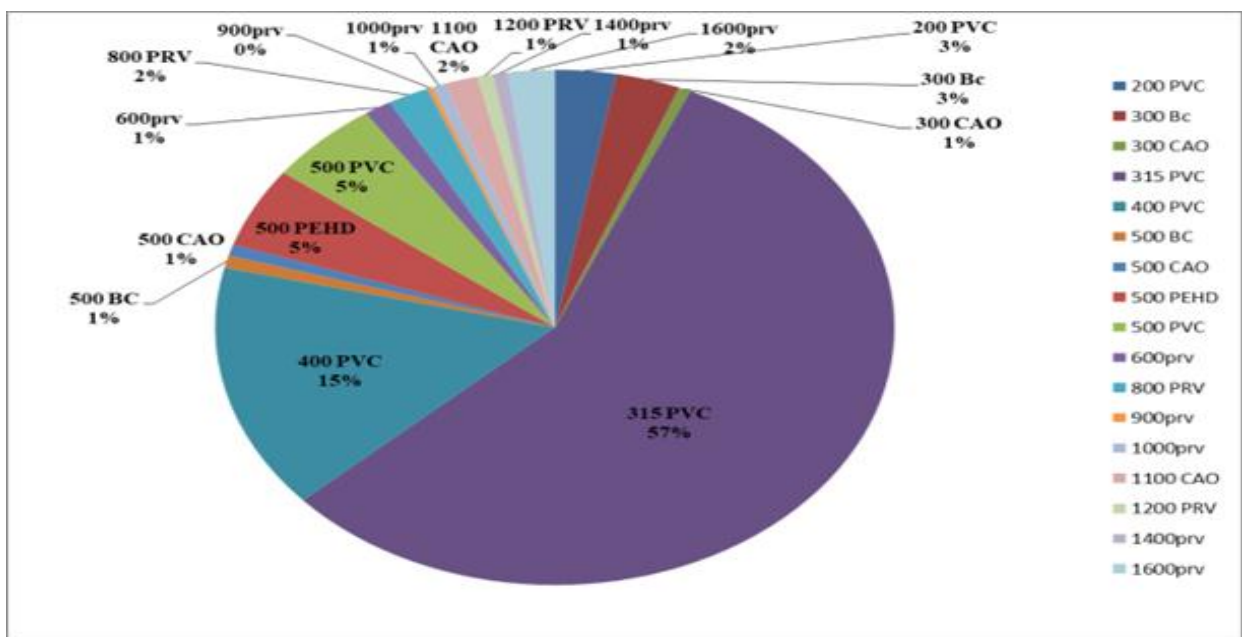


Figure II.4. Pourcentages des diamètres de réseaux d'assainissement projeté.

Chapitre II : Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

Selon le schéma de réseau d'assainissement, le rejet de ces eaux usées se fait actuellement dans le milieu naturel en trois points situés à Oued Djeddi. Une quantité considérable des eaux usées est rejetée sans exploitation surtout dans l'irrigation.

II.3 Calcul des débits des eaux usées domestiques pour les différents sites

L'estimation de débit d'eau potable pour une population donnée permet de déduire la quantité rejetée dans le réseau d'assainissement, toute en multipliant le débit de consommation par un facteur de rejet de 80%.

$$Q_{moy\ jeu} = \left(\frac{Kr \times d \times N \times \alpha}{86400} \right) \quad (II.1)$$

Avec:

$Q_{moy\ jeu}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

Kr : coefficient de rejet pris égal à 80 ;

d : dotation journalière prise égale à 150 l/j/ hab ;

N : nombre d'habitants à l'horizon de calcul (hab) ;

α : Coefficient de majoration

Evaluation du débit de pointe est calculée par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moy\ jeu} \quad (II.2)$$

K_p : le coefficient de pointe est calculé par la formule suivante

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{Moy\ jeu}}} \quad (II.3)$$

Si $Q_{Moy\ jeu} \leq 2.8 \text{ l/s} \rightarrow K_p=3$

Si $Q_{Moy\ jeu} \geq 2.8 \text{ l/s} \rightarrow K_p$ calculé par la formule

Tous les calculs dans les tableaux ci-dessous sont basés sur deux plans, le premier qui est le schéma directeur de réseau d'assainissement de la ville d'Ouled jdellal, et la deuxième c'est le plan d'aménagement urbain réalisé par le bureau d'étude URBA-SE en 2016. On prend 7 habitant/log

Tableau II.3: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 1

| Site 1 | surface totale (m ²) | Nombre des lots terrains (m ²) | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
|---------------------------|----------------------------------|--|-------------|-------------|---------------|---------------|
| Qhab | 90145 | 450 | | 5,47 | / | 5,47 |
| Quéquip (centre de santé) | / | / | 5m3/j | / | 0,058 | 0,058 |
| Quéquip (Ecole) | / | / | 10l/j/élève | / | 0,035 | 0,035 |
| | | | | | | 5,56 |

Chapitre II : Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

Selon les relations (II.1) ; (II.2), (II.3) on obtient : $Q_{moyjeu} = 5.33l / s \geq 2.8 l / s$.

$$K_p = 2.58, \quad Q_{pte} = 13.78l / s.$$

Tableau II.4: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 2

| Site 2 | surface totale (m ²) | Nombre des logements (m ²)+ lots terrains | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
|------------------|----------------------------------|---|--------------|-------------|---------------|---------------|
| Qhab | 62767 | 440 | | 5,35 | / | 5,35 |
| Qéquip (Mosquée) | / | / | 10l/j/pierre | / | 0,23 | 0,23 |
| | | | | | | 5,58 |

Selon les relations (II.1) ; (II.2), (II.3) on obtient : $Q_{moyjeu} = 5.35l / s \geq 2.8 l / s$

$$K_p = 2.58, \quad Q_{pte} = 13.81l / s$$

Tableau II.5: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 3

| Site 3 | surface totale (m ²) | Nombre des logements (m ²)+ lots terrains | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
|---------------------------|----------------------------------|---|------------|-------------|---------------|---------------|
| Qhab | 20890 | 84 | | 1,02 | / | 1,02 |
| Qéquip (complexe sportif) | / | / | 25l/joueur | / | 0,0289352 | 0,23 |
| | | | | | | 1,25 |

Selon les relations (II.1) ; (II.2), (II.3) on obtient : $Q_{moyjeu} = 1.20l / s \leq 2.8 l / s$.

$$K_p = 3, \quad Q_{pte} = 3.6l / s$$

Tableau II.6: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 4 ,5 et 6

| Site 4 | | | | | | |
|---------------------------|----------------------------------|--------------------|-------------|-------------|---------------|---------------|
| Site 4 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 13887 | 56 | | 0,68 | / | 0,68 |
| Q Total (l/s) | | | | | | 0,68 |
| Site 5 | | | | | | |
| Site 5 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 30000 | 150 | | 1,82 | / | 1,82 |
| Qéquip (Ecole) | / | / | 10l/j/élève | / | 0,035 | 0,035 |
| Qéquip (Protection civil) | / | / | 10l/j/agent | / | 0,0087 | 0,0087 |
| Qéquip (DAS) | | | 10l/j/agent | / | 0,0029 | 0,0029 |
| Qéquip (sonaelgaz) | | | 10l/j/agent | | 0,0029 | 0,0029 |
| Q Total (l/s) | | | | | | 1,87 |

Chapitre II : Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

| Site 6 | | | | | | |
|----------------------|----------------------------------|--|----------|-------------|---------------|---------------|
| Site 6 | surface totale (m ²) | Nombre des logements (m ²) | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 1643 | 50 | | 0,61 | / | 0,61 |
| Q Total (l/s) | | | | | | 0,61 |

Selon les relations (II.1) ; (II.2) , (II.3), on obtient :

- **Site 4** : $Q_{moy\ jeu} = 0.65l / s \leq 2.8 l / s . K_p = 3, Q_{pte} = 1.96l / s$
- **Site 5** : $Q_{moy\ jeu} = 1.79l / s \leq 2.8 l / s . K_p = 3, Q_{pte} = 5.39l / s$
- **Site 6** : $Q_{moy\ jeu} = 0.58l / s \leq 2.8 l / s . K_p = 3, Q_{pte} = 1.75l / s$

Tableau II.7: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 7 ,8

| Site 7 | | | | | | |
|----------------------|----------------------------------|--------------------|----------|-------------|---------------|---------------|
| Site 7 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 6793 | 28 | | 0,34 | / | 0,34 |
| Q Total (l/s) | | | | | | 0,34 |
| Site 8 | | | | | | |
| Site 8 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 7860 | 30 | | 0,36 | / | 0,36 |
| Q Total (l/s) | | | | | | 0,36 |

Selon les relations (II.1) ; (II.2), (II.3), on obtient :

- **Site 7** : $Q_{moy\ jeu} = 0.32l / s \leq 2.8 l / s . K_p = 3, Q_{pte} = 0.98l / s$
- **Site 8** : $Q_{moy\ jeu} = 0.35l / s \leq 2.8 l / s . K_p = 3, Q_{pte} = 1.05l / s$

Tableau II.8: Estimations de débits des eaux usées pour le Site 9 ,10

| Site 9 | | | | | | |
|-------------------|----------------------------------|--------------------|---------------|-------------|---------------|---------------|
| Site 9 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 2000 | 10 | | 0,12 | / | 0,12 |
| Quéquip (Ecole) | / | / | 10l/j/élève | / | 0,035 | 0,035 |
| Quéquip (Hopital) | / | / | 10l/j/employé | / | 0,0029 | 0,0029 |
| Q (Piscine) | / | / | 230 m3/j | / | 2,6620 | 2,6620 |

Chapitre II : Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

| | | | | | | |
|----------------|----------------------------------|--------------------|---------------|-------------|---------------|---------------|
| Qéquip (APC) | / | / | 10l/j/employé | / | 0,0069 | 0,0069 |
| Q Total (l/s) | | | | | | 2,83 |
| Site 10 | | | | | | |
| Site 10 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 2900 | 15 | | 0,18 | / | 0,18 |
| Q Total (l/s) | | | | | | 0,18 |

Selon les relations (II.1) ; (II.2), (II.3), on obtient :

- **Site 9** : $Q_{moyjeu} = 2.71l/s \leq 2.81/s$. $K_p = 3$, $Q_{pte} = 8.14l/s$
- **Site 10** : $Q_{moyjeu} = 0.17l/s \leq 2.81/s$. $K_p = 3$, $Q_{pte} = 0.52l/s$

Tableau II.9: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 11 ,12 ,16

| | | | | | | | |
|----------------|----------------------------------|--------------------|----------------------|-------------|-------------|---------------|---------------|
| Site11 | | | | | | | |
| Site 11 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Nombre des logements | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 9257 | 47 | / | | 0,57 | / | 0,57 |
| Qhab | 9944 | / | 600 | | 7,29 | / | 7,292 |
| Qéquip (Ecole) | / | / | / | 10l/j/eleve | / | 0,035 | 0,035 |
| Q Total (l/s) | | | | | | | 7,90 |
| Site 12 | | | | | | | |
| Site 12 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Nombre des logements | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 2400 | 12 | / | | 0,15 | / | 0,15 |
| Qéquip (Ecole) | / | / | / | 10l/j/eleve | / | 0,035 | 0,035 |
| Q Total (l/s) | | | | | | | 0,15 |
| Site 16 | | | | | | | |
| Site 16 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Nombre des logements | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 24310 | 100 | / | | 1,22 | / | 1,22 |
| Q Total (l/s) | | | | | | | 1,22 |

Selon les relations (II.1) ; (II.2), (II.3), on obtient :

- **Site 11**: $Q_{moyjeu} = 7.58l/s \geq 2.81/s$. $K_p = 2.40$, $Q_{pte} = 18.25l/s$
- **Site 12**: $Q_{moyjeu} = 0.14l/s \leq 2.81/s$. $K_p = 3$, $Q_{pte} = 0.42l/s$

Chapitre II : Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

- **Site 16 :** $Q_{moy\text{jeu}} = 1.16\text{ l/s} \leq 2.8\text{ l/s} \cdot K_p = 3$, $Q_{pte} = 3.5\text{ l/s}$

Tableau II.10: Estimations des débits des eaux usées pour le Site 14 ,15

| Site 14 | | | | | | | |
|----------------|----------------------------------|--------------------|----------------------|----------|-------------|---------------|---------------|
| Site 14 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Nombre des logements | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 1700 | 9 | / | | 0,11 | / | 0,11 |
| Qéquip (Ecole) | / | / | / | / | / | / | / |
| Q Total (l/s) | | | | | | | 0,11 |
| Site 15 | | | | | | | |
| Site 15 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Nombre des logements | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 6847 | 35 | / | | 0,43 | / | 0,43 |
| Q Total (l/s) | | | | | | | 0,43 |

Selon les relations (II.1) ; (II.2), (II.3), on obtient :

- **Site 14 :** $Q_{moy\text{jeu}} = 0.105\text{ l/s} \leq 2.8\text{ l/s} \cdot K_p = 3$, $Q_{pte} = 0.31\text{ l/s}$
- **Site 15 :** $Q_{moy\text{jeu}} = 0.40\text{ l/s} \leq 2.8\text{ l/s} \cdot K_p = 3$, $Q_{pte} = 1.22\text{ l/s}$

Tableau II.11: Estimation des débits des eaux usées pour le Site 17, 18,19

| Site 17 | | | | | | | |
|-----------------|----------------------------------|--------------------|----------------------|-------------|-------------|---------------|---------------|
| Site 17 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Nombre des logements | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 111808,5 | 450 | / | | 5,47 | / | 5,47 |
| Qéquip (SEM) | / | / | / | 10l/j/eleve | / | 0,058 | 0,058 |
| Q Total (l/s) | | | | | | | 5,53 |
| Site 18 | | | | | | | |
| Site 18 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Nombre des logements | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 5371 | 22 | / | | 0,27 | / | 0,27 |
| Q Total (l/s) | | | | | | | 0,27 |
| Site 19 | | | | | | | |
| Site 19 | surface totale (m ²) | Nombre des maisons | Nombre des logements | Dotation | Qhab en l/s | Q equi en l/s | Q Total (l/s) |
| Qhab | 33935,1 | 136 | / | | 1,65 | / | 1,65 |
| Qéquip (Ecole) | / | / | / | 10l/j/eleve | / | 0,035 | 0,035 |
| Qéquip (Lecyee) | / | / | / | 10l/j/eleve | / | 0,058 | 0,058 |

| | |
|---------------|------|
| Q Total (l/s) | 1,75 |
|---------------|------|

Selon les relations (II.1) ; (II.2), (II.3) on obtient :

- **Site 17** : $Q_{moy\ jeu} = 5.30\text{l/s} \geq 2.8\text{l/s}$. $K_p = 2.58$, $Q_{pte} = 13.71\text{l/s}$
- **Site 18** : $Q_{moy\ jeu} = 0.25\text{l/s} \leq 2.8\text{l/s}$. $K_p = 3$, $Q_{pte} = 0.77\text{l/s}$.
- **Site 19** : $Q_{moy\ jeu} = 1.67\text{l/s} \leq 2.8\text{l/s}$. $K_p = 3$, $Q_{pte} = 5.02\text{l/s}$

Les figures ci-dessous schématisent bien le réseau d'assainissement et les habitats existants devant chaque site d'études. Les valeurs trouvées du débit dans chaque collecteur permettront d'être comparées prochainement avec le besoin en eau des plantes et des arbres existantes dans chaque jardin.

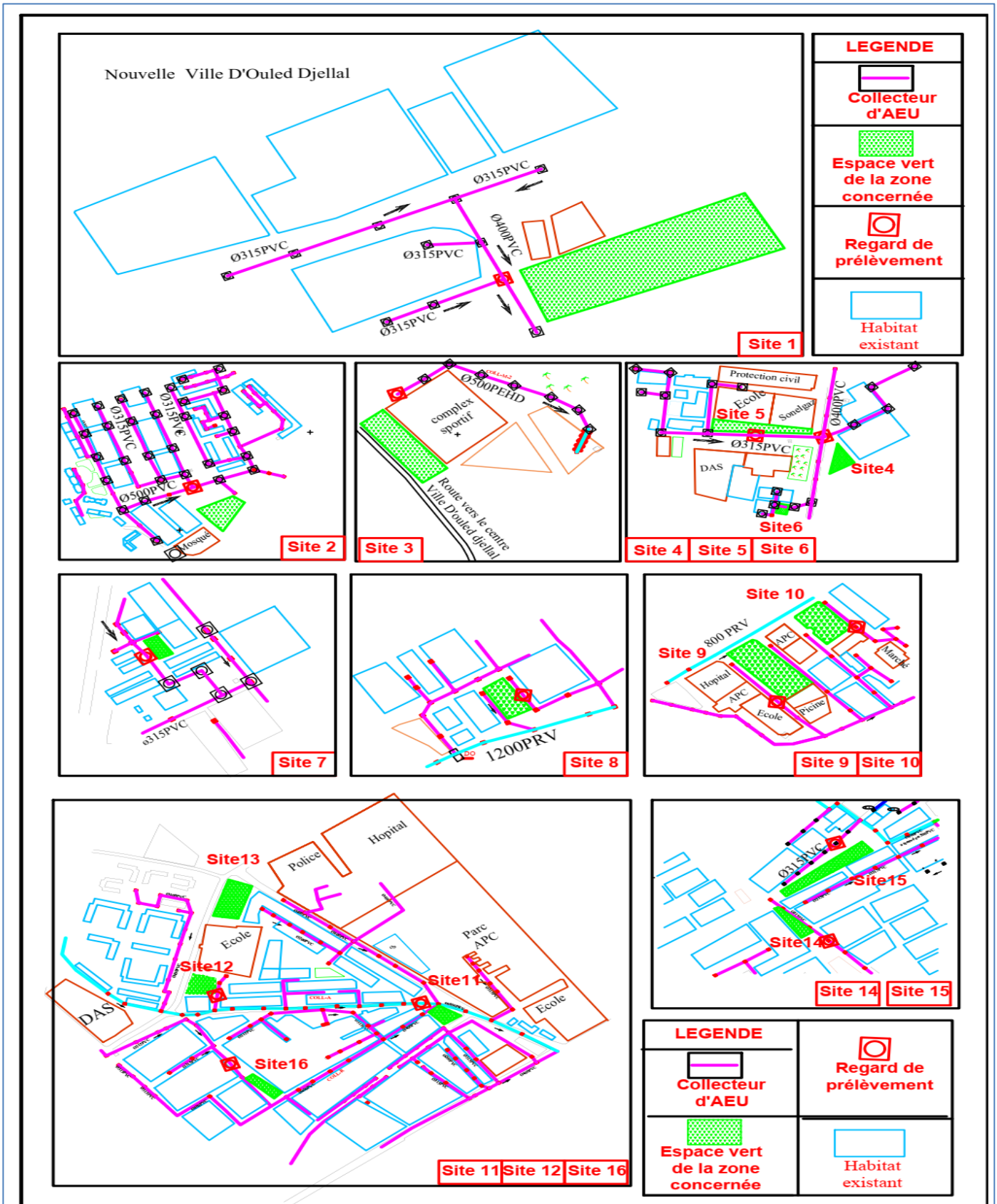


Figure II.5. Un réseau d'assainissement pour différents endroits d'étude de la ville d'Ouled Djellal (Sites : 1, 2, 3, 4, 5,6 ,7, 8, 9, 10, 11,12,13,14,15,et 16).

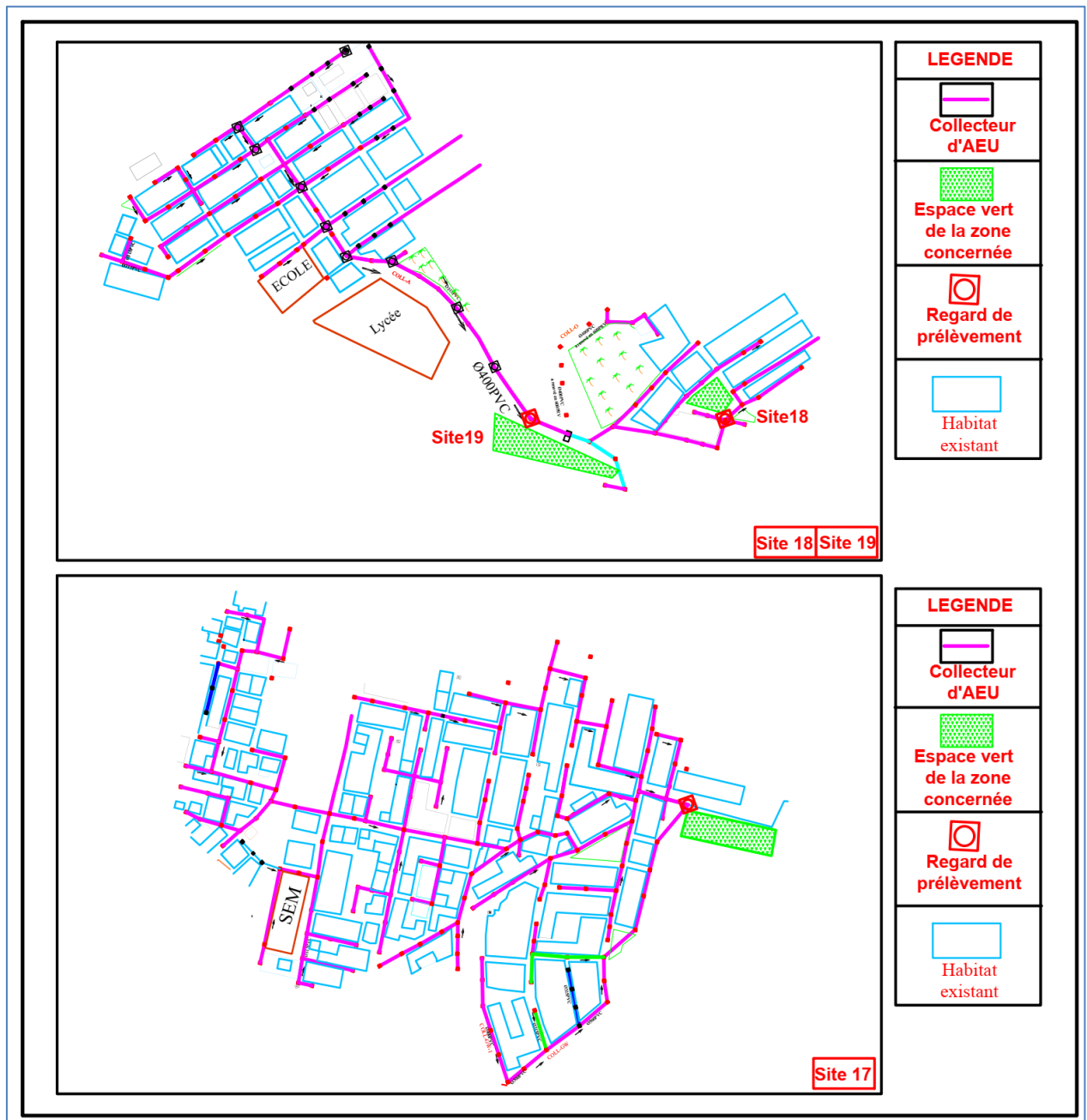


Figure II.6. Un réseau d'assainissement pour différents endroits d'étude de la ville d'Ouled Djellal (Sites : 17,18 ,et 19).

II.4 Qualité des eaux usées pour les différents sites de la ville d'Ouled Djellal

II.4.1 Matériel et méthodes

II.4.1.1 L'ouverture des tampons et techniques d'échantillonnage

Après plusieurs visites de terrain, et sur la base du plan d'assainissement mentionné précédemment, nous avons localisé les sites d'étude sur le plan et sur le terrain. L'opération d'ouverture des tampons a pris beaucoup de temps, car ils existent plusieurs tampons sous le godron des voies. Pour cela, nous avons contacté les services de la commune et l'office national d'assainissement (ONA) d'Ouled Djellal afin de faciliter le processus d'ouverture des tampons (Figure II.7), (Figure II.8), (Figure II.9), (Figure II.10).



Figure II.7. Endroit de prélèvement site 14.



Figure II.8. Jardin de site 4.



Figure II.9. L'opération d'ouverture des tampons.



Figure II.10. Jardin de site 8.

Chapitre II : Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

Le prélèvement d'eau est une phase importante et nécessaire. Cette phase doit être appliquée avec précaution dans la mesure analytique des échantillons que dans l'interprétation des résultats. Les prélèvements des eaux usées s'effectuent sur 18 sites avec un outil simple représenté en attachant un pot avec une barre en bois. Ce dernier facilite le prélèvement des échantillons pour les regards profonds. En période de prélèvement, les bouteilles sont rincées trois fois avec de l'eau à analyser puis remplies jusqu'au bord. (Figure II.11 et Figure II.12). Le processus de prélèvement a été divisé en étapes de sorte que nous avons collecté six échantillons une fois par semaine. Au cours de cette opération, nous avons mesuré aussi les profondeurs des regards de chaque site pour les utiliser prochainement dans la conception de station de phytoépuration.



Figure II.11. Prélèvement des eaux usées.



Figure II.12. Remplissage de bouteilles par les eaux usées.

II.4.1.2 Transport et conservation des échantillons

Les échantillons d'eaux usées ont été recueillis dans des bouteilles de 1.5 l, puis conservés dans une glacière à une température de 4°C conformément au guide général pour la conservation et la manipulation des échantillons marqué par (Rodier, 2009). Les échantillons collectés sont orientés le jour même vers le Laboratoire Génie civil et Hydraulique, développement durable et environnement (**LARGHYD**) (Figure II.13). Notre échantillonnage des eaux usées prélevés de chaque site est effectué durant la période de (2018-2019).



Figure II.13. Matériels d'analyses physicochimiques des eaux usées au niveau de laboratoire (LARGHYDE).

