



HAL
open science

Traitement des eaux usées par les réservoirs opérationnels et réutilisation pour l'irrigation

Hakima El Haité

► **To cite this version:**

Hakima El Haité. Traitement des eaux usées par les réservoirs opérationnels et réutilisation pour l'irrigation. Sciences de l'ingénieur [physics]. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne, 2010. Français. NNT : 2010EMSE0569 . tel-00611149

HAL Id: tel-00611149

<https://theses.hal.science/tel-00611149>

Submitted on 25 Jul 2011

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



N° d'ordre : **2010 EMSE 0569**

THESE
présentée par

Hakima EL HAITE

Pour obtenir le grade de
Docteur de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Saint-Etienne

Spécialité : Sciences et Génie de l'Environnement

**TRAITEMENT DES EAUX USEES PAR LES RESERVOIRS
OPERATIONNELS ET REUTILISATION
POUR L'IRRIGATION**

Soutenu à Saint Etienne... le 12 Avril 2010

Membres du jury

Rapporteurs :

Miguel LOPEZ-FERBER
Driss KHOMSI

Professeur, EMA, Alès
Professeur, Ecole Mohammedia, Rabat

Examineurs :

Jacques BRÉGEON
Abdellah FROUJI

Professeur, Ecole Centrale, Paris
Professeur, Ecole Mohammedia, Rabat

Directeur(s) de thèse :

Jacques BOURGOIS
Valérie LAFOREST

Professeur, ENSMSE, Saint-Etienne
Chargée de recherche (HDR),
ENSMSE, Saint-Etienne

Spécialités doctorales :

SCIENCES ET GENIE DES MATERIAUX
 MECANIQUE ET INGENIERIE
 GENIE DES PROCEDES
 SCIENCES DE LA TERRE
 SCIENCES ET GENIE DE L'ENVIRONNEMENT
 MATHEMATIQUES APPLIQUEES
 INFORMATIQUE
 IMAGE, VISION, SIGNAL
 GENIE INDUSTRIEL
 MICROELECTRONIQUE

Responsables :

J. DRIVER Directeur de recherche – Centre SMS
 A. VAUTRIN Professeur – Centre SMS
 G. THOMAS Professeur – Centre SPIN
 B. GUY Maître de recherche – Centre SPIN
 J. BOURGOIS Professeur – Centre SITE
 E. TOUBOUL Ingénieur – Centre G2I
 O. BOISSIER Professeur – Centre G2I
 JC. PINOLI Professeur – Centre CIS
 P. BURLAT Professeur – Centre G2I
 Ph. COLLOT Professeur – Centre CMP

Enseignants-chercheurs et chercheurs autorisés à diriger des thèses de doctorat (titulaires d'un doctorat d'État ou d'une HDR)

AVRIL	Stéphane	MA	Mécanique & Ingénierie	CIS
BATTON-HUBERT	Mireille	MA	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
BENABEN	Patrick	PR 1	Sciences & Génie des Matériaux	CMP
BERNACHE-ASSOLANT	Didier	PR 0	Génie des Procédés	CIS
BIGOT	Jean-Pierre	MR	Génie des Procédés	SPIN
BILAL	Essaïd	DR	Sciences de la Terre	SPIN
BOISSIER	Olivier	PR 1	Informatique	G2I
BOUCHER	Xavier	MA	Génie Industriel	G2I
BOUDAREL	Marie-Reine	PR 2	Génie Industriel	DF
BOURGOIS	Jacques	PR 0	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
BRODHAG	Christian	DR	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
BURLAT	Patrick	PR 2	Génie industriel	G2I
COLLOT	Philippe	PR 1	Microélectronique	CMP
COURNIL	Michel	PR 0	Génie des Procédés	SPIN
DAUZERE-PERES	Stéphane	PR 1	Génie industriel	CMP
DARRIEULAT	Michel	IGM	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
DECHOMETS	Roland	PR 1	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
DESRAYAUD	Christophe	MA	Mécanique & Ingénierie	SMS
DELAFOSE	David	PR 1	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
DOLGUI	Alexandre	PR 1	Génie Industriel	G2I
DRAPIER	Sylvain	PR 2	Mécanique & Ingénierie	SMS
DRIVER	Julian	DR 0	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
FEILLET	Dominique	PR 2	Génie Industriel	CMP
FOREST	Bernard	PR 1	Sciences & Génie des Matériaux	CIS
FORMISYN	Pascal	PR 1	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
FORTUNIER	Roland	PR 1	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
FRACZKIEWICZ	Anna	DR	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
GARCIA	Daniel	MR	Génie des Procédés	SPIN
GIRARDOT	Jean-Jacques	MR	Informatique	G2I
GOEURIOT	Dominique	MR	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
GRAILLOT	Didier	DR	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
GROSSEAU	Philippe	MR	Génie des Procédés	SPIN
GRUY	Frédéric	MR	Génie des Procédés	SPIN
GUY	Bernard	MR	Sciences de la Terre	SPIN
GUYONNET	René	DR	Génie des Procédés	SPIN
HERRI	Jean-Michel	PR 2	Génie des Procédés	SPIN
INAL	Karim	PR 2	Microélectronique	CMP
KLÖCKER	Helmut	DR	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
LAFOREST	Valérie	CR	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
LERICHE	Rodolphe	CR CNRS	Mécanique et Ingénierie	SMS
LI	Jean-Michel	EC (CCI MP)	Microélectronique	CMP
LONDICHE	Henry	MR	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
MALLIARAS	George Grégory	PR 1	Microélectronique	CMP
MOLIMARD	Jérôme	MA	Mécanique et Ingénierie	SMS

MONTHEILLET	Frank	DR 1 CNRS	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
PERIER-CAMBY	Laurent	PR 2	Génie des Procédés	SPIN
PIJOLAT	Christophe	PR 1	Génie des Procédés	SPIN
PIJOLAT	Michèle	PR 1	Génie des Procédés	SPIN
PINOLI	Jean-Charles	PR 0	Image, Vision, Signal	CIS
STOLARZ	Jacques	CR	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
SZAFNICKI	Konrad	MR	Sciences & Génie de l'Environnement	SITE
THOMAS	Gérard	PR 0	Génie des Procédés	SPIN
TRIA	Assia		Microélectronique	CMP
VALDIVIESO	François	MA	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
VAUTRIN	Alain	PR 0	Mécanique & Ingénierie	SMS
VIRICELLE	Jean-Paul	MR	Génie des procédés	SPIN
WOLSKI	Krzysztof	DR	Sciences & Génie des Matériaux	SMS
XIE	Xiaolan	PR 1	Génie industriel	CIS

Glossaire :

PR 0	Professeur classe exceptionnelle
PR 1	Professeur 1 ^{ère} catégorie
PR 2	Professeur 2 ^{ème} catégorie
MA(MDC)	Maître assistant
DR	Directeur de recherche
Ing.	Ingénieur
MR(DR2)	Maître de recherche
CR	Chargé de recherche
EC	Enseignant-chercheur
IGM	Ingénieur général des mines

Centres :

SMS	Sciences des Matériaux et des Structures
SPIN	Sciences des Processus Industriels et Naturels
SITE	Sciences Information et Technologies pour l'Environnement
G2I	Génie Industriel et Informatique
CMP	Centre de Microélectronique de Provence
CIS	Centre Ingénierie et Santé

Dernière mise à jour le : 9 mars 2010

Remerciements

Au préambule de ce modeste travail, je tiens à remercier mon directeur de thèse Monsieur Jacques BOURGOIS professeur à l'Ecole des Mines de Saint-Etienne, sans le soutien duquel ce travail n'aurait pas abouti.

Je remercie également Madame Valérie LAFOREST chargée de recherche à l'Ecole des Mines de Saint-Etienne et Monsieur Driss KHOMSI, Professeur chercheur à l'école Mohammedia des ingénieurs, pour leur support technique et scientifique constants.

Je voudrais aussi remercier Monsieur Abdellah FROUJI Professeur chercheur à l'école Mohammedia des ingénieurs pour avoir consacré de son temps pour l'amélioration de la qualité de ce travail.

Tous mes hommages vont aussi à Mr Jacques BRIGEON Directeur du collège des hautes études de l'environnement et Développement durable et Mr Miguel LOPEZ-FERBER professeur à l'Ecole des Mines d'Alès pour avoir accepté d'être membre de mon jury de thèse et de faire le déplacement pour honorer de leur présence et leur participation la soutenance de ce travail.

Je voudrais aussi témoigner ma gratitude à mon grand professeur Marcelo JUANICO, directeur général de Juanico – Environmental Consultants Ltd., pour m'avoir formée et encadrée durant mes premières années de recherche et m'avoir permis de disposer de tous les résultats de ses travaux.

Mes remerciements, à mes collaborateurs et à l'équipe du secrétariat d'EAU Globe.

Je ne remercierai jamais assez mon mari pour son soutien et ses encouragements qui me tirent toujours plus haut et me poussent toujours plus loin.

A mes enfants, à qui j'espère ce travail apportera la conviction qu'on n'est jamais assez vieux pour apprendre, avancer et réussir !

Enfin permettez-moi de dédier ce travail à mon défunt père qui de son vivant a toujours clamé que le meilleur héritage qu'un homme pouvait laisser à ses enfants était leur instruction.

Abstract

The shortage of water resources and the difficulties that stand in the way of their mobilization on the one hand and the extravagant cost of drinking water on the other, have prompted local authorities and the managers of the golf course in the town of Benslimane to embark upon an alternative resource namely reusing treated effluent for the irrigation of the golf course.

The Sewage Treatment Plant of Benslimane (STEP) includes an open-air conventional lagoon system and four operational reservoirs with a total volume of 300000 m³. (75 000 m³/reservoir, on area of 22000 m² per reservoir used for storing and finishing water). The reservoirs are 5 m depth and the main retention time is about 35 days. 1m³ sheet of water is expected to remain always at the bottom of the reservoir as non– operational volume.

The average removal of pollution concentration parameters in the treatment chain reveals a classical removal rate between different stages of the treatment and an exceptional fecal coliform removal level in the operational reservoirs. Indeed, analysis of the changing parameters of pollution from entering the reservoir and its outlet shows a removal rate of 60% for BOD₅, 40% for COD, 48% for TSS and 98% for coliform.

Changes in levels of various pollution parameters under the same regime of operation is synchronous and shows that reservoirs, that are operated the same way and in the same environmental conditions, give the same performance with a slight lag in relation to differences in retention time and weather conditions .

The analysis of correlations of different parameters in the operational tanks results in the following findings: (1) a negative correlation of 0.72 between temperature and TSS showing better performance in summer than in winter (2) .With a longer retention time, the pH in the reservoir operations tends to decline. This decrease is accompanied by a decrease in COD. The decrease in pH may be related to the release of CO₂ due to photosynthesis and the emulsion of chemical reactions in water (3), the increase in dissolved oxygen causes a higher bacterial activity resulting in an increase in BOD. With a longer retention time, the levels of fecal coliform and BOD decreased. The coliform decrease over time can be explained by the decrease in their proliferation and/or mortality (4). A very strong correlation between TSS and BOD was also observed and indicates that much of the TSS in the reservoir are mainly bacteria ($r = 0.96$) and thus are essentially biodegradable and thus explain the positive correlation between TSS and BOD($r = 0.87$). The reservoirs conditions have not changed; the leading factor is the stopping power of reservoirs from sewage or stopping the supply of bacteria in organic matter. With a longer retention time, the nutrient milieu becomes a limiting factor for bacterial growth. When the bacteria have exhausted the organic matter in the water, they die and thereby give rise to the lower row of BOD (5).

The results of water quality along the water column at a level of 40 cm to 350 cm of the tank show low amplitudes. It is therefore a homogeneous column. The levels of dissolved oxygen along the water column are always greater than 2 mg / L, which means that all the reactions that take place between 40 cm and 350 cm take place under aerobic conditions. The limit of water depth from which it was possible to send water to the golf course appears to be 40 cm.

Although in terms of the desired quality of water, the waters of the entire water column conform to standards, an examination of chlorophyll concentration and dissolved oxygen shows that the storage tank stratification even at the end of the retention time and that does not reach absolute homogeneity of water over the entire depth of the reservoir.

The analysis of the functioning of operational tanks shows that they are presenting better purification performance in terms of reduction of bacteria and parasites than clusters of conventional finishing. In addition, they act as reservoirs for the storage of purified water ready to be reused in agriculture. These tanks are an alternative solution for arid and semi-arid countries.

Résumé

La pénurie de la ressource et les difficultés de sa mobilisation d'une part et les coûts extravagants de l'eau potable d'autre part, ont poussé les autorités locales de la ville de Benslimane et les gestionnaires du Golf à s'orienter vers une ressource alternative à savoir la réutilisation des effluents épurés pour l'arrosage du Golf.

La STEP de Benslimane comporte un système de lagunage aéré classique suivi de quatre réservoirs opérationnels d'un volume total de 300 000 m³, soit 75 000 m³/réservoir sur superficie de 22000 m² par réservoir prévus pour le stockage et le finissage de l'eau. La profondeur de ces réservoirs est de 5 m et le temps de séjour de 35 jours. Une nappe d'eau de 1 m est prévue de demeurer toujours au fond des réservoirs en tant que volume non - opérationnel.

Les abattements moyens des concentrations paramètres de pollution dans la filière de traitement, laissent voir des abattements classiques entre les différentes étapes du traitement et des abattements assez exceptionnels des coliformes fécaux au niveau des réservoirs opérationnels. En effet l'analyse de l'évolution des paramètres de pollution entre l'entrée du réservoir et sa sortie, laisse voir des abattements moyens de 60% pour la DBO₅, 40% pour la DCO, 48% pour les MES et 98% pour les coliformes

L'évolution des teneurs des différents paramètres de pollution sous le même régime d'opération est synchrone et montre que les réservoirs opérés de la même manière donnent les mêmes performances avec un léger décalage en relation avec les différences des temps de séjour et des conditions climatologiques.

L'analyse des corrélations des différents paramètres dans les réservoirs opérationnels laisse ressortir (1) une corrélation négative de 0,72 entre la température et les MES témoignant de meilleures performance l'été que l'hiver, (2) avec un temps de séjour plus long, le pH dans le réservoir opérationnel a tendance à baisser. Cette baisse s'accompagne d'une baisse de la DCO. La diminution du pH peut être en relation avec la libération du CO₂ du fait de la photosynthèse et l'émulation des réactions chimiques dans l'eau, (3) l'augmentation de l'oxygène dissous provoque une activité bactérienne plus élevée se traduisant par un accroissement de la DBO₅. Avec un temps de séjour plus long, les teneurs en coliformes fécaux et en DBO₅ diminuent. La diminution des coliformes avec le temps peut s'expliquer par la baisse de leur multiplication et/ou leur mortalité, (4) Une très forte corrélation entre les MES et la DBO₅ est également observée et signifie qu'une grande partie des MES dans le réservoir sont essentiellement des bactéries (r=0.96) et donc sont essentiellement biodégradables et expliquent ainsi la corrélation positive entre les MES et la DBO₅ (r=0.87). Les conditions et l'environnement des réservoirs n'ayant pas subi de changement, le facteur éminent est celui de l'arrêt de l'alimentation des réservoirs par les eaux usées, soit l'arrêt de l'approvisionnement des bactéries en matière organique. Avec un temps de séjour plus long, le milieu nutritif devient un facteur limitant pour la prolifération bactérienne. Les bactéries ayant épuisé les matières organiques présentes dans l'eau meurent et entraînent de ce fait la baisse consécutive de la DBO₅.

Les résultats de la qualité de l'eau le long de la colonne d'eau du réservoir entre 40 cm et 350 cm montrent de faibles amplitudes de variation. Il s'agit donc d'une colonne homogène. Les teneurs en oxygène dissous le long de la colonne d'eau sont toujours supérieures à 2 mg/L, soit toutes les réactions qui se passent entre 40 cm et 350 cm se déroulent en milieu aérobie. La limite de la

hauteur d'eau à partir de laquelle, il s'est avéré possible d'envoyer l'eau vers le golf semble se situer à 40 cm.

Quoiqu'en termes de qualité visée de l'eau, les eaux de toute la colonne d'eau sont conformes, l'examen des concentrations en chlorophylle, et en oxygène dissous montre que le réservoir garde une stratification même à la fin de l'écoulement du temps de séjour et qu'on n'atteint pas l'homogénéité absolue de l'eau sur toute la profondeur du réservoir.

L'analyse du fonctionnement des réservoirs opérationnels, montre que ces derniers présentent de meilleures performances épuratoires en termes d'abattement des bactéries et de parasites que les filières de finissage conventionnelles. De plus ils constituent des réservoirs de stockage de l'eau épurée prête à être réutilisée en agriculture. Ces réservoirs constituent une solution pour les pays arides et semi-arides.