II.4.1.2 Méthode d'analyse physico-chimique

Les eaux usées signifient la présence des composés polluants qui sont très nombreuses et variées. Pour déterminer le degré de pollution, il n'est pas possible d'identifier l'ensemble des composés chimiques existants. Généralement, en se basant sur les paramètres globaux de pollution sur tous les types d'eau (Rejsek, 2002). La qualité des eaux usées pour les 18 sites a été évaluée à travers l'analyse des indicateurs de pollution physico-chimiques qui sont illustrés dans le tableau ci-après (Tableau II.12)

Tableau II.12: Méthodes d'analyses physico-chimiques.

| Paramètre | Méthode | Référence |
|---------------------------------------|--|---|
| A. Paramètres physico-chimique | | |
| pH | pH mètre de type Benchtop, HANNA, HI 221 | Norme NFT 90-017 |
| Température | Thermomètre sonde électronique | Méthode standard |
| Conductivité | Conductimètre | Franck R., 2002 |
| Turbidité | Absorption | FWPCA Methods for chemical analysis of water and wastes, 275 (1969) |
| Couleur | Au Platine-Cobalte | Norme NF EN ISO 7789 |
| Oxygène dissous | électrochimique | Normes EN 25814 et ISO 5814 |
| DCO | Détermination de l'indice permanganate | Norme EN ISO 8467: 1993 |

Chapitre II : Réseau d'assainissement et qualité des eaux usées

| | | |
|-------------------------|--|--|
| DBO ₅ | Méthode pour les échantillons non dilués | Norme NF EN 1899- 2 |
| Azote ammoniacal | Méthode spectrophotométrie au réactif de Nessler | Norme NFT 90- 015 |
| Nitrite | Spectrométrie à la sulfanilamide | ISO 5667 |
| Nitrate | Spectrométrie au salicylate de sodium | Rodier (analyse d'eau) |
| Phosphate | Méthode molybdovanadate | méthodes standard pour l'examen des eaux usées |
| Matière organique | $MO = \frac{(DBO_5 \times 2) + DCO}{3}$ | (Salghi, 2009) |
| B. Métaux Lourds | | |
| Fer | Spectrophotométrie à la phénanthroline- 1,10 | Norme NFT 90-017 |

II.4.2 Résultats et discussion d'analyses des indicateurs de pollution physico-chimiques des eaux usées de chaque site

Les résultats des analyses physico-chimiques des eaux usées brutes de la ville d'Ouled Djellal sont présentés dans (Tableau II.13 et II.14). Sur la base des données du site 1 tels que les propriétés physiques et chimiques des eaux usées, ainsi que la superficie de jardins et le nombre d'arbres à irriguer, nous avons préparé, dans à ce sujet, un article qui a été publié dans le journal « **pollution** ».

II.4.2.1 Température

Les variations de la température des eaux brutes de sites d'étude sont remarquables : les plus basses (14.8 °C) sont enregistrées dans les sites (5,6 ,9), les plus élevées avec 24°C sont observées dans le site 17 (Tableau II.13 et II.14). Ces résultats ont montré une différence saisonnière de température entre le mois de Mars et de janvier. La température moyenne enregistrée lors de cette étude est inférieure à la valeur limite des normes algériennes (JORA, 2006) et elle était également inférieure à la valeur autorisée pour l'eau destinée à l'irrigation (35°C) (Figure II.13).

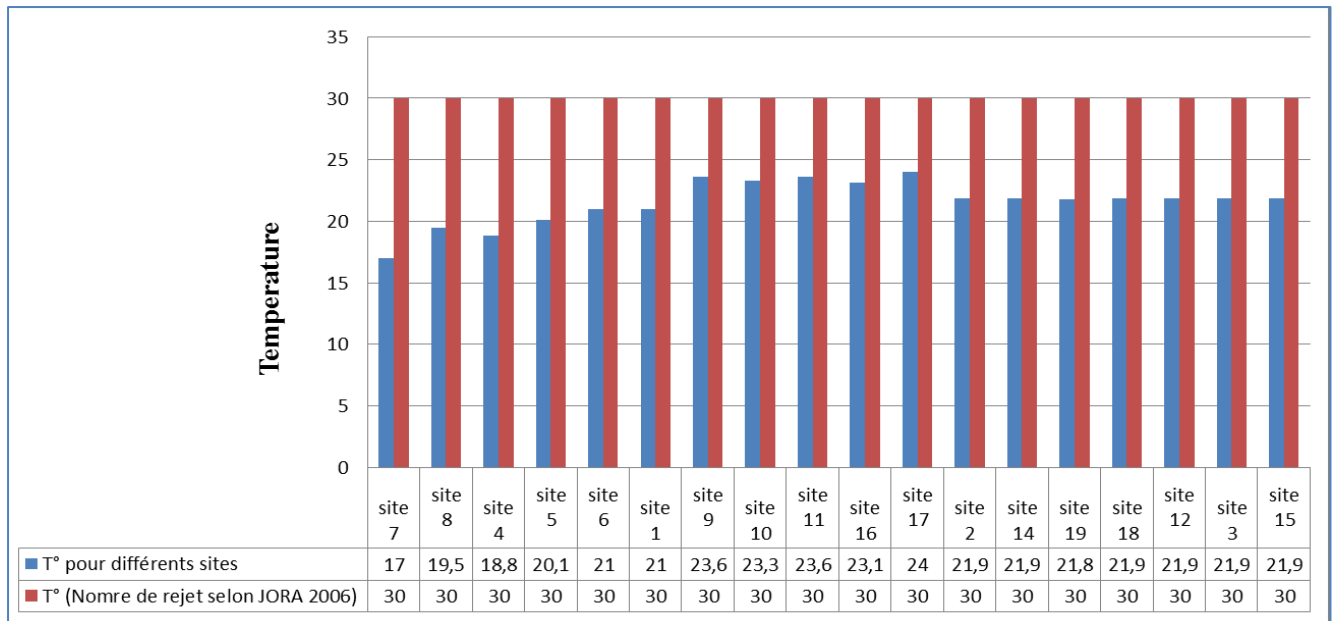


Figure II.13. Variation de la température pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Tableau II.13: Analyse physico chimiques des eaux usées de différents sites d'étude de la ville d'Ouled Djellal durant les périodes (2018 et 2019) (laboratoire LARGHYD)

| Nom de Site | T° c | PH | CE µs/cm | O ₂ dissous | turbidité NTU | DCO (mg/l) | DBO ₅ (mg/l) | phosphate (mg/l) | nitrate (mg/l) | MES (mg/l) | nitrite (mg/l) | Sulphate (mg/l) | fer (mg/l) | DCO/DBO ₅ |
|-------------|------|------|----------|------------------------|---------------|------------|-------------------------|------------------|----------------|------------|----------------|-----------------|------------|----------------------|
| A site 7 | 17 | 7,92 | 3160 | 0,02 | / | 671,5 | 180* | 0,5666 | 5,9 | / | / | / | / | 3,73 |
| B site 8 | 19,5 | 8,19 | 2570 | 0,03 | / | 458,2 | 270 | 0,074 | 4,975 | / | / | / | / | 1,70 |
| C site 4 | 18,8 | 7,73 | 3570 | 0,03 | / | 342,86 | 304 | 7,905 | 3 | / | / | / | / | 1,13 |
| D site 5 | 20,1 | 8,1 | 3240 | 0,03 | / | 494,54 | 254 | 8,0475 | 4,25 | / | / | / | / | 1,95 |
| E site 6 | 21 | 7,77 | 3750 | 0,03 | / | 316 | 163 | 11,5875 | 2,3 | / | / | / | / | 1,94 |
| F site 1 | 21 | 7,86 | 2900 | 0,06 | 415* | 644 | 325* | 0,16 | 0,872 | 250* | / | 0,65* | 1,5* | 1,98 |
| G site 9 | 23,6 | 7,09 | 3920 | 0,03 | / | 366,56 | 565 | 0,6066 | 4,55 | / | / | / | / | 0,65 |
| H site 10 | 23,3 | 8,65 | 6100 | 0,02 | / | 466,1 | 593 | 0,7045 | 7,1 | / | / | / | / | 0,79 |
| I site 11 | 23,6 | 7,78 | 4300 | 0,02 | / | 382,36 | 494 | 7,725 | 5 | / | / | / | / | 0,77 |
| J site 16 | 23,1 | 6,99 | 4210 | 0,02 | / | 395 | 152* | 8,025 | 6 | / | / | / | / | 2,60 |
| L site 17 | 24 | 7,71 | 4230 | 0,02 | / | 347,6 | 222* | 10,55 | 6,45 | / | / | / | / | 1,57 |
| O site 2 | 21,9 | 7,45 | 3310 | 0,06 | / | 458,2 | 974 | 0,16 | 0,762 | / | 0,58 | / | / | 0,47 |
| N site 14 | 21,9 | 7,54 | 2390 | 0,06 | / | 379,2 | 184 | 0,26 | 0,219 | / | 0,34 | / | / | 2,06 |
| S site 19 | 21,8 | 7,63 | 3430 | 0,06 | / | 300,2 | 113 | 0,135 | 0,984 | / | 0,11 | / | / | 2,66 |
| R site 18 | 21,9 | 8,45 | 4060 | 0,06 | / | 521,4 | 169 | 0,149 | 0,223 | / | 0,13 | / | / | 3,09 |
| q site 12 | 21,9 | 8,40 | 3430 | 0,06 | / | 284,4 | 113 | 0,105 | 0,872 | / | 0,12 | / | / | 2,52 |
| T site 3 | 21,9 | 7,77 | 4240 | 0,06 | / | 474 | 452 | 0,214 | 0,309 | / | 0,16 | / | / | 1,05 |
| M site 15 | 21,9 | 8,31 | 3820 | 0,06 | / | 363,4 | 169 | 0,285 | 0,291 | / | 0,32 | / | / | 2,15 |

* Valeurs retestées

Les valeurs en jaune dans les deux tableaux ont été utilisées dans notre article publié dans le journal **Pollution**.

Site 13 absence de réseau d'assainissement voir la Figure II.5.

Tableau II.14: Analyse physico-chimiques des eaux usées de différents sites d'études de la ville d'Oued Djellal durant les périodes 2018 et 2019.

| Nom de Site | T° c | PH | CE µs/cm | O ₂ dissous | turbidité NTU | DCO (mg/l) | DBO ₅ (mg/l) | phosphate (mg/l) | nitrate (mg/l) | MES (mg/l) | Sulphate (mg/l) | fer (mg/l) | NTK (mg/l) | DCO/DBO ₅ |
|-----------------|-------------|-------------|-------------|---------------------------|------------------|---------------|----------------------------|---------------------|-------------------|---------------|--------------------|---------------|---------------|----------------------|
| A site 7 | 16 | 8,6 | 2300 | 0,03 | 127 | 420 | 250 | / | / | / | / | / | 2,8 | 1,68 |
| B site 8 | 15,4 | 8,61 | 2860 | 0,02 | 127 | 430 | 220 | / | / | / | / | / | 4,48 | 1,95 |
| C site 4 | 15 | 8,4 | 3070 | 0,02 | 443 | 630 | 355 | / | / | / | / | / | 11,2 | 1,77 |
| D site 5 | 14,8 | 8,86 | 2700 | 0,03 | hors gamme | 510 | 350 | / | / | / | / | / | 11,2 | 1,46 |
| E site 6 | 14,8 | 8,72 | 3610 | 0,03 | 230 | 420 | 250 | | | / | / | / | 3,92 | 1,68 |
| F site 1 | 15,1 | 8,41 | 3350 | 0,02 | 520 | 620 | 365 | 0,4 | 5,37 | 120 | 0,5 | 0,8 | 22,4 | 1,70 |
| G site 9 | 14,8 | 7,92 | 5600 | 0,03 | 420 | 630 | 450 | / | / | / | / | / | 5,6 | 1,40 |

* Valeurs retestées

Les valeurs en jaune dans les deux tableaux ont été utilisées dans notre article publié dans le journal **Pollution**.

II.4.2.2 Le Potentiel Hydrogène (pH) :

La (figure II.14) montre que les valeurs du pH pour les différents sites étudiés ne sont pas identiques. la majorité des sites sont relativement neutres.

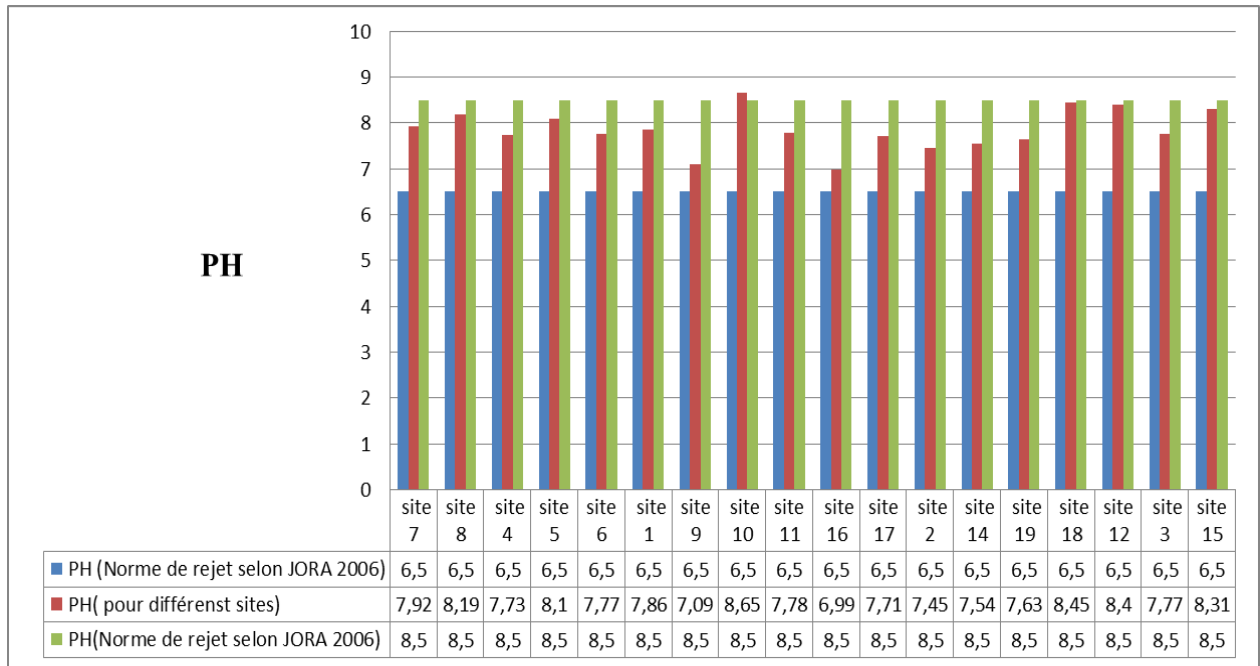


Figure II.14. Variation de pH pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Ces valeurs varient entre (6,99 et 8,65) qui répondent aux normes algériennes (JORA, 2006; APHA, 1989), sauf dans le site 10 où nous avons enregistré une valeur maximale de 8.65, cette valeur dépasse la norme recommandée par (JORA 2006). La valeur de pH, la plus faible est celle obtenue avec les eaux usées de site 16 égale à 6,99 qui est proche de la neutralité. Ces résultats sont similaires à celles trouvées par (El Hamouri et al., 1993) à Ouarzazat, et (Hamdi et al., 2012).

II.4.2.3 Conductivité électrique

Les valeurs de la conductivité électrique (CE) varient entre 2390 µs/cm et 6100µs/cm ce qui signifie que les eaux usées présentent une minéralisation très importante (APHA, 1989). La valeur la plus élevée est de 6100 µs/cm enregistrée sur le site10 et de 2390 µs/cm comme valeur minimale pour le site 14. Les résultats dépassent la limite supérieure recommandée par les normes algériennes pour 15 sites (Figure II.15)(JORA, 2006). Les résultats sont supérieurs à celles enregistrées par (Mamine et al., 2020). Les auteurs ont étudié trois sites et ont obtenu 1100 à 1668µs/cm pour le site 1, 1040 à 1311µs/cm, pour le site 2, et 1239 à 1500µs/cm pour le site 3 est presque similaire à ceux enregistrés par (Benameur, 2018). Selon (Franck, 2002), tout rejet polluant s'accompagne d'une augmentation de conductivité électrique.

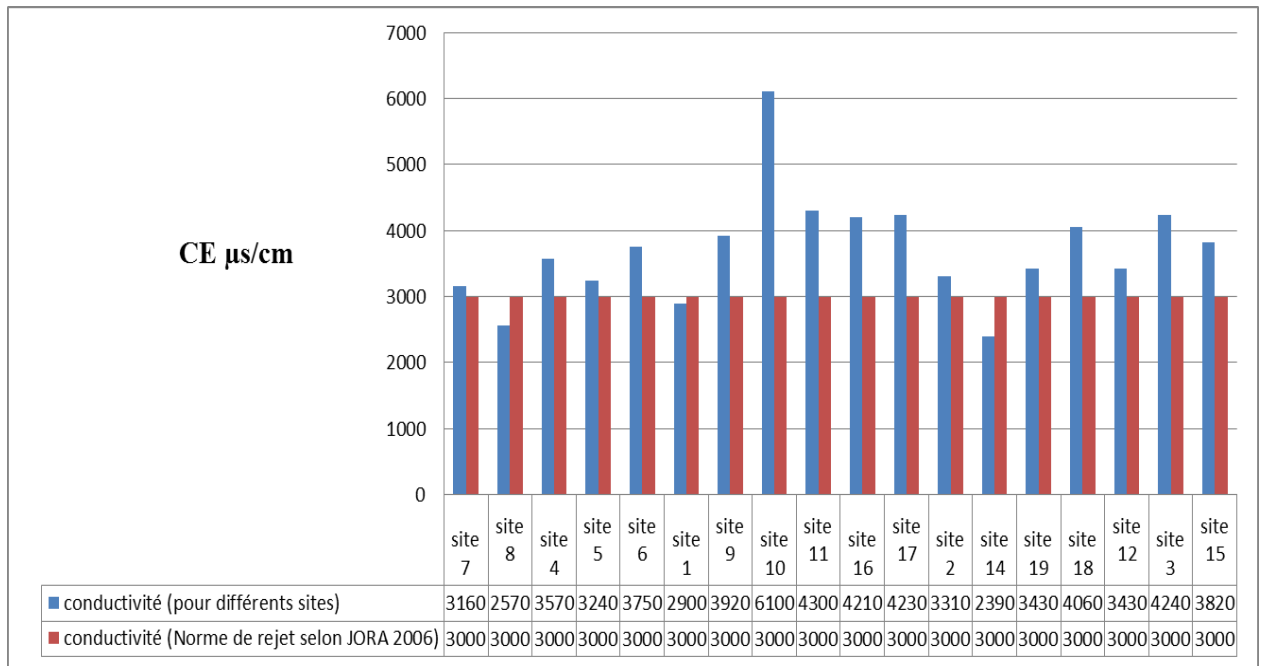


Figure II.15. Variation de la conductivité pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

II.4.2.4 Turbidité

En présence de matières en suspension finement divisées telles que l'argile, limons, grains de silice, matières organiques qui provoquent une turbidité importante dans les eaux usées. L'estimation de ces particules mesure le degré de turbidité (Schroeder, 2003). Dans la présente étude, nous avons fait un test de turbidité seulement dans le site 1 pour l'année 2018 et 2019. Les valeurs de la turbidité varient entre 415 et 520 NTU, ce qui signifie que ces eaux usées sont très turbides. Ces grandes valeurs peuvent être dues à la stagnation de matière en suspension dans le regard de prélèvement (Tableau II.13 et II.14). Les résultats sont en accord avec l'étude menée par (Gnagne et al., 2015), qui ont étudié huit stations et les valeurs trouvées comprises entre $105 \pm 49,7$ et $471,5 \pm 171$ NTU. Et sont supérieures à ceux enregistrés par (Benameur, 2018).

II.4.2.5 Matières en suspension

Les matières en suspension (MES) sont composées par des matières inorganiques, des bactéries et d'algues. En termes de matières en suspension, la valeur enregistrée varie entre 120 mg/l et 250 mg/L pour l'eau brute de site 1 (Tableau II.13). Ce qui reflète une minéralisation excessive. Ces valeurs sont supérieures aux normes de rejet Algériennes (35 mg/l). Il y a plusieurs études antérieures menées en Algérie (Yahiaoui et al., 2020 ; Zegait et Boualem, 2018, Benameur, 2018) qui ont rapporté des résultats similaires à ceux obtenus dans la présente étude.

II.4.2.6 Oxygène dissous

La concentration en oxygène dissous enregistrée au niveau des 18 sites étudiés varient de 0.2 mg/l à 0.6 mg/l, ces valeurs étant inférieures à 1 mg O₂ par litre, indiquent un état anaérobie (Muller

et Weise, 1987). Cela peut s'expliquer par la forte teneur en composés organiques dans les eaux usées brutes et l'absence d'oxygénation due à la fermeture des regards par les tampons. C'est le cas contraire des eaux usées rejetées dans le milieu naturel exposé à l'air. Ces valeurs sont très inférieures à celles rapportées précédemment par (Yahiaoui et al., 2020 ; Zegait et Boualem, 2018 ; Benameur, 2018).

II.4.2.7 Demande chimique en oxygène DCO

La DCO évalue la concentration de matières organiques ou minérales dissoutes ou en suspension dans l'eau par la quantité d'oxygène nécessaire à leur oxydation chimique totale. Dans la présente étude, la valeur minimale est observée au niveau du site 12 (284,4 mg O₂/l), et la valeur maximale enregistrée au niveau du site 7(671,5 mg O₂/l) (Figure II.16). Ces résultats dépassent la valeur recommandée selon les normes Algériennes (120 mg/l) (JORA, 2006). Les résultats obtenus sont en accord avec ceux obtenus dans d'autres études antérieures. En fait, (Hamdi, 2012) rapporte des valeurs de DCO variants entre 595 mg/l et 672 mg/l dans la région de Ouargla (Algérie). De même, (Majdy et al., 2015) ont rapporté une valeur de 576 mg/l dans la ville de Rabat (Maroc). Nos résultats sont supérieurs à ceux trouvés pour les effluents d'eaux usées dans la région de Souk Ahras, Nord-Est Algérien (Mamine et al., 2020) et les rejets de la région de Biskra (Benameur, 2018). Cette forte augmentation surtout dans les sites (1, 2, 3, 5, 7, 8, 10, et 18) de la DCO est liée à l'augmentation des matières en suspension qui contiennent des matières oxydables.

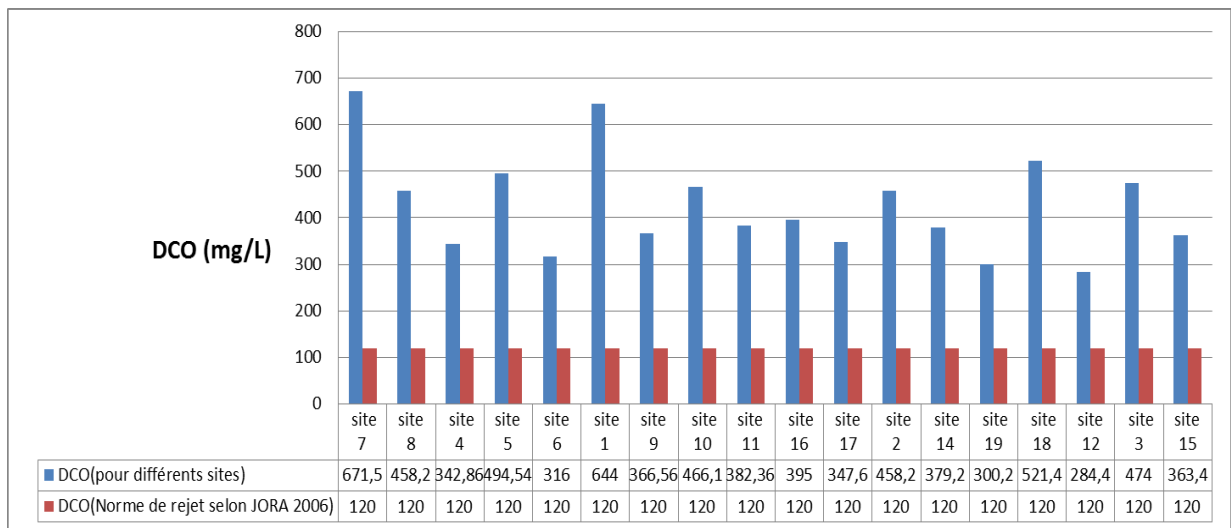


Figure II.16. Variation de la demande chimique en oxygène DCO pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

II.4.2.8 Demande biochimique en oxygène pendant cinq jours DBO₅

Demande biochimique en oxygène est la quantité d'oxygène utilisée par les micro-organismes au cours d'une période d'incubation de 5 jours à 20°C pour décomposer la matière organique dissoute ou en suspension contenue dans un litre d'eau.

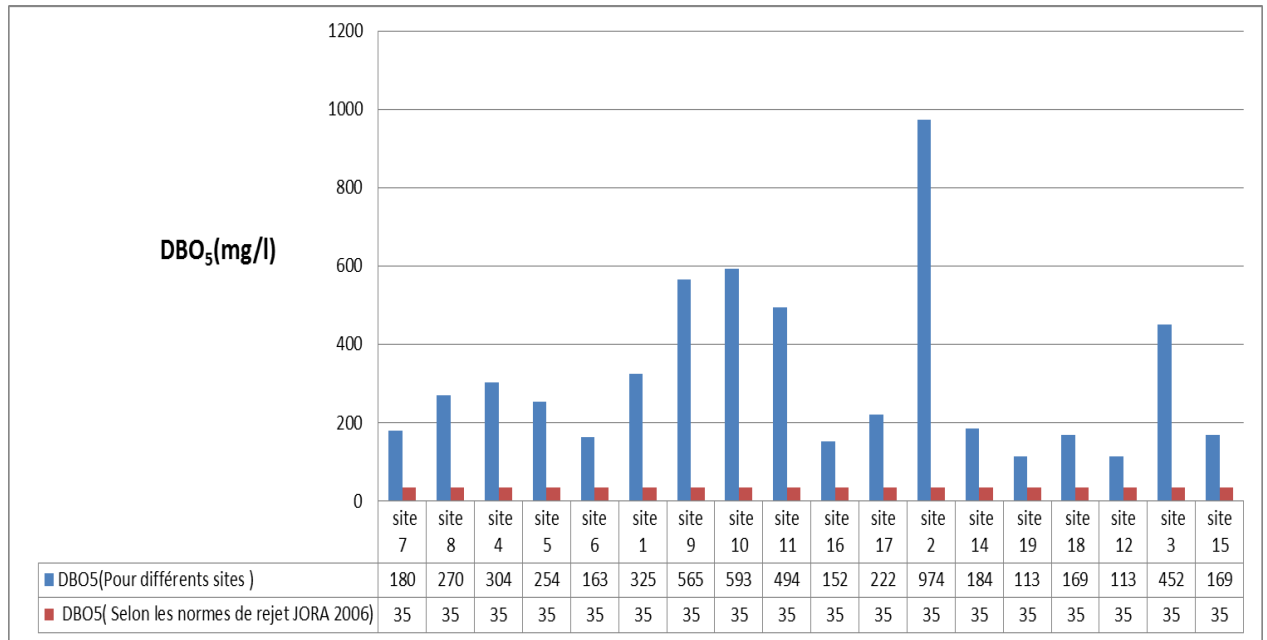


Figure II.17. Variation de la demande biochimique en oxygène DBO₅ pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Les eaux usées analysées ont enregistré des valeurs minimales et maximales du DBO₅ de 113 à 974 mg O₂/l pour le site 19 et 2 respectivement. Avec une moyenne de 316,4±223,44 mg O₂/l. En conséquence, les valeurs de DBO₅ sont très supérieures aux normes de rejet algérienne (JORA, 2006)(Figure II.17). Cette figure montre une différence significative entre les sites de prélèvement. Les valeurs les plus élevées dans les sites étudiés sont dues principalement à la richesse en matière organique biodégradable qui dépend du mode vie et de l'activité microbienne intense lors des prélèvements. Des résultats pour les sites suivants (3, 4, 1,11) sont similaires à ceux qui ont été rapportés par (Hamdi, 2012) avec des valeurs comprises entre 340 mg/l et 490 mg/l, (Magdy et al.,2015), et (Yahiaoui et al., 2020). Nos résultats des sites (4,7,8,5,6,16,14,19,18,12,et 15) sont aussi cohérents avec ceux trouvés par (Benameur,2018) pour les eaux usées urbaines en région aride de la wilaya de Biskra (Algérie), considérant que, les résultats obtenus sont très supérieurs par rapport à ceux enregistrés par (Mamine et al., 2020), le rapport DCO/DBO₅ estime la biodégradabilité des polluants organiques. La valeur moyenne de DCO/DBO₅ pour les 18 sites a été trouvée égale à 1,82 (< 3) ce qui signifie que l'effluent a une bonne biodégradabilité (Cardot, 1999) et que les eaux usées étudiées sont majoritairement d'origine domestique (Bechac et al., 1984 ; Rodier et al., 2005). Les ratios obtenus sont similaires à ceux rapportés dans d'autres études antérieures (Mamine et al., 2020 ; Gnagne et al., 2015). Alternativement, (Fresenius et al., 1990) ont rapporté que lorsque DBO₅/DCO est ≥0,5, la dégradation biologique commence immédiatement, alors que, lorsque le rapport DBO₅/DCO est <0,5, il est possible que des produits chimiques ayant une faible biodégradabilité retardent le traitement biologique. Pendant les deux années d'études, le

rapport moyen DBO₅/DCO mesuré est de 0,75, ce qui indique que la dégradation biologique débute immédiatement.

II.4.2.9 Azote Kjeldahl

L'azote total Kjeldahl (NTK), il s'agit de la somme de l'azote ammoniacal et de l'azote organique. Au niveau des eaux usées des sites 1,4,5,6,7,8, et 9 les concentrations en azote NTK fluctuent entre un minimum de 2,8 mg/l et un maximum de 22,4 mg/l (Figure II.18), soit une moyenne de 8,8 mg/l. Ces teneurs sont inférieures à la valeur limite des normes Algériennes (JORA, 2006).

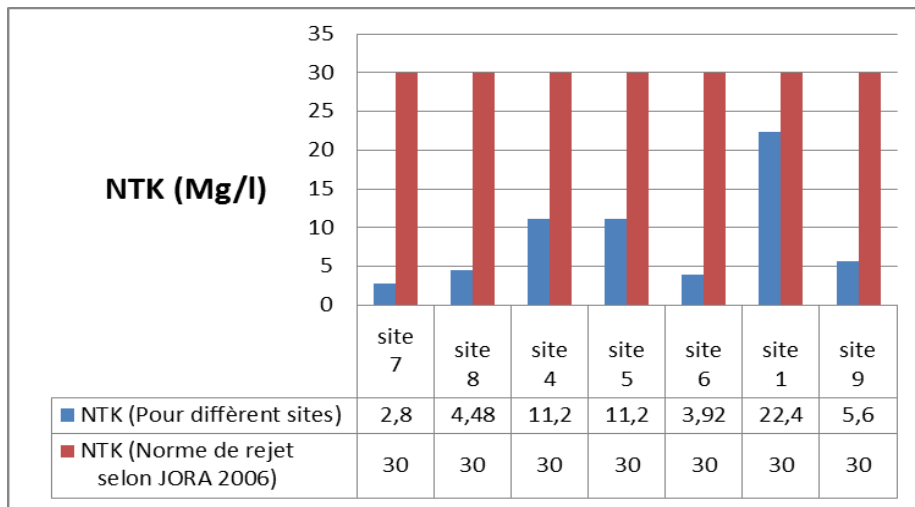


Figure II.18. Variation de l'Azote Kjeldahl NTK pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet.

Ces résultats concordent avec ceux reportés par (Abouelouafa et al., 2002), et sont inférieurs à celles trouvées par (Gnagne et al., 2015). Notons aussi que ces valeurs sont supérieures à celles trouvées par (Benameur, 2018) dans la région de Biskra. On constate que les eaux usées de réseau d'assainissement de la ville d'Ouled Djellal, notamment dans les sites de prélèvement, font partie des effluents à faible teneur en azote. Ceci pourrait être expliqué par une faible oxydation de la matière organique entraînant par conséquent des teneurs en azote très faible.

II.4.2.10 Nitrate

Dans cette étude, de très faibles niveaux de nitrates ont été enregistrés dans les eaux usées brutes de l'étude. Ces valeurs oscillent entre 0,219 mg/l et 6,45 mg/l. Les résultats obtenus sont conformes à la limite recommandée par (OMS, 2011) et (FAO, 1985) pour l'eau d'irrigation. De plus, ces résultats sont en accord avec les conclusions de (Zegait et Boualem ; 2018) qui ont trouvé des valeurs comprises entre 0,2mg/l et 4mg/l. Et presque sont comparables à ceux trouvés par (Benameur, 2018).

II.4.2.11 Phosphate

Les eaux usées étudiées sont caractérisées par faibles teneurs en phosphate qui oscillent entre 0,16 mg/l et 11,58 mg/l. la majorité des valeurs sont conformes aux normes nationales (<2 mg/l) (JORA, 2006) et la limite recommandée par la FAO pour l'eau d'irrigation (FAO, 1985). Sauf les cas des sites 4, 5, 6, 11, 16, et 17 qui dépassent la norme de rejet (Figure II.18). Nos résultats sont inférieurs aux résultats rapportés dans des études plus récentes (Mamine et al., 2020 ; Zegait et Boualem, 2018).

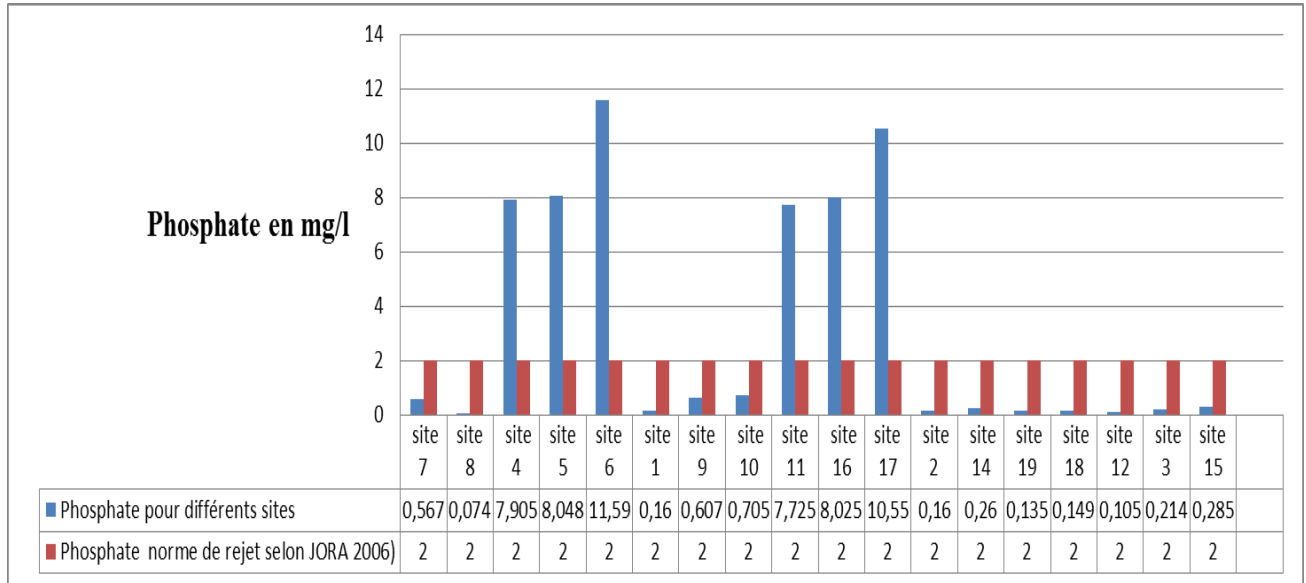


Figure II.19. Variation de Phosphate pour différents sites d'étude comparée aux normes de rejet. D'autres paramètres tels que le nitrite et le fer ne dépassent pas la norme recommandée par (JORA, 2006)

II.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons localisé chaque site sur un plan de masse de la ville d'Ouled Djellal, ensuite des schémas de réseau d'assainissement ont été tracés par Auto CAD dans les zones d'étude. Cela nous a permis, de faire un calcul pour estimer le débit de chaque site ou quartier. Sur la base des analyses physico-chimiques des eaux usées brutes qui ont été effectuées au niveau de notre laboratoire LARGHYD, on constate que la majorité des paramètres étudiés, notamment les paramètres de pollution organique DBO₅, DCO, MES dépassent les normes nationales et internationales. La variation significative de DBO₅ d'un site à l'autre liée principalement au taux de dilution des matières organiques existantes dans les regards lors de prélèvements. Le rapport moyen DCO/DBO₅ pour différents sites d'études est de 1,82, ce qui signifie que l'effluent a une bonne biodégradabilité et que les eaux usées étudiées sont majoritairement d'origine domestique.

En conséquence, le système de traitement par les plantes (phytoépuration) peut facilement être adopté comme solution appropriée pour le traitement des eaux usées dans la zone d'étude.

**Chapitre III : Calcul des besoins en eau des
espaces verts**

III.1 Introduction

Les espaces verts ont toujours besoins d'une irrigation en permanence et surtout au niveau des racines. Cependant la dose d'irrigation est évaluée en fonction du besoin de la plante qui est étroitement lié à son évapotranspiration. Ce chapitre vise à estimer les besoins en eau des espaces verts de la ville d'Ouled Djellal. A cet effet, nous comptabiliserons et identifierons tous les types de végétaux présents sur chaque site et préciserons leurs superficies. Le calcul est basé sur des données météorologiques qui ont été expliquées auparavant.

III.2 Les plantes des espaces verts dans la ville d'Oued Djellal

Parmi les plantes les plus importantes dans le domaine des espaces verts qui s'adaptent au climat de la région d'Oued Djellal, on trouve les types suivants, qui sont présentés dans le (Tableau III.1, III.2, III.3, III.4).

Tableau III.1: Différentes types des plantes trouvées dans les jardins d'Ouled Djellal (Site 1 à Site 6).

| NOM de jardins | plantes | Nombres | surface (m ²) | Mode d'irrigation |
|---|--------------------------------------|---------|---------------------------|-------------------|
| <i>Nouvelle ville (Site 1)</i> | <i>Caroubier (Ceratonia siliqua)</i> | 137 | 30000 | par citerne |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 600 | | |
| | <i>palmier</i> | 163 | | |
| Totale | | 900 | | |
| <i>site 2</i> | <i>Ficus benjamina</i> | 85 | 2976 | par citerne |
| Totale | | 85 | | |
| <i>devant la complex sportive Nouvelle ville (Site 3)</i> | <i>washingtonia</i> | 13 | 3821 | par citerne |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 134 | | |
| | <i>Lantana</i> | 45 | | |
| Totale | | 192 | | |
| <i>devant la gendarmerie (site 4)</i> | <i>hibiscus rosa</i> | 45 | 1158 | par citerne |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 22 | | |
| | <i>Rosier</i> | 12 | | |
| | <i>Laurier-rose(Defla)</i> | 5 | | |
| Totale | | 84 | | |
| <i>au voisinage de Sonelgaz (site 5)</i> | <i>Ficus benjamina</i> | 48 | 3575 | par citerne |
| | <i>palmier</i> | 10 | | |
| Totale | | 58 | | |
| <i>site 6</i> | <i>Ficus benjamina</i> | 55 | 1890 | par citerne |
| | <i>palmier (bande vert)</i> | 21 | | |
| Totale | | 76 | | |

Tableau III.2 : Différentes types des plantes trouvées dans les jardins d'Ouled Djellal (Site 7 à Site 9).

| NOM de jardins | plantes | Nombres | Surface (m ²) | Mode d'irrigation |
|--|---------------------------------------|---------|---------------------------|-------------------|
| 80 logements (site 7) | <i>palmier</i> | 35 | 1510 | par citerne |
| | <i>Ficus benjamina Propose</i> | / | | |
| | <i>gazon propose</i> | / | | |
| Totale | | 35 | | |
| jardin de printemps (Site 8) | <i>Combretum</i> | 13 | 942m2 | par citerne |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 50 | | |
| | <i>washingtonia</i> | 4 | | |
| | <i>Laurier-rose(Defla)</i> | 4 | | |
| Totale | | 71 | | |
| 1 nouveembre devant la la commune APC (site 9) | <i>pistacia</i> | 10 | 4021 | par citerne |
| | <i>washingtonia</i> | 10 | | |
| | <i>Myoporum laetum</i> | 30 | | |
| | <i>Combretum</i> | 10 | | |
| | <i>Schinus molle ou Faux-poivrier</i> | 8 | | |
| | <i>fleur rouge</i> | 30 | | |
| | <i>Genévrier</i> | 10 | | |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 50 | | |
| | <i>Ficus elastica</i> | 2 | | |
| | <i>palmier</i> | 2 | | |
| | <i>grenadier</i> | 1 | | |
| Totale | | 163 | | |

Tableau III.3: Différentes types des plantes trouvées dans les jardins d'Ouled Djellal (Site 10 à Site 14).

| NOM de jardins | plantes | Nombres | Surface (m ²) | Mode d'irrigation |
|---|---------------------------------------|---------|---------------------------|-------------------|
| <i>20 aout entre les 2 communes (site 10)</i> | <i>Combretum</i> | 4 | 7051 | par citerne |
| | <i>washingtonia</i> | 5 | | |
| | <i>Myoporum laetum</i> | 400 | | |
| | <i>Lantana</i> | 20 | | |
| | <i>hibiscus rosa</i> | 20 | | |
| | <i>Olivier</i> | 2 | | |
| | <i>Caroubier (Ceratonia siliqua)</i> | 4 | | |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 150 | | |
| | <i>Cestreau nocturne</i> | 2 | | |
| | <i>Casuarina</i> | 2 | | |
| | <i>Albizia</i> | 2 | | |
| | <i>Schinus molle ou Faux-poivrier</i> | 8 | | |
| | <i>cactus</i> | 2 | | |
| | <i>eucalyptus</i> | 2 | | |
| | <i>palmier</i> | 8 | | |
| <i>acacia</i> | 1 | | | |
| <i>Melia azedarach</i> | 1 | | | |
| Totale | | 633 | | |
| <i>Point vert zatte (site 11)</i> | <i>Myoporum laetum</i> | 50 | 770 | par citerne |
| | <i>Albizia</i> | 2 | | |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 8 | | |
| | <i>Lantana</i> | 4 | | |
| | <i>washingtonia</i> | 5 | | |
| Totale | | 69 | | |
| <i>Mansoul (site 12)</i> | <i>Ficus benjamina</i> | 102 | 1084 | |
| Totale | | 102 | | |
| <i>Jardin de paix(site 14)</i> | <i>Mûrier</i> | 5 | 445 | par citerne |
| | <i>Olivier</i> | 3 | | |
| | <i>Laurier-rose(Defla)</i> | 6 | | |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 15 | | |
| | <i>grenadier</i> | 1 | | |
| | <i>Citronnier</i> | 1 | | |
| Totale | | 31 | | |

Tableau III.4: Différentes types des plantes trouvées dans les jardins d'Oued Djellal (Site 15 à Site 19).

| NOM de jardins | plantes | Nombres | Surface (m ²) | Mode d'irrigation |
|--|-----------------------------|---------|---------------------------|-------------------|
| site 15 | <i>Ficus benjamina</i> | 20 | 2421 | par citerne |
| | <i>palmier (bande vert)</i> | 32 | | |
| Totale | | 52 | | |
| Ouled rmila (site 16) | <i>Ficus benjamina</i> | 30 | 483 | par citerne |
| | <i>washingtonia</i> | 8 | | |
| Totale | | 38 | | |
| devant le Centre Psychopédagogique (site 17) | <i>washingtonia</i> | 40 | 3998 | par citerne |
| | <i>eucalyptus</i> | 20 | | |
| | <i>Laurier-rose(Defla)</i> | 40 | | |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 66 | | |
| | <i>palmier</i> | 15 | | |
| Totale | | 181 | | |
| site 18 | <i>Ficus benjamina</i> | 20 | 366 | par citerne |
| | <i>washingtonia</i> | 5 | | |
| Totale | | 25 | | |
| site 19 | <i>Lantana</i> | 20 | 2000 | par citerne |
| | <i>Laurier-rose(Defla)</i> | 22 | | |
| | <i>Ficus benjamina</i> | 90 | | |
| | <i>palmier</i> | 1 | | |
| Totale | | 133 | | |

Les tableaux ci-dessus représentent les types de plantes trouvées dans la ville d'Ouled Djellal, où apparaissent plusieurs types de plantes qui diffèrent d'un site à l'autre. Le calcul du nombre de plantes et d'arbres avec leurs noms scientifiques a été déterminé après plusieurs sorties de terrain. Les facilités mises à notre disposition par les autorités forestières de la commune d'Ouled Djellal, notamment son Directeur qui s'est déplacé plusieurs fois avec nous dans les zones d'étude. A noter que ce sont eux qui ont planté tous les espaces verts de la ville. Les superficies dans les tableaux ci-dessus permettent d'utiliser dans le calcul des besoins en eau des plantes pour tous les sites d'étude.

III.3 Climat de la ville d'Ouled Djellal

La zone étudiée est caractérisée par un climat sec de type saharien selon l'étude climatologique que nous avons menée dans le chapitre précédent. Les données climatiques observées dans la zone d'étude étaient les précipitations, la température, l'évaporation, l'humidité relative, le vent. Les données du (Tableau III.5) ont révélé que la température annuelle moyenne était de 22,8 °C avec une moyenne de température minimale et maximale de 7,1 °C (janvier) et 41,5 °C (juillet). Le plus haut maximum d'humidité relative pour la période de 12 ans était de 58.5% (novembre) tandis que le minimum le plus bas d'humidité relative était de 27,4 % (juin).

Tableau III.5 : Données météorologiques de la ville d'Oued Djellal, Algérie durant la période (2007 à 2018) selon ONM.

| années | mois | Température (°C) | | Température Moyenne (°C) | Humidité (%) | Précipitation (mm) | Vent (m/s) |
|-----------|-----------|------------------|-------------|--------------------------|--------------|--------------------|-------------|
| | | Tmax | Tmin | | | | |
| 2007/2018 | janvier | 18,2 | 7,1 | 12,6 | 56,6 | 8,8 | 5 |
| | février | 19,2 | 8,0 | 13,6 | 50,3 | 5,5 | 4,7 |
| | mars | 23,1 | 11,4 | 17,3 | 43,4 | 14,1 | 6,2 |
| | avril | 27,4 | 15,4 | 21,4 | 41,8 | 17,1 | 5,4 |
| | mai | 32,5 | 18,1 | 25,3 | 30,5 | 14,3 | 4,9 |
| | juin | 37,7 | 24,6 | 31,2 | 27,4 | 4,3 | 4,6 |
| | juillet | 41,5 | 28,4 | 34,9 | 32,6 | 0,6 | 3,9 |
| | août | 40,3 | 27,0 | 33,6 | 41,8 | 2,2 | 3,2 |
| | septembre | 35,2 | 23,6 | 29,4 | 47,7 | 19,5 | 3,1 |
| | octobre | 29,4 | 18,2 | 23,8 | 53,5 | 22,5 | 4,1 |
| | novembre | 22,5 | 12,0 | 17,3 | 58,5 | 8,5 | 4,3 |
| | décembre | 18,2 | 7,8 | 13,0 | 43,2 | 6,3 | 4,2 |
| | | Moyenne | 28,8 | 16,8 | 22,8 | 43,9 | 10,3 |

La moyenne des précipitations annuelles étaient d'environ 10,3 mm. La vitesse maximale du vent la plus élevée pendant la période (2007 à 2018) est de 6,2 m/s (mars), tandis que la vitesse minimale du vent la plus faible était de 3,1 m/s (septembre).

III.4 Calcul de l'évapotranspiration de référence ET₀ et l'évapotranspiration de culture ET_c

La formule de Penman donne une meilleure estimation de l'ET₀ sous tous les climats. Son seul inconvénient est de nécessiter un nombre assez important d'informations climatiques, rarement toutes disponibles sur une même station. La détermination de l'évapotranspiration se fait par la formule de Penman, en raison de son exactitude pour l'estimation de l'ET₀. Le calcul se fait par le logiciel Cropwat 8. En se basant sur les données du (Tableau III.5).

Chapitre III : Calcul des besoins en eau des espaces verts

Le rayonnement net maximal le plus élevé au cours de période (2007 à 2018) était de 25,5 MJ/m² (juin), tandis que le rayonnement net minimal le plus bas était de 9,3 MJ/m² (décembre). La moyenne annuelle de l'évapotranspiration des cultures (ET_c. mm/an) du site étudié était de 6,1 ± 3,0 (Tableau III.6).

Tableau III.6 : Calcul de l'évapotranspiration(ET₀) et ET_c de la ville d'Ouled Djellal, par la méthode de Penman durant la période (2007 à 2018).

| Mois | Temp Min (°C) | Temp Max (°C) | Humidité % | Vent (m/s) | Insolation (heures) | Ray (MJ/m ² /jour) | ET ₀ (mm/jour) Penman | K _c selon Doorenbos | ET _c (mm) |
|----------------|---------------|---------------|------------|------------|---------------------|-------------------------------|----------------------------------|--------------------------------|----------------------|
| Janvier | 7,1 | 18,2 | 57 | 5 | 6,1 | 10,3 | 3,17 | 0,8 | 2,54 |
| Février | 8 | 19,2 | 50 | 4,7 | 6,6 | 12,9 | 3,83 | 0,85 | 3,26 |
| Mars | 11,4 | 23,1 | 43 | 6,2 | 7,4 | 16,7 | 5,89 | 0,9 | 5,30 |
| Avril | 15,4 | 27,4 | 42 | 5,4 | 8,4 | 20,7 | 7,06 | 0,95 | 6,71 |
| Mai | 18,1 | 32,5 | 31 | 4,9 | 10,6 | 25,3 | 9,18 | 1 | 9,18 |
| Juin | 24,6 | 37,7 | 27 | 4,6 | 10,4 | 25,5 | 10,65 | 1 | 10,65 |
| Juillet | 28,4 | 41,5 | 33 | 3,9 | 10,4 | 25,2 | 10,38 | 1 | 10,38 |
| Août | 27 | 40,3 | 42 | 3,2 | 10,2 | 23,6 | 8,64 | 1 | 8,64 |
| Septembre | 23,6 | 35,2 | 48 | 3,1 | 8,4 | 18,8 | 6,62 | 0,9 | 5,96 |
| Octobre | 18,2 | 29,4 | 54 | 4,1 | 7,4 | 14,6 | 5,31 | 0,85 | 4,51 |
| Novembre | 12 | 22,5 | 59 | 4,3 | 6,3 | 10,9 | 3,6 | 0,85 | 3,06 |
| Décembre | 7,8 | 18,2 | 43 | 4,2 | 5,8 | 9,3 | 3,53 | 0,8 | 2,82 |
| Moyenne | 16,8 | 28,8 | 44 | 4,5 | 8,2 | 17,8 | 6,49 | 0,91 | 6,1 |

La valeur la plus élevée de ET₀ été enregistrée en juin (10,65 mm) en raison du rayonnement net le plus élevé et température élevée, alors que la valeur la plus faible a été observée en janvier (2,54 mm). La variation des taux d'évapotranspiration reflète le changement important des paramètres météorologiques dans la zone étudiée. En conséquence, la faible humidité relative, les températures élevées et les vents ont augmenté l'évapotranspiration pendant la saison sèche (Doorenbos et al., 1977 ; Huo et al., 2013).

III.5 Calcul du besoin en eau des plantes

La diversité des plantes et des arbres présents dans les espaces verts de notre région a conduit à rechercher leurs besoins en eau. Comme il n'y a pas de recherches liées aux coefficients culturaux de chaque plante dans notre région d'étude, à l'exception de la recherche effectuée par (Doorenbos et al., 1977) sur le K_c des palmiers. En raison de l'existence de palmiers dans la quasi-totalité des espaces verts, donc on va s'appuyer sur la recherche de (Doorenbos et al., 1977). L'auteur a trouvé des coefficients de culture (K_c) pour les palmiers bien arrosés compris entre 0,8 et 1,0. Dans la présente étude, K_c s'est avéré être de 1,0 de sorte que les besoins en eau des arbres

Chapitre III : Calcul des besoins en eau des espaces verts

est de 10,65 mm/jour pour le mois Juin (Tableau III.6), correspondant à un débit varié de site à un autre en fonction du nombre de plantes et d'arbres existants et de leurs surfaces. Pour une durée d'arrosage choisie de 10 heures, on peut estimer le débit d'irrigation (Tableau III.7). Cependant, il convient de noter que le débit domestique actuel des eaux usées de la ville d'Ouled Djellal à une grande valeur, peut être réutilisé pour irriguer tous les espaces verts de la ville.