TABLE DES MATIERES

I. PARTIE I : LA REUTILISATION DES EAUX USEES, UNE ALTERNATIVE DURABLE POUR LA GESTION DES RESSOURCES EN EAU DE LA VILLE DE BENSLIMANE	19
I.1 LES IMPERATIFS DE LA REUTILISATION DES EUE	21
I.2 LE DEVELOPPEMENT DE LA REUTILISATION DES EAUX USEES.....	22
I.2.1 <i>Les premiers grands projets d'irrigation des eaux usées</i>	22
I.2.2 <i>Expérience marocaine dans la réutilisation des eaux usées</i>	23
I.2.3 <i>Conclusion</i>	25
I.3 LES DIFFERENTES REGLEMENTATIONS DANS LE MONDE.....	26
I.3.1 <i>Les recommandations de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS)</i>	26
I.3.2 <i>Les recommandations de l'USEPA</i>	28
I.3.3 <i>La réglementation de l'Australie</i>	29
I.3.4 <i>La législation française et les recommandations du Conseil Supérieur d'Hygiène Publique de France (CSHPP)</i>	29
I.3.5 <i>Cadre juridique de la Tunisie</i>	32
I.3.6 <i>Contexte juridique Marocain</i>	34
I.4 CONCLUSION SUR LES REGLEMENTATIONS REGISSANT LA REUTILISATION DES EAUX USEES	36
I.5 REDUCTION DES IMPACTS SANITAIRES PAR UN TRAITEMENT APPROPRIES DES EAUX USEES	38
I.5.1 <i>Objectif de traitement des eaux usées</i>	39
I.5.2 <i>Les stations d'épurations au Maroc</i>	40
I.5.3 <i>Unités de Traitement Intensif</i>	42
I.5.4 <i>Unités de Traitement Extensif</i>	50
I.5.5 <i>Unités de Traitement Semi Extensif</i>	54
I.5.6 <i>Les réservoirs de stabilisation des eaux usées (Juinico, Dor, 1994)</i>	56
I.5.7 <i>Comparaison des systèmes de traitement</i>	63
II. PARTIE II : SITE D'ETUDE ET DONNEES DE BASE	66
II.1 AIRE DE L'ETUDE.....	66
II.2 EMLACEMENT DE LA STATION D'EPURATION	67
II.3 DONNEES DE BASE	67
II.3.1 <i>Caractérisation des eaux usées</i>	67
II.3.2 <i>Demande en eau pour l'irrigation</i>	70
II.3.3 <i>Confrontation de la production des eaux usées et des besoins du Golf</i>	72
II.4 DESCRIPTION DE LA STATION D'EPURATION ET DE RECYCLAGE DES EAUX USEES DE BENSLIMANE	74
II.4.1 <i>Les critères de conception</i>	74
II.4.2 <i>Qualité des Effluents traités pour l'irrigation du terrain de Golf</i>	75
II.4.3 <i>Qualité des effluents à déverser dans l'oued</i>	76
II.4.4 <i>Description des composantes de la station d'épuration</i>	76
II.4.5 <i>Systèmes de désinfection</i>	82
II.4.6 <i>Station de pompage</i>	82
II.4.7 <i>Conduite d'aménée gravitaire</i>	83
II.4.8 <i>Conduite de refoulement sous pression</i>	83
II.4.9 <i>Structures Complémentaires</i>	83
III. PARTIE III : RESULTATS ET DISCUSSION	84
III.1 ECHANTILLONNAGE	84
III.1.1 <i>Fréquence et mode d'échantillonnage</i>	85

III.1.2	<i>Les paramètres d'analyse et de suivi</i>	87
III.1.3	<i>Matériels et méthodes</i>	87
III.2	RESULTATS DES ANALYSES DES DIFFERENTS PARAMETRES DE POLLUTION DANS LA FILIERE DE TRAITEMENT	89
III.3	ANALYSE DES PERFORMANCES EPURATOIRES DE LA FILIERE DE TRAITEMENT.....	94
III.3.1	<i>Qualité des eaux à l'entrée de la STEP</i>	94
III.3.2	<i>Performances épuratoires des lagunes anaérobies</i>	95
III.3.3	<i>Performances épuratoires des bassins aérobies</i>	96
III.3.4	<i>Performances épuratoires des bassins facultatifs</i>	98
III.3.5	<i>Performances épuratoires des réservoirs opérationnels</i>	100
III.3.6	<i>Synthèse des abattements des paramètres de pollution dans la filière de traitement</i>	117
III.4	ANALYSE DU FONCTIONNEMENT DE TOUS LES RESERVOIRS OPERATIONNELS DE BENSLIMANE.....	120
III.4.1	<i>Evolution annuelle des différents paramètres de pollution dans les quatre réservoirs</i>	120
III.4.2	<i>Suivi des paramètres dans les quatre réservoirs</i>	121
IV.	PARTIE 4 : VALIDATION DU SYSTEME DE TRAITEMENT DES EAUX USEES DE BENSLIMANE COMME MEILLEURE TECHNIQUE DISPONIBLE (MTD).....	127
IV.1	QU'EST-CE QU'UNE MTD ?.....	128
IV.2	COMMENT DETERMINER LES MTD A L'ECHELLE D'UNE INSTALLATION ?.....	128
IV.3	LES BREFS	129
IV.4	OUTILS D'AIDES A L'EVALUATION DES PERFORMANCES ENVIRONNEMENTALES DES MTD	130
IV.4.1	<i>La méthode Focus L-BAT</i>	131
IV.4.2	<i>Adaptation de la méthode Focus L-BAT à notre cas</i>	135
IV.5	EVALUATION QUALITATIVE DES PERFORMANCES ENVIRONNEMENTALES DU PROCEDE DE BENSLIMANE PAR RAPPORT AUX PROCEDES CLASSIQUES D'EPURATION.....	139
IV.6	SYNTHESE ET CONCLUSION SUR LES MTD.....	145
V.	RESUME ET CONCLUSION	162

LISTES DES ANNEXES

ANNEXE 1 : NORMES DE QUALITE DES EAUX USEES DESTINEES A L'IRRIGATION AU MAROC	170
ANNEXE 2 : VALEURS LIMITES DE REJET DIRECT ET INDIRECT	172
ANNEXE 3 : RESULTATS DES ANALYSES DE L'ANNEE 1 ET 2	176
ANNEXE 4 : LE PLANNING DE REMPLISSAGE SUR LA BASE DU DEBIT MOYEN.	179
ANNEXE 5 : LES RESULTATS DES ANALYSES EFFECTUEES SUR LES QUATRE RESERVOIRS OPERATIONNELS.....	193

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Projection sur les ressources en eau.....	23
Tableau 2 : Principales zones de réutilisation des eaux usées brutes au Maroc.....	25
Tableau 3 : Recommandations microbiologiques révisées de l’OMS pour le traitement des eaux usées avant utilisation en agriculture (Blumenthal et al., 2000)	27
Tableau 4 : Les recommandations du CSHPF	31
Tableau 5 : Avantages et Inconvénients	44
Tableau 6 : Avantages et inconvénients	46
Tableau 7 : Avantages et inconvénients	47
Tableau 8 : Avantages et inconvénients	49
Tableau 9 : Avantages et Inconvénients	54
Tableau 10 : Avantages et Inconvénients	55
Tableau 11 : Comparaison des techniques de traitement des eaux usées	65
Tableau 12 : Débit des eaux usées de la ville de Benslimane	67
Tableau 13 : Evolution des débits des eaux usées (Tahal, 1996).....	67
Tableau 14 : Evolution des débits moyens des eaux usées à l’entrée de la STEP	68
Tableau 15 : Evolution mensuelle de la production des eaux usées épurées (Année 1-Année 2).....	69
Tableau 16 : Qualité des eaux usées de la ville de Benslimane en 1995	69
Tableau 17 : Demande en eau du Golf de Benslimane (Direction du Golf Royal, 1995)	70
Tableau 18 : Les données de conception de la STEP de Benslimane (Tahal 1995)	75
Tableau 19 : Caractéristiques des installations de prétraitement.....	79
Tableau 20 : Paramètres analysés	87
Tableau 21 : Méthodes d’analyse physico-chimiques des échantillons.	88
Tableau 22 : Caractérisation de l’eau à l’entrée de la STEP de Benslimane	95
Tableau 23 : Caractérisation de l’eau à la sortie des bassins anaérobies	95
Tableau 24 : Evolution des abattements des paramètres de pollution à la sortie des lagunes anaérobies.....	96
Tableau 25 : Caractérisation de l’eau à la sortie des bassins aérobies.....	97
Tableau 26 : Abattement dans les bassins aérés.....	98
Tableau 27 : Caractérisation de l’eau à la sortie des bassins facultatifs.....	98
Tableau 28 : Abattement dans les bassins facultatifs.....	99
Tableau 29 : Caractérisation de l’eau à hauteur des réservoirs opérationnels.....	102
Tableau 30 : Abattement de la DBO5 dans les réservoirs opérationnels	103
Tableau 31 : Abattement de la DCO dans les réservoirs opérationnels	103
Tableau 32 : Abattement des MES dans les réservoirs opérationnels	104

Tableau 33 : Abattement des coliformes fécaux dans les réservoirs opérationnels.....	104
Tableau 34 : Les différentes couches d'eau concernées par les prélèvements	106
Tableau 35 : Analyse de la qualité de l'eau en fonction de la profondeur	107
Tableau 36 : Estimation des hauteurs du réservoir	111
Tableau 37 : Calcul du temps de séjour et de l'âge des différentes	114
Tableau 38 : Coefficients de corrélation r.....	116
Tableau 39 : Synthèse des abattements moyens des paramètres de pollution dans la filière de traitement (entre la sortie de chaque étape et l'entrée initiale)	120
Tableau 40: Présentation de la base d'évaluation des techniques au regard des MTD (Perrin, 2009)	132
Tableau 41 : Considérations, objectifs et sous objectifs retenus et proposés pour avoir une évaluation exhaustive du système d'épuration en tant que MTD.....	137
Tableau 42 : Grille de notation	139
Tableau 43 : Les résultats de la comparaison des procédés	140
Tableau 44: Evaluation qualitative du procédé de la STEP de Benslimane.....	145

TABLE DES FIGURES

Figure 1 : La STEP de Benslimane, un projet contribuant à l'écologie industrielle	21
Figure 2 : Traitement des eaux usées domestiques	39
Figure 3 : Schéma synoptique d'une STEP à boues activées.....	43
Figure 4 : Configuration du procédé lit bactérien	46
Figure 5: Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel (d'après Agences de l'Eau, CTGREF).....	51
Figure 6: Configuration du procédé lagunage naturel.....	54
Figure 7: Modèle de représentation des interactions entre les variables d'état dans chaque couche	63
Figure 8 : Carte de situation	66
Figure 9 : Schéma synoptique de la STEP de Benslimane	77
Figure 10 : Schéma conceptuel de la station d'épuration de Benslimane.....	78
Figure 11 : Détail du réservoir opérationnel	82
Figure 12 : Points d'échantillonnage.....	85
Figure 13 : Schéma d'échantillonnage dans les réservoirs opérationnels	86
Figure 14 : Déplacement de la première couche d'eau du bas vers le haut	105

TABLE DES PHOTOS

Photo 1 : Biodisques	48
Photo 2 : Comparaison de l'emprise au sol entre la biofiltration (Biostyr) et les boues activées pour 1 500 000 EH	49
Photo 3 : Réservoir de stabilisation de la STEP de Ben Slimane.....	56
Photo 4 : Réservoir de stabilisation de Arad (Israël).....	57
Photo 5 : Maquette de la STEP de Benslimane	77

LISTE DES GRAPHES

Graphe 1 : Evolution de la production des eaux usées (DE/ME, 1997)	24
Graphe 2 : Evolution saisonnière de la production des eaux usées (refaire ce graphique avec en abscisse les mois)	68
Graphe 3 : Evolution de la pluviométrie et de l'évapotranspiration à Benslimane unités abscisse et ordonnée.....	71
Graphe 4 : Evolution de la demande en eau et de l'évapotranspiration.....	72
Graphe 5 : Comparaison des volumes des eaux usées produites et des besoins en eau actuels et d'extension du Golf	72
Graphe 6 : Comparaison des volumes des eaux usées produites et des besoins en eau en cas d'extension du Golf	73
Graphe 7 : Evolution de la température	90
Graphe 8 : Evolution du pH.....	90
Graphe 9 : Evolution de la conductivité.....	91
Graphe 10 : Evolution de la DBO ₅ en mg d'O ₂ /l.....	91
Graphe 11 : Evolution de la DCO en mg d'O ₂ /l.....	92
Graphe 12 : Evolution des coliformes fécaux BCF/100mL	92
Graphe 13 : Evolution des MES (mg/L)	93
Graphe 14 : Evolution des concentrations en oxygène dissous et des MES dans les bassins facultatifs.	100
Graphe 15 : Evolution des abattements en DBO ₅ d'une étape du procédé à l'étape suivante	118
Graphe 16 : Evolution des abattements en DCO en fonction des étapes du procédé	118
Graphe 17 : Evolution des abattements des coliformes fécaux en fonction des étapes du procédé .	119
Graphe 18 : Evolution des abattements des MES en fonction des étapes du procédé.....	119
Graphe 19 : Evolution de la température dans les différents réservoirs (attention mettre en abscisse A1 et A2 et non les années en clair pour être cohérent avec le texte)	122
Graphe 20 : Evolution de l'oxygène dissous.....	123
Graphe 21 : Evolution du pH revoir abscisse.....	123
Graphe 22 : Evolution de la DBO ₅ dans les quatre réservoirs revoir abscisse.....	124
Graphe 23 : Evolution de la DCO dans les quatre réservoirs revoir abscisse.....	125
Graphe 24 : Evolution des coliformes fécaux dans les quatre réservoirs revoir abscisse	125
Graphe 25 : Profil du procédé Boues activées suivi d'un traitement tertiaire suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD.....	146
Graphe 26 : Profil du procédé Lit bactérien suivi d'un traitement tertiaire suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD.....	147
Graphe 27 : Profil du procédé du lagunage aéré+ bassin de maturation suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD.....	148
Graphe 28 : Profil du procédé du Lagunage naturel + bassin de maturation suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD.....	149
Graphe 29 : Profil du procédé du Lagunage aéré + réservoir opérationnel suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD.....	150

LISTE DES ABREVIATIONS

BAT	: Best Available Techniques
BCF	: Coliformes Fécaux
BREF	: Best Référence
Cond	: Conductivité électrique
CSHPF	: Conseil Supérieur d'Hygiène Publique de France
CTGREF	: Centre Technique du Génie Rural, des Eaux et des Forêts
DBO ₅	: Demande Biochimique en Oxygène
DCO	: Demande Chimique en Oxygène
DE/ME	: Division des études. Ministère de l'environnement
DHs	: Dirhams
E.U.T	: Eaux Usées Traitées
EPE	: Evaluation des Politiques Environnementales
IPPC	: Integrated Pollution Prevention and Control
L-BAT	: Local-Best Available Technique
LPEE	: Laboratoire Public d'Essais et d'Etudes
MASIT	: Analyse Multicritère des Technologies Industrielles pour un Développement Durable
MES	: Matières En Suspension
MRT	: Main Residential Time
MTD	: Meilleure Technique Disponible
OD	: Oxygène dissous
OMS	: Organisation Mondiale de la Santé
ONAS	: Ministère de l'Agriculture et l'autorité sanitaire
ONEP	: Office National de l'Eau Potable
ONG	: Organisation Non Gouvernementale
PDAIRE	: Plans d'Aménagement Intégré des Ressources en Eau
PFE	: Pourcentage of Frech Effluent
PNUD	: Programme des nations unies pour le développement
REUE	: Réutilisation des Eaux Usées Epurées
SAT	: Soil Aquifer Traitement
SBR	: Les réservoirs séquentiels en batch
SNDAL	: Schéma Directeur National de l'Assainissement liquide
STEP	: Station d'épuration
T	: Température
TWG	: Technical Working Group
USAID	: United States Agency of International Development
USEPA	: United States Environmental Protection Agency
UV	: Ultra-violets

Introduction générale

Le Maroc a développé depuis des décennies, une politique de mobilisation des ressources en eau, permettant de stocker près de 70% de son potentiel hydrique d'eau de surface, soit l'équivalent de 570 m³/habitant/an. Le taux de mobilisation actuel :

- apporte une assurance quant aux possibilités d'alimentation en eau potable (100% de la population urbaine et de 70% de la population rurale du pays) ;
- sécurise l'irrigation de 1 Million ha de terres agricoles ;
- permet l'amélioration du produit intérieur brut (PIB) à travers celle du PIBA (Produit Intérieur Brut Agricole).