Tableau III.6: Débits d'irrigation pour différents sites.

| NOM de jardins | Surface (Ha) | Nombres des plantes | ET _c (mm/jour) | Q en m ³ /jour | Q en m ³ /h | Q en L/s | Qgoutteurs en l/h | Nombre de goutteurs par plantes |
|----------------|--------------|---------------------|---------------------------|---------------------------|------------------------|----------|-------------------|---------------------------------|
| <i>site 1</i> | 3 | 900 | 10,65 | 319,5 | 31,95 | 8,875 | 35,5 | 3g*12l/h |
| <i>site 2</i> | 0,2976 | 85 | 10,65 | 31,69 | 3,17 | 0,88 | 37,29 | 3g*12l/h |
| <i>Site 3</i> | 0,3821 | 192 | 10,65 | 40,69 | 4,07 | 1,13 | 21,19 | 2g*10l/h |
| <i>site 4</i> | 0,1158 | 84 | 10,65 | 12,33 | 1,23 | 0,34 | 14,68 | 1g 6l/h+1g 8l/h |
| <i>site 5</i> | 0,3575 | 58 | 10,65 | 38,07 | 3,81 | 1,06 | 65,64 | 8g*8l/h |
| <i>site 6</i> | 0,189 | 76 | 10,65 | 20,13 | 2,01 | 0,56 | 26,48 | 6g*4l/h |
| <i>site 7</i> | 0,151 | 35 | 10,65 | 16,08 | 1,61 | 0,45 | 45,95 | 6g*8l/h |
| <i>Site 8</i> | 0,0942 | 71 | 10,65 | 10,03 | 1,00 | 0,28 | 14,13 | 1g 6l/h+1g 8l/h |
| <i>site 9</i> | 0,4021 | 163 | 10,65 | 42,82 | 4,28 | 1,19 | 26,27 | 3g*9l/h |
| <i>site 10</i> | 0,7051 | 633 | 10,65 | 75,09 | 7,51 | 2,09 | 11,86 | 1g*12l/h |
| <i>site 11</i> | 0,077 | 69 | 10,65 | 8,20 | 0,82 | 0,23 | 11,88 | 1g*12l/h |
| <i>site 12</i> | 0,1084 | 102 | 10,65 | 11,54 | 1,15 | 0,32 | 11,32 | 1g*12l/h |
| <i>site 14</i> | 0,0445 | 31 | 10,65 | 4,74 | 0,47 | 0,13 | 15,29 | 1g*16l/h |
| <i>site 15</i> | 0,2421 | 52 | 10,65 | 25,78 | 2,58 | 0,72 | 49,58 | 6g*8l/h |
| <i>site 16</i> | 0,0483 | 16 | 10,65 | 5,14 | 0,51 | 0,14 | 32,15 | 4g*8l/h |
| <i>site 17</i> | 0,3998 | 181 | 10,65 | 42,58 | 4,26 | 1,18 | 23,52 | 6g*4l/h |
| <i>site 18</i> | 0,0366 | 25 | 10,65 | 3,90 | 0,39 | 0,11 | 15,59 | 2g*8l/h |

| | | | | | | | | |
|---------|-----|-----|-------|-------|------|------|-------|---------|
| | | | | | | | | |
| site 19 | 0,2 | 133 | 10,65 | 21,30 | 2,13 | 0,59 | 16,02 | 2g*8l/h |

Voici des images de quelques espaces verts pour notre étude de la ville d'Ouled Djellal (Figure III.1)



Figure III.1: Vues aériennes des espaces verts de la ville d'Ouled Djellal pour différents sites d'étude (source Google Earth).

III.6 Conclusion

Ce chapitre a été consacré au calcul des besoins en eau des espaces verts. Nous avons cité en premier lieu, un recensement des espaces verts existants dans la ville d'Ouled Djellal et en particulier les noms scientifiques des plantes et leurs surfaces ainsi que le mode d'irrigation existant. Nous avons établi en second lieu, le calcul de l'évapotranspiration de référence ET_0 en se basant sur les données climatologiques de notre zone d'étude. Cependant, le calcul (ET_0) a été effectué par un logiciel nommé Cropwat 8 ; qui est disponible sur le site FAO. En outre, l'évapotranspiration de culture (ET_c) a été calculée tout on multipliant l'évapotranspiration de référence ET_0 par le coefficient culturel (K_c). Nous avons choisi le coefficient culturel (K_c) du palmier dattier, car il n'y a pas des recherches concernant le K_c des autre plantes. A la fin de ce chapitre, il a été illustré des images concernant quelques espaces verts étudiées.

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

IV.1 Introduction

La phytoépuration est utilisée pour le traitement des eaux usées depuis les années 1950. Elle peut être classée en fonction de la présence ou de l'absence d'eau en surface (écoulement de surface/subsurface), de la direction de l'écoulement (vertical/horizontal) et de l'utilisation de divers types de macrophytes. Toutes les stations présentent une efficacité d'élimination élevée des matières organiques et des solides en suspension, tandis que l'élimination de l'azote dépend du type de d'écoulement dans les bassins (Vyzamal, 2019) .

Ce chapitre a pour but d'étudier la possibilité de l'intégration des stations de phytoépuration dans la ville d'Ouled Djellal notamment dans les espaces verts existants. Certaines caractéristiques doivent être prises en compte pour chaque site, la nature du sol, des caractéristiques des eaux usées, des contraintes climatiques, de la topographie et du débit à gérer. La capacité de l'installation est en fonction des débits polluants et des caractéristiques physico chimiques des eaux usée brutes. En ce qui concerne la surface requise pour l'installation, il est nécessaire de distinguer la superficie utile qui est le bassin planté, de la surface des équipements qui augmente aussi la surface utile et une zone nécessaire pour la tuyauterie, l'exploitation et la maintenance (APAT, 2005). Dans notre étude, cette technique est efficace à plusieurs égards. En effet, d'une part elle contribue à l'épuration d'une partie des eaux usées municipales, et d'autre part elle permet d'irriguer en permanence les espaces verts. Dans ce chapitre, nous déterminons les dimensions d'une station d'épuration naturelle qui sera installée dans l'espace vert de la commune d'Ouled Djellal, ensuite des systèmes d'irrigation doivent être dimensionnés pour irriguer les espaces verts de notre région d'étude. La chaîne de traitement comprend un bassin d'accumulation, une fosse toutes eaux, regard de répartition, bassin planté de végétation. Ensuite, les dimensions du schéma d'irrigation doivent être déterminées pour irriguer ces espaces verts.

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

IV.2 Dimensionnement des stations de phytoépuration pour différents sites

IV.2.1 Bassin d'accumulation

Avant de commencer le processus de traitement par les plantes, un bassin d'accumulation doit être mis en place pour recueillir les eaux usées extraites du réseau d'assainissement. Le volume et la profondeur de ce dernier sont principalement liés au débit des besoins en eau calculés précédemment.

IV.2.2 Le prétraitement

IV.2.2.1 Fosse toutes eaux

Pour le système des filtres épuratoires plantés à macrophytes, le prétraitement nécessite une fosse toutes eaux dans le but de décanter les matériaux grossiers avec un temps de rétention bien déterminé. Le volume utile de la fosse sera calculé à partir de formule (IV.1).

$$V(m^3) = Q_{\text{pointe}} \times ts \quad (\text{IV.1})$$

Ts: Le temps de séjour

Q_{pointe} : débit de pointe

Le tableau IV.1 représente les dimensions de tous les bassins d'accumulation et les fosses toutes eaux pour différents sites d'études.

Tableau IV.1: Dimensionnement des bassins d'accumulation et des fosses toutes eaux pour différents sites.

| Nom de Jardin | Q en m ³ /h | Volume de bassin d'accumulation | | | Volume de fosse toutes eaux | | |
|---------------|------------------------|---------------------------------|--------------|--------------------|-----------------------------|------------------|---------------------------|
| | | V en m ³ | TS BA en (h) | Dimensions (l*L*H) | V en m ³ | TS FTE en heures | Dimensions (l*L*H) |
| site 1 | 31,95 | 95,85 | 3 | (7*7*2) | 383,4 | 12 | 05 fosses de (3,6*10,8*2) |
| site 2 | 3,17 | 9,51 | 3 | (2*3*1,5) | 76,08 | 24 | 2 fosses de (3*6*2) |
| site 3 | 4,07 | 12,21 | 3 | (2*4*1,5) | 97,68 | 24 | 3 fosses de (2,5*6,5*2) |
| site 4 | 1,23 | 3,69 | 3 | (1,5*2,5*1) | 29,52 | 24 | 1 fosse de (2,5*6,5*2) |
| site 5 | 3,81 | 11,43 | 3 | (2*4*1,5) | 91,44 | 24 | 3 fosses de (2,5*6,5*2) |
| site 6 | 2,01 | 6,03 | 3 | (2*2*1,5) | 48,24 | 24 | 2 fosses de (2*6*2) |
| site 7 | 1,61 | 4,83 | 3 | (2*2*1) | 38,64 | 24 | 2 fosses de (1,5*6,5*2) |
| site 8 | 1 | 3 | 3 | (1,5*2*1) | 24 | 24 | 1 fosse de (2*6*2) |
| site 9 | 4,28 | 12,84 | 3 | (2*4*1,5) | 102,72 | 24 | 3 fosses de (2,5*7*2) |
| site 10 | 7,51 | 22,53 | 3 | (3*4*2) | 180,24 | 24 | 4 fosses de (3*6*2,5) |
| site 11 | 0,82 | 2,46 | 3 | (1,5*2*1) | 19,68 | 24 | 1 fosse de (2*6,5*1,5) |
| site 12 | 1,15 | 3,45 | 3 | (1,5*2*1) | 27,6 | 24 | 1 fosse de (2*6,5*2) |
| site 14 | 0,47 | 1,41 | 3 | (1*1,5*1) | 11,28 | 24 | 1 fosse de (2*4*1,5) |
| site 15 | 2,58 | 7,74 | 3 | (2*2,5*1,5) | 61,92 | 24 | 2 fosses de (2,5*6*2) |

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

| | | | | | | | |
|----------------|------|-------|---|-----------|--------|----|-----------------------|
| <i>site 16</i> | 0,51 | 1,53 | 3 | (1*1,5*1) | 12,24 | 24 | 1 fosse de (2*4*1,5) |
| <i>site 17</i> | 4,26 | 12,78 | 3 | (2*4*1,5) | 102,24 | 24 | 3 fosses de (2,5*7*2) |
| <i>site 18</i> | 0,39 | 1,17 | 3 | (1*1,5*1) | 9,36 | 24 | fosse de (2*4*1,5) |
| <i>site 19</i> | 2,13 | 6,39 | 3 | (2*2*1,5) | 51,12 | 24 | 2 fosses de (2*6*2) |

IV.2.2.2 Regard de répartition

C'est un ouvrage de répartition des affluents mis entre les bassins filtrants de la façon voulue par l'exploiteur, il assure le contrôle des débits et des prélèvements. En général, les dimensions qui permettent la bonne exploitation et l'entretien du répartiteur sont les suivantes: largeur : $l = 1,00\text{m}$
Longueur : $L = 1,00\text{ m}$, Hauteur : $H = 0,70\text{ m}$, avec un seuil de répartition de $0,25\text{ m}$ de hauteur.

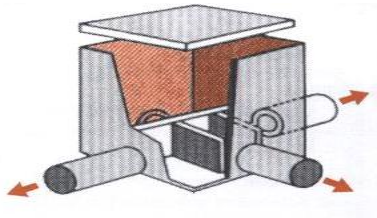


Figure IV.1. Regard de répartition.

IV.2.2.3 Filtre de finition

Ce dispositif est installé entre la fosse toutes eaux et le regard de répartition pour filtrer les eaux qui sortent de la fosse toutes eaux. Ce dispositif est généralement utilisé dans les systèmes à flux horizontal.



Figure IV.2. Photos représentant le filtre de finition, composé d'un porte filtre et une éponge, avant et après utilisation.

IV.2.3 Dimensionnement de bassin filtrant à écoulement horizontale

D'après (Cooper et al., 1996), le dimensionnement des filtres horizontaux se base sur la détermination de la surface du filtre:

$$A_f = \frac{Q [\ln(C_{DBO5e}) - \ln(C_{DBO5s})]}{h \times n \times K_T} \quad (\text{IV.2})$$

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

$$t_r = \frac{A \times h \times n}{Q_{\max}} \quad (\text{IV.3})$$

$$K_T = K_R \times \theta_R^{T_w - T_R} \quad (\text{IV.4})$$

A_t : surface du filtre (m^2)

Q: débit moyen journalier arrivant à la station (m^3/j)

C_{DBO_e} : concentration moyenne journalière en DBO_5 à l'entrée (mg/l)

C_{DBO_s} : concentration moyenne journalière en DBO_5 souhaitée à la sortie (mg/l)

KT : Constante de premier ordre qui dépend de la température en j^{-1}

θ_R : coefficient de température

KR : constante cinétique à la température de référence en jour^{-1} ;

T_w : température de la zone humide, en $^{\circ}\text{C}$;

T_R : température de référence, en $^{\circ}\text{C}$;

n : porosité du gravier

h : profondeur du filtre ;

tr : temps de rétention ;

Les valeurs de θ_R et de Kr sont représentées dans le tableau ci-dessous

Tableau IV.2: Valeurs des paramètres K_{20} et θ , selon références

| GUIDE | K_{20} | θ |
|-------------|----------|----------|
| WPCF (1990) | 0,806 | 1,06 |
| EPA (1993) | 1,104 | 1,06 |

NB / nous nous sommes basé dans notre étude sur les guides de l'EPA, et de l'APAT, dans ce cas on prend les valeurs $K_{20} = 1,104$ et $\theta = 1,06$.

IV.2.4 Dimensionnement du bassin filtrant à écoulement vertical

On calcule la demande en oxygène sur la base de 1Kg d' O_2 par Kg de DBO_5 à éliminer, et de $4,3\text{ kg}$ d' O_2 par Kg de NH_3 à oxyder (Cooper, 1996). On dimensionne le lit vertical en considérant un coefficient d'aération superficielle de $K_a = 30$ grammes d' O_2 par m^2 de surface (Brix, 1998) et sa hauteur est prise égale à $0,9\text{m}$. La superficie obtenue est augmentée de 25% ; la surface verticale se calcule alors comme suit :

$$S_v = \frac{DO}{30} \times 1.25 \quad (\text{IV.5})$$

IV.2.5 Interprétation des résultats de dimensionnement de bassin filtrant

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

Sur la base des formules (IV.2), (IV.3), (IV.4), (IV.5) on peut dimensionner les bassins filtrants en tenant compte des surfaces disponibles dans les espaces verts. A cet effet, nous aurons des mécanismes pour contrôler les dimensions des stations en utilisant des systèmes hybrides. Ce dernier permet de minimiser la surface et donne des bonnes performances épuratoires des eaux usées. Le tableau IV.3 représente les dimensions des bassins filtrants pour différents sites.

Après avoir calculées les dimensions des stations d'épuration par les plantes, nous avons constaté que la majorité des bassins filtrants sont susceptibles d'être intégrés dans le paysage de la ville, à l'exception des sites suivants 2, 10, 11, 14, et 18 en raison du manque d'espace suffisant pour les bassins filtrants. Le choix du système d'écoulement pour les dimensions des bassins filtrants dépend principalement de la surface disponible pour implanter la station macrophyte, et de performances associées au type de système. Pour cela le tableau IV.3 indique que nous avons adopté plusieurs systèmes, le premier et celui d'un filtre uniquement à écoulement horizontal et le deuxième qui est le système seulement à écoulement vertical, et le troisième et celui du système hybride.

Compte tenu des conditions ci-dessus, nous avons obtenu des systèmes différents et variés dans les sites d'étude. Le calcul a également montré un écart entre les sites d'étude au niveau de la superficie des bassins filtrants, qui varie de 77 m² à 11406 m². Cette variation due principalement à la variation des débits et des paramètres de pollution (DBO₅).

Nous avons proposé des systèmes hybrides commençant par des bassins filtrants à écoulement horizontal suivis par des bassins à écoulement vertical. Les sites concernés par ce modèle sont (site 2, site 3, site 5, site 6, site 7, site 9, site 10, site 15, et site 17). Les systèmes hybrides proposés dans le tableau IV.3 de type HF-HV doivent être recyclés vers la fosse toutes eaux et puis vers le premier stade de filtre horizontal (Johansen & Brix, 1996). En particulier le site 1 est de type HF-HV-HF, ce modèle a été dimensionné afin d'éviter le système de recyclage cité ci-dessus. Les autres sites ne disposent que d'un système de bassins à écoulement horizontal (site 4, site 4, site 11, site 12, site 14, site 16, et site 18). Les temps séjour qui ont été calculés par la formule (IV.3), montrent que le temps Ts varie de 1.5 jours à 4.5 jours.

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

Tableau IV.3 : Dimensions des bassins filtrants pour différents sites.

| Nom de jardin | Q en m ³ /h | Q en m ³ /j | TW (°C) | DBO ₅ (mg/l) | KT j ⁻¹ | SH* (m ²) | DO Kg/j | DBO ₅ à éliminée | SV* (m ²) | DBO ₅ à éliminée | Système Hybride | | | surface Total (m ²) | Ts (sh) en J | Ts (sv) En J | TS totale en jour |
|----------------|------------------------|------------------------|---------|-------------------------|--------------------|-----------------------|---------|-----------------------------|-----------------------|-----------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------------------------------|--------------|--------------|-------------------|
| | | | | | | | | | | | SH (m ²) | SV (m ²) | SH (m ²) | | | | |
| <i>site 1</i> | 31,95 | 766,8 | 10,17 | 365 | 0,623 | 14654 | 257 | 335 | 10703 | 100 | 5215 | 3195 | 2996 | 11406 | 2,86 | 1,5 | 4,5 |
| <i>site 2</i> | 3,17 | 76,08 | 21,9 | 974 | 1,233 | 1141 | 73 | 944 | 3024 | 130 | 550 | 412 | / | 962 | 1,52 | 1,95 | 3,5 |
| <i>site 3</i> | 4,07 | 97,68 | 21,9 | 452 | 1,233 | 1176 | 42 | 422 | 1758 | 130 | 416 | 529 | / | 945 | 0,89 | 1,95 | 3 |
| <i>site 4</i> | 1,23 | 29,52 | 18,8 | 355 | 1,029 | 393 | 10 | 325 | 412 | / | / | / | 393 | 393 | 2,79 | / | 3 |
| <i>site 5</i> | 3,81 | 91,44 | 20,1 | 350 | 1,110 | 1122 | 30 | 320 | 1257 | 130 | 332 | 495 | / | 828 | 0,76 | 1,95 | 3 |
| <i>site 6</i> | 2,01 | 48,24 | 21 | 250 | 1,170 | 496 | 11 | 220 | 462 | 80 | 180 | 161 | / | 341 | 0,78 | 1,2 | 2 |
| <i>site 7</i> | 1,61 | 38,64 | 17 | 250 | 0,927 | 501 | 9 | 220 | 370 | 80 | 182 | 129 | | 311 | 0,99 | 1,2 | 2,5 |
| <i>site 8</i> | 1 | 24 | 19,5 | 270 | 1,072 | 277 | 6 | 240 | 250 | / | / | / | 277 | 277 | 2,43 | / | 3 |
| <i>site 9</i> | 4,28 | 102,72 | 23,6 | 565 | 1,362 | 1200 | 56 | 535 | 2333 | 80 | 622 | 342 | / | 964 | 1,27 | 1,2 | 3 |
| <i>site 10</i> | 7,51 | 180,24 | 23,3 | 593 | 1,338 | 2174 | 103 | 563 | 4303 | 80 | 1142 | 601 | / | 1743 | 1,33 | 1,2 | 2,5 |
| <i>site 11</i> | 0,82 | 19,68 | 23,6 | 494 | 1,362 | 221 | 9 | 464 | 389 | / | / | / | 221 | 221 | 2,36 | / | 2,5 |

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

| | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|------|--------|------|-----|-------|-----|----|-----|-----|----|------------|------------|-----|-----|------|-------|-----|
| <i>site 12</i> | 1,15 | 27,6 | 21,9 | 113 | 1,233 | 185 | 3 | 83 | 107 | / | / | / | 185 | / | 1,40 | / | 1,5 |
| <i>site 14</i> | 0,47 | 11,28 | 21,9 | 184 | 1,233 | 97 | 2 | 154 | 77 | / | / | / | 97 | / | 1,80 | / | 2 |
| <i>site 15</i> | 2,58 | 61,92 | 21,9 | 169 | 1,233 | 510 | 9 | 139 | 384 | 69 | 125 | 178 | / | 303 | 0,43 | 1,035 | 1,5 |
| <i>site 16</i> | 0,51 | 12,24 | 23,1 | 152 | 1,323 | 89 | 2 | 122 | 67 | / | / | / | 89 | / | 1,53 | / | 1,5 |
| <i>site 17</i> | 4,26 | 102,24 | 24 | 222 | 1,394 | 841 | 21 | 192 | 861 | 80 | 209 | 341 | / | 550 | 0,43 | 1,2 | 1,5 |
| <i>site 18</i> | 0,39 | 9,36 | 21,9 | 169 | 1,233 | 77 | 1 | 139 | 58 | / | / | / | 77 | / | 1,73 | / | 2 |
| <i>site 19</i> | 2,13 | 51,12 | 21,8 | 113 | 1,226 | 344 | 5 | 83 | 198 | / | / | 198 | / | 198 | / | 1,395 | 2 |

Légende du tableau :

Ts : Temps de séjour

SH* : système uniquement à écoulement horizontal

SV* : système uniquement à écoulement vertical

Le seuil de DBO₅ utilisé est de 20mg/l selon les normes internationales d'irrigation des espaces verts.

Porosité est de 0,35

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

IV.2.6 Temps de séjour de la chaîne de traitement

Le temps de séjour de la chaîne de traitement commence à partir du bassin d'accumulation jusqu' à la sortie de bassin filtrant. Revenant au tableau (IV.1) et (IV.3) on peut déterminer le temps global de la chaîne de traitement (Tableau IV.4)

Tableau IV.4 : Temps de séjour de la chaîne de traitement.

| Nom de jardin | Temps de séjour bassin d'accumulation | Temps de séjour fosse toutes eaux | TS bassins filtrants | Temps de séjour de la chaîne de traitement |
|----------------|---------------------------------------|-----------------------------------|----------------------|--|
| | TS BA en heures | TS FTE en heures | TS BF en jour | TS CT en jour |
| <i>site 1</i> | 3 | 12 | 4,5 | 5 |
| <i>site 2</i> | 3 | 24 | 3,5 | 5 |
| <i>site 3</i> | 3 | 24 | 3 | 4 |
| <i>site 4</i> | 3 | 24 | 2,5 | 4 |
| <i>site 5</i> | 3 | 24 | 3 | 4 |
| <i>site 6</i> | 3 | 24 | 2 | 3 |
| <i>site 7</i> | 3 | 24 | 2,5 | 4 |
| <i>site 8</i> | 3 | 24 | 3 | 4 |
| <i>site 9</i> | 3 | 24 | 3 | 4 |
| <i>site 10</i> | 3 | 24 | 2,5 | 4 |
| <i>site 11</i> | 3 | 24 | 2,5 | 4 |
| <i>site 12</i> | 3 | 24 | 1,5 | 3 |
| <i>site 14</i> | 3 | 24 | 2 | 3 |
| <i>site 15</i> | 3 | 24 | 1,5 | 3 |
| <i>site 16</i> | 3 | 24 | 1,5 | 3 |
| <i>site 17</i> | 3 | 24 | 1,5 | 3 |
| <i>site 18</i> | 3 | 24 | 2 | 3 |
| <i>site 19</i> | 3 | 24 | 2 | 3 |

Le tableau IV.4 indique que les temps de séjour pour les différents sites varient de 3 jours à 5 jours. Pour cela l'arrosage commencera après les temps de séjour de chaque chaîne de traitement. Les sites (1 et 2) démarrent l'arrosage à partir du sixième jour, par contre les sites (3, 4, 5, 7, 8, 9, 10, et 11) commenceront du cinquième jour de la semaine. Le reste des sites débutera du quatrième jour.

IV.2.7 Dimensionnement des canalisations

IV.2.7.1 Canalisations du regard de prélèvement vers le bassin d'accumulation

IV.2.7.1.1 Dimensionnement des canalisations par la méthode MMR

Nous nous appuyons sur la méthode MMR pour le calcul des diamètres de conduites. En se basant sur les travaux de (Achour, 2013). L'auteur a proposé plusieurs formules pour les dimensions des tuyaux d'assainissement (écoulement à surface libre). Les étapes de calcul de D sont alors les suivantes:

- i. Connaissant les valeurs du taux de remplissage η , on peut déterminer la valeur des fonctions σ (η) et φ (η) respectivement en utilisant les relations (IV.6) et (IV.7).
- ii La relation (IV.8) permet de calculer \bar{D} en saisissant les valeurs connues de σ (η) , φ (η),
- iii. Le nombre de Reynolds \bar{R}_p est alors déduit de la relation (IV.9).
- iv. En suite le diamètre recherché de la conduite est calculée par la relation (IV.10)

$$\sigma(\eta) = \cos^{-1} 5(1-2\eta) \tag{IV.6}$$

$$\varphi(\eta) = 1 - \frac{2(1-2\eta)\sqrt{\eta(1-\eta)}}{\cos^{-1}(1-2\eta)} \tag{IV.7}$$

$$\bar{D} = \left[\sqrt{2}\sigma(\eta) \right]^{-0.4} \left[\varphi(\eta) \right]^{-0.6} \left(\frac{Q}{\sqrt{gi}} \right) \tag{IV.8}$$

$$\bar{R}_p = 4\sqrt{2} \frac{\sqrt{gi\bar{D}^3}}{\nu} \tag{IV.9}$$

$$D = 1.35\bar{D} \left[-\log \left(\frac{\varepsilon / \bar{D}}{4.75\varphi(\eta)} + \frac{8.5}{R_p [\varphi(\eta)]^{3/2}} \right) \right]^{-0.4} \tag{IV.10}$$

En connaissant le débit, la pente, la rugosité du tuyau et le taux de remplissage, on peut calculer le diamètre du tuyau par les formules citées ci-dessus. Les résultats trouvés sont indiqués dans l'Annexe 1 ($\eta=0.7$, $\varepsilon= 10^{-3}$, $\nu=10^{-6}$ m²/s).

IV.2.7.2 Dimensionnement des canalisations des bassins filtrants

IV.2.7.2.1 Système d'alimentation et d'évacuation pour FH et FV

La figure (IV.3) représente une coupe transversale d'un filtre à écoulement horizontal, les conduites en bleu : conduite d'alimentation, conduite d'évacuation, qui sont concernées par le dimensionnement (Tableau IV.5 et Tableau IV.6). Sur une longueur de 1 m, on pose des pierres qui varient (32 à 128 mm) en amont de filtre et en aval. Ensuite on propose de remplir le reste du filtre par un gravier roulé de (8 à 16 mm) de diamètre (couche d'implantation des végétaux). Un système de contrôle du niveau est installé en aval du filtre pour assurer que l'eau est répartie dans la totalité de la couche du filtre. La profondeur du filtre choisi est de 0.6m (EPA 1993, et APAT 2005).

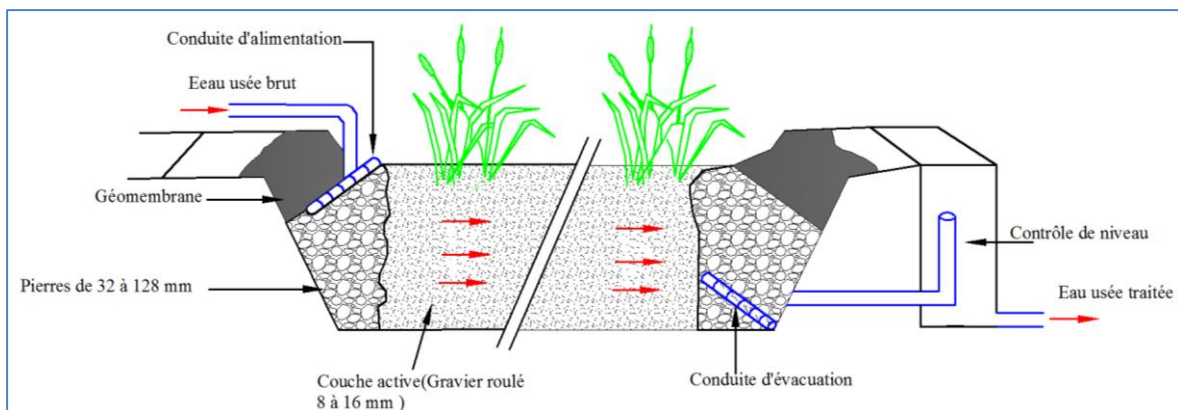


Figure IV.3. Filtre à écoulement horizontal (schématisé par Autocad).