Le potentiel des ressources en eau naturelles, est évalué actuellement au Maroc à 22 milliards de m³ par an. Selon Bzioui. M, 2004, ce ratio passera à l'horizon 2030 à 720 m³/hab/an, soit à la limite de la pénurie d'eau. A cette date 14 millions d'habitants, soit 35 % de la population totale du pays, disposeraient de moins de 500 m³/hab/an.

Si les efforts déployés dans le pays pour la mobilisation des ressources en eau ont pu sécuriser l'alimentation en eau potable et l'irrigation des terres agricoles, ils n'en restent pas moins insuffisants pour garantir une gestion intégrée et rationnelle des ressources en eau au niveau national. Le déséquilibre entre l'offre et la demande en eau devrait être ressenti vers 2020 : Les ressources en eau par habitant seront équivalentes à la moitié des ressources actuelles et le manque d'eau pourrait devenir un frein au développement du Maroc à cause notamment des changements climatiques et des problèmes de pollution des ressources en eau.

Actuellement, les aspects concernant la qualité de la ressource n'ont été que peu considérés : Le secteur de l'assainissement connaît un grand retard et plus de 90% des eaux usées sont rejetées dans le milieu naturel (réseau hydrographique 30% ; sol et sous-sol 27% ; mer 43%. (Bzioui. M, 2007) sans traitement préalable.

Selon **Reffouh. A.** (2007), le volume des eaux usées a été évalué à 600 millions de m³/an en 2005 et sera porté à 900 millions de m³/an en 2020.

Une partie des eaux brutes rejetées par les villes continentales, est réutilisée en agriculture. Elle permet d'irriguer 7 235 ha dans les zones de maraîchage, des cultures fourragères, de l'arboriculture et de la céréaliculture (Rapport sur les ressources en eau au Maroc, 2004).

Actuellement, moins de 10% des rejets du pays sont traités.

Une étude du haut commissariat au plan réalisée en 2006 a évalué à 4,5 milliards de Dhs (0,48 milliards d'Euros) les pertes inhérentes à la dégradation de la qualité de l'eau en 2004. Les lâchers d'eau à partir des retenues de barrages pour améliorer la qualité de l'eau dans des tronçons critiques s'élèvent à environ 200 MDhs/an. Le coût du traitement de l'eau accuse un sur coût de 438 Mdh et le manque à gagner en termes de ressource en eau alternative pour la réutilisation des eaux usées épurées correspond à l'équivalent de 300000 ha de terres irriguées.

Il est donc clair que nulle part au pays, les réserves d'eau douce ne sont disponibles en qualité et en quantité suffisantes pour permettre de les utiliser à outrance et sans égard à leur qualité.

Le Maroc a pris conscience que son développement socio-économique, est conditionné par la gestion intégrée et la préservation des ressources en eau.

Durant ces dernières années, le Gouvernement a entériné l'objectif qui vise à chercher des moyens économiquement rentables pour préserver la qualité de l'eau et gérer de façon efficace son utilisation. Cet objectif constitue l'élément central de la stratégie d'intervention du gouvernement qui a mis en place un programme national visant la mise en œuvre des principes de sa politique apportés, dans la loi sur l'eau qu'il a promulgué par le Dahir No 1 - 95 - 154 en date du 16.08.1995.

Par cette loi, le gouvernement reconnaît que l'eau constitue actuellement une ressource naturelle rare devant faire l'objet d'une protection aussi bien de sa quantité que de sa qualité.

Pour parvenir à cette fin, le gouvernement a mis en place, entre autre, une politique d'économie de l'eau visant la minimisation de la consommation en eau, notamment dans le secteur agricole pour lequel un programme de reconversion est subventionné à hauteur de 80% par l'Etat et permet l'économie d'au moins 30% des consommations en eau agricole.

Un programme national d'assainissement liquide et d'épuration des eaux usées d'une enveloppe de 43 Milliards de DH concernant 260 villes et centres vient d'être mis en place en 2009 et vise un taux de raccordement au réseau d'assainissement urbain de 80%, la réduction de 60% de la pollution par les eaux usées et la réutilisation en agriculture de 40 % des eaux usées épurées d'ici 2020. (**Conseil National De L'environnement, 2007**).

Il apparaît donc clairement que développer des techniques d'épuration adaptées au contexte national, qui tiennent compte d'une part des capacités techniques et financières des communes marocaines et d'autre part des objectifs de réutilisation des effluents épurés en agriculture, reste d'actualité et permettra de participer à la mise en œuvre de la stratégie nationale en matière de préservation des ressources en eau du pays.

Dans ce mémoire, nous essayerons de clarifier le mode de fonctionnement de la station d'épuration de Benslimane que nous pensons être un exemple appropriée de technologies répondant aux besoins du Maroc.

Cette STEP a été construite avec l'objectif ultime de produire des eaux usées épurées d'une très haute qualité destinées à leur réutilisation pour l'arrosage des Golfs de la même ville qui utilisait auparavant l'eau potable pour son arrosage.

La technologie de traitement des eaux usées adoptée reposait essentiellement sur un système combinant stockage et finissage des eaux usées et apportait de ce fait, une solution double au problème de l'arrosage, elle semblait ne pas produire de boues dans le sens que toutes les boues produites sont injectées dans le procédé et minéralisées et les eaux épurées contiendraient 0 coliformes fécaux /100mL et 0 œufs d'helminthes/L et ne représenteraient aucun risque sanitaire en cas d'arrosage et d'irrigation.

Ces résultats ont été confirmés après la réalisation des travaux et la mise en eau de la station. Actuellement la station d'épuration de Benslimane, après une dizaine d'années de fonctionnement, continue à être exploitée sans aucun problème de qualité et les Golfs de Benslimane reçoivent toujours les effluents épurés pour leur arrosage.

Toutefois, si cette technologie a donné satisfaction et si la STEP de Benslimane reste l'une des STEP qui après sa mise en eau, continue de fonctionner, il n'en demeure pas moins que cette STEP reste unique.

Afin que le Maroc et les pays à climat similaires puissent profiter de cette expérience et démultiplier ce type de projet, la présente recherche se propose de clarifier le mode de fonctionnement des réservoirs opérationnels et d'évaluer si la STEP de Benslimane peut être classée comme une des Meilleures Technologies Disponibles (MTD).

A cet effet seront développées dans la suite de cette thèse :

La première partie réservée à l'étude bibliographique traitera des aspects techniques et sanitaires de la réutilisation et où seront présentées, analysées et comparées les différentes réglementations régissant cette pratique à travers le monde, les différents modes de traitement usuellement adoptés pour le traitement des eaux usées urbaines, avantages et inconvénients.

La deuxième partie traitera de la présentation du site d'étude et des composantes de la STEP de Benslimane.

La troisième partie donnera une description détaillée du suivi analytique réalisé pendant les deux années de recherche, le mode d'échantillonnage, matériels et méthode. On s'intéressera également dans cette partie à analyser les performances d'épuration de la filière de traitement en terme d'abattement de la pollution, on analysera ensuite l'évolution des différents paramètres entre un compartiment et un autre sur une année d'exploitation pour infirmer ou confirmer les rendements avancés lors de la conception de la STEP. Les résultats du suivi analytique des réservoirs opérationnels, permettront d'analyser l'évolution des paramètres de pollution le long de la colonne d'eau des réservoirs, d'identifier les différentes corrélations entre ces paramètres et d'examiner la similitude de fonctionnement des quatre réservoirs en comprenant le mode de fonctionnement et les impératifs de gestion.

En fin, la dernière partie analysera en comparaison avec les différents modes de traitement les plus conventionnels, si la technique de finissage ou de polissage des réservoirs opérationnels peut être classée comme une meilleure technologie disponible.

I. PARTIE I : La réutilisation des eaux usées, une alternative durable pour la gestion des ressources en eau de la ville de Benslimane

La raréfaction des ressources en eau et la dégradation de leur qualité est un défi majeur pour le XXI^e siècle. La rareté de l'eau est une préoccupation commune dans de nombreuses régions arides et semi-arides du monde.

Afin de préserver la qualité des masses d'eau et de diminuer les prélèvements dans le milieu naturel, il convient de chercher des ressources alternatives. La réutilisation des eaux usées épurées, ou REUE, peut constituer l'une de ces alternatives. Les efforts investis dans la réutilisation de l'eau permettront de préserver l'eau douce potable pour d'autres usages, plus exigeants en terme de qualité.

La réutilisation des eaux usées urbaines est une pratique très ancienne (Fuller GW, 1912) qui connaît une évolution en fonction des ressources en eau, des intérêts économiques, sanitaires, socioculturels et environnementaux locaux. La croissance de la pression sur les ressources en eau et le développement de l'ingénierie de l'eau et de la recherche, sont aussi des facteurs qui contribuent à l'évolution de cette pratique.

Les eaux usées épurées peuvent être exploitées et réutilisées :

- Comme technique d'assainissement et d'économie d'eau contribuant ainsi à l'économie des ressources en eau destinées à l'eau potable et constituant une ressource alternative qui vient augmenter le potentiel des ressources en eau ;
- Dans l'agriculture pour la création de nouveaux périmètres irrigués ;
- Dans la protection de l'environnement en contribuant à la recharge de nappes ;
- Dans le secteur industriel pour la production aquacole ;
- Etc.

La réutilisation des eaux usées connaît des applications variables suivant les pays : En Israël 67% des eaux usées sont utilisés pour l'irrigation, en Inde 25 % et en Afrique du Sud 24 %. En Amérique latine, le plus grand projet des eaux usées se trouve dans la Vallée d'Amézquital, à Mexico, où 83 000 hectares sont irrigués avec des eaux usées brutes (Gijzen, H., 2000).

10% des récoltes dans le monde sont irriguées par des eaux usées brutes (Gijzen, H., 2000), et de nombreux pays dont le Maroc, utilisent les eaux usées épurées pour l'irrigation, l'arrosage des espaces verts et des Golfs.

Le développement important des Golfs depuis quelques années, associé à des pénuries d'eau et des périodes de sécheresse génère des craintes et des conflits d'usages et d'utilisation de la ressource en eau (irrigation agricole, voire alimentation en eau potable dans les régions très touristiques arides ou semi-arides : cas des villes de Marrakech, Benslimane au Maroc etc.).

A l'image de tous les Golfs du monde, le Golf de Benslimane, qui s'étale sur une superficie de 100 ha, génère des activités touristiques importantes qui se répercutent sur le développement socio-économique de toute la région. Toutefois, sa pérennité et des activités qui lui sont liées est tributaire d'une grosse consommation d'eau potable et impacte la réserve en eau destinée à la population de la ville.

En effet, l'exigence d'une grande qualité de gazon requiert des conditions d'arrosage ou d'irrigation particulières qui se traduisent par des consommations extrêmement importantes d'eau de bonne qualité. A titre indicatif, en 1995, alors que le Golf de Benslimane ne comptait que 9 trous, sa consommation en eau pendant le mois de Juillet a été de 1000 m³/j, soit l'équivalent d'une consommation en eau de plus de 10 000 habitants.

La pénurie de la ressource et les difficultés de sa mobilisation d'une part et les coûts importants de l'eau potable d'autre part, ont poussé les autorités locales et les gestionnaires du Golf à s'orienter vers une ressource alternative à savoir celle des eaux usées épurées.

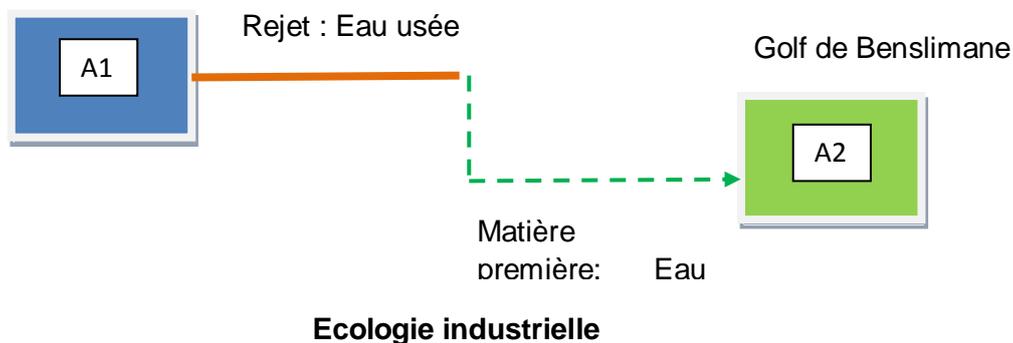
Cette solution allait non seulement régler le problème de la contamination en eau de l'oued Ben Soltane qui recevait l'intégralité des rejets de la ville mais allait permettre également de :

- Economiser l'eau pour l'alimentation en eau potable de la ville et diminuer ainsi la pression sur la ressource en eau ;
- Résoudre le conflit existant entre l'Office national de l'Eau Potable et les gestionnaires du Golf ;
- Diminuer le coût d'exploitation du Golf, moyennant la diminution du coût de l'eau d'arrosage.

C'est ainsi que dans une logique de mise en place d'une stratégie contribuant à l'écologie industrielle, est né le projet de la station d'épuration des eaux usées de la commune de Benslimane et de la réutilisation des effluents épurés pour l'arrosage du Golf. La figure 1 présente le schéma du projet de la STEP de Benslimane.

Figure 1 : La STEP de Benslimane, un projet contribuant à l'écologie industrielle

Ville de Benslimane



1.1 Les impératifs de la réutilisation des EUE

Les projets portant sur la réutilisation des eaux usées dans l'irrigation sont des projets à long terme, ils contribuent à la protection de l'environnement et considèrent les eaux usées comme une ressource additionnelle. Les pratiques de réutilisation doivent de ce fait, être développées dans un cadre organisé et selon une approche intégrée de la gestion des ressources en eau, qui tient compte des facteurs techniques, socio-économiques, réglementaires et environnementaux.

Toutefois, ces projets requièrent d'être menés avec prudence compte tenu des effets négatifs sur la santé humaine et l'environnement, d'une exploitation inappropriée des eaux usées épurées. C'est pourquoi, la réutilisation de ces effluents nécessite au préalable leur traitement afin que leur qualité soit conforme aux normes sanitaires et chimiques relatives à une eau d'irrigation. En effet :

- Des Micro-organismes pathogènes (bactéries, virus et parasites) sont présents dans les eaux usées domestiques et des mesures spéciales sont nécessaires pour réduire leur menace potentielle pour la santé publique ;
- Les effluents sont également chargés en macro nutriments notamment le phosphore et l'azote. La présence de ces éléments devrait être prise en considération comme source fertilisante ;
- L'utilisation de l'eau génère une augmentation de la concentration de sels solubles. Les principaux ions présents sont les suivants : sodium, chlorure et bicarbonate. Ils augmentent la salinité de l'eau et ne sont pas éliminés au cours des processus de traitement des eaux usées ;
- Certains polluants contenus dans les rejets industriels peuvent être toxiques et doivent être éliminés dans une installation de prétraitement à l'intérieur de la zone industrielle ou des unités industrielles elles mêmes ;
- Certains oligo-éléments requis par les plantes (B, Cu, Mn, Mo, Zn) peuvent être présents dans les effluents à des niveaux excessifs. D'autres éléments peuvent également contribuer aux risques de toxicité (Cd, Pb, Hg). Leur origine est essentiellement industrielle.

Hormis les procédés d'épuration, un grand nombre de facteurs doivent être pris en considération dans le projet de la réutilisation des eaux usées à savoir : les systèmes d'irrigation, les rendements et la qualité des récoltes, la protection de l'environnement, les contrôles, les aspects socio-économique.

La réutilisation des eaux usées dans l'agriculture nécessite la mise en œuvre d'une réglementation en matière de réutilisation des eaux usées, d'une politique des mesures institutionnelles et organisationnelles entre les traitants et les demandeurs des eaux usées et l'intégration de la réutilisation des eaux usées dans les schémas d'aménagement et de gestion des eaux.

De même, pour aborder un projet de réutilisation, il est nécessaire d'examiner si les coûts de construction de réseaux d'amenées des effluents épurés et de leur stockage (quand celui-ci est nécessaire) sont supportables par les réutilisateurs.

1.2 Le développement de la réutilisation des eaux usées

1.2.1 Les premiers grands projets d'irrigation des eaux usées

Avec la publication du rapport de la Première Commission Royale en 1865 au Royaume Uni, l'épandage et la réutilisation sont devenus l'un des moyens les plus communément utilisés pour l'élimination des eaux usées. Ces pratiques ont été adoptées à Edimbourg, Londres, Manchester, et d'autres grandes villes du Royaume-Uni. (Juanico, 1999).