Pour les filtres à écoulement vertical, un schéma ci-dessous représente les systèmes d'alimentation et d'évacuation. Les dimensions de ces conduites, représentées en bleu Figure (IV.3 et IV.4), sont indiquées au Tableau (IV.5) et Tableau (IV.6).

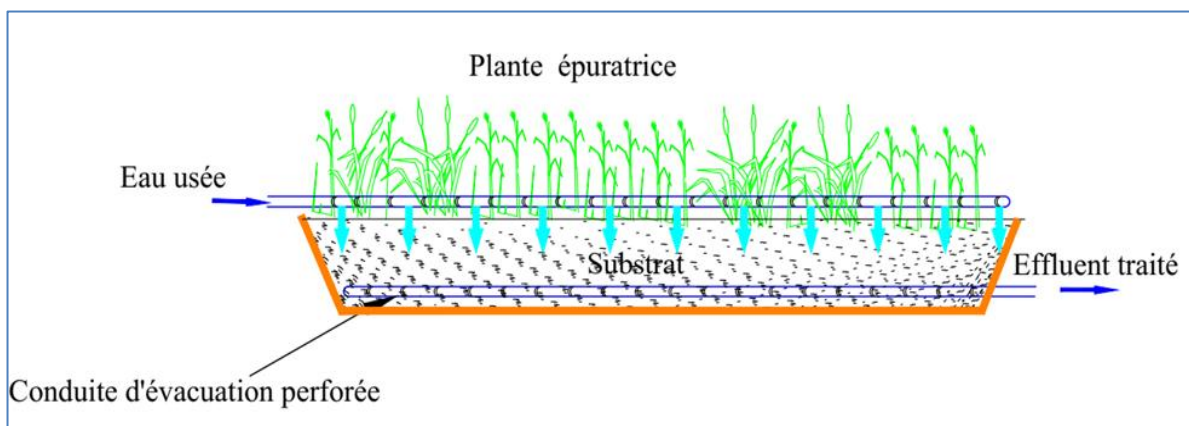


Figure IV.4. Filtre à écoulement vertical (schématisé par Autocad).

Nous avons choisi une profondeur de 0.9 m pour les filtres verticaux, et du gravier roulé (8 à 16 mm). Pour les deux types de filtres, nous choisissons les plantes Phragmite Communis ou Phragmites Australis. Leur particularité de tissu va permettre de fournir l'oxygène de la partie supérieure vers les rhizomes et les racines, en permettant de développer la plante dans les bassins

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

saturés en eau. La densité de plantes choisies dans un filtre est de 4 à 6 par mètre carré d'après l'EPA (1993). En effet des travaux ont été réalisés dans notre zone aride notamment les travaux de (Benameur ,2018) qui ont testé plusieurs types de plantes tels que le typha, les phragmites australis, carex,.....). Il s'avère que les meilleures performances sont celle du phragmites australis et le typha latifoli.

Tableau IV.5 : Dimensionnement des canalisations des bassins filtrants.

| | FILTRE HORIZONATAL | | | | | FILTRE VERTICAL | | | | | | | |
|-----------|--------------------|-----------------|-------|----|-----|--------------------|-------------------|-------|-------|-----|------|----|-------------------|
| | Q en m3/s | Nombre d'issues | FC | NC | L | Nombre d'issues PR | Nombre d'issues R | FC PR | FC R | NPR | L PR | NR | longueur de rampe |
| site 1/10 | 0,0009 | 20 | 0,376 | 80 | 10 | 4 | 18 | 0,486 | 0,379 | 20 | 9 | 90 | 9 |
| site 2 | 0,0004 | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| site 3/2 | 0,0011 | 8 | 0,415 | 10 | 4 | 4 | 38 | 0,486 | 0,365 | 5 | 4 | 20 | 19 |
| site 4 | 0,0003 | 16 | 0,382 | 2 | 8 | * | * | * | * | * | * | * | * |
| site 5 | 0,0011 | 19 | 0,377 | 2 | 9,5 | 4 | 56 | 0,486 | 0,358 | 3 | 5 | 12 | 28 |
| site 6 | 0,0006 | 20 | 0,376 | 2 | 10 | 6 | 7 | 0,457 | 0,425 | 3 | 5 | 18 | 3,5 |
| site 7 | 0,0004 | 17 | 0,380 | 2 | 8,5 | 4 | 12 | 0,486 | 0,394 | 2 | 6,5 | 8 | 6 |
| site 8 | 0,0003 | 13 | 0,391 | 2 | 6,5 | * | * | * | * | * | * | * | * |
| site 9 | 0,0012 | 32 | 0,368 | 2 | 16 | 9 | 36 | 0,409 | 0,365 | 2 | 20 | 12 | 18 |
| site 10 | 0,0021 | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| site 11 | 0,0002 | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| site 12 | 0,0003 | 48 | 0,361 | 2 | 24 | | 0 | | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| site 14 | 0,0001 | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| site 15 | 0,0007 | 30 | 0,368 | 2 | 15 | 3 | 30 | 0,535 | 0,368 | 2 | 4 | 6 | 15 |
| site 16 | 0,0001 | 16 | 0,382 | 2 | 8 | 3 | 0 | | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| site 17 | 0,0012 | 15 | 0,384 | 2 | 7,5 | 4 | 39 | 0,486 | 0,364 | 2 | 6,5 | 8 | 19,5 |
| site 18 | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| site 19 | 0,0006 | 16 | 0,382 | 2 | 8 | * | * | * | * | * | * | * | * |

Tableau IV.6: Dimensionnement des canalisations des bassins filtrants (suite du tableau précédent)..

| FILTRE HORIZONATAL | | | | FILTRE VERTICAL | | | | | | | |
|--------------------|--------------|--------|--------------|-------------------|--------------|------------|-------------|-----------|----------|--------------|--------------|
| Dcal en m | DN(m) | Hr cal | V m/s | Dcalcul en m de R | DN R | Dca PR (m) | DN PR | Hr cal pr | Hr cal R | V m/s R | V m/s PR |
| 0,0244 | 0,04 | 0,054 | 0,707 | 0,0078 | 0,02 | 0,0251 | 0,04 | 0,062 | 1,42 | 2,826 | 0,707 |
| * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| 0,0226 | 0,04 | 0,037 | 0,900 | 0,0155 | 0,025 | 0,0233 | 0,05 | 0,015 | 1,53 | 2,304 | 0,576 |
| 0,0162 | 0,025 | 0,073 | 0,696 | * | * | * | * | * | * | * | * |
| 0,0258 | 0,04 | 0,071 | 0,843 | 0,0150 | 0,025 | 0,0238 | 0,05 | 0,016 | 1,95 | 2,157 | 0,539 |
| 0,0204 | 0,032 | 0,067 | 0,695 | 0,0079 | 0,016 | 0,0184 | 0,04 | 0,014 | 0,78 | 2,778 | 0,445 |
| 0,0182 | 0,032 | 0,038 | 0,556 | 0,0075 | 0,016 | 0,0181 | 0,04 | 0,013 | 0,82 | 2,225 | 0,356 |
| 0,0145 | 0,025 | 0,042 | 0,566 | * | * | * | * | * | * | * | * |
| 0,0299 | 0,04 | 0,144 | 0,947 | 0,0073 | 0,02 | 0,0319 | 0,05 | 0,068 | 4,71 | 3,786 | 0,606 |
| * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| 0,0196 | 0,025 | 0,184 | 0,651 | | | | | | | | |
| * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| 0,0243 | 0,032 | 0,157 | 0,892 | 0,0124 | 0,02 | 0,0200 | 0,04 | 0,021 | 1,55 | 2,282 | 0,571 |
| 0,0116 | 0,016 | 0,126 | 0,705 | | | | | | | | |
| 0,0257 | 0,04 | 0,070 | 0,942 | 0,0136 | 0,02 | 0,0262 | 0,05 | 0,026 | 5,05 | 3,769 | 0,603 |
| * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * | * |
| 0,0200 | 0,032 | 0,061 | 0,736 | * | * | * | * | * | * | * | * |

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

Les résultats trouvés dans les deux tableaux IV.5 et IV.6 ont été basés sur le schéma de la figure (IV.5)

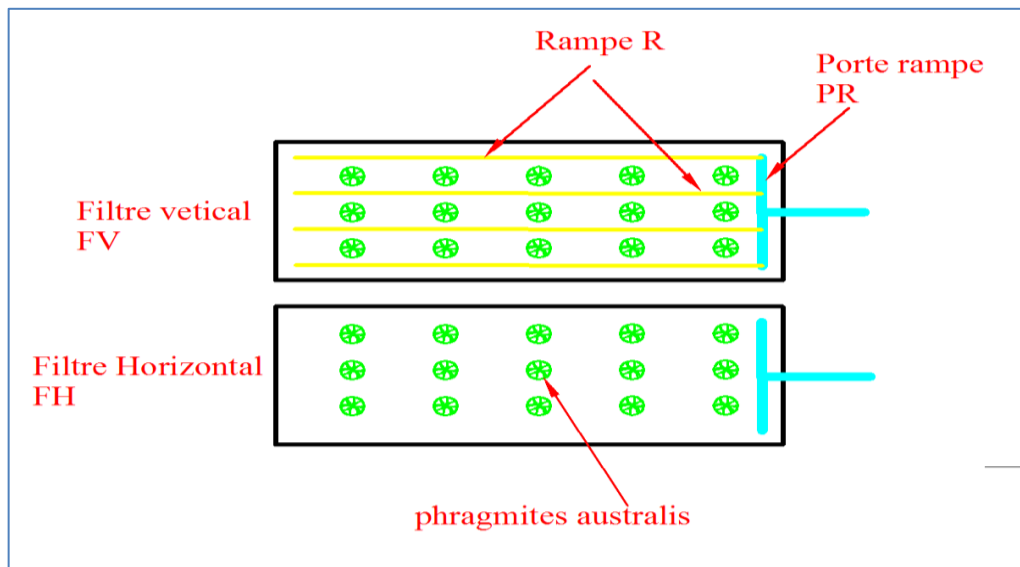


Figure IV.6. Système de canalisation dans les bassins filtrants.

IV.3 Dimensionnement des systèmes d'irrigation

Dans notre étude nous avons proposé des systèmes d'irrigation en goutte à goutte pour différents sites d'études. Les réseaux comportent des conduites principales, de porte rampes et des rampes (voir les schémas d'installation ci-dessous). Rappelons qu'on utilise les mêmes formules citées dans le chapitre III de la première partie pour le calcul des diamètres.

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\% \quad (\text{IV.11})$$

Pour un distributeur localisé, la loi du débit pression est :

$$q = kH^x$$

(IV.12)

K et x peuvent être donnés par le constructeur $x=0.5$

$$\frac{\Delta q}{q(g)} = x \times \frac{\Delta H}{H_n}$$

(IV.13)

q (g): débit nominal du goutteur

H_n: pression nominal de 10 mce, ΔH (max)=2 mce

La valeur des pertes de charge singulière est estimée à 10% de la variation maximale de pression

P_{dc} (sing)=0.2 mce, P_{dc} (linéaire)=1.8 mce.

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

La répartition de la perte de charge est:1/3 sur la porte rampe soit 0,6mce.2/3 sur les rampes soit 1,2 mce. Les calculs des pertes de charges s'effectues par la formule (IV.14) de Hazen-William pour les conduites de rampe et porte rampes toute en affectant un coefficient de réduction F_c , fonction du nombre de d'issues. Christiansen a établi un tableau donnant les valeurs de F_c pour un nombre du goutteurs variant de 20 à 1000.

$$J = \left[\frac{3.592}{CH} \right]^{1.852} \times \left(\frac{L}{D^{4.87}} \right) \times Q^{1.852} \times F_c \quad (IV.14)$$

J : pertes de charge linéaire en m ;

CH : coefficient Hazen-William ;

L: longueur de rampe;

Q : débit volumique en m^3/s

F_c : coefficient de réduction (coefficient de Christiansen) donné en **annexe 2**.

Les résultats trouvés ont été mentionnées dans **l'annexe 3**.

Notons que le dimensionnement des conduites d'alimentation et d'évacuation pour les filtres à écoulement horizontal et vertical suit les mêmes procédures de calcul de réseaux goutte à goutte, en raison des conduites perforées existantes dans les bassins filtrants figure (IV.3), figure (IV.4) et figure IV.5. Ensuite considérant que les surfaces des espaces verts dans toute la ville ayant des terrains plats.

IV.4 Schéma de l'installation de phytoépuration pour différents sites

IV.4.1 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 1

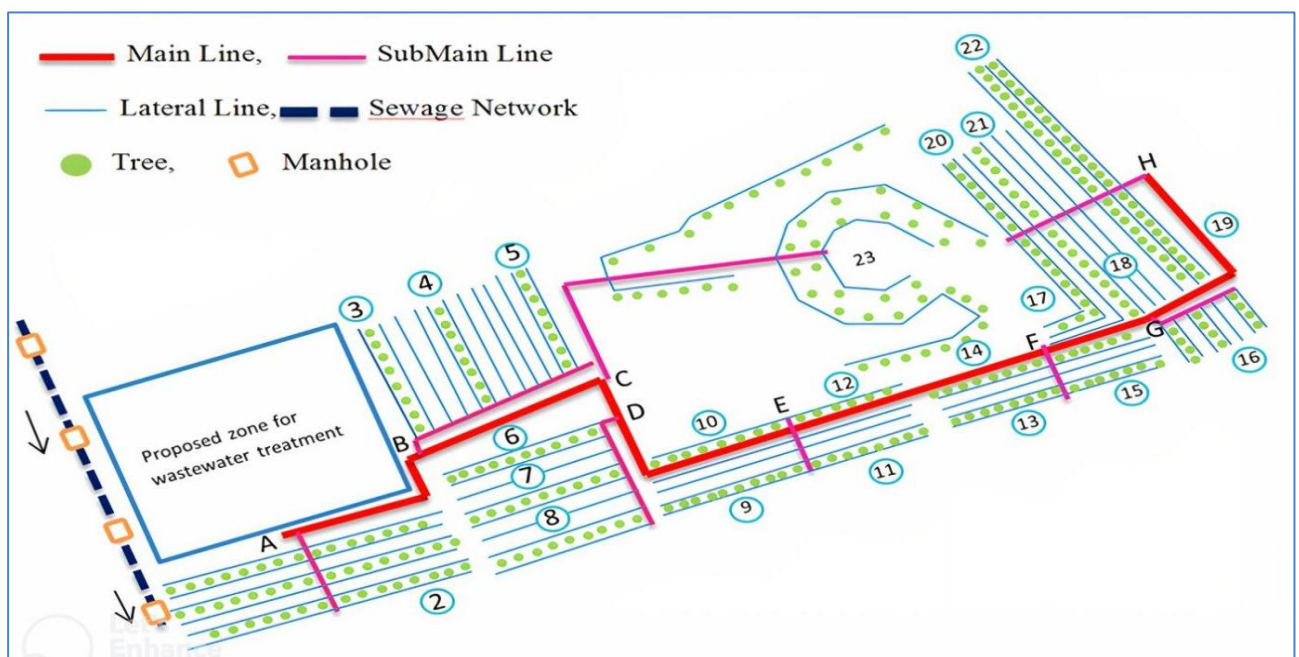


Figure IV.6. Réseau de goutte à goutte du site 1.

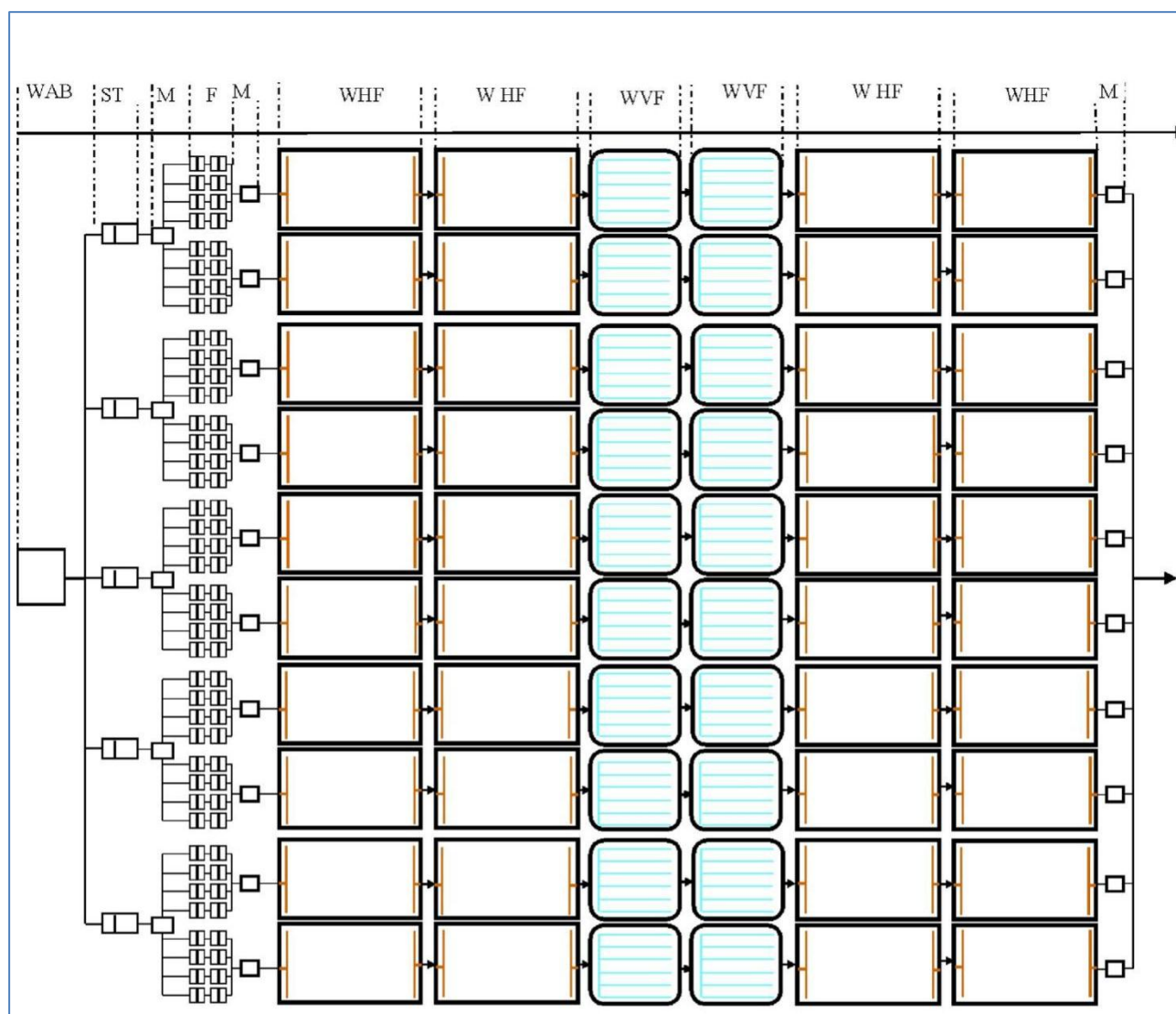
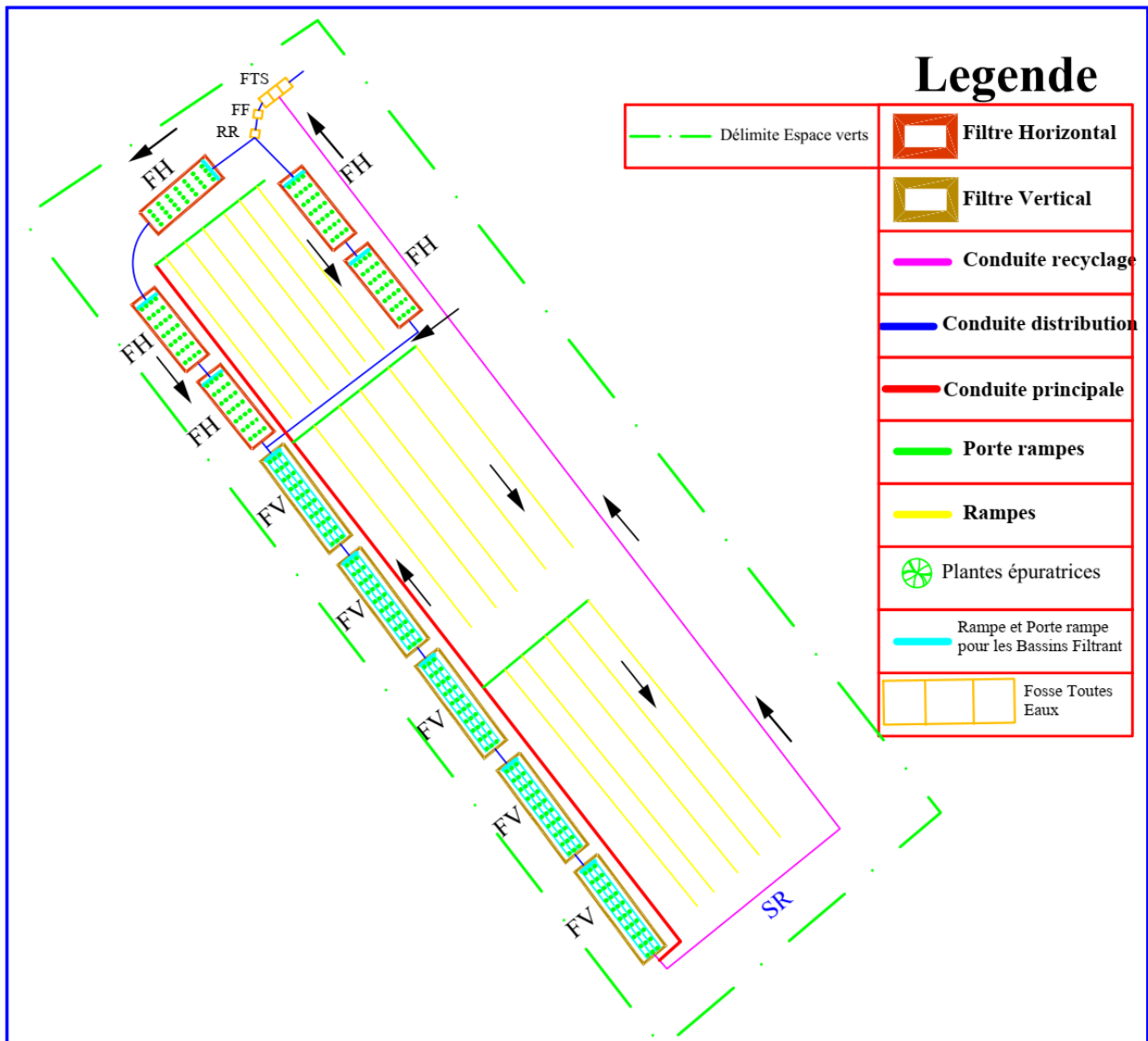


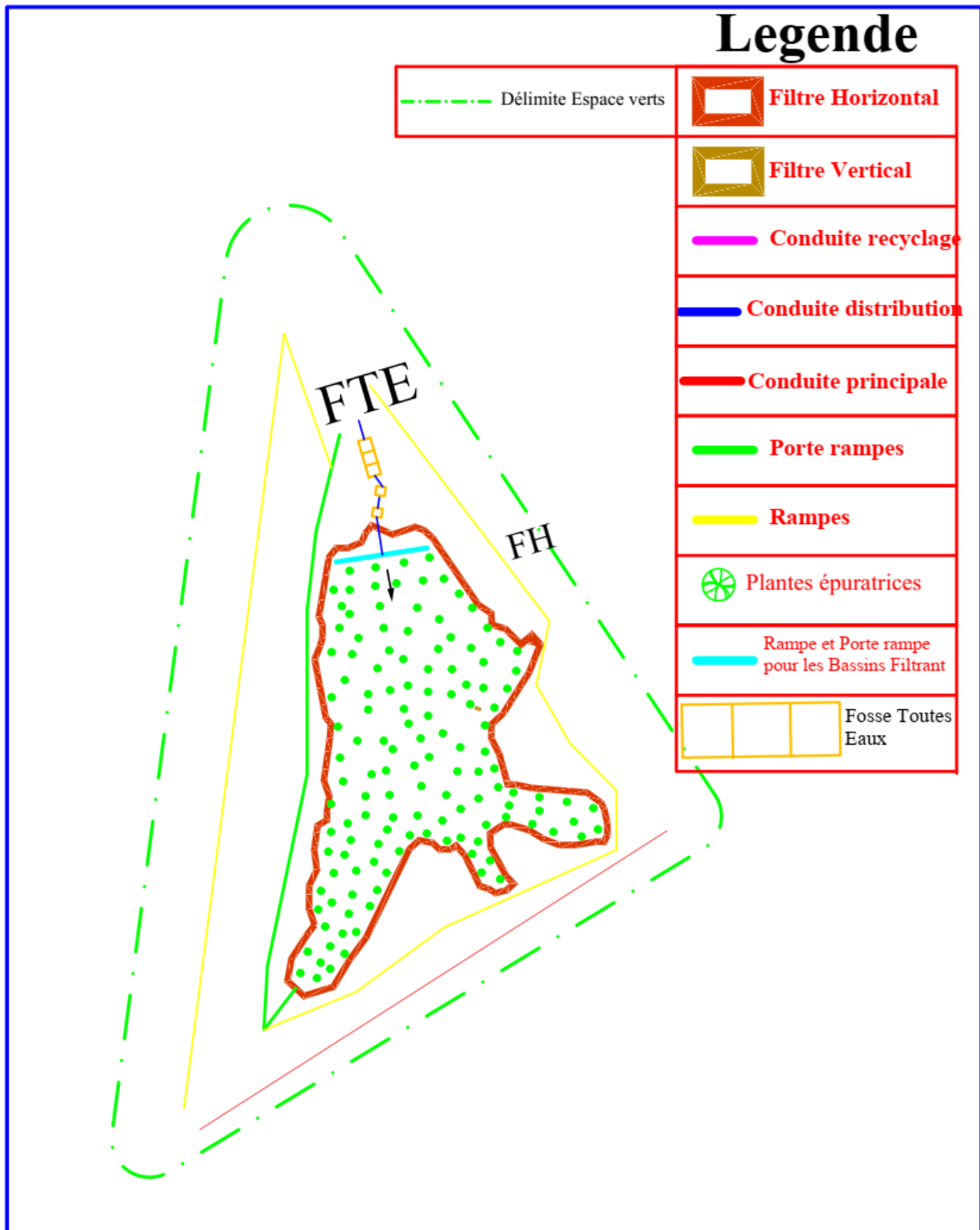
Figure IV.7. Station de traitement par les plantes (SH-SV-SH).

Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

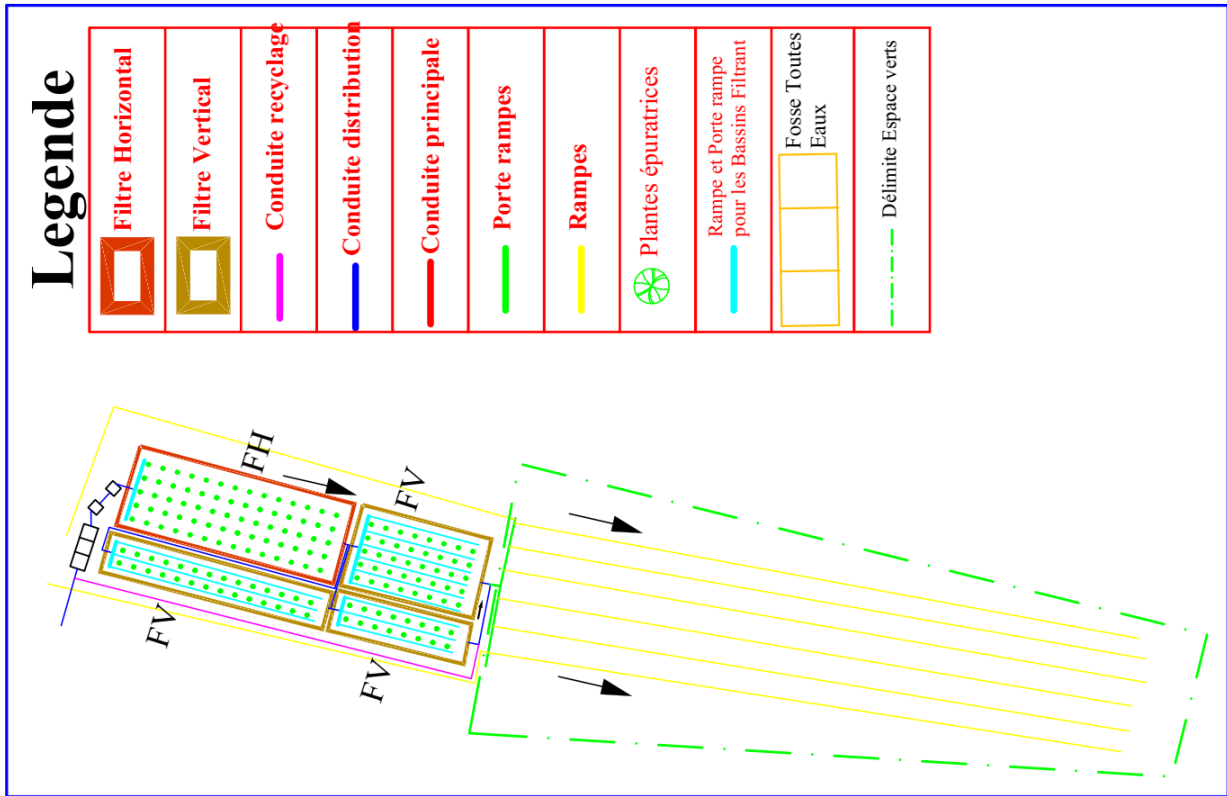
IV.4.2 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 3



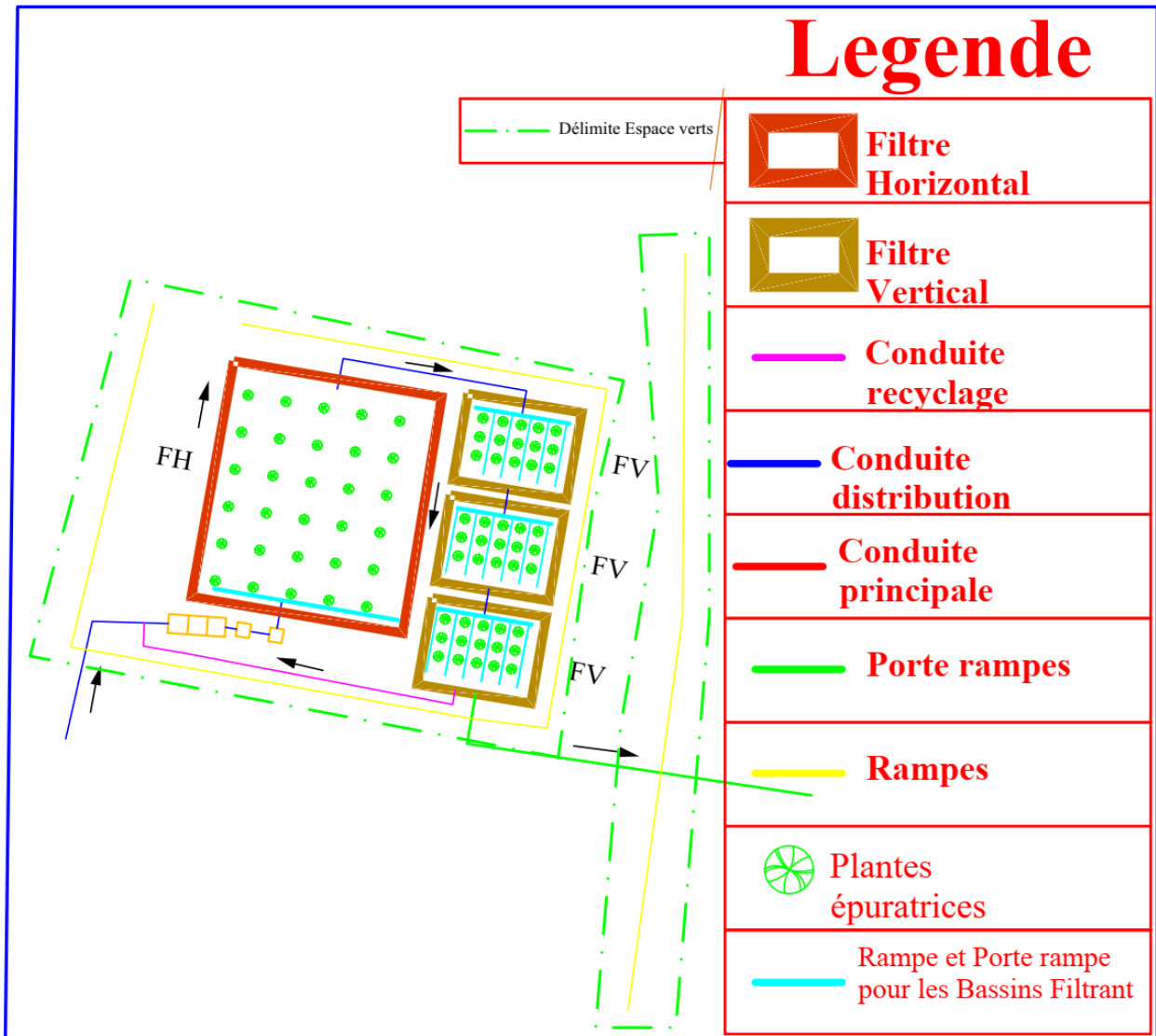
IV.4 3 Schéma de la station phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 4



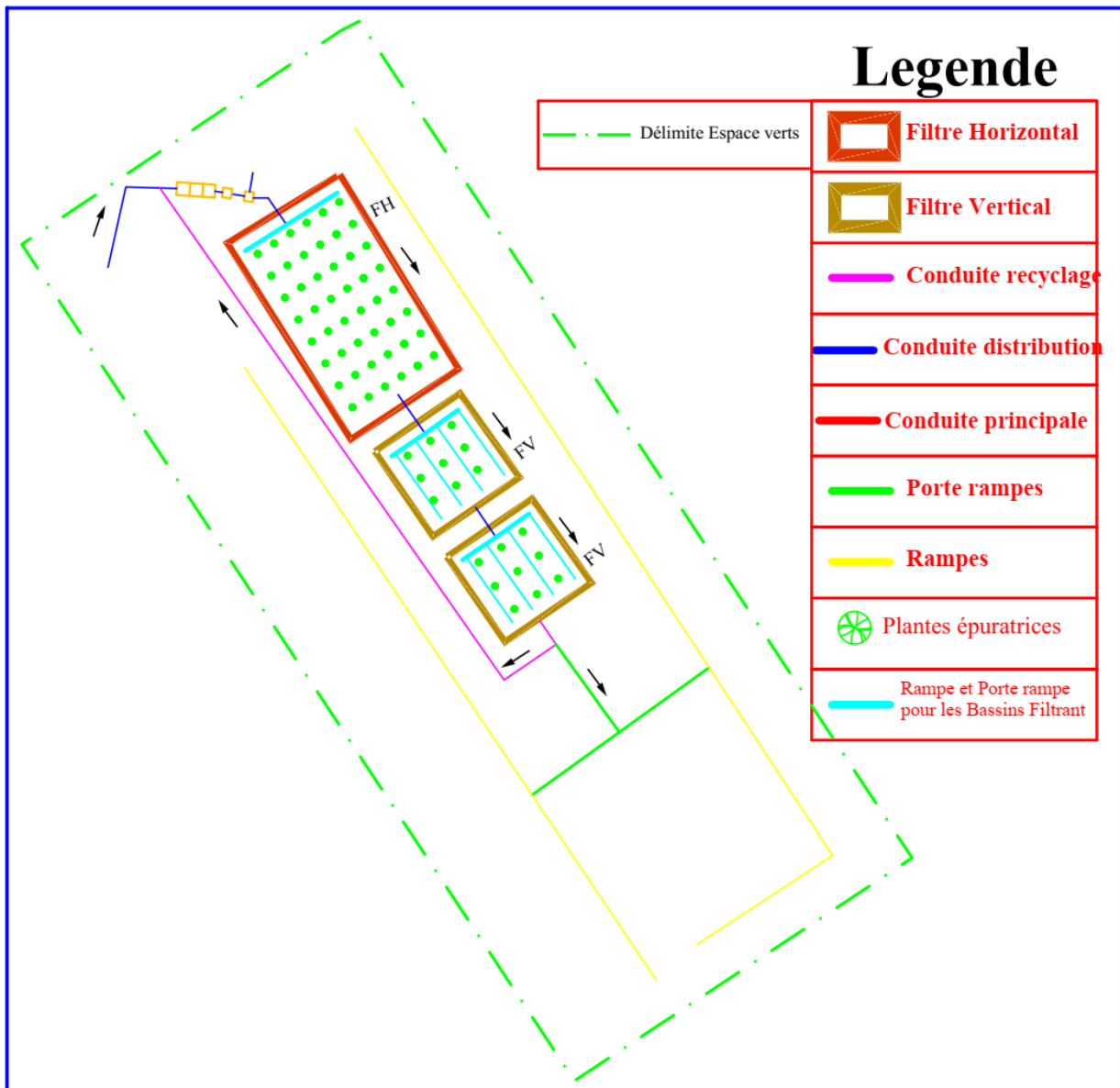
IV.4 4 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 5



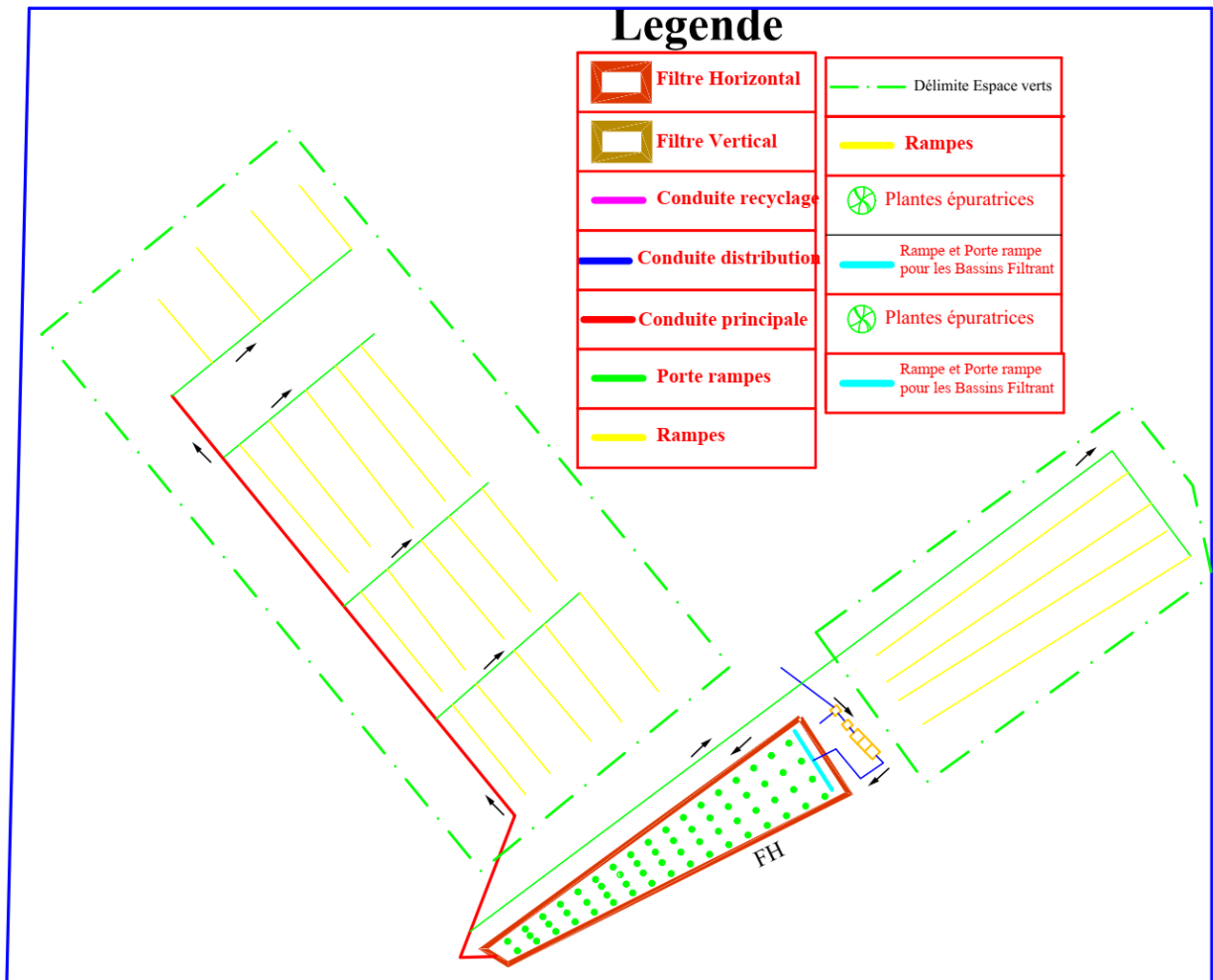
IV.4.5 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 6



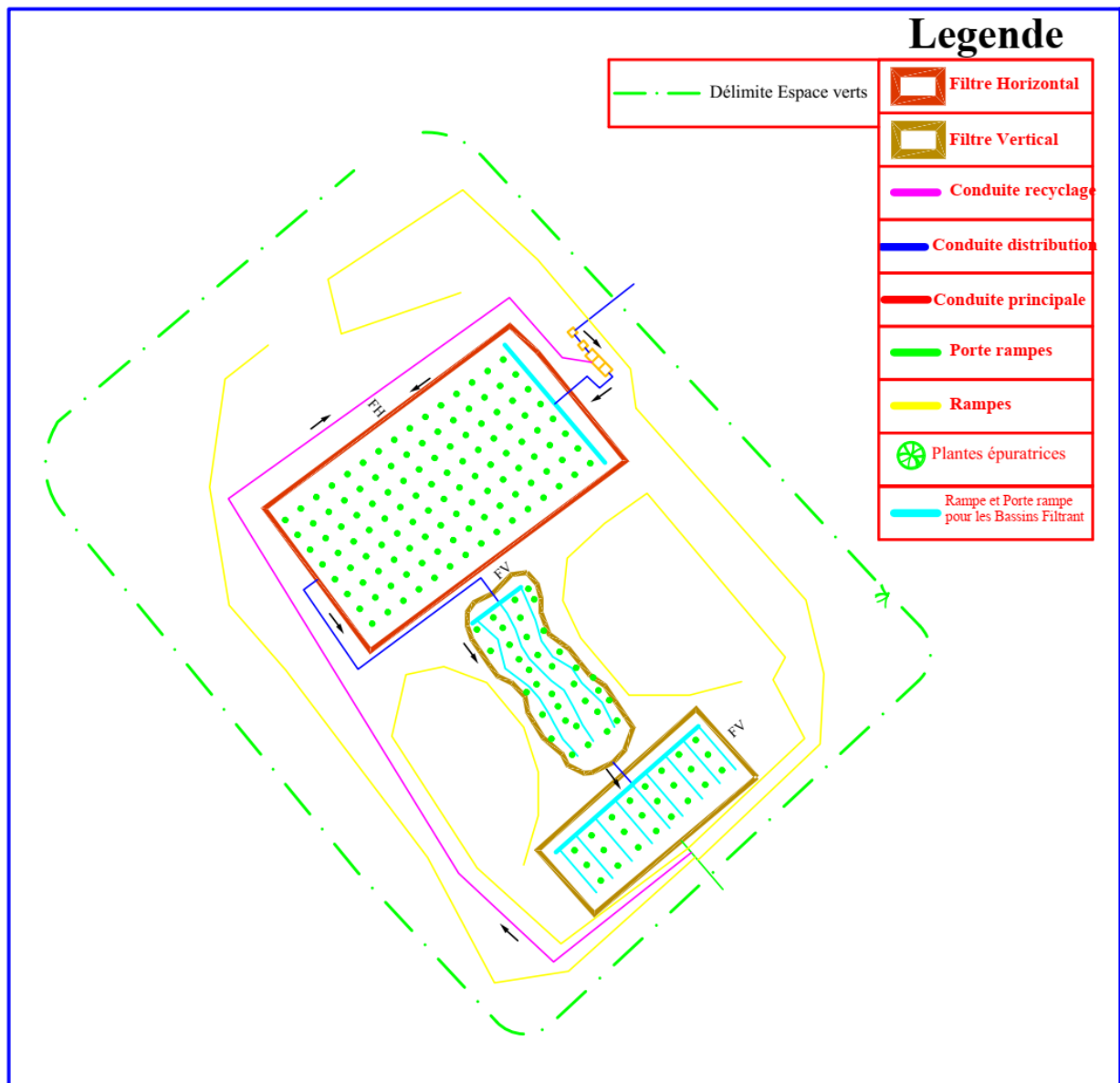
IV.4.6 Schéma de la station phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site7



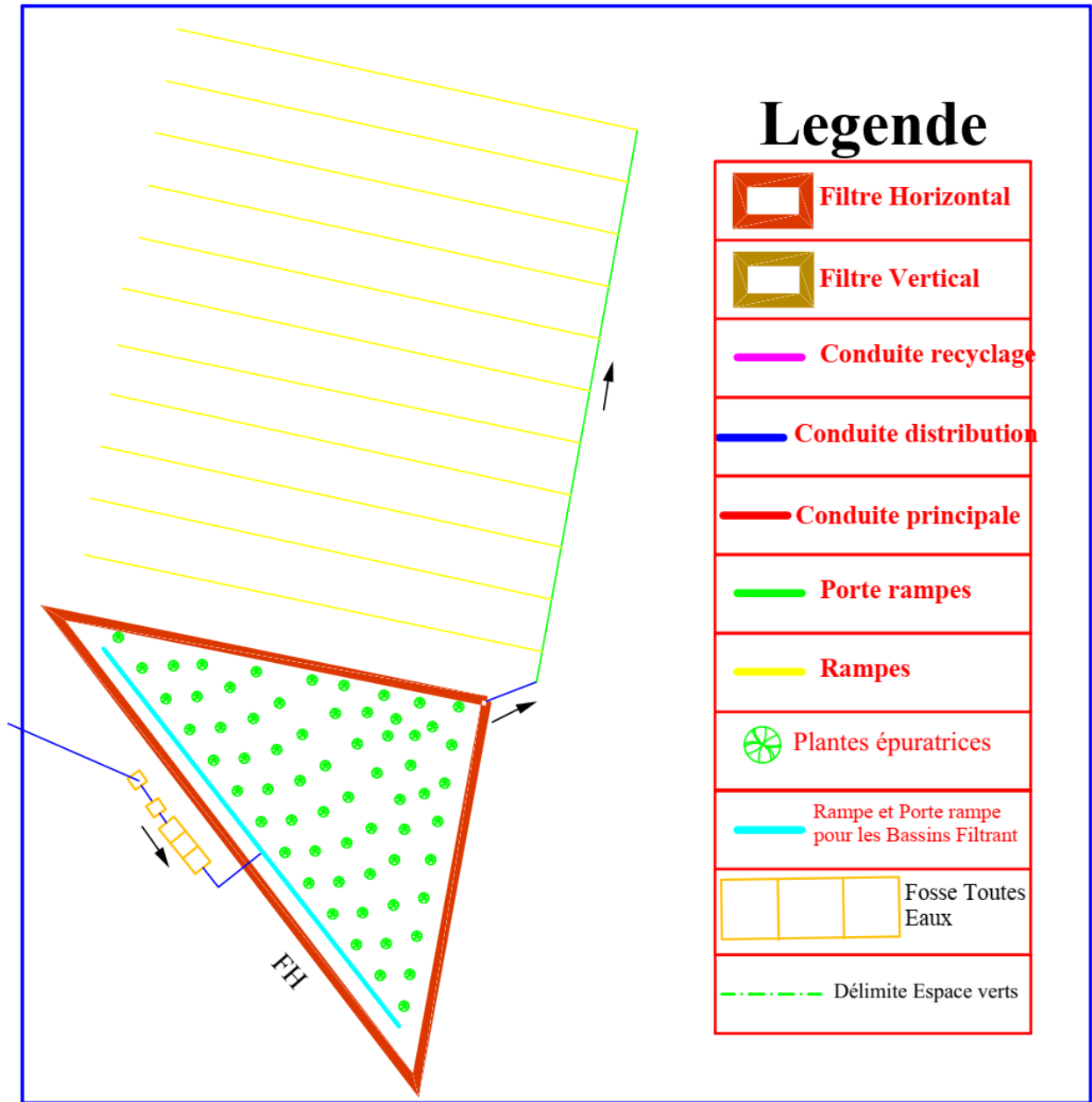
IV.4.7 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 8