En 1875, il y avait environ 50 sites de traitement en Grande-Bretagne. L'irrigation avec des eaux usées est devenue populaire également dans d'autres parties de l'Europe à la fin des années 1900 et au début des années 2000. (Fuller, 1912).

A Paris, par exemple, les eaux usées des fermes avaient dès 1868 été réutilisées, et en 1904 le grand intercepteur des égouts parisiens avait cessé de les rejeter dans la Seine (Puil, 1998).

La ville de Berlin a établi son premier projet de réutilisation des eaux usées en irrigation en 1876. Dès 1910, la surface irriguée par des eaux usées épurées était de l'ordre de 17 200 hectares, un volume d'environ 310 000 m³ d'eaux usées par jour était ainsi traité (Puil, 1998).

Melbourne, a initié son projet de réutilisation à Werribee Farm en 1897 et le cheptel a été alimenté par les herbes cultivées dans les parcelles irriguées par les eaux usées (Puil, 1998).

En 1904 ce fut le tour de Mexico où de grandes superficies situées en aval de la vallée ont reçu les effluents usés de la ville (Puil, 1998). Le programme a été développé sous le contrôle du gouvernement. En 1997, environ 100 000 ha ont été irrigués avec des eaux usées.

Aux Etats Unis (Fuller, 1912), ce fut en 1871 que la réutilisation des eaux usées a commencé dans le Lenox, le Worcester et le Massachusetts. En 1904, 14 exploitations agricoles desservant 200 000 habitants ont été irriguées par des eaux usées. Le projet de réutilisation des effluents municipaux près de Chicago et de Los Angeles a dû être abandonné dès 1912 à cause des nuisances olfactives générées et des risques liés à la santé.

Comme aux États-Unis, bon nombre des grands projets de réutilisation des eaux usées en irrigation ont été abandonnés en Europe compte tenu de l'extension des périmètres urbains qui empiétait sur les zones de réutilisation, des problèmes d'odeurs et des préoccupations sanitaires en relation avec les cas de maladies en relation avec la consommation de culture maraîchères.

Les problèmes sanitaires ont été à l'origine du rejet des pratiques de réutilisation des eaux usées à partir de 1912 (Fuller, 1912).

L'usage des eaux usées en agriculture a été presque complètement abandonné dans la plupart des zones fortement urbanisées des pays industrialisés. Ce changement a eu lieu au lendemain de la Seconde Guerre mondiale, cependant, l'intérêt scientifique, d'ingénierie pour la réutilisation des eaux usées a été réactivée à la fois dans les pays industrialisés et les pays en développement (Juanico, 1999).

I.2.2 Expérience marocaine dans la réutilisation des eaux usées

Au Maroc, les ressources en eau mobilisables sont rares, elles classent le pays en état de stress hydrique avec un potentiel hydrique mobilisable de 1000 m³/habitant/an. Le tableau 1 donne les projections de la disponibilité des ressources jusqu'à l'horizon 2050.

Tableau 1 : Projection sur les ressources en eau

Année	1955	1990	2000	2025	2050
Population en million	10,13	24,33	30,00	40,65	47,86
Disponibilité (m ³ /habitant/an)	2764	1151	1000	689	585

(Bzioui, M, 2004) : Rapport national sur les ressources en eau

Les conséquences de cette réalité, conjuguées au climat, à la répartition inégale des ressources en eau et au développement économique, ont favorisé la réutilisation des eaux usées au Maroc, qui est devenue une pratique courante depuis des décennies.

La réutilisation des eaux usées brutes est présente dans pratiquement tout le pays, en particulier à proximité des villes impériales en raison de la forte population concentrée autour de ces agglomérations, dans les périphéries où des terrains agricoles sont disponibles en aval des points de rejets des réseaux d'assainissement. Une enquête réalisée dans le cadre du Schéma Directeur National de l'Assainissement Liquide (SNDAL) en 1998, a mis en évidence l'existence de plus de 70 zones concernées par la réutilisation qui se fait d'une manière anarchique sans aucun traitement préalable et sans tenir compte des contraintes sanitaires et environnementales.

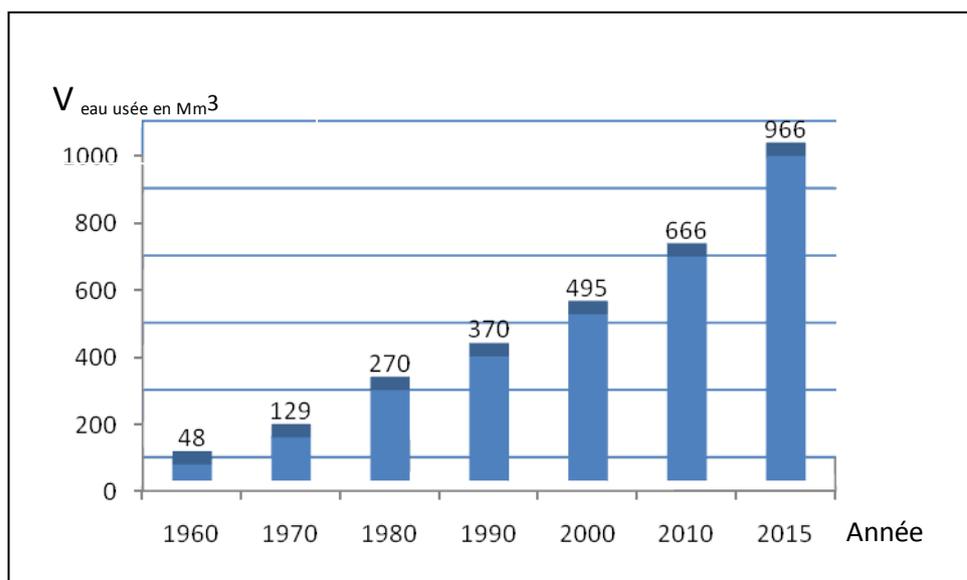
Dans les villes disposant d'une station d'épuration qui sont souvent des villes de taille moyenne telles que Nador, Boujâad et Benslimane, la quantité des eaux traitées reste faible. D'une manière globale,

les volumes d'eaux usées réutilisés ne représentent guère plus de 0,5 % de l'eau utilisée en agriculture.

Toutefois, l'expérience a montré que la réutilisation en irrigation des eaux usées traitées peut apporter des impacts positifs sur différents aspects à savoir :

- L'économie de l'eau et des fertilisants ;
- Le rendement des cultures ;
- L'amélioration des techniques culturales ;
- La protection de la santé du consommateur ;
- La protection de l'environnement.

En 2005, le volume des eaux usées a atteint 600 millions de m³, (volume estimé à 900 millions de m³ à l'horizon 2020). Même si cette quantité ne représente que 5% du volume total des ressources en eau mobilisables, elle peut participer partiellement à résoudre les problèmes liés au manque d'eau dans les années à venir. Le graphe 1 donne l'évolution de la production des eaux usées au fil des années :



Graphe 1 : Evolution de la production des eaux usées (DE/ME, 1997)

La réutilisation des eaux usées est essentiellement destinée à l'agriculture qui constitue le consommateur potentiel des ressources mobilisées, entre 80 et 90% des ressources lui sont attribués, contre 8% pour la consommation en eau potable et industrielle pour laquelle un taux de 20% de la consommation totale est prévu à l'horizon 2020.

En 1998 un volume de 546 millions de m³ a été rejeté avec des proportions respectives de 58% et 40% évacuées respectivement vers le littoral et le milieu naturel (sol, oueds et Talwegs). Seule 8% des eaux usées rejetées faisaient l'objet d'une épuration.

Le tableau 2 regroupe les principales villes concernées par la réutilisation des eaux usées brutes, les superficies et les cultures pratiquées.

Tableau 2 : Principales zones de réutilisation des eaux usées brutes au Maroc

Province	Superficie (ha)	Type de culture
Marrakech	2000	Céréales, maraîchages, arboriculture
Meknès	1400	Céréales, maraîchages, arboriculture
Oujda	1175	Maraîchages, céréales, arboriculture
Fès	800	Arboriculture, maraîchages
El Jadida	800	Maraîchage, fourrage
Khouribga	360	Céréales, maraîchages
Agadir	310	Arboriculture, maraîchages, soja, floriculture
Béni-Mellal	225	Céréale, maraîchage, coton, betterave
Ben guérir	95	Maraîchages, fourrage, arboriculture
Tétouan	70	Maraîchages, fourrage
Total	7235	

Source : Conseil supérieur de l'Eau et du Climat (CSEC), 1994.

Un volume d'environ 70 millions de m³, irrigue une superficie totale estimée à plus de 7000 ha, les cultures concernées par la réutilisation sont : les cultures fourragères, cultures maraîchères, grandes cultures, arboriculture, etc.

La réutilisation des eaux usées brutes au Maroc a eu des conséquences négatives qui ont touché plusieurs axes à savoir :

- La santé des consommateurs : l'année 1994 a enregistré plus de 4000 cas de typhoïde et plus de 200 cas de paludisme et des foyers de choléra au niveau du bassin de Sebou ;
- L'économie : difficulté et surcoût du traitement des eaux superficielles destinées à la production de l'eau potable (Station de traitement de Kariat ba Med);
- L'environnement : faible taux d'oxygène dissous dans les rivières, mortalité des poissons et eutrophisation des plusieurs retenue de barrages (cas du barrage Al Massira).

1.2.3 Conclusion

Les pratiques de réutilisation sont donc anciennes et témoignent de l'existence continue et durable d'un besoin réel résorbé à des degrés de satisfaction différents, par les eaux usées épurées dans différents pays. La diversité des contextes, des expériences, des succès et des échecs a amené de nombreux chercheurs et institutions internationales à proposer des réglementations pour garantir la santé des populations et la préservation de l'environnement.

1.3 Les différentes réglementations dans le monde

1.3.1 Les recommandations de l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS)

Les recommandations de l'OMS sont source d'inspiration pour de nombreux pays à travers le monde, et notamment le Maroc.

Depuis 1982, l'OMS effectuait des recherches afin de fournir une base scientifique pour établir ses recommandations. Cela a abouti en 1989 au "Health guidelines for the use of wastewater in agriculture and aquaculture" ou "Recommandations sanitaires pour l'utilisation des eaux usées en agriculture et en aquaculture". Elles ont été révisées en 2000, en intégrant les résultats de nouvelles études épidémiologiques (Ursula J. Blumenthal, et al., 2000). Pour établir les nouvelles normes, deux approches ont été utilisées : d'une part, des études épidémiologiques empiriques complétées par des études microbiologiques concernant la transmission des germes pathogènes et, d'autre part, une évaluation quantitative du risque basée sur un modèle applicable aux germes pathogènes choisis.

Cette approche combinée a permis d'obtenir un outil puissant pour établir des recommandations, avec un rapport coût/efficacité avantageux et une garantie de protection de la santé publique. Cette révision a permis d'affiner les normes de l'OMS. Les modifications ont essentiellement porté sur la norme "œufs d'helminthes" qui pour certaines catégories est passée de 1 à 0,1 œuf/L.

Ces recommandations ne concernent que l'usage agricole, et il y a donc un "vide juridique" pour les autres usages. Les normes concernent uniquement les quantités de micro-organismes. Les protozoaires ne sont pas inclus directement car il est considéré qu'ils sont éliminés en même proportion que les helminthes. Les virus ne sont pas considérés non plus, leur présence étant difficile à détecter lors des contrôles de routine. Ces normes sont destinées à une utilisation internationale, et sont donc adaptées aux pays en voie de développement. Elles représentent la limite au-delà de laquelle la santé publique n'est plus assurée.

Le tableau 3 résume les recommandations microbiologiques révisées de l'OMS pour le traitement des eaux usées avant utilisation en agriculture.

Dans ses recommandations, l'OMS, définit les catégories, les conditions de réutilisations, les groupes cibles, les techniques d'irrigation utilisées et celles d'épuration recommandées pour atteindre des limites de rejets de coliformes fécaux et nématodes intestinaux. Il précise toutefois, que dans certains cas particuliers, les facteurs épidémiologiques, socioculturels et environnementaux qui devront être pris en compte, et les recommandations modifiées en conséquence.

Tableau 3 : Recommandations microbiologiques révisées de l'OMS pour le traitement des eaux usées avant utilisation en agriculture (Blumenthal et al., 2000)

Catégories	Conditions de réutilisation	Groupes exposés	Techniques d'irrigation	Nématodes intestinaux ^b	Coliformes fécaux/100mL	Traitements recommandés pour atteindre le niveau de qualité microbiologique
A	Irrigation sans restrictions A1 pour les cultures maraîchères consommées crues, les terrains de sports, les parcs publics ^d	Travailleurs, consommateurs, public	Toutes	≤ 1	≤ 10 ^d	Série de bassins de stabilisation, réservoir de stockage et de traitement ou traitement équivalent permettant d'atteindre la qualité microbiologique escomptée
B	Irrigation restreinte. Céréales, cultures industrielles, fourragères, pâturage et forêt ^c	Travailleurs Population sis dans l'environnement proche	Par aspersion Par rigole d'infiltration ou par gravité Toutes	≤ 1 ≤ 1 ≤ 0.1 ^e	≤ 10 ⁵ ≤ 10 ³ ≤ 10 ³	Série de bassins de rétention avec un temps de séjour suffisant (8 à 10 jours) ou traitement équivalent permettant l'abattement des œufs d'helminthes et des coliformes
C	Irrigation localisée sur des cultures (f) de la catégorie B s'il n'y a pas d'exposition des travailleurs ou du public	Aucun	Goutte-à-goutte, micro-jet, etc.	Non applicable	Non applicable	Pré-traitement nécessaire pour des raisons techniques liées à l'irrigation, mais pas moins qu'une sédimentation primaire

a : Dans certains cas, tenant compte du contexte épidémiologique, socioculturel et environnemental, ces limites sont changées en conséquence ;

b : Les espèces de *Ascaris* et *Trichuris*;

c : Durant la période d'irrigation

d : Des limites plus restrictives de moins de 200 coliformes fécaux /100 mL sont plus appropriées pour les Golfs, les hôtels et des espaces où le public peut avoir un contact direct avec les espaces irrigués.

e : Cette limite peut être augmentée à ≤ 1 œuf/l si (i) il fait chaud et sec et que l'irrigation de surface n'est pas pratiquée ou (ii) le traitement de l'eau contient aussi des traitements chimiothérapeutiques anti-helminthes.

f : Dans le cas des arbres fruitiers, l'irrigation doit s'arrêter deux semaines avant la récolte, et aucun fruit ne doit être récolté au sol. L'irrigation par aspersion ne doit pas être utilisée.

I.3.2 Les recommandations de l'USEPA

L'USEPA (United States Environmental Protection Agency) a publié en 1992, en collaboration avec l'USAID (United States Agency of International Development), ses propres recommandations sur la REUE, intitulées "Guidelines for Water Reuse" (USEPA, 1992). Contrairement à l'OMS, ces normes ne sont pas basées sur des études épidémiologiques et une estimation du risque, mais sur un objectif de zéro pathogène dans les eaux réutilisées. Les normes microbiologiques sont donc beaucoup plus strictes.

Ces normes concernent tous les usages envisageables des eaux usées épurées (usage urbain, agricole, industriel, recharge de nappe, etc.) ce qui en fait un outil important. Précisons que chaque État américain peut lui-même fixer ses propres recommandations, en s'inspirant plus ou moins de celles de l'USEPA.

Les recommandations de l'USEPA portent sur plusieurs paramètres notamment : le pH, la demande biologique en oxygène, la turbidité ou les matières en suspension et les coliformes fécaux. Il faut retenir que seul le facteur " coliformes fécaux " permet de juger de la qualité microbiologique.

Le pH est toujours fixé entre 6 et 9. La turbidité ne doit pas dépasser en général 2 NTU. La DBO₅ maximale est fixée soit à 10 mg/L, soit à 30 mg/L, selon les usages. Les coliformes fécaux doivent être soit en concentration inférieure à 200 CF/100 mL (pour l'irrigation avec restriction, les usages paysagers, industriels et environnementaux), soit à un niveau de non-déteçtabilité (pour l'irrigation sans restriction, la baignade et la réutilisation indirecte pour l'eau potable). Enfin, ce qui est un des aspects les plus drastiques des normes de l'USEPA, est qu'il est imposé dans la plupart une norme en chlore résiduel de 1 mg/L.

Retenons enfin que les recommandations concernant l'industrie et la réutilisation indirecte pour l'eau potable ne font pas état de normes précises, mais expliquent que les niveaux de qualité exigés doivent être fixés au cas par cas.

Aux États-Unis, l'USEPA fixe un cadre réglementaire, qui a été ensuite décliné avec des variations plus ou moins importantes dans les différents États. Aujourd'hui, 34 États américains ont une réglementation. Elles sont souvent très strictes, les plus sévères étant celles de l'Arizona, de la Floride, de la Californie, du Texas et l'État de Washington.

En Floride, la réutilisation des eaux usées épurées est très développée. Ainsi, 50 % de sa capacité totale de traitement est réutilisée (Shuval et al., 1986). Les usages privilégiés sont l'aménagement paysager, l'agriculture, l'industrie et la préservation de zones humides.

La Californie est également un état où la REUE est extrêmement développée (Shuval et al., 1986). La première réglementation à ce sujet date de 1918 (Shuval, 1990). Cet État récupère 10 % de ses eaux usées. La loi stipule qu'aucune personne ni aucun organisme ne peut utiliser de l'eau potable à des fins autres que la consommation si de l'eau récupérée propre aux fins recherchées est disponible.

La réglementation californienne est basée sur une approche de haute technologie et repose sur le principe du "better safe than sorry". C'est également une référence mondiale, au même titre, voire plus, que les recommandations de l'USEPA.

Elle a servi de modèle aux réglementations d'Israël, de l'Italie, etc. La limite maximale admise en coliformes fécaux est de 23 Coliformes Fécaux /100 mL, valeur qu'il est intéressant de comparer avec les 1000 Coliformes fécaux / 100 mL préconisés généralement par l'OMS.

1.3.3 La réglementation de l'Australie

En Australie, 11 % des eaux urbaines sont récupérées. La réglementation définit des niveaux pertinents de qualité correspondant à chaque application, suivant cinq niveaux d'exposition, du libre accès à l'accès restreint. Cependant, en l'absence de directives d'État, les autorisations sont encore souvent obtenues au cas par cas, après autorisation des instances appropriées (Marsalek, 2002).

Au Canada, il n'existe aucune réglementation nationale. Seuls quelques Provinces en ont mises en place (Marsalek, 2002), notamment :

- La Colombie-Britannique : 3 % des eaux usées sont réutilisées. Les utilisations sont regroupées en deux catégories : activités d'accès public non restreint (irrigation de parcs, chasse de toilettes, agriculture, fabrication de neige) qui nécessitent un traitement élevé, et activités d'accès public restreint (gazon, fabrication du béton, tour de refroidissement) qui nécessitent un traitement moins élevé ;
- L'Alberta : usage pour irrigation des Golfs, espaces verts urbains, bois et terres agricoles de produits non consommables s'ils ne sont pas transformés.

1.3.4 La législation française et les recommandations du Conseil Supérieur d'Hygiène Publique de France (CSHPF)

La réglementation française sur la réutilisation des eaux usées épurées ne concerne que la réutilisation agricole. Il y a donc une lacune réglementaire concernant les autres usages (MIQUEL, 2003). Les recommandations établies par le Conseil Supérieur d'Hygiène Publique de France (CSHPF) en 1991 sont largement inspirées de celles de l'OMS, avec quelques précautions supplémentaires (BRISAUD, 2003).

La réglementation française est assez succincte concernant la réutilisation des eaux usées épurées. Les textes de lois relatifs à l'eau et à l'assainissement sont :

L'article 24 du décret n° 94-469 du 3 juin 1994 fait entièrement référence à la réutilisation agricole des eaux usées : « Les eaux usées peuvent, après épuration, être utilisées à des fins agronomiques ou agricoles, par arrosage ou par irrigation, sous réserve que leurs caractéristiques et leurs modalités d'emploi soient compatibles avec les exigences de protection de la santé publique et de l'environnement. Les conditions d'épuration et les modalités d'irrigation ou d'arrosage requises, ainsi que les programmes de surveillance à mettre en œuvre, sont définis, après avis du Conseil Supérieur d'Hygiène Publique de France et de la mission interministérielle de l'eau, par un arrêté du ministre chargé de la santé, du ministre chargé de l'environnement et du ministre chargé de l'agriculture ».

Quant aux deux arrêtés du 22 décembre 1994, ils sont relatifs aux prescriptions techniques et à la surveillance des ouvrages de collectes et de traitement des eaux usées.

Au vu de l'état actuel des connaissances, le CSHPF donne un avis favorable à la réutilisation des eaux usées épurées destinée à l'agriculture et à l'arrosage, sous réserves du respect de certaines consignes concernant les points suivants :

- La protection des ressources en eau souterraine et superficielle;
- La restriction des usages en fonction de la qualité des effluents épurés;
- Le réseau de canalisation d'eaux usées épurées;
- La qualité chimique des effluents épurés;
- Le contrôle des règles d'hygiène applicables aux installations d'épuration et d'irrigation;
- La formation des exploitants et des contrôleurs.

Afin de veiller à la protection des ressources en eau souterraines et superficielles, l'autorisation préfectorale doit être requise pour tout projet d'utilisation d'eaux usées urbaines (décret n° 73-218 du 23 février 1973, puis circulaire n° 51 du 22 juillet 1991 et du 3 août 1992 du ministère chargé de la Santé). Ce document, destiné à guider les autorités locales et les équipes chargées d'élaborer des projets de réutilisation, s'appuie sur les recommandations relatives à la réutilisation des eaux usées de l'OMS.

L'étude accompagnant la demande d'autorisation devra aborder les points suivants : les caractéristiques du site (topographie, géologie, pédologie, climat, etc.), les caractéristiques du projet d'irrigation (caractéristiques des eaux usées, fréquence et conditions d'apport, devenir des eaux usées en dehors des périodes d'utilisation pour l'irrigation, etc.) et les autres exutoires possibles.

Si la REUE permet l'amélioration de la protection des ressources en eaux superficielles (par détournement d'un rejet de station d'épuration par exemple), l'étude d'impact doit comporter les informations permettant d'apprécier ces améliorations.

L'arrêté fourni permet de définir les débits journaliers autorisés, les périodes d'irrigation, le niveau de qualité du rejet, la fréquence des contrôles, les distances à respecter vis-à-vis des berges des cours et plans d'eau. De plus, tout projet de REUE dans les périmètres de protection immédiate et rapprochée des points de prélèvements d'eau destinée à produire de l'eau d'alimentation est interdit.

Dans le même sens, la restriction des usages en fonction de la qualité des effluents épurés s'impose afin de protéger la population particulièrement exposée les travailleurs agricoles, les consommateurs et les populations vivant à proximité des zones d'irrigation. Afin de protéger ces populations, les contraintes doivent porter sur le type de culture et le niveau de traitement et le mode d'irrigation.

La qualité chimique des eaux usées traitées pour l'irrigation des cultures est une consigne à respecter pour la réutilisation des eaux usées épurées destinée à l'agriculture et à l'arrosage. Elle est en fait déduite des analyses de qualité des boues qui sont produites par la station d'épuration.

Les normes du CSHPF concernant tout particulièrement les eaux usées urbaines d'origine domestique, les eaux usées industrielles, plus chargées en produits chimiques, ne sont *a priori* pas concernées.

Cependant, dans le cas où une industrie déverserait ses eaux usées dans le réseau collectif, une réutilisation de ces eaux après traitement est possible, sous réserve d'un examen particulier de leur qualité chimique : dans certains cas, elle pourra être interdite. Pour aider à la décision, le dossier de demande d'autorisation devra comporter des informations précises.

Le CSHPF propose que tous les projets de REUE de niveau A, soient soumis à autorisation préfectorale.

Les contrôles devront porter sur les paramètres microbiologiques et sur les substances nutritives et devront avoir lieu au moins une fois par trimestre. De plus, si l'effluent est utilisé pour irriguer des végétaux destinés à la consommation humaine ou animale, les taux en nickel et en cadmium devront être systématiquement mesurés. La recherche d'autres micropolluants sera effectuée en fonction de la nature des déversements en amont. Le tableau n°4 résume les recommandations du CSHPF.

Tableau 4 : Les recommandations du CSHPF

Catégorie	Normes ^a	^a Type de culture	Type d'irrigation	Traitement
A	- Œufs d'helminthes ≤ 1/L - Coliformes thermo tolérants ≤ 1 000/100 mL	Irrigation de légumes consommés crus Arrosage de terrains de sport et d'espace verts ouvert au public	Irrigation gravitaire, arrosage sous frondaison Irrigation par aspersion sous certaines conditions ^b	Un traitement efficace peut être atteint par une série de bassins de lagunage naturel, pour un séjour de 30 jours avec un ensoleillement suffisant, ou tout autre traitement similaire
B	Œufs d'helminthes ≤ 1/L	Vergers, cultures céréalières et fourragères, pépinières et cultures de végétaux consommables après cuisson (pommes de terre, betteraves, choux...) Terrain de sport s'ils sont utilisés plusieurs semaines après l'arrosage	Irrigation gravitaire ou à la raie Irrigation par aspersion sous certaines conditions ^c	Un traitement efficace peut être une série de bassin de décantation pendant une dizaine de jours, ou tout autre procédé ayant une efficacité équivalente
C	Aucune	Céréales, cultures industrielles et fourragères, vergers et zones forestières, Espaces verts non ouverts au public	Irrigation souterraine ou localisée Irrigation par Aspersion	Épuration préalable nécessaire pour des raisons d'ordre Technique

(a) le CSHPF précise dans ses recommandations complémentaires de 1992 qu'il s'agit de valeurs impératives qui ne doivent être dépassées en aucun cas.

(b) l'irrigation par aspersion est autorisée si :

- elle est réalisée en dehors des heures d'ouverture au public ;
- les asperseurs sont de faible portée ;
- l'aspersion est réalisée à une distance suffisante des habitations, des zones de sport et de loisirs, prenant en compte les conditions climatiques locales.

(c) l'irrigation par aspersion est autorisée si :

- l'aspersion est réalisée à une distance suffisante des habitations, des zones de sport et de loisirs, prenant en compte les conditions climatiques locales (100 m minimum) ;
- des écrans ou des obstacles (arbres) sont mis en place pour limiter la propagation des aérosols et si l'arrosage direct des voies de communication est évité ;
- la protection du personnel d'exploitation contre les risques d'inhalation des aérosols est suffisamment assurée.

I.3.5 Cadre juridique de la Tunisie

Les Eaux Usées Traitées (E.U.T) présentent toujours une charge microbienne et virale non négligeable qui limite leur champ de réutilisation notamment en irrigation. L'expérience tunisienne dans ce domaine a commencé en 1958 par l'irrigation des orangers dans la région de Soukra (Tunis) pendant la sécheresse.

Depuis, le secteur s'est bien organisé par la promulgation d'un certain nombre de textes le réglementant :

- Décret n°1047 du 28/7/1989 fixant les conditions d'utilisation des eaux usées traitées à des fins agricoles ;
- Arrêté du 18/5/1990, portant homologation de la norme tunisienne relative aux spécifications d'utilisation des eaux usées traitées à des fins agricoles ;
- Arrêté du 21/6/1994, fixant la liste des cultures qui peuvent être irriguées par les EUE ;
- Arrêté du 28/9/1995, approuvant le cahier des charges fixant les modalités et les conditions particulières de l'utilisation des eaux usées traitées à des fins agricoles.

Bien que le respect de la réglementation ne soit pas totalement atteint, aucune épidémie d'origine hydrique due à l'irrigation par les eaux usées traitées n'a été enregistrée.

En Tunisie, si la demande en eau ne devait théoriquement rejoindre les disponibilités qu'en 2015, on constate déjà que certains endroits souffrent d'une pénurie (Puil, 1998). De plus, les ressources en eau témoignent souvent d'un degré notable de salinité. Dans ce pays, la réutilisation entre dans le cadre d'une politique nationale.

Les eaux usées de Tunis sont utilisées depuis le début des années 60 pour l'irrigation à la Soukra de culture de citrons. En effet, les eaux du sous-sol contaminées par des intrusions d'eau salée n'étaient plus de qualité suffisante pour l'irrigation de ces cultures. Ainsi, la réutilisation a permis de sauver 600 hectares de cultures. Basé sur l'expérience de La Soukra, une ambitieuse politique de réutilisation des eaux usées a été mise en place depuis les années 80. La Tunisie est le premier pays de l'Ouest Méditerranéen à avoir adopté des réglementations en 1989 pour la réutilisation de l'eau.

Ce sont le Ministère de l'Agriculture et l'Office Nationale d'Assainissement (ONAS), l'autorité sanitaire, qui ont en charge la recherche de moyens pour améliorer l'efficacité de la politique nationale de réutilisation de l'eau. Des 6400 hectares répertoriés pour l'irrigation des eaux usées traitées en 1993, 68 % sont situés autour de Tunis.

Les réalisations les plus importantes sont Cebela, La Soukra, Mornag, Nabeul, Sousse, Monastir, Sfax et Kairouan. Une analyse technico-économique a conclu qu'à la vue des conditions locales, les bassins de maturation devraient être préférés aux rayonnements ultraviolets, à la chloration et à la filtration comme traitement de désinfection.

La réglementation de 1989 spécifie que l'utilisation des effluents secondaires traités est autorisée pour irriguer tous les types de cultures mis à part les légumes, qu'ils soient consommés cuits ou crus. Les eaux usées traitées sont donc utilisées pour irriguer les arbres fruitiers (citrons, olives, pêche, pommes, poires...), les vignobles, les fourrages (sorgho, luzerne), le coton, le tabac, les céréales, les terrains de Golf (Tunis, Monastir, Hammanet, Sousse) et des jardins d'hôtel à Jerba et Zarzis.

Le contrôle de la qualité des eaux réutilisées concerne les paramètres physico-chimiques une fois par mois, les éléments traces tous les six mois et les œufs d'helminthes toutes les deux semaines. En 1992, le taux d'utilisation des eaux usées traitées en Tunisie est relativement bas. En effet, seulement 40 % de l'espace susceptible de concerner la réutilisation est irrigué. De plus, l'irrigation n'a lieu que pendant six mois par an et le stockage de l'eau est extrêmement peu utilisé.

On peut citer l'exemple de Nabeul où les effluents secondaires qui ne sont pas utilisés pour l'irrigation en hiver, sont infiltrés et stockés dans l'aquifère. De cette façon, les volumes utilisables en irrigation par les agriculteurs sont plus importants en été.

Selon Juanico et Shelef (1994), le stockage saisonnier des eaux usées traitées dans des réservoirs opérationnels serait la méthode la moins coûteuse pour augmenter les ressources en eau. C'est pourquoi, cette pratique est envisagée comme une perspective à long terme.

Les mesures techniques, les investissements et les réglementations devraient développer davantage la réutilisation des eaux usées traitées. Mais l'efficacité de la politique tunisienne dépend du développement du secteur agricole. Celui-ci se met progressivement à jour, ce qui augmente la demande en eau.

I.3.6 Contexte juridique Marocain

Conscient de l'importance du potentiel hydraulique dans le processus du développement, le Maroc s'est donné pour tâche prioritaire d'assurer la préservation des ressources en eau, il s'est engagé dans la politique de gestion de l'eau depuis des décennies, et a créé une nouvelle réglementation des eaux par la promulgation de la loi 10/95 sur l'eau du Dahir No 1 - 95 - 154 du 16.08.1995.

Cette loi vise l'instauration d'une politique de l'eau basée sur l'implication des différents intervenants dans le secteur de l'eau et énonce les principes de la gestion intégrée de la ressource.

La loi 10/95 constitue un cadre légal et réglementaire pour la gestion et la planification des ressources en eau, elle comprend divers articles relatifs à la protection et à la préservation des ressources hydriques, l'assainissement des eaux usées ainsi que la réutilisation des eaux usées épurées dans l'irrigation.

Elle prévoit l'intégration de la qualité et de la quantité de l'eau, la mise au point du plan national de l'eau et les Plans d'Aménagement Intégré des Ressources en Eau (PDAIRE), le recouvrement des coûts par le biais d'une redevance de prélèvement d'eau, et une redevance sur la pollution de l'eau basée sur le principe du pollueur – payeur. Elle prévoit aussi la création d'agences de bassins, la participation des associations d'usagers de l'eau dans la prise de décisions et inclus des dispositions relatives aux sanctions, pénalités et amendes pour violation de la loi.

Sa partie traitant de la réutilisation des eaux et de ses textes d'application constitue la base légale et une base juridique du cadre institutionnel des projets de réutilisation des eaux usées notamment les articles 51, 52, 57 et 84 de ladite loi. Elle définit notamment les conditions d'obtention de l'autorisation d'utilisation de ces eaux, autorisation délivrée par l'Agence du Bassin Hydraulique, et annonce le concours de l'Etat pour ce type de projet. Celui-ci concerne les investissements pour l'épuration des eaux usées et, le cas échéant, leur pompage et/ou adduction jusqu'au lieu de réutilisation dans le cas où le rejet des eaux usées contribuerait à protéger une ressource vulnérable ou rare.