IV.4.8 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 9

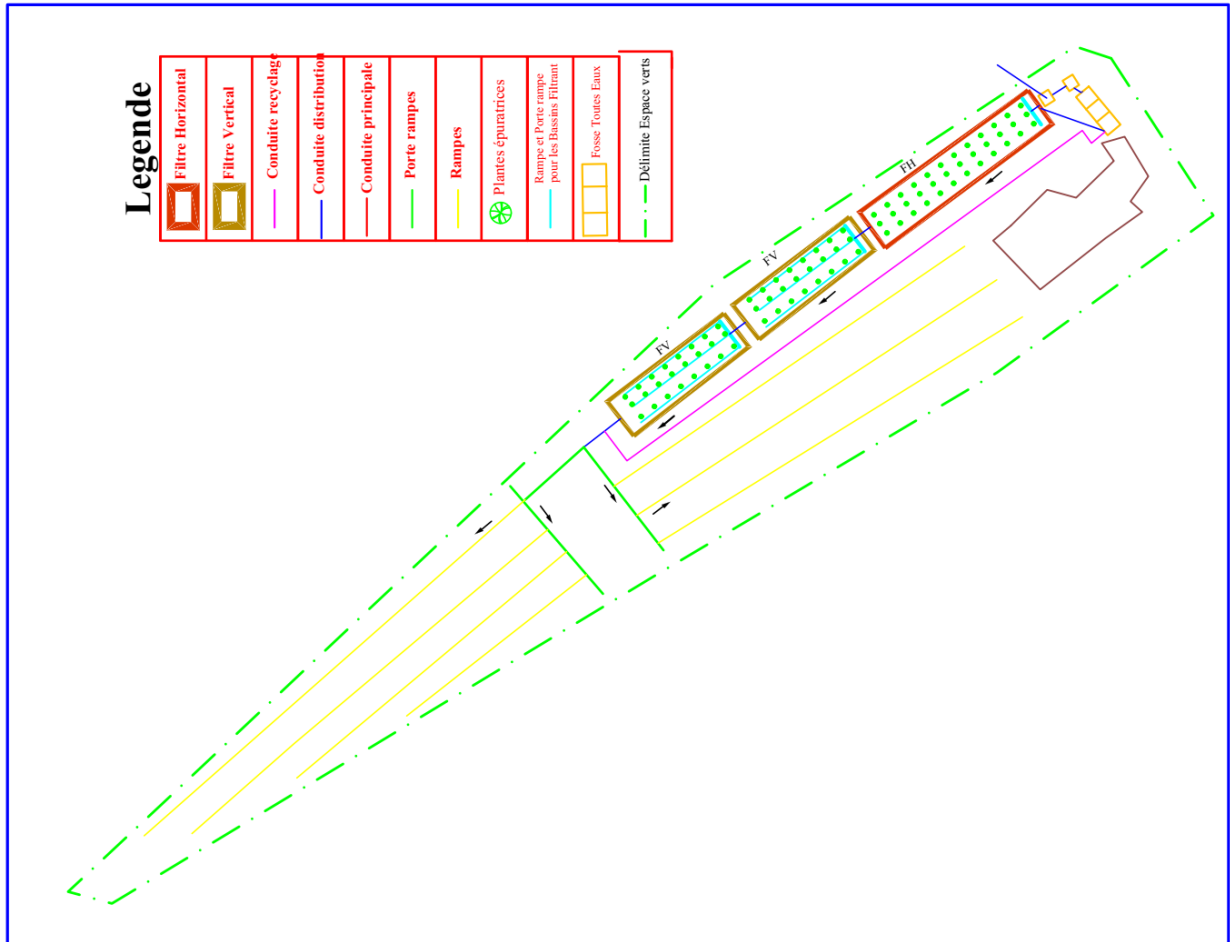


IV.4.9 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site12

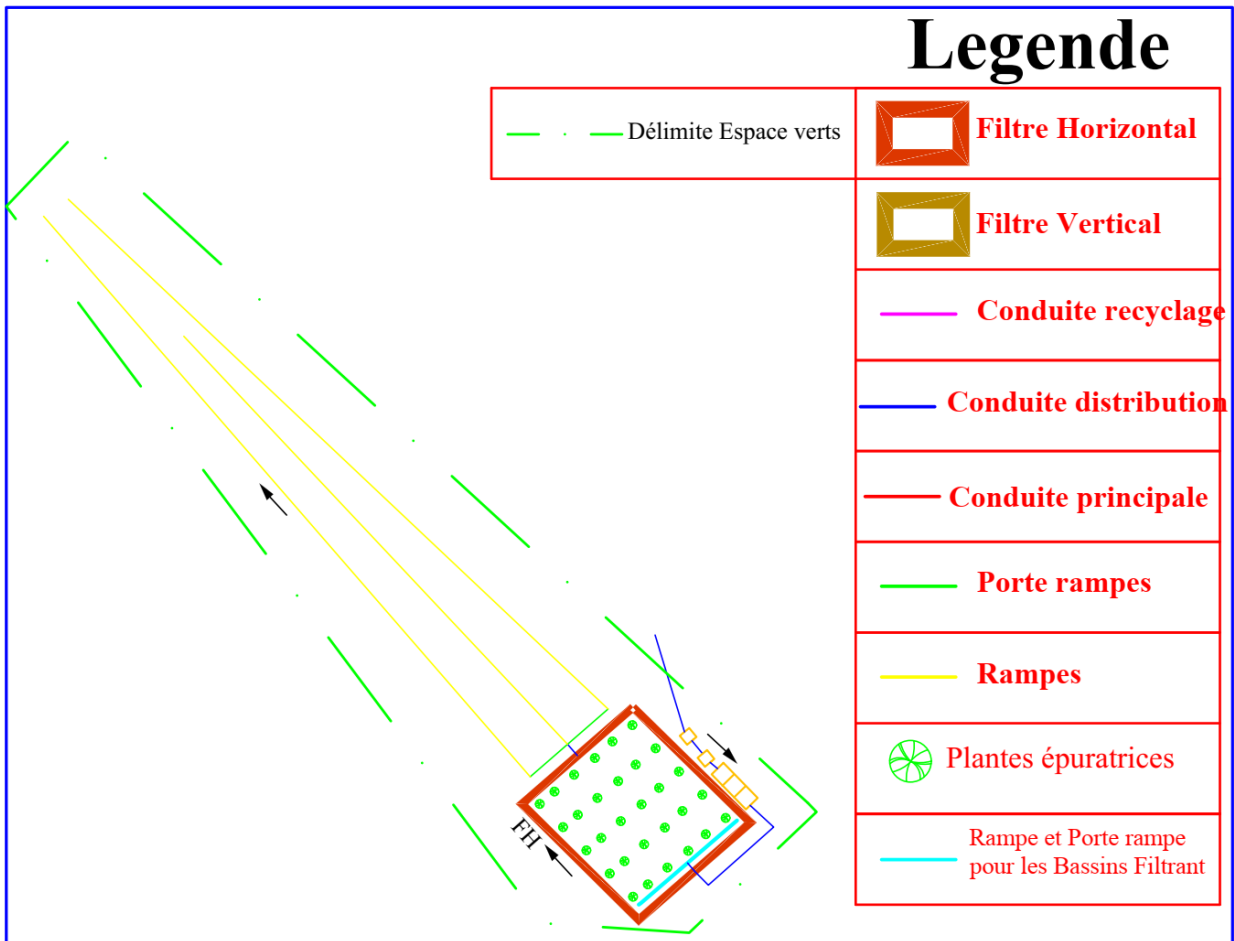


Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

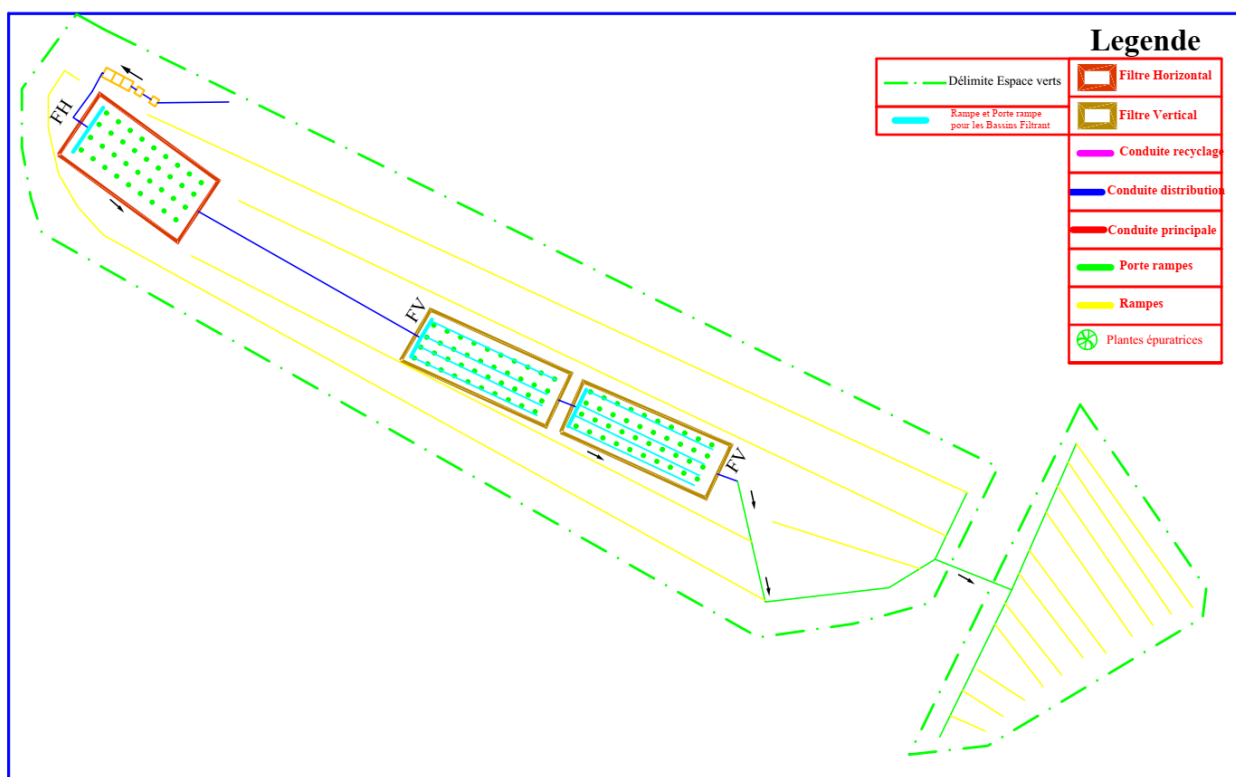
IV.4.10 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 15



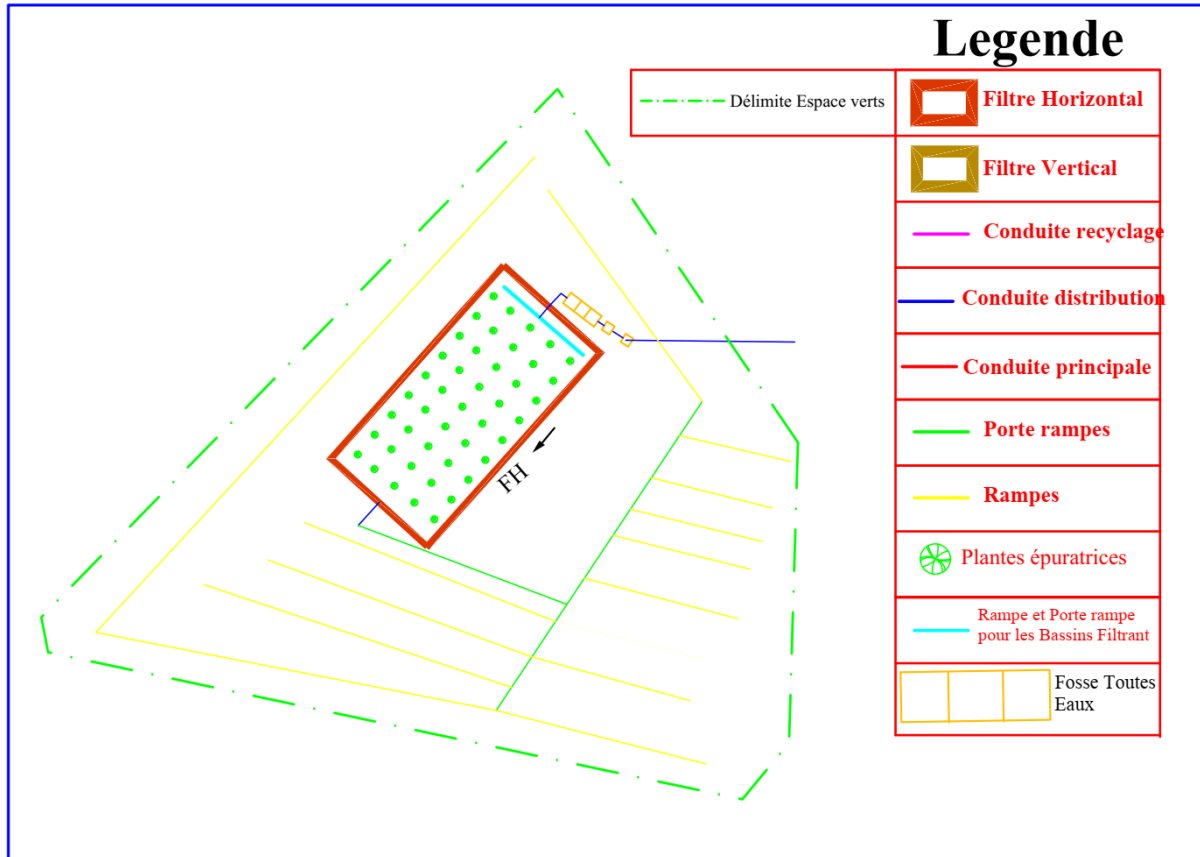
IV.4.11 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 16



IV.4.12 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 17



IV.4.13 Schéma de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour le site 18



Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

IV.4 4 Schéma d'ensemble de la station de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte pour les différents sites d'études.



Chapitre IV : Dimensionnement des stations de phytoépuration et système d'irrigation

IV.5 Conclusion

Afin d'éviter les problèmes d'irrigation des espace verts par les citernes de la commune, l'étude de l'intégration de phytoépuration dans le paysage a été proposée pour la réutilisation en irrigation. En suite l'eau traitée est acheminée vers un réseau de goutte à goutte bien dimensionné. En effet la diversité des paramètres tels que : la surface disponible à l'implantations de bassin filtrant, paramètre de pollution, le débit, permettent de donner différentes configurations du système de traitement pour les différents sites d'études. Ce chapitre a eu pour objectif de déterminer les dimensions de chaque ouvrage de la chaîne de traitement et de distribution (bassin accumulation prétraitement - bassin filtrant - réseau de goutte à goutte).

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

La phytoépuration signifie l'épuration des eaux usées en présence des plantes. Elle se caractérise par le fait que l'eau s'écoule lentement et dans des conditions contrôlées dans le bassin filtrant pour favoriser le traitement naturel qui se produit par des processus d'aération, de sédimentation, d'absorption et de métabolisme par les micro-organismes et la flore. Les systèmes de traitement par plantes sont utilisés pour purifier l'eau avec différentes propriétés et différentes sources. Généralement, la phytoépuration ils occupent une surface relativement importante par rapport aux méthodes traditionnelles, mais nécessitent moins d'énergie et de technologie. Les systèmes de purification par les plantes sont uniques ou disposés en séries. Une série de lits de gravier s'écoulant horizontalement contenant de la végétation avec un écoulement en continu ou mixte (par exemple, un lit de gravier s'écoulant horizontalement suivi d'un lit s'écoulant verticalement).

La phytoépuration où les zones humides peuvent être appliquées pour traiter la plupart des polluants présents dans les eaux. Ces zones humides de traitement sont devenues populaires en raison à la fois d'une image «verte» et des faibles coûts d'exploitation. Elles ont été largement appliquées non seulement aux eaux usées domestiques, mais aussi aux eaux pluviales, aux eaux agricoles et aux sources industrielles. Quelle que soit la conception, la zone humide doit suivre un processus de décantation pour éviter le colmatage des bassins. Les plantes ont un impact avéré sur le traitement, car elles fournissent des surfaces pour la fixation microbienne. La phytoépuration présentent une efficacité d'élimination élevée des matières organiques et des solides en suspension, tandis que l'élimination de l'azote dépend du type de CW.

En effet, à travers les quatre premiers chapitres de la première partie , nous avons présenté une revue de la littérature, concernant les techniques d'épuration d'une manière générale et la phytoépuration en particulier. Les différents systèmes d'irrigation et les méthodes d'estimation des besoins en eau des plantes ont été également détaillés. Il ressort, que les systèmes les plus connus sont classifiés en trois catégories : le système à écoulement horizontal, le système à écoulement vertical et le système hybride. Sur la base des trois systèmes, nous avons détaillé, les mécanismes d'élimination des éléments polluants et les critères de dimensionnement.

Par ailleurs, les quatre chapitres de la deuxième partie ont été entièrement consacrés à l'étude climatologique de la ville de Ouled Djellal , le réseau d'assainissement et la qualité des eaux usées brutes, le calcul des besoins en eau, le dimensionnement des stations de phytoépuration et du réseau de goutte à goutte.

CONCLUSION GENERALE

Pour cela, dans notre recherche, nous avons présenté une étude visant à l'exploitation des eaux usées de la ville, où nous avons proposé des stations d'épuration des eaux usées pour l'arrosage des espaces verts. Notre étude a montré que la plupart des espaces verts de la ville d'Ouled Djellal souffrent d'une grave pénurie d'eau. Notre idée est basée sur le processus d'incorporation de ces stations naturelles dans les espaces verts. L'intégration des unités de traitement par les plantes (CW) dans l'environnement urbain a été étudiée, et la réutilisation de l'eau traitée pour l'irrigation des espaces verts de la ville. Le système de traitement a été basé sur la caractéristique physico chimique des eaux usées brutes et la surface disponible dans les jardins étudiés, ainsi que le besoin en eau des plantes.

Nous avons trouvé que la majorité des paramètres étudiés, notamment les paramètres de pollution organique DBO_5 , DCO, MES dépassent les normes nationales et internationales. La variation significative de DBO_5 d'un site à l'autre liée principalement au taux de dilution des matières organiques existantes dans les regards lors de prélèvements. Les résultats du rapport DCO/ DBO_5 indiquent que les eaux usées sont d'origine domestique et facilement biodégradable. Le besoin en eau des plantes a été calculé sur la base des données climatologique de la ville, la valeur maximale trouvée de l'évapotranspiration de référence enregistrée au mois de juin est de 10.65 mm/jour. Les débits calculés variants de 0,14 l/s à 8,87 l/s pour les différents sites d'étude.

Après avoir calculées les dimensions des stations d'épuration par les plantes, nous avons constaté que la majorité des bassins filtrants sont susceptibles d'être intégrés dans le paysage de la ville, à l'exception des sites suivants 2, 10, 11, 14, et 18 en raison du manque d'espace suffisant pour les bassins filtrants. Le choix du système d'écoulement pour les dimensions des bassins filtrants dépend principalement de la surface disponible pour implanter la station macrophyte et des performances associées au type de système. Pour cela, nous avons adopté plusieurs systèmes, le premier et celui d'un filtre uniquement à écoulement horizontal et le deuxième qui est le système seulement à écoulement vertical, et le troisième et celui du système hybride. Ensuite, nous avons obtenu des systèmes différents et variés dans les sites d'étude. Le calcul a également montré un écart entre les sites d'étude au niveau de la superficie des bassins filtrants, Elle varie de 77 m² à 11406 m². Cette variation due principalement à la variation des débits et des paramètres de pollution (DBO_5). Nous avons proposé des systèmes hybrides qui commencent par des bassins filtrants à écoulement horizontal suivis par des bassins à écoulement vertical, et les sites concernés par ce modèle sont (site 2, site 3, site 4, site 5, site 6, site 7, site 9, site 10, site 15, et site 17). Les systèmes hybrides proposés de type HF-HV doivent être recyclés vers la fosse toutes eaux et puis vers le premier stade de filtre horizontal. En particulier, le site 1 est de type HF-HV-HF, ce modèle

CONCLUSION GENERALE

a été dimensionné afin d'éviter le système de recyclage cité ci-dessus. Les autres sites ne disposent que d'un système de bassins à écoulement horizontal (site 4, site 7, site 11, site 12, site 14, site 16, et site 18). Les temps séjour qui ont été calculés, montrent que le temps est varié de 1.5 jours à 4.5 jours. En effet, le réseau goutte à goutte proposé pour l'irrigation paysagère a été calculé sur la base du besoin en eau des plantes. Toutes les dimensions du réseau sont présentées dans l'annexe 3, sachant que le réseau de goutte à goutte comporte des conduites principales, porte rampes et des rampes.

Malgré le manque de données relatives à notre projet d'étude, nous considérons que notre travail sur la zone indiquée, contribue efficacement à l'enrichissement de la banque de données sur ce système d'épuration assez nouveau en Algérie.

Nous estimons à la fin de cette thèse, que le pari déjà proposé au départ est largement réalisé, la faisabilité de ce système innovant d'épuration étudié dans ce travail, montre l'efficacité de ce procédé, au moins sur le plan théorique, les étapes proposées et la démarche suivie pour la conception et le dimensionnement de ce système, avec la mise en application sur des sites réels, donne une approche pratique très intéressante.

Pour valoriser ce travail, et le rendre plus réaliste, dans un intervalle plus étendu, il est préférable dans des recherches à l'avenir, de le tester avec des modèles réduits et d'études de cas réels, ces études auront pour but de vérifier la conformité de cette démarche, et de proposer un modèle de conception et de dimensionnement approprié à chaque zone d'étude

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abouelouafa M, Hassan EH, Kharboua M, Berrichi A. 2002. Caractérisation physico-chimique et bactériologique des eaux usées brutes de la ville d'Oujda: canal principal et Oued Bounaïm(Maroc). Actes Inst. Agron. Vet., 22(3) :143-150.

Achour B. 2013. Ecoulement Uniforme à Surface Libre dans Une Conduite de Forme Circulaire. Editions EL-Djazair.

Agence de l'Eau Seine-Normandie .1999. Guides des procédés épuratoires intensifs proposés aux petites collectivités, Nanterre.

Altmeyer N , Abadia , G, Schmitt, S, & Leprince, A.1990 . Risques microbiologiques et travail dans les stations d'épuration des eaux usées. Documents pour le Médecin du Travail., (44).

Anderson J. 2003. The environmental benefits of water recycling and reuse. Wat. Sci. Tech.: Water Supply, 4, 4, 1–10, Asano, T. (ed.), Wastewater Reclamation and Reuse, Water Quality Management Library, vol. 10, CRC Press, Boca Raton, FL, 1998.

APAT. 2005. Linee guida per la progettazione e gestione di zone umide artificiali per la depurazione dei reflui civili ,Firenze, luglio .

APHA .1989. Standard Methods for Examination of Water and Wastewater.17th Edition, American Public Health Association, (Washington DC).

Badache S, Seghairi N., 2019. Efficiency of planted filters with macrophytes for the wastewater depollution: heavy metals removal.. Ponte International Scientific Researchs Journal. 75. 10.21506/j.ponte.2019.12.11.

Bagnouls F, H. Gaussen. 1953. Saison sèche et indice xéothermique. Bull. Soc. Hist. Nat. de Toulouse, 88, pp. 193 à 240.

Beaudry P. 1984. Traitement des eaux. Les éditions Le Griffon d'argile, Paris.

Bebba, A.A., Labeled, I. and Zeghdi, S. (2019). Purification Performance of Typha Latifolia, Juncus Effusus and Papyrus Cyperus in Arid Climate: Influence of Seasonal Variation. J. Water .Chem. Technol., 41, 396–401 .

Benameur, N. 2018. Analyse des indicateurs de pollution biologique dans les rejets des eaux usées civiles de la ville de Biskra. Thèse de Doctorat. Université Mohamed Khaider Biskra, 192 p.

Bensmina ; M.L., Debabeche, M., Seghairi, N. and Benameur, N. 2014. capacite de filtres plantes de macrophytes pour l'épuration des eaux usées dans le climat semi-aride (filter capacity macrophyte plants for wastewater treatment in semi-arid climate). Courrier . savoir scientifique. Technologique., 17.