Selon cette loi, aucun déversement, écoulement, rejet, dépôts direct ou indirect dans une eau superficielle ou une nappe souterraine susceptible de modifier les caractéristiques de celle-ci, ne peut être fait sans autorisation préalable accordée, après une enquête, par l'Agence de Bassin.

► L'article 51, fixe les normes de qualité auxquelles une eau doit satisfaire selon l'utilisation qui en sera faite, ont pour objet de définir les procédures, les modes opératoires d'essai, d'échantillonnage et d'analyse ainsi que la grille des eaux définissant les classes de qualité des eaux permettant de normaliser et d'uniformiser l'appréciation de la qualité des eaux (caractéristiques physico-chimiques et bactériologiques notamment de l'eau usée destinée à un tel usage).

► Les articles 52 et 54, interdisent de rejeter des eaux usées ou des déchets solides, d'effectuer tout épandage ou enfouissement d'effluents et tout dépôt de déchets susceptibles de polluer par infiltration les eaux souterraines ou par ruissellement les eaux de surface, afin d'en modifier les caractéristiques physico-chimiques ou bactériologiques sans autorisation préalable accordée, après enquête, par l'Agence de bassin et fixe également une redevance.

► L'article 57, stipule que l'administration définit notamment les conditions d'utilisation des eaux usées et d'obtention de l'autorisation de la réutilisation de ces eaux usées. Il stipule aussi que tout utilisateur des eaux usées peut bénéficier du concours financier de l'Etat et d'une assistance technique de l'Agence de bassin si l'utilisation qu'il fait est conforme aux conditions fixées par l'administration et a pour effet de réaliser des économies d'eau et de réserver les ressources en eau contre la pollution.

La Loi 10-95, stipule dans son article 84, que la réutilisation des eaux usées à des fins agricoles est interdite lorsque ces eaux ne respectent pas les normes fixées par voie réglementaire. Ces normes sont données dans l'arrêté n° 1276-01 du 10 chaâbane 1423, portant fixation des normes de qualité des eaux destinées à l'irrigation.

Le décret d'application de la loi 10-95 du 4 février 1998 (N°2-97-787), fixe les normes de qualité auxquelles une eau doit satisfaire selon l'utilisation qui en sera faite. Ces normes ont pour objet de définir les caractéristiques physico-chimiques et bactériologiques, notamment des eaux usées destinées à l'irrigation. Aussi, ce décret affirme la nécessité de réaliser un inventaire du degré de pollution des eaux superficielles ainsi que des eaux des nappes souterraines.

Des normes pour la qualité ont été élaborées. On peut en citer :

- Les normes relatives à l'eau potable ;
- Les normes relatives au contrôle des systèmes d'approvisionnement en eau ;
- Les normes pour les analyses de laboratoire des différents paramètres de la qualité de l'eau ;
- La grille de qualité des eaux de surface ;
- Les normes de qualité des eaux destinées à la production de l'eau potable ;
- Les normes de qualité des eaux destinées à l'irrigation ;
- Les normes de qualité des eaux piscicoles et dernièrement ;
- Les valeurs limites générales de rejet.

D'autres projets de normes sont soit en cours d'élaboration, soit en cours d'adoption notamment les valeurs limites de rejets spécifiques.

Les normes marocaines concernant les eaux usées destinées à l'irrigation, limitent à 2.10^3 coliformes fécaux /100mL, le nombre de germes dans l'eau (nombre ramené à 1000 coliformes fécaux/100mL pour les cultures consommées crues). Elles exigent l'absence totale de paramètres parasitologiques dans l'eau à réutiliser.

Comparées aux législations internationales, la norme marocaine pour la réutilisation des eaux épurées en irrigation ne développe pas les catégories des usages et reste de ce fait bien restrictive si les limites sont appliquées, tout type d'usage confondu.

Les tableaux 1 et 2, reportées dans l'annexe 1, donnent en détail les valeurs des paramètres bactériologiques, parasitologiques, les limites des paramètres physico chimiques et toxiques.

Le Maroc a également développé des projets de normes de rejet direct des eaux usées dans le milieu récepteur et de rejet indirect (rejet passant par une station d'épuration avant de rejoindre le milieu récepteur). Ces projets de normes concernent aussi bien les paramètres bactériologiques et parasitologiques que les micropolluants toxiques et non toxiques pour les rejets directs et indirects. Elles sont énumérées avec leurs méthodes de mesure respectives, dans les tableaux reportés dans l'annexe 2.

Il est intéressant de noter que les limites fixées par ces projets de normes sur le plan bactériologique et parasitologique sont plus restrictives que celles fixées pour l'irrigation en agriculture.

1.4 Conclusion sur les réglementations régissant la réutilisation des eaux usées

Les règlements stricts de santé régissant la réutilisation des eaux usées ont été développés dans les pays industrialisés au cours des 60 dernières années. Ces règlements avaient été fondés dans une grande mesure sur des données scientifiques indiquant que la plupart des pathogènes entériques peuvent être détectés dans les eaux usées et sont capables de survivre pendant de longues périodes dans les sols, les cultures irriguées et les eaux usées.

Le flux des eaux usées d'une communauté quelconque transmet toute la gamme de micro-organismes pathogènes excrétés par les malades et les personnes infectées vivant dans la communauté. La concentration des micro-organismes pathogènes dans les flux des eaux usées est de plusieurs millions par litre de bactéries, des milliers par litre de virus, et quelques centaines par litre pour certains des œufs d'helminthes (Feachem et al. 1983; Shuval et al. 1986).

Les données provenant de nombreux laboratoires ont permis d'estimer la persistance de certains pathogènes entériques dans l'eau, les eaux usées, le sol, et sur les cultures. Par exemple, il semble que *Campylobacter* peut survivre dans le sol ou sur les récoltes que pour quelques jours, alors que la plupart des bactéries et virus pathogènes peuvent survivre de quelques semaines à quelques mois. Les œufs résistants de *Trichuris* tels que les helminthes, *Taenia*, et *Ascaris* peuvent survivre pendant neuf à douze mois, mais leur nombre est très réduit une fois exposée aux facteurs de l'environnement.

Des études sur le terrain en Israël avaient démontré que les bactéries et les virus entériques peuvent être dispersées jusqu'à 730 m dans un aérosol de gouttelettes produites par l'irrigation par pulvérisation (sprinkler), mais leur concentration est grandement réduite par les facteurs néfastes environnementaux tels que la lumière le soleil (Teltsch Al. 1980; Applebaum et all. 1984; Shuval)

Dans les régions du monde où les maladies helminthiases sont causées par les ascaris et les trichuris et où, les eaux usées non traitées sont utilisées pour irriguer les cultures de salade et / ou d'autres légumes, en général mangés crus, la consommation de ces eaux usées peut entraîner des infections mortelles.

Khalil (1931) a démontré l'importance de cette voie de transmission dans ses études novatrices en Égypte. De même, une étude à Jérusalem (Shuval et al., 1984) a fourni de bonnes preuves que les infections massives ont lieu par *Ascaris* et *Trichuris* mayoccur quand la salade et les cultures maraichères sont irriguées avec des eaux usées brutes. La maladie disparaît quasi totalement de la communauté lorsque l'irrigation avec des eaux usées brutes est stoppée.

Ces études indiquent tenant compte de l'état sanitaire et de l'hygiène personnelle, que l'irrigation des cultures de légumes et de salades avec des eaux usées brutes peut servir comme l'un des principaux véhicules continue et d'exposition à long terme à des infections à *Ascaris* et à *Trichuris*. Ces deux infections sont cumulatives et de nature chroniques et que la répétition de la réinfection à long terme, résulte en une augmentation des effets sanitaires négatives en particulier chez les enfants.

Les autorités de santé avaient conclu que, parce que les pathogènes peuvent survivre assez longtemps pour contaminer les cultures, même si leur nombre est très faible, ils posent un risque sérieux pour la santé publique.

Toutefois, ces règlements ont été élaborés à une époque où les preuves épidémiologiques fiables étaient plutôt faibles. De ce résultat, les décideurs politiques, mettent en garde le risque zéro et ont présenté l'approche qui permettrait de protéger le public contre les risques potentiels de la réutilisation des eaux usées. La plupart des pays industrialisés n'étaient pas préoccupés par le fait que ces règlements étaient trop restrictifs, car l'économie et les avantages sociaux de la réutilisation des eaux usées ont été d'intérêt marginal.

Un des objectifs des études réalisées pour le PNUD / Banque World (Shuval et al. 1986, Shuval 1990), est de réévaluer toutes les preuves et études épidémiologiques, scientifiques et quantifiables de l'effet réel sur les humains de l'irrigation par les eaux usées. Ces éléments de preuve sont nécessaires pour déterminer la validité des règlements actuels et d'élaborer des solutions techniques pour résoudre les problèmes existants.

L'évaluation est fondée sur les articles scientifiques publiés dans des revues et sur de nombreux inédits rapports gouvernementaux, des thèses universitaires, et des documents privés obtenus au cours d'une intense recherche effectuée avec l'aide des agences internationales et nationales et de particuliers. Plus de 1000 documents, certains ont plus de 100 ans, ont été examinées au cours de cette étude, mais peu de preuves épidémiologiques concrètes des effets sur la santé existent. La plupart des chercheurs ont fondés leurs conclusions sur l'inférence et l'extrapolation. Néanmoins, environ 50 de ces rapports fournissent assez d'éléments de preuves crédibles fondées sur des principes épidémiologiques des procédures pour élaborer une analyse détaillée et utile. Ces études sont examinées en détail dans les rapports du PNUD et de la Banque mondiale (Shuval et al, 1986).

Ces études épidémiologiques ont apporté la preuve que les effets négatifs sur la santé peuvent être réduits lorsque les eaux usées sont traitées pour l'élimination des agents pathogènes; Par exemple, Baumhogger (1949), 1944 résidents de Darmstadt qui ayant consommé une salade de légumes et cultures irriguées avec des eaux usées brutes ont connu une infection massive d'ascaris, mais à Berlin, où le traitement biologique et la sédimentation appliqués à des eaux usées préalablement à l'irrigation de cultures semblables, les consommateurs n'ont pas connu d'effets liés à la consommations de ces cultures.

Dans la Ville (Sanchez Levy 1976) - La prévalence des parasitoses intestinales chez les enfants du village qui utilisaient les eaux usées d'irrigation ne différait pas significativement de celle des enfants contrôlés des villages, à savoir ceux de la population n'ayant pas irrigué leurs cultures avec les eaux usées. L'absence de différence significative entre les deux groupes pourrait avoir résulté du stockage à long terme des eaux usées dans un grand réservoir pour des semaines ou des mois avant de l'utiliser pour l'irrigation. Vraisemblablement, la sédimentation et les pathogènes meurent- au cours du stockage à long terme. Cette étude fournit la première importante preuve épidémiologique de la protection de la santé suite aux réductions microbiennes obtenues dans les réservoirs de stockage des eaux usées.

Les données provenant de ces études sur le terrain suggèrent fortement que la réduction des agents pathogènes dans les eaux usées, y compris le stockage à long terme dans des réservoirs d'eaux usées, peut avoir un effet positif sur la santé de l'homme. Dans toutes ces études, cet effet positif a été obtenu en dépit de l'utilisation des effluents qui n'avaient pas été désinfectés, et qui contenaient quelques milliers de coliformes fécaux par 100 mL.

Ces données sont en accord avec les données sur la qualité de l'eau et l'élimination d'agents pathogènes et suggèrent que le traitement approprié des eaux usées résultant de la réduction effective des coliformes de quelques milliers /100 mL, mais pas leur suppression totale, peut être à l'origine de la protection de la santé des populations.

1.5 Réduction des impacts sanitaires par un traitement appropriés des eaux usées

Les eaux usées sont un mélange d'eau et d'autres composés (organiques et inorganiques solubles et solides). Ces composants peuvent être répartis en six groupes :

- Les matériaux organiques grossiers: les matières plastiques, le papier, les tapis etc ;
- Les matières en suspension, colloïdales et des composés organiques solubles: matières grasses, protéines, glucides, etc ;
- Les composants inorganiques en suspension: sable, gravier, etc ;
- Les nutriments inorganiques solubles, des minéraux et des sels ;
- Les composés toxiques: métaux lourds, micropolluants organiques, solvants, détergents, etc ;
- Différents types de micro-organismes dont une partie d'entre elles sont pathogènes.

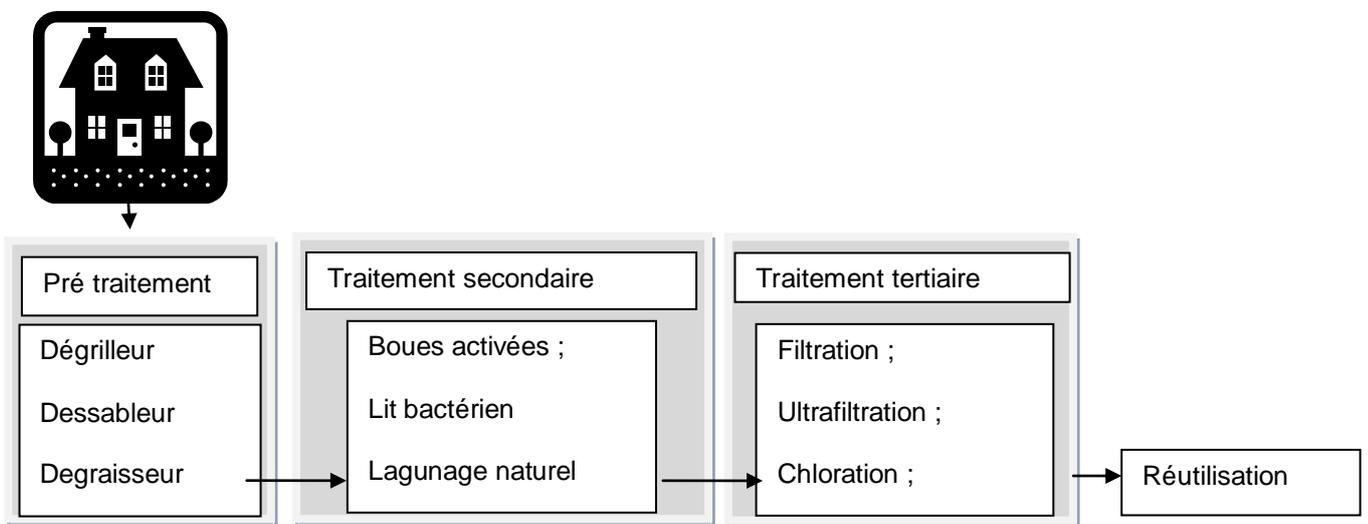
L'élimination des eaux usées non traitées dans le milieu naturel peut causer des nuisances, des problèmes de santé et la contamination des eaux de surface et des eaux souterraines.

Comme le composant principal des eaux usées urbaines est l'eau (99,9%) le but du traitement est de récupérer l'eau tout en éliminant tous les résidus sus mentionnés en traitant l'eau jusqu'à ce qu'elle atteigne la qualité requise pour l'usage pour lequel elle est destinée.

Le traitement de l'eau va passer par un pré-traitement, un traitement secondaire et un traitement tertiaire.

Le niveau de traitement, et par conséquent la filière de traitement, doivent être définis selon les objectifs d'utilisation des effluents après épuration. La figure 2 illustre le traitement des eaux usées domestiques.

Figure 2 : Traitement des eaux usées domestiques



I.5.1 Objectif de traitement des eaux usées

Dans les zones à forte pluviométrie, les eaux usées ont traditionnellement été éliminées ou diluées dans de grands réceptacles d'eau, tels que les rivières et les lacs. Une haute priorité a été donnée au maintien de l'équilibre de l'oxygène dans le milieu récepteur pour éviter de graves pollutions des eaux usées.

La plupart des procédés classiques utilisés pour traiter les eaux usées dans les pays industrialisés avaient été conçus principalement pour supprimer la suspension et la dissolution des fractions organiques qui se décomposent rapidement dans l'eau. La matière organique dans les eaux usées, généralement mesurée comme la demande biochimique en oxygène (DBO₅), est riche en éléments nutritifs, fournis aux micro-organismes du milieu récepteur, ceux-ci se multiplient rapidement et consomment les réserves d'oxygène dissous (OD) dans les ruisseaux, les rivières et les lacs.

Si les niveaux d'oxygène baissent fortement, les conditions anaérobies peuvent se développer et entraîner de graves odeurs et une mortalité des poissons. Ces phénomènes ont souvent été observés au Maroc dans les rivières en aval des rejets de grandes agglomérations comme Marrakech et Fès.

La réduction des micro-organismes pathogènes a été un objectif secondaire dans les traitements classiques des eaux usées visant la protection de la qualité des sources d'eau potable utilisée par les communautés en aval. Cependant, les systèmes de traitements classiques des eaux usées, quand ils existent, ne sont pas particulièrement efficaces pour l'élimination des agents pathogènes. Ainsi, les collectivités qui puisent leur eau potable de sources de surface ne peuvent pas dépendre des performances des systèmes de traitement des eaux usées situés en amont. (Ceci a longuement été le cas de la station de traitement de l'eau en provenance de la rivière de Sebou, située en aval des rejets de la ville de Fès et destinée pour la production de l'eau potable de la ville de Fès et des agglomérations avoisinantes, qui connaissait des arrêts à cause des rejets fortement polluants des eaux usées de la ville de Fès).

Par conséquent, les agents pathogènes devaient être supprimés au sein même des usines de traitement d'eau potable au moyen de techniques fort coûteuses (coagulation, sédimentation, filtration sur charbon actif et désinfection chimique) ce qui augmente le coût de traitement de l'eau potable. A titre d'exemple, le surcoût de traitement des eaux destinées à l'eau potable a été estimé à 43 KMDhs au Maroc du fait de la pollution par les eaux usées.

L'objectif du traitement des eaux usées pour l'irrigation des cultures pour la consommation humaine ou l'arrosage des espaces verts n'est pas le même que les objectifs classiques de traitement des eaux usées. Dans ce cas, les objectifs principaux de traitement des eaux usées sont l'élimination des micro-organismes pathogènes dans le but de protéger la santé des agriculteurs, des consommateurs ou de la population fréquentant les espaces irrigués par les eaux usées épurées d'une part et d'autre part garantir la disponibilité de l'eau avec une qualité adéquate lors de sa réutilisation. Ceci signifie que l'élimination des matières organiques qui contiennent de précieux nutriments agricoles n'est, dans ce cas, ni nécessaire, ni souhaitable et le stockage des eaux usées épurées est à réfléchir pour la satisfaction des besoins de réutilisation.

Sachant que les besoins en eau usée épurée pour l'irrigation se limitent dans de nombreux cas à quelques mois durant l'année et que la production des eaux usées se fait 365 jours par an, ce déphasage entre les périodes de réutilisation et de production peut être utilisé pour stocker les eaux usées et améliorer leur qualité.

1.5.2 Les stations d'épurations au Maroc

Les eaux usées urbaines au Maroc se composent de rejets domestiques et commerciaux mais aussi de rejets industriels et d'eaux pluviales car dans la majorité des cas, le réseau est unitaire. La charge polluante est donc augmentée par les résidus industriels : sels, métaux lourds, composés organiques.

Les eaux usées sont déversées directement dans la mer pour (43 %), le réseau hydrographique pour (30 %) et le sol et sous sol (27%), entraînant une pollution importante du littoral, des cours d'eau (Oued Sebou) et des nappes phréatiques. (Rapport sur les indicateurs de développement durable au Maroc, 2007).

Depuis 1958, une soixantaine de Stations d'Épuration (STEP) des eaux usées ont été construites au Maroc. En 1994, seules 7 stations étaient opérationnelles, parmi lesquelles celles de Nador et de Khouribga étaient les plus importantes. Il faut y ajouter 7 autres petites stations épurant les eaux usées de complexes touristiques ou résidentiels, ainsi que les 5 stations installées par l'OCP dans des cités minières. Depuis 1994, de nouvelles STEP ont été mises en service : 2 à boues activées AP (Al Hoceima en 1996 et Beni Mellal en 1997) ; 1 à lagunage (Ben Slimane en 1997), Agadir etc., d'autres sont en cours de réalisation, notamment à Fès, Marrakech, Meknès et Oujda. (Ministère de l'énergie, des mines et de l'environnement, 2009).

A ce jour il n'en existe encore aucune dans les grandes villes. Parmi les anciennes stations, la grande majorité est hors service ou n'a pas été raccordée au réseau pour des raisons diverses :

- Inadaptation de la filière de traitement aux conditions locales ;
- Défaut de conception des ouvrages ;
- Manque d'entretien ;
- Problèmes de gestion (absence de budget, manque de cadres techniques compétents).

Les types de traitement les plus communément rencontrés sont le lagunage ; les boues activées, les lits bactériens, une station d'infiltrations percolation, des lagunages aérés et une seule station semi extensive avec un réservoir opérationnel.

Pour rattraper le retard en matière de traitement des eaux usées, le Maroc prévoit de réaliser 260 stations d'épuration d'ici l'horizon 2020 (ONEP, 2009).

Une panoplie de technologies existe pour le traitement des eaux résiduaires: Des filtres bactériens, des lagunes anaérobiques, des lagunes facultatives, des séries de bassins avec une re-circulation, des lagunes aérées de types divers, des installations de boues activées, des filtres biologiques rotatifs, des biodisques, des biofiltres, des réservoirs de stabilisation en série ou en parallèle ou encore isolés, des traitements sol-aquifère et autres encore.

L'application de ces différents traitements, selon les cas, présente des avantages et / ou des inconvénients en relation avec : La climatologie, la pédologie, la disponibilité du terrain, le coût d'investissement, le coût d'exploitation, la maîtrise de la technologie par les exploitants etc.

Le choix du type de traitement des rejets à adopter en général, s'appuie sur le développement de différentes alternatives extensives, intensives ou semi-extensives et la comparaison entre les performances de chacune sur différents plans, notamment le coût, les contraintes techniques et environnementales.

Un examen de toutes les technologies de traitement des eaux usées possible pour la réutilisation des eaux usées est au-delà de la portée de cette recherche. Toutefois, nous allons tenter d'examiner quelques principes généraux et mettre en relief les technologies à faible coût de traitement particulièrement celles utilisées au Maroc.

I.5.3 Unités de Traitement Intensif

Les systèmes de traitement intensif des eaux usées (tels que boues activées) sont optimisés pour l'élimination de la DBO et des MES. Les eaux usées sont introduites à une large biomasse de micro-organismes hétérotrophes simultanément avec un apport intensif d'oxygène. L'élimination de la DBO est alors optimale et est accomplie dans un laps de temps relativement court (temps de rétention 8-14 heures) et dans un espace restreint. L'inconvénient d'un temps de séjour court est le manque de flexibilité pour parer à des variations passagères de qualité et de quantité (sensibilité aux variations de charges) qui de ce fait, réduit la fiabilité de ces unités.

Les systèmes de traitement intensif ne réussissent pas à éliminer les détergents, métaux lourds, xénobiotiques (pesticides, etc) ainsi que les pathogènes, et n'ont en outre aucune capacité significative de stockage. En raison de ces défauts, le système intensif en lui-même ne peut aboutir à la qualité requise et doit être suivi par des systèmes de traitement de désinfection. En outre, le coût des systèmes de traitement intensif est élevé, tant en ce qui concerne la construction que l'entretien et le fonctionnement.

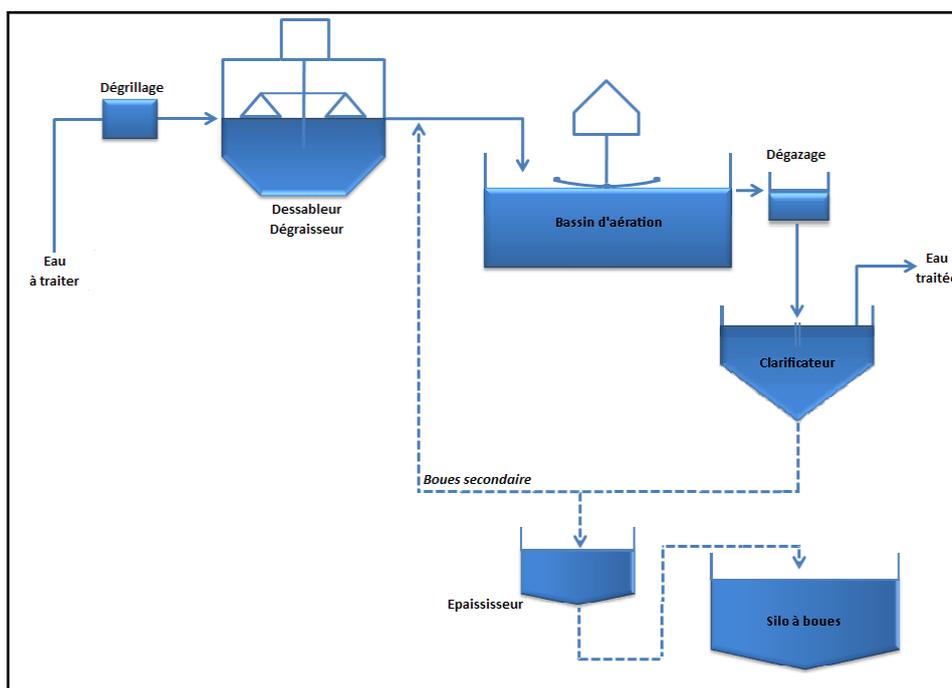
Une des approches qui permet de surmonter les limitations techniques des réacteurs intensifs est de les faire suivre par un traitement tertiaire (complémentaire ou de polissage), en ajoutant en aval, des unités avancées de traitement intensif pour le polissage de l'effluent. Ces unités peuvent comprendre des installations de désinfection (chloration, ozonation, UV, etc.), de coagulation-floculation, filtration ou encore filtration moléculaire, traitement activé de charbon, etc. Le principal désavantage de l'addition d'unités intensives pour le traitement de finissage ou tertiaire est l'addition d'investissements et de coûts opérationnels élevés, une forte consommation d'énergie et la production de boues tertiaires dont le traitement et l'élimination sont également difficiles et onéreux.

Parmi les techniques intensives, les boues activées et les lits bactériens sont les techniques les plus communes.

I.5.3.1.1 Les boues activées

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

Figure 3 : Schéma synoptique d'une STEP à boues activées



Le traitement des boues passe par deux étapes à savoir :

- Traitement primaire : A raison de plusieurs grammes par litre, les micro-organismes évoluent dans une solution maintenue en agitation et alimentée en oxygène par brassage ou insufflation ;
- Traitement secondaire ou clarification : Elle permet de recueillir sous forme de boues les matières polluantes agglomérées par les micro-organismes ;
- Les eaux épurées sont parfois rejetées au milieu naturel après un traitement secondaire sauf :
 - lors de l'utilisation de l'eau à des fins industrielles ou agricoles ou recharge de la nappe;
 - lorsque la protection du milieu naturel l'exige si nécessaire pour un usage spécifique ;
 - en cas d'existence de prises d'eau en aval et devant être protégées.

Différentes méthodes peuvent être alors utilisées :

- **la désinfection** : appliquée dans le cas d'un milieu récepteur sensible (zone de baignade ou de conchyliculture,...) car une épuration classique n'élimine pas la pollution bactériologique (chlore ou ultraviolet, bassin de maturation). Il est à souligner que dans la majorité des cas où la désinfection (chloration ou UV) est appliquée, elle est précédée par une filtration tertiaire pour plus d'efficacité.
- **le traitement de l'azote et du phosphore** : il sert à lutter contre l'eutrophisation.

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

Une installation de ce type comprend les étapes suivantes :

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

Les avantages et inconvénients des boues activées sont résumés sur le tableau 5 suivant.

Tableau 5 : Avantages et Inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> – Emprise au sol réduite ; – Grande performance d'élimination de la DBO, la DCO et des MES. 	<ul style="list-style-type: none"> – Coût d'investissement élevé ; – Sensibilité aux variations de charges : hydraulique et organique ; – Nécessité d'un entretien fréquent des ouvrages (main d'œuvre qualifiée) ; – Coût d'exploitation (énergétique) élevé ; – Faibles performances en matière d'élimination des agents pathogènes.

1.5.3.1.2 Les lits bactériens

Le procédé lit bactérien ou filtre percolateur est un procédé d'épuration des eaux usées à lit fixe, dans lequel la biomasse n'est pas maintenue en suspension dans l'eau, mais forme un biofilm sur des surfaces de croissance. Ce biofilm transforme les composants organiques des eaux usées en milieu aérobie.

Les matériaux de remplissage sont soit pierreux, soit en plastique et leur superficie varie par m³. Dans le cas de volumes d'eaux usées importants, les surfaces de croissance en plastique sont à préférer, étant donné leur plus grande porosité, ce qui permet aux lits bactériens d'être plus petits.

Les matières polluantes contenues dans l'eau et l'oxygène de l'air diffusent, à contre courant, à travers le film biologique jusqu'aux micro-organismes assimilateurs. Le film biologique comporte des bactéries aérobies à la surface et des bactéries anaérobies près du fond. Les sous-produits et le gaz carbonique produits par l'épuration s'évacuent dans les fluides liquides et gazeux (Satin M., Belmi S - A2, 1999).

Les boues restantes dans l'effluent seront ensuite séparées de l'eau traitée dans un clarificateur. Une recirculation d'une partie de cette eau vers le décanteur digesteur est nécessaire pour maintenir des conditions d'auto-curage et de dilution des effluents bruts. On réalise également une recirculation des boues (boues secondaires) vers le digesteur, où, après décantation, elles seront extraites pour subir un traitement approprié.

La pollution éliminée dépend de la nature de l'eau à traiter, de la nature du matériau de remplissage, de la charge hydraulique et de la température.

Selon les caractéristiques du procédé et celles de l'effluent d'entrée, le rendement varie de 30 à 70% de DBO_5 .

Les boues sédimentées sont à prélever régulièrement et le massif filtrant doit être lavé par jet d'eau.

Ce système peut être perturbé par des variations de débit et de charge polluante concernant les effluents à traiter.

Le grand avantage que représente le procédé des lits bactériens par rapport à l'aération prolongée tient surtout à la faible consommation d'énergie, celle-ci n'étant nécessaire que pour le fonctionnement des pompes pour le remplissage des lits bactériens. Le fait d'opter pour un traitement à lits bactériens entraîne donc une consommation d'énergie relativement faible. La figure 4 présente la configuration du procédé du lit bactérien.

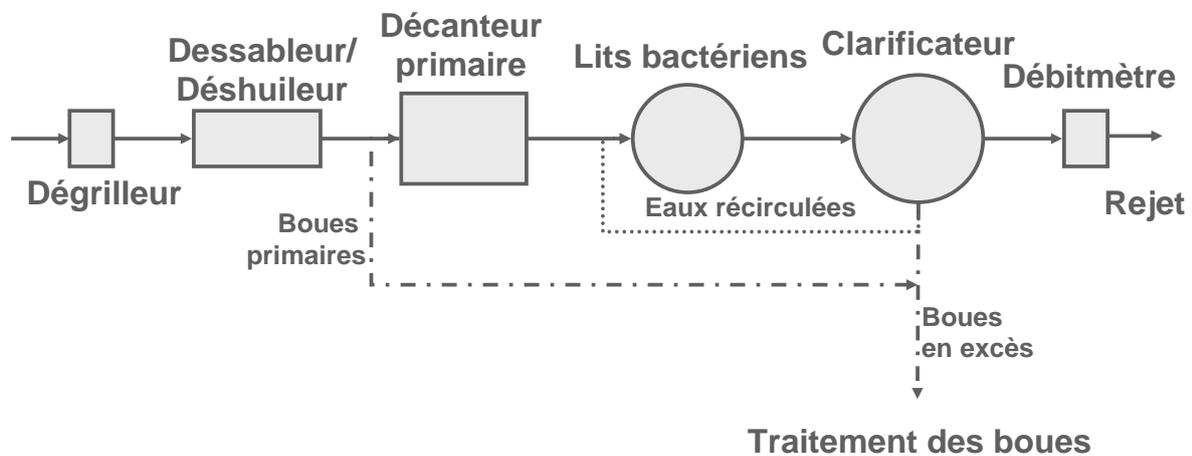


Figure 4 : Configuration du procédé lit bactérien

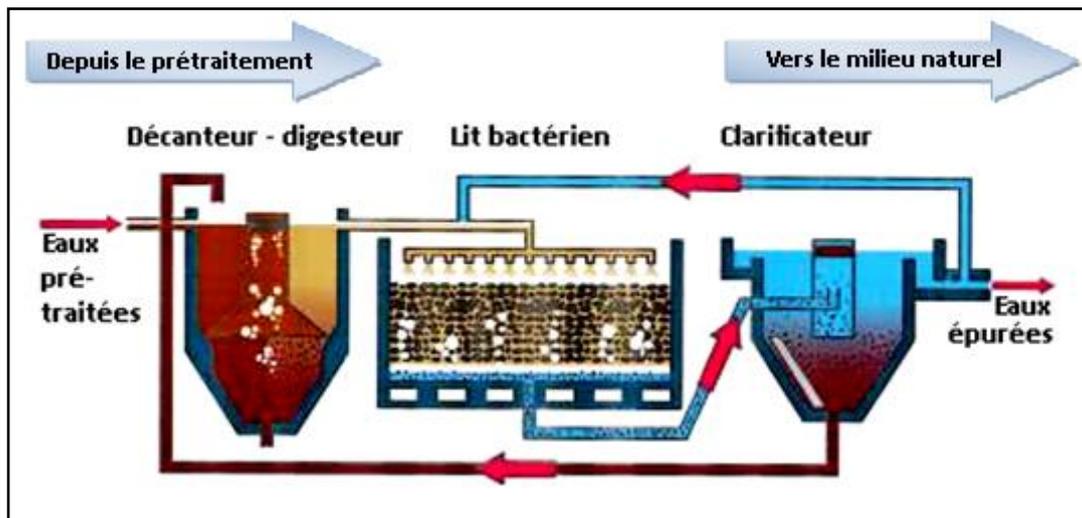


Tableau 6 : Avantages et inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Occupation au sol relativement faible ; - Bonnes performances en terme de réduction de la DBO, de la DCO et des MES ; - Faible consommation en énergie. 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût d'investissement élevé ; - Ne supporte pas les variations de débit et de concentration des effluents ; - Nécessite un entretien fréquent des ouvrages (main d'œuvre importante) ; - Pollution olfactive ; - Nuisances par le développement des insectes.