Berland J.M, Boutin, Céline, Molle, Pascal, Cooper P. 2001. Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités (500-5000 eq-hab) : mise en oeuvre de la directive du Conseil n° 91-271 du 21 mai 1991 relative au traitement des eaux urbaines résiduaires = Extensive wastewater treatment processes adapted to small and medium sized communities (500 to 5000 population equivalents): implementation of Council directive 91-271 of 21 may 1991 concerning urban waste water treatment.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Bourrier R , Satin M, Selmi, B. 2006.** Guide technique de l'assainissement : collecte épuration conception exploitation Paris : Le Moniteur .Référence technique.
- Borin M , Bonaiti G , Santamaria G. e, Giardini, L. 2001.** A constructed surface flow wetland for treating agricultural waste waters. *Water Science & Technology.*, vol. 44, n. 11/12, pp. 523-530.
- Bralts V.F, Edwards D.M , WU I.P .1987.** Drip irrigation design and évaluation based on the statistical uniformity concept. Académie Press inc. *Advances in irrigation*, vol. 4 pp. 67-117.
- Brix H. 1996.** Design Criteria for a two-stage constructed wetland, Preprints of “Proceedings of the 5th International Conference on Wetland Systems for Water Pollution Control”, IX/6, 15-19 Sept., Vienna, Austria.
- Brix H , Arias C , Johansen N.H. 2003.** Experiments in a two-stag constructed wetland system: nitrification capacity and effects of recycling on nitrogen removal. In: Vymazal, J. (Ed.), *Wetlands: Nutrients, Metals and Mass Cycling*. Backhuys Publishers, Leiden, The Netherlands, pp. 237–258.
- Brix H .1987b.** Treatment of wastewater in the rhizosphere of wetland plants—the root-zone method. *Water Sci. Technol.* 19, 107–118.
- Brix H. 2005.** The use of vertical flow constructed wetlands for on-site treatment of domestic wastewater: New Danish guidelines. *Ecol. Eng.*, 25, 491-500.
- Brouwer C, Prins K, Kay M, Heibloem M. 1988.** *Irrigation Water Management: Irrigation Methods - Training manual*, - fao.org.
- Cardot C .1999.** Génie de l'environnement. Les traitements de l'eau. Procédés physico-chimiques et biologiques. Cours et problèmes résolus, Ellipse, Paris
- Christiansen J.E .1945.** Irrigation by sprinckling, Univ. Calif. Agric. Exp. Sta. Bull. 670 124.
- Cooper P.F.1999.** A review of the design and performance of vertical-flow and hybrid reed bed treatment systems. *Wat. Sci. Technol.*, 40(3), 1–9.
- Cooper P.F, Job G.D, Green M.B, and Shutes R.B.E. 1996.** Reed beds and constructed wetlands for wastewater treatment. Medmenham, Marlow, UK: WRc Publications.
- Cooper P.F. 1993.** The use of Reed Bed Systems to treat domestic sewage: the European Design and Operation Guidelines for Reed Bed Treatment Systems, in “Constructed Wetlands for Water Quality Improvement” (Moshiri G.A. Ed.), Lewis Publisher.
- Cooper, P.F. (2001).** Nitrification and denitrification in hybrid constructed wetlands systems.(In J. Vymazal (Eds.), *Transformations on Nutrients in Natural and Constructed Wetlands*. Backhuys Publishers. (pp. 257–270). Netherlands: Leiden.).
- Debabeche, Barkat, A , Boukebous, M. 2022.** Reuse of wastewater, treated by phytoremediation, for the irrigation of the Botanical Garden “le jardin Landon” (Biskra, Algeria). *Sustainable solution for the preservation of a material heritage site. Agua y Territorio.* 99-106. 10.17561/AT.20.5270.
- Degrémont .2005.** *Mémento technique de l'eau SA*, Auteur 10e éd. (Rueil-M almaison) : Degrémont-Suez, impr.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- De Sherbinin, A D.Carr, S.Cassels, L.Jiang .2007.** Population and environment, Annual Review of Environment and Resources. 32 ,345-373.
- Desjardins R .1997.** Le traitement des eaux. Édition de l'École Polytechnique de Montréal.
- Doorembos J, Pruitt W.O. 1977.** Guidelines for predicting crop water requirements. FAO Irrigation and Drainage Paper No. 24. Food and Agriculture Organization of the United Nations, Rome, Italy
- El Hamouri B. Mekrane M, Khallaayoune K, Merzouki M. & El Maroufy M. 1993.** Performances de stabilisation de la station d'Ouarzazate. Actes du séminaire: la recherche nationale dans le domaine Eau et Environnement, LPEE, Casablanca, 18-19/2/1993, pp. 261-268.
- Emberger L.1955.** Une classification biogéographiques des climats.Trav.Lab.bot.zool. fac.sci.motpellier.
- EPA. 1992.** U.S. Environmental Protection Agency. Guidelines for Water Reuse, EPA/625/ R-92/004, U.S. Environmental Protection Agency, Center for Environmental Research Information, Cincinnati, OH.
- EPA.1993.** Environmental protection Agency. Subsurface flow constructed wetlands for wastewater treatment and wildlife habitat. EPA832-R-93-005. (Washington, DC (USA): Office of Wastewater Management).
- EPA.2000.** Environmental Protection Agency Wastewater Technology Fact Sheet, Chemical Precipitation, EPA 832-F-00-018, September 2000.
- EPA .2000a.** Environmental Protection Agenc. Biosolids Technology Fact Sheet : Belt Filter Press, EPA 832-F-00-057.
- EPA. 1999.** Constructed Wetlands Treatment of Municipal Wastewaters, Cincinnati.
- FAO.1985. Water quality for agriculture Irrigation and Drainage Paper 29 Rev 1, FAO, Rome, 174(Editors: Ayers, R.S., Westcot, D.W.).
- Franck.2002. Schroeder, E. D.2003.** Encyclopedia of Physical Science and Technology. Water.Resour., 721–751.
- Fresenius W, Schneider W , Bohnke B, and Poppinghaus K.1990.** Technologie des eaux résiduaires–Production, collecte traitement et analyse des eaux résiduaires.(Springer–Verlag, Berlin, 1137 p).
- Gaid A.1984.** Épuration biologique des eaux usées urbaines tome1 5p Alger : Office des publications universitaires, 1984.
- Ghrabi, A., Bouselmi, L., Masi, F., and Regelsberger, M. (2011).** Constructed wetland as a low cost and sustainable solution for wastewater treatment adapted to rural settlements: the Chorfech wastewater treatment pilot plant. Water. Sci .Technol., 63(12), 3006-12.
- Gnagne Y.M, Yapo B.O , Méité, L , Kouame V, Gadji A, Mambo V, & Houenou P.V. 2015.** Caractérisation physico-chimique et bactériologique des eaux usées brutes du réseau d'égout de la ville d'Abidjan. International Journal of Biological and Chemical Sciences, 9, 1082-1093.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Gommella, Guerree H.1983.** Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales. Ed. EYROLLES 61 boulevard Saint – Germain – 75005 Paris.
- Hamdi W.2012.** Contribution à L'étude de Quelques caractéristiques physico-chimiques et hygiéniques des eaux Sédées issues de rejets de certaines localités de La cuvette de Ouargla (sahara Septentrional Est Algérien): Impact Sur Le Milieu Récepteur. Algerian. J. Arid. Environ., 2(1), 56-63.
- Harivandi A. 1989.** Effluent water for turfgrass irrigation, Cooperative extension— University of California, Division of Agriculture and Natural Resources, 11p.
- International Reference Centre for Waste Disposal, Health aspects of wastewater and excreta use in agriculture and aquaculture.1985.** :The Engelberg Report, IRCWD News, No. 23, Dubendorf, Switzerland.
- Johansen N.H, Brix H. 1996.** Design criteria for a two-stag constructed wetland. In: Proceeding of Fifth International Conference Wetland Systems for Water Pollution Control, IWA and Universit'at f'ur Bodenkultur, Vienna, (Chapter IX/3).
- JORA.2006.** Journal officiel de la république algérienne. Décret Exécutif n° 06-141 du 20 Rabie El Aouel 1427 correspondant, section 1, article 3.
- Jouraihy A. 2007.** Compostage des boues activées-déchets verts: analyses physico-chimique, microbiologique, toxicologie ,bilan humique et valorisation agronomique. Thèse à la faculté des sciences semlalia , Marrakech.5p.
- Kadlec R.H, Knight R.L.1996.** Treatment wetlands, Lewis, Boca Raton.
- Laber J, Haberl R, Langergraber G.2003.** Treatment of hospital wastewater with a 2-stage constructed wetland system. In: Haberl, R., Langergraber, G. (Eds.), Achievments and Prospects of Phytoremediation in Europe. University of Natural Resources and Applied Life Sciences, Vienna, Austria, p. 85 (book of abstracts).
- Lazarova V. 2001.(ed.),** Role of water reuse in enhancing integrated water resource management, Final Report of the EU project CatchWater, EU Commission.
- Le Houerou, Henry N, and Christian H, Hoste. 1977.** Rangeland production and annual rainfall relations in the Mediterranean Basin and in the African Sahelo Sudanian zone. Rangeland Ecology & Management/Journal of Range Management Archives 30.3 : 181-189.
- Li, M., Zhou, Q., Tao, M., Wang, Y., Jiang, L. and Wu, Z.(2010).** Comparative study of microbial community structure in different filter media of constructed wetland. J .Environ . Sci., 22, 127–33.
- Majdy I, Cherkaoui E, Nounah A, and Khamar M. 2015.** The physico-chemical treatment by coagulation flocculation of wastewater discharges from the city of Sale. J. Mater. Environ. Sci., 6 (3), 834-839.
- Mamine N, Khaldi F, and Grara N .2020.** Survey of the physico-chemical and parasitological quality of the waste waters used in irrigation (Souk Ahras, North-East of Algeria). Iranian (Iranica) J. Energy. Environ. ,11(1), 86-95.
- Mehta, C.M., Khunjar, W.O., Nguyen, V., Tait, S and Batstone, D.J. (2015).** Technologies to recover nutrients from waste streams: A critical review. Crit. Rev. Environ. Sci., 45(4) , 385-427.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Monchy H. 1978.** Mémento d'assainissement Ed. EYROLLES, Paris.
- Molle P, Liénard A, Boutin C, Merlin G, Iwema A. 2005.** How to treat raw sewage with constructed wetlands: an overview of French systems. *Wat. Sci. Tech*, 51, 11-21.
- Monette F, Brière F. G. Létourneau M, Duchesne M, et Hausler R. 2000.** Traitement des eaux usées par coagulation–floculation avec recirculation des boues chimiques : Performance générale et stabilité du procédé. *Can. J. Civ. Eng.* 27: 702–718. Montréal.
- Muller J, and Weise G.1987.** Oxygen budget of a river rich in submerged macrophytes (River Zschopau in the south of the GDR). *Int. Rev. ges. Hydrobiol. Hydrogr.*, 72, 653-667.
- Murcott S.E, Dunn A, and Harleman D.R.F. 1996.** Chemically enhanced wastewater treatment for agricultural irrigation in Mexico, in *Proc. Metropolitan areas and Rivers IAWQ/IWSA symposium, Rome, May 27–31.*
- O'Hogain S .2003.** The design, operation and performance of a municipal hybrid reed bed treatment system. *Water Sci. Technol.* 48 (5), 119–126.
- Perrin R, Scharff J.P. 1995,** *Chimie industrielle Tome II, MASSON, France.*
- Priya, S. G. and Brighu, U. (2013).** Comparison of different types of media for nutrient removal efficiency in vertical up flow constructed wetlands. *Int. J. Environ. Eng.Mang.*, 4(5), 405-416
- Raveendra K, Rai V.P, Singh, A.U. 2017.** Chapter 10 - Irrigation Methods, Editor(s): Raveendra Kumar Rai, Vijay P. Singh, Alka Upadhyay, *Planning and Evaluation of Irrigation Projects, Academic Press.*
- Reed S.C, Crites R.W, Joe E, and Middlebrooks E.J .1995.** *Natural Systems for Waste Management and Treatment (New York : McGraw Hill).*
- Rejsek F.2002.** *Analyse des eaux : Aspects réglementaires et techniques. Centre régional de documentation pédagogique d'Aquitaine (CRDP). Bordeaux. 358 p.*
- Rocher, V, Paffoni C. Gonçalves A, Azimi S, Gousailles M.2008.** Municipal wastewater treatment by biofiltration: SIAAP feedback. *Revue des Sciences de l'Eau.* 21. 475-485.
- Rodier J. Bazin C, Broutin J. P, Chambon P. Champsaur H, Rodi L. 1996.** *L'analyse de l'eau: Eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer. 8ème édition. Dunod. Paris. 1383 p.*
- Rodier. 2005.** *L'analyse de l'eau : eau naturelle ; eau résiduelle ; eau de mer ; 8^{ème} Edition. Dunod. 1384p.*
- Rodier J, Legube B, Merlet N, et coll. 2009.** *L'Analyse de l'eau. 9ème édition. Dunod. Paris. 1579 p.*
- Rodier J, Legube B, Merlet N, et Brunet R. 2005.** *L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer. 8ème édition. Paris: DUNOD, 1383p.*
- Saad, Z., Abdelhafi, B. A. and Eddine, L. S. (2016).** Chemistry Wastewater Treatment of El-Oued City (South-east of Algeria) by Utilization of *Typha Latifolia*. *Orient. J .Chem.*, 32(6).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Saeed, T and Sun, G. (2012).** A review on nitrogen and organics removal mechanisms in subsurface flow constructed wetlands: Dependency on environmental parameters, operating conditions and supporting media. *J. Environ. Manage.*, 112, 429–448.
- Seidel K. 1965b.** Neue Wege zur Grundwasseranreicherung in Krefeld. Vol. II. Hydrobotanische Reinigungsmehode. *Wasser/Abwasser* 30, 831-833.
- Semerjian L, et Ayoub G.M.2003.** High-pH–magnesium coagulation–flocculation in wastewater treatment. *Adv. Env. Res.* 7: 389–403.
- Sheikh B, Rosenblum E. Kasower S, and Hartling E. 1998.** Accounting for the benefits of water reuse, AWWA/WEF Water Reuse Conf. Proc., February 1–4, Lake Buena Vista, FL, 211.
- Shelef G and Azov Y. 1996.** The coming era of intensive wastewater reuse in the Mediterranean region, *Wat. Sci. Tech.*, 33, 10–11, 115.
- State of California. 2000.** Water Recycling Criteria. California Code of Regulations, Title 22, Division 4, Chapter 3. California Department of Health Services, Sacramento, CA.
- Tlili,H., Bali.,M. and Boukchina, R. (2021).** Assessment of the performance of intermittent planted filters in treating urban wastewater under arid climate. *Water. Sci. Technol.*, 84 (7), 1704–1714.
- Tuncsiper, B. (2009).** Nitrogen removal in a combined vertical and horizontal subsurface-flow constructed wetland system. *Desalination*, 247(1-3), 466–475
- Veschambre D, et Vaysse P. 1980.** Mémento goutte à goutte, guide pratique de la micro irrigation par goutteurs et diffuseurs. Edition C.T.I.F.L, INRA.
- Vymazal, J. (2010).** Constructed Wetlands for Wastewater Treatment: Five Decades of Experience. *Environ. Sci. Technol.*, 45(1), 61-69.
- Vymazal J. 1999.** Nitrogen removal in constructed wetlands with horizontal sub-surface flow-can we determine the key process? In: Vymazal, J. (Ed.), *Nutrient Cycling and Retention in Natural and Constructed Wetlands*. Backhuys Publishers, Leiden, The Netherlands, pp. 1–17.
- Vymazal J, Kröpfelová L. 2008.** Is Concentration of Dissolved Oxygen a Good Indicator of Processes in Filtration Beds of Horizontal-flow Constructed Wetlands? In *Wastewater Treatment, Plant Dynamics and Management*; Vymazal, J., Ed.; Springer: Dordrecht, The Netherlands,; pp. 311-317.
- Vymazal J, Kröpfelová L. 2008.** *Wastewater Treatment in Constructed Wetlands with Horizontal Sub-Surface Flow*; Springer: Dordrecht, The Netherlands, 2008.
- Vymazal J, Brix H, Cooper, P.F, Green M.B. and Haberl R.(Eds.) .1998.** *Constructed Wetlands for Wastewater Treatment in Europe*. (Leiden : Backhuys Publishers).
- Vymazal, J. (2005).** Horizontal sub-surface flow and hybrid constructed wetlands systems for wastewater treatment. *Ecolo. Engin.*, 25(5), 478-490. doi: 10.1016/j.ecoleng.2005.07.010

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

World Health Organization (WHO) 1973. Reuse of effluents: methods of wastewater treatment and health safeguards, Report of a WHO Meeting of Experts, Technical Report Series No. 17, World Health Organization, Geneva, Switzerland, 1973.

Yahiaoui Kh, Ouakouak A, and Hamdi N. 2020. Domestic Wastewater Treatment by Vertical-Flow Filter Grown with *Juncus Maritimus* in Arid Region. *Int. J. Eng. Res. Afr.*, 47,109-117.

Yousfi B. 2017. Les territoires sahariens en Algérie. Gouvernance, acteurs et recomposition territoriale, *L'Année du Maghreb* [Online], 16 |, Online since 05 July 2017, connection on 21 March 2020. URL.

Zegait R, and Boualem R.2018. Characterisation of treated wastewater of m'zab valley for reuse in irrigation (Southern Algeria). *Int. J. Eng. Res. Afr.*, 40, 78–8

Annexe 1 : dimensionnement des conduites d'assainissement de regards vers le bassin d'accumulation

| | | | cote terrain naturel | | cote de projet | | dimensionnement des conduite d'assainissement par l'MMR | | | | | | | D comer |
|---------|--------|------|----------------------|--------|----------------|--------|---|----------|-------|-------|----------|---------|----------|---------|
| | | | Q en | L(m) | CTN | CTN | CTP amont | CTP aval | pente | s (h) | j (h) | D barre | Rp barre | |
| site 1 | 0,0089 | 30 | 220,4 | 220,49 | 218,6 | 218,49 | 0,0022 | 1,98 | 1,18 | 0,19 | 71343,72 | 50,17 | 0,17 | 200 |
| site 2 | 0,0009 | 15 | 211,44 | 209,23 | 209,94 | 209,23 | 0,0143 | 1,98 | 1,18 | 0,05 | 25935,31 | 40,90 | 0,05 | 100 |
| site 3 | 0,0011 | 272 | 215,16 | 215,34 | 213,66 | 213,34 | 0,0012 | 1,98 | 1,18 | 0,10 | 18356,15 | 44,46 | 0,09 | 100 |
| site 4 | 0,0003 | 32 | 196,76 | 196,85 | 195,06 | 194,85 | 0,0066 | 1,98 | 1,18 | 0,04 | 12590,43 | 38,94 | 0,04 | 100 |
| site 5 | 0,0011 | 13 | 198,007 | 198,5 | 197,07 | 197 | 0,0054 | 1,98 | 1,18 | 0,07 | 23835,40 | 42,63 | 0,06 | 100 |
| site 6 | 0,0006 | 12,6 | 195,45 | 195,2 | 194,45 | 194,2 | 0,0199 | 1,98 | 1,18 | 0,04 | 21080,31 | 39,11 | 0,04 | 100 |
| site 7 | 0,0004 | 6,5 | 192,09 | 192,13 | 191,09 | 190,93 | 0,0246 | 1,98 | 1,18 | 0,04 | 19251,80 | 38,18 | 0,04 | 100 |
| site 8 | 0,0003 | 14,5 | 190,61 | 189,55 | 189,61 | 188,55 | 0,0735 | 1,98 | 1,18 | 0,02 | 18007,20 | 35,34 | 0,02 | 100 |
| site 9 | 0,0012 | 18,9 | 190,35 | 190,72 | 187,53 | 187,22 | 0,0164 | 1,98 | 1,18 | 0,06 | 31917,12 | 41,63 | 0,05 | 100 |
| site 10 | 0,0021 | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| site 11 | 0,0002 | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| site 12 | 0,0003 | 30 | 195,94 | 195,68 | 194,34 | 194,19 | 0,0047 | 1,98 | 1,18 | 0,04 | 11298,66 | 39,11 | 0,04 | 100 |
| site 14 | 0,4700 | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| site 15 | 0,0007 | 24 | 209,13 | 208,59 | 207,63 | 207,09 | 0,0225 | 1,98 | 1,18 | 0,04 | 25095,57 | 39,71 | 0,04 | 100 |
| site 16 | 0,0001 | 13 | 194,6 | 194,66 | 193,15 | 192,66 | 0,0375 | 1,98 | 1,18 | 0,02 | 10508,41 | 34,19 | 0,02 | 100 |
| site 17 | 0,0012 | 21,6 | 200,11 | 200 | 198,61 | 198,5 | 0,0051 | 1,98 | 1,18 | 0,07 | 25196,98 | 43,04 | 0,07 | 100 |
| site 18 | 0,0001 | 17,4 | 203,6 | 203,5 | 201,6 | 201,5 | 0,0057 | 1,98 | 1,18 | 0,03 | 6137,65 | 35,55 | 0,03 | 100 |
| site 19 | 0,0006 | 13,8 | 203,88 | 203,58 | 201,88 | 201,58 | 0,0217 | 1,98 | 1,18 | 0,04 | 11298,66 | 39,11 | 0,04 | 100 |

Annexe2 Facteur de réduction FC de Christiansen

| nombre d'issues | m=1.85 | m=1.90 | m=2.00 |
|-----------------|--------|--------|--------|
| 1..... | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 2..... | 0.630 | 0.634 | 0.625 |
| 3..... | 0.535 | 0.538 | 0.518 |
| 4..... | 0.486 | 0.480 | 0.469 |
| 5..... | 0.457 | 0.451 | 0.440 |
| 6..... | 0.435 | 0.433 | 0.421 |
| 7..... | 0.425 | 0.419 | 0.408 |
| 8..... | 0.415 | 0.410 | 0.398 |
| 9..... | 0.409 | 0.402 | 0.391 |
| 10..... | 0.402 | 0.396 | 0.385 |
| 11..... | 0.397 | 0.392 | 0.380 |
| 12..... | 0.394 | 0.388 | 0.376 |
| 13..... | 0.391 | 0.384 | 0.373 |
| 14..... | 0.387 | 0.381 | 0.370 |
| 15..... | 0.384 | 0.379 | 0.367 |
| 16..... | 0.382 | 0.377 | 0.365 |
| 17..... | 0.380 | 0.375 | 0.363 |
| 18..... | 0.379 | 0.373 | 0.361 |
| 19..... | 0.377 | 0.372 | 0.360 |
| 20..... | 0.376 | 0.370 | 0.359 |
| 22..... | 0.374 | 0.368 | 0.357 |
| 24..... | 0.372 | 0.366 | 0.355 |
| 26..... | 0.370 | 0.364 | 0.353 |
| 28..... | 0.369 | 0.363 | 0.351 |
| 30..... | 0.368 | 0.362 | 0.350 |
| 35..... | 0.365 | 0.359 | 0.347 |
| 40..... | 0.364 | 0.357 | 0.345 |
| 50..... | 0.361 | 0.355 | 0.343 |
| 100..... | 0.356 | 0.350 | 0.338 |
| | 0.351 | 0.345 | 0.333 |

TABLEAU 1. - Facteur de réduction (F) par lequel doit être multiplié la perte de charge du tuyau, afin d'obtenir la perte réelle dans une ligne de distribution ayant plusieurs issues (selon Christiansen).

Annexe3 dimensionnement des rampes pour le site 1

| | Rampes | | | | | | | |
|--|----------|--------|------------------------|-------|------------|--------|--------------|-------|
| | secteurs | Lr (m) | Qr (m ³ /s) | Fc | D cal en m | Hr cal | D norma en m | V m/s |
| | 1 | 58 | 0,000130 | 0,391 | 0,01472 | 0,800 | 0,016 | 0,647 |
| | 2 | 54 | 0,00013 | 0,391 | 0,01451 | 0,745 | 0,016 | 0,647 |
| | 3 | 60 | 0,00013 | 0,391 | 0,01482 | 0,827 | 0,016 | 0,647 |
| | 4 | 59 | 0,00013 | 0,391 | 0,01477 | 0,813 | 0,016 | 0,647 |
| | 5 | 58 | 0,00011 | 0,397 | 0,01386 | 0,816 | 0,015 | 0,623 |
| | 6 | 73 | 0,00013 | 0,391 | 0,01543 | 1,007 | 0,016 | 0,647 |
| | 7 | 70 | 0,00015 | 0,384 | 0,01610 | 0,920 | 0,017 | 0,661 |
| | 8 | 71 | 0,00013 | 0,391 | 0,01534 | 0,979 | 0,016 | 0,647 |
| | 9 | 60 | 0,0001 | 0,402 | 0,01349 | 0,716 | 0,015 | 0,566 |
| | 10 | 60 | 0,00015 | 0,384 | 0,01559 | 0,597 | 0,018 | 0,590 |
| | 11 | 48 | 0,00008 | 0,415 | 0,01192 | 0,786 | 0,013 | 0,603 |
| | 12 | 48 | 0,00013 | 0,391 | 0,01416 | 0,906 | 0,015 | 0,736 |
| | 13 | 46 | 0,00008 | 0,415 | 0,01181 | 0,753 | 0,013 | 0,603 |
| | 14 | 45 | 0,00012 | 0,394 | 0,01358 | 0,738 | 0,015 | 0,679 |
| | 15 | 40 | 0,00007 | 0,425 | 0,01096 | 0,524 | 0,013 | 0,528 |
| | 16 | 25 | 0,00005 | 0,457 | 0,00889 | 0,426 | 0,011 | 0,526 |
| | 17 | 87 | 0,00019 | 0,377 | 0,01834 | 0,788 | 0,02 | 0,605 |
| | 18 | 57 | 0,0001 | 0,402 | 0,01335 | 0,952 | 0,014 | 0,650 |
| | 19 | 56 | 0,00012 | 0,394 | 0,01420 | 0,919 | 0,015 | 0,679 |
| | 20 | 45 | 0,00011 | 0,397 | 0,01315 | 0,886 | 0,014 | 0,715 |
| | 21 | 47 | 0,00008 | 0,415 | 0,01187 | 0,769 | 0,013 | 0,603 |
| | 22 | 81 | 0,00015 | 0,384 | 0,01659 | 0,806 | 0,018 | 0,590 |
| | 23 | 54 | 0,00004 | 0,486 | 0,00969 | 0,647 | 0,011 | 0,421 |
| | | 137 | 0,0001 | 0,402 | 0,01599 | 0,889 | 0,017 | 0,441 |
| | | 110 | 0,00005 | 0,457 | 0,01205 | 0,830 | 0,013 | 0,377 |
| | | 160 | 0,00008 | 0,415 | 0,01526 | 0,953 | 0,016 | 0,398 |
| | | 38 | 0,00004 | 0,486 | 0,00901 | 0,724 | 0,01 | 0,510 |
| | | 56 | 0,00004 | 0,486 | 0,00976 | 0,671 | 0,011 | 0,421 |

Annexe3 dimensionnement des porte rampes pour le site 1

| portes Rampes | | | | | | |
|---------------|------------|-------|--------|---------|--------------|-------|
| Lpr (m) | Qpr (m3/s) | Fc | D en m | Hpr cal | D norma en m | V m/s |
| 42 | 0,00156 | 0,394 | 0,0409 | 0,671 | 0,04 | 1,24 |
| 77 | 0,00159 | 0,391 | 0,0466 | 0,427 | 0,05 | 0,81 |
| 50 | 0,00132 | 0,402 | 0,0400 | 0,598 | 0,04 | 1,05 |
| 30 | 0,001 | 0,402 | 0,0324 | 0,215 | 0,04 | 0,80 |
| 28 | 0,00084 | 0,409 | 0,0300 | 0,599 | 0,03 | 1,19 |
| 34 | 0,0004 | 0,415 | 0,0236 | 0,454 | 0,025 | 0,82 |
| 60 | 0,00195 | 0,379 | 0,0476 | 0,470 | 0,05 | 0,99 |
| 154 | 0,00035 | 0,435 | 0,0309 | 0,327 | 0,035 | 0,36 |

Annexe3 dimensionnement des conduite principale pour le site 1

| Conduite principale | | | | | | | |
|---------------------|------|------|---------|--------|----------|-------|------|
| N CP | L CP | Q cp | D | D nor | H cp cal | V m/s | |
| 1 | 2 | 78 | 0,00745 | 0,0889 | 0,09 | 1,10 | 1,17 |
| 2 | 3 | 78 | 0,00586 | 0,0789 | 0,09 | 0,71 | 0,92 |
| 3 | 4 | 20 | 0,00551 | 0,0765 | 0,08 | 0,29 | 1,10 |
| 4 | 5 | 94 | 0,00419 | 0,0667 | 0,08 | 0,81 | 0,83 |
| 5 | 6 | 105 | 0,00319 | 0,0582 | 0,063 | 1,75 | 1,02 |
| 6 | 7 | 63 | 0,00235 | 0,0499 | 0,063 | 0,60 | 0,75 |
| 7 | 8 | 81 | 0,00195 | 0,0455 | 0,063 | 0,54 | 0,63 |

Annexe3 dimensionnement des conduites principales pour les autres sites

| nom_jardin | Q en m3/s | Rampes | | | | | | | |
|------------|-----------|----------|--------|-----------|-------|------------|-----------|--------------|--------------|
| | | secteurs | Lr (m) | Qr (m3/s) | Fc | Dcale en m | Hr cal | D norma en m | V m/s |
| site 3 | 0,0011 | | 53 | 0,0001884 | 0,37 | 0,0164538 | 0,4638568 | 0,02 | 0,600 |
| site 4 | 0,0003 | | 72 | 0,0001708 | 0,365 | 0,016834 | 0,5184366 | 0,02 | 0,544 |
| site 5 | 0,0011 | | 84 | 0,0001764 | 0,361 | 0,0175484 | 0,6347416 | 0,02 | 0,562 |
| site 6 | 0,0006 | | 4 | 9,306E-05 | 0,63 | 0,0082561 | 0,194205 | 0,012 | 0,823 |
| site 7 | 0,0004 | | 6 | 0,0001118 | 0,335 | 0,0084514 | 0,2176203 | 0,012 | 0,989 |
| site 8 | 0,0003 | | 25 | 5,556E-05 | 0,394 | 0,0089774 | 2,1037067 | 0,008 | 1,106 |
| site 9 | 0,0012 | | 17 | 0,0001321 | 0,415 | 0,0116532 | 0,2562708 | 0,016 | 0,657 |
| site 12 | 0,0003 | | 24 | 2,904E-05 | 0,394 | 0,0069563 | 0,0843214 | 0,012 | 0,257 |
| site 15 | 0,0007 | | 51 | 0,0001792 | 0,37 | 0,0160145 | 0,4065838 | 0,02 | 0,571 |
| site 16 | 0,0001 | | 45 | 4,722E-05 | 0,374 | 0,0094207 | 0,3692772 | 0,012 | 0,418 |
| site 17 | 0,0012 | | 130 | 0,0002367 | 0,356 | 0,0214037 | 0,5632345 | 0,025 | 0,482 |
| site 19 | 0,0006 | | 80 | 4,551E-05 | 0,364 | 0,0103965 | 0,5967663 | 0,012 | 0,403 |

Annexe3 dimensionnement des conduites principales pour les autres sites

| portes Rampes | | | | | | | |
|---------------|------------|----------|-------|------------|-----------|--------------|--------------|
| Lpr (m) | Qpr (m3/s) | N issues | Fc | Dcale en m | Hpr cal | D norma en m | V m/s |
| 24 | 0,0003769 | 6 | 0,435 | 0,0216941 | 0,0903754 | 0,032 | 0,469 |
| 47 | 0,0003 | 2 | 0,63 | 0,0258891 | 0,2137725 | 0,032 | 0,425 |
| 20 | 0,0011 | 6 | 0,435 | 0,0309473 | 0,1719688 | 0,04 | 0,843 |
| 18 | 0,0006 | 4 | 0,486 | 0,0242938 | 0,1568329 | 0,032 | 0,695 |
| 17 | 0,0004 | 4 | 0,486 | 0,0220674 | 0,0982055 | 0,032 | 0,556 |
| 21 | 0,0001 | 5 | 0,457 | 0,0102954 | 0,2845247 | 0,012 | 0,491 |
| 120 | 0,0003 | 4 | 0,486 | 0,0282195 | 0,3252711 | 0,032 | 0,370 |
| 28 | 0,0003 | 11 | 0,397 | 0,0206367 | 0,2357668 | 0,025 | 0,651 |
| 15 | 0,0004 | 4 | 0,486 | 0,0197693 | 0,1912764 | 0,025 | 0,730 |
| 6 | 0,0001 | 3 | 0,535 | 0,0117377 | 0,1327243 | 0,016 | 0,705 |
| 46 | 0,0006 | 11 | 0,397 | 0,0288873 | 0,364516 | 0,032 | 0,736 |
| 29 | 0,0006 | 12 | 0,394 | 0,0262355 | 0,228067 | 0,032 | 0,736 |