1.5.3.1.3 Les Biodisques

Le procédé de traitement par des disques biologiques, ou biodisques, est un procédé de traitement à cultures fixées. Le réacteur biologique est constitué de plusieurs disques minces en polypropylène ou en PVC montés sur un axe horizontal entraîné à faible vitesse par un moteur électrique (1 à 2 tours/min) et espacés de 2 à 3 cm.

Les micro-organismes responsables de la dégradation sont fixés naturellement sur les disques et forment un biofilm d'une épaisseur pouvant atteindre 5 mm.

Environ 40% (degré d'immersion 35 à 40%) de la surface des disques sont immergés. Le mouvement rotatif des disques autour de l'axe expose alternativement la biomasse à l'atmosphère et aux eaux usées, permettant ainsi l'aération et le mélange.

Les forces de cisaillement créées par le mouvement de rotation limitent l'épaisseur du biofilm et entraînent un détachement de la biomasse excédentaire, qui est ensuite séparée de l'effluent au moyen d'un décanteur secondaire, analogue à celui utilisé pour les lits bactériens.

Les biodisques sont toujours précédés par une épuration primaire (décantation) ; il s'agit de plus d'un procédé sans recirculation de boues secondaires. L'épuration primaire est constituée par un décanteur-digester circulaire ou longitudinal assurant les fonctions de décantation, digestion, stockage des boues primaires et biologiques extraites.

La commercialisation des disques biologiques a débuté en Allemagne de l'Ouest dans les années 60. Cette technologie s'est largement répandue en Europe d'abord et, par la suite, aux États-Unis dans les années 1970. On compte maintenant plusieurs milliers de ces installations dans le monde et plus d'une centaine en France.

Les paramètres de dimensionnement essentiels des biodisques sont les charges surfaciques d'une dizaine de g DBO₅/m²/j pour la pollution carbonée et de 5 à 6 g DBO₅/m²/j pour le traitement de l'azote. (Thiery et al.1998).

Par ailleurs, le procédé par biodisques est d'une très bonne fiabilité pour l'élimination de la pollution carbonée et les MES (SDNAL, 2000), silencieux et moins gourmand en énergie par rapport au système de boues activées. Il peut être alimenté par gravité.

Tableau 7 : Avantages et inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> – Très bonne réactivité en cas de surcharges par rapport aux boues activées; – Moins d'équipement électromécanique : un seul moteur par file ; – Consommation électrique faible. 	<ul style="list-style-type: none"> – Limitation de la capacité de la STEP à 100000 EH; – Possibilité de la pollution olfactive.

Photo 1 : Biodisques



1.5.3.1.4 La biofiltration

L'épuration par biofiltration ou filtres biologiques ou lits granulaires est un procédé relevant des cultures fixées. L'effluent décanté, traverse une masse filtrante de quelques mètres d'épaisseur (2 à 4 m) constituée de billes d'argile ou autres matériaux (biostyrène, etc) de quelques millimètres de diamètre qui servent de support aux bactéries épuratrices.

Ce procédé est composé d'un réacteur biologique équipé de matériaux support sur lequel un biofilm se développe et permet une dégradation de la pollution dissoute.

Une aération en contre courant est prévue afin de fournir l'oxygène nécessaire à la biomasse pour dégrader la pollution. Dans ce procédé, la clarification secondaire n'est pas nécessaire vu que les eaux de lavage rejoignent l'amont de la STEP.

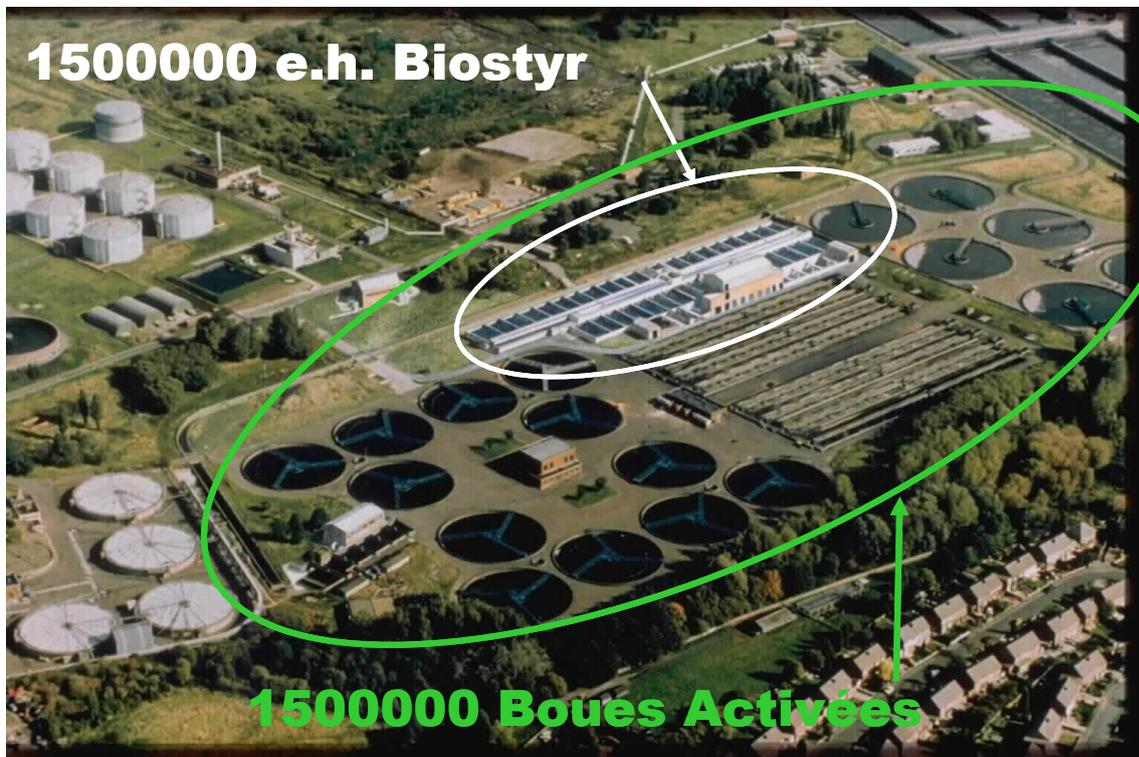
Ce mode de traitement permet le développement d'une population bactérienne à cinétique rapide qui par conséquent garantit de bonnes performances épuratoires même en cas de forte variation de charges hydrauliques et de pollution.

Les avantages et inconvénients de ce mode de traitement sont résumés sur le tableau 8 ci-après.

Tableau 8 : Avantages et inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">- Emprise au sol faible par rapport au procédé boues activées ;- Absence de clarificateurs secondaires;- Grande stabilité vis-à-vis des variations de charge;- Possibilité à traiter des eaux faiblement concentrées et froides;- Intégration architecturale aisée;- Modularité.	<ul style="list-style-type: none">- Coût d'exploitation légèrement plus élevé qu'une boue activée, en cas de charge entrante régulière toute l'année ;- Performance d'épuration moindre que pour une boue activée sur la DBO₅ en cas de traitement poussé (<10 mg/l).

Photo 2 : Comparaison de l'emprise au sol entre la biofiltration (Biostyr) et les boues activées pour 1 500 000 EH



I.5.4 Unités de Traitement Extensif

Les unités de traitement extensif (telles que réservoirs d'eaux usées et SAT - Soil Aquifer Traitement) réduisent aussi bien les charges organiques (DBO et MES) que les autres catégories de polluants. Vu la longue durée de rétention des eaux usées dans les unités extensives, que l'on mesure en semaines ou en mois (et non en heures comme dans les unités intensives), les réactions de dégradation lentes deviennent significatives. Ces processus lents sont responsables de l'élimination des polluants "tenaces" que l'on trouve dans les effluents des unités intensives. En outre, le temps de rétention élevé dans les unités extensives lui permet de tenir lieu de tampon pour des changements de court terme dans la quantité et/ou la qualité des eaux usées. La capacité de stockage des unités de traitement extensif leur permet d'ajuster "la production" des eaux usées (qui se produit tout au long de l'année) à la demande en effluents (qui se produit durant la saison d'irrigation).

Le principal désavantage des unités extensives est que de grandes surfaces de terrains sont nécessaires pour obtenir une longue durée de séjour et assurer un apport d'oxygène suffisant.

I.5.4.1.1 Procédé de lagunage naturel

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

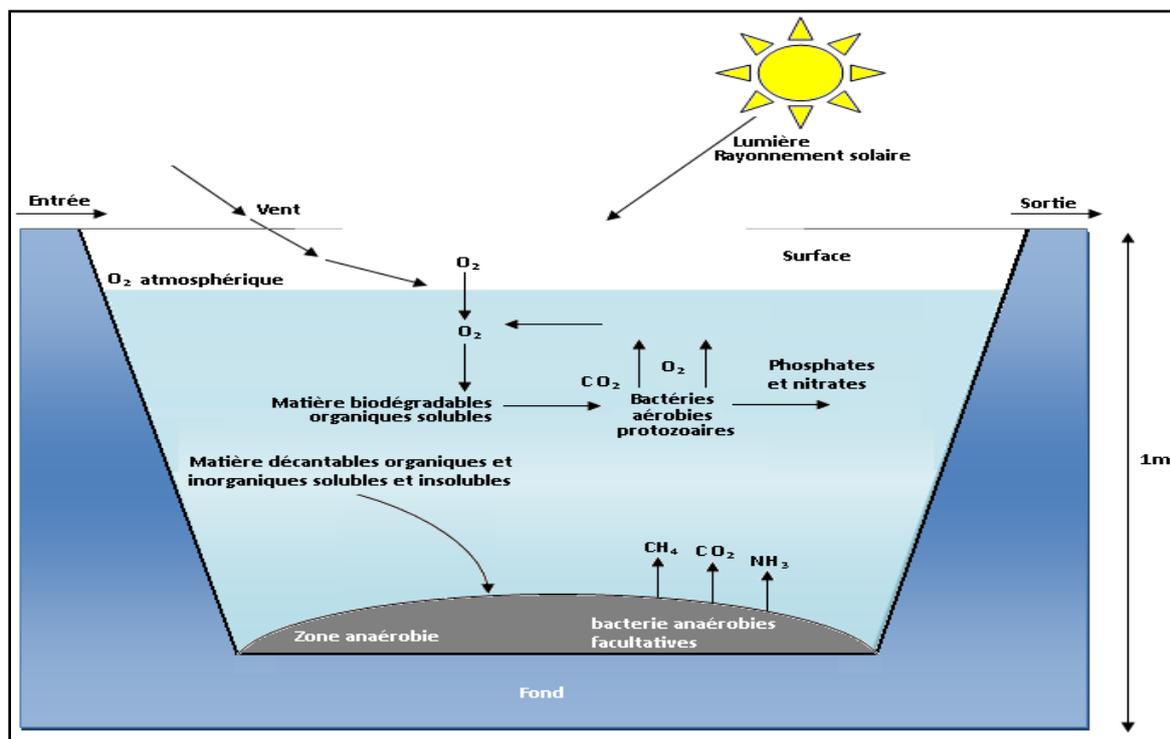
L'oxygène nécessaire à l'activité de ces micro-organismes provient d'une part de l'agitation de la surface de l'eau par le vent, d'autre part et surtout, de la photosynthèse d'algues microscopiques (appelées microphytes) qui, en présence du soleil et de la chaleur, absorbent le gaz carbonique dissous dans l'eau et rejettent de l'oxygène.

Le développement de petits crustacés (daphnies par exemple), principalement en périodes chaudes et dans des bassins peu chargés, contribue à la clarification de l'eau.

Enfin, le rayonnement ultra violet solaire détruit de nombreux germes pathogènes et assure une certaine décontamination de l'effluent.

La dégradation de la matière organique s'accompagne d'une sédimentation des matières décantables de l'effluent. Il se forme ainsi des boues qui se développent au fond des bassins, où l'oxygène ne parvient plus. La dégradation se poursuit alors sous l'action de bactéries anaérobies. Il y a alors fermentation, marquée par des dégagements de gaz et la minéralisation des boues. La figure 5 présente Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.

Figure 5: Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel (d'après Agences de l'Eau, CTGREF)



Un lagunage naturel est composé, le plus souvent, de plusieurs bassins étanches ou “lagunes à microphytes”, fonctionnant en série.

L'installation de trois lagunes ou plus est fréquente et permet d'assurer un bon niveau de fiabilité de fonctionnement pour l'élimination de la matière organique. Les performances les plus élevées, en ce qui concerne la désinfection, ne sont atteintes qu'avec une compartimentation plus grande (jusqu'à six lagunes en série).

Le rôle respectif des différents bassins est le suivant :

- le premier permet, avant tout, l'abattement de la charge polluante carbonée;
- le second permet l'abattement de l'azote et du phosphore;
- le troisième affine le traitement et fiabilise le système, en cas de dysfonctionnement d'un bassin amont ou lors d'une opération d'entretien.

Les bassins anaérobies

Leurs rôles principaux sont de retenir les matières en suspension (MES) par sédimentation ainsi que la digestion anaérobie de la boue jusqu'à sa stabilisation. La température de l'eau permet un faible taux de digestion anaérobie pendant l'hiver et un taux élevé en été. Les concentrations en sulfates dans les eaux usées doivent être maintenues à des concentrations n'affectant pas la fermentation méthanogénique. (En dessous de 100 mg/l).

Les bassins facultatifs

Leurs rôles essentiels sont la sédimentation et la digestion des boues provenant des bassins aérés, la réduction des coliformes fécaux et des œufs d'Helminthe de 1 à 2 ordres de grandeur, la réduction de la DBO₅ d'un taux supplémentaire de 50% et la production d'un effluent riche en oxygène et en algues.

Les bassins de maturation

Les bassins de maturation reçoivent un effluent très peu chargé provenant d'un bassin facultatif voire d'un autre bassin de maturation. Les bassins de maturation peuvent aussi être appelés bassins de polissage ou de finition lorsqu'ils sont utilisés en guise de traitement tertiaire. La taille et le nombre de bassins de maturation dépend des normes de rejet ou de la qualité microbiologique souhaitée. Dans ces bassins, il n'y a pas de réelle stratification biologique et physico-chimique comme dans les lagunes facultatives. La faible profondeur des lagunes de maturation (de 1 à 1,5 mètres) est indispensable afin de maintenir le bassin en conditions d'aérobiose et de permettre aux rayons du soleil de pénétrer jusqu'au fond du bassin.

Leur rôle essentiel est l'enlèvement des pathogènes (cela ne veut pas dire pour autant que la DBO n'est plus éliminée dans ce type de bassin). L'enlèvement des pathogènes, repose sur la sédimentation et sur le soleil :

Les spores, les kystes et les œufs de pathogènes sont éliminés par sédimentation et se retrouvent emprisonnés dans les boues. Les bactéries et autres microorganismes pathogènes sont très sensibles aux rayons ultra-violet (UV) provenant soleil. En plus de fournir ces UV, le soleil accentue la photosynthèse algale, ce qui a pour effet de consommer rapidement le dioxyde de carbone et d'augmenter le pH du bassin. Les rayons UV combinés à un pH élevé sont donc responsables de l'élimination des pathogènes.

Ces trois types de bassins sont arrangés en série, plusieurs séries peuvent également fonctionner en parallèle. Classiquement, ces séries se composent d'un bassin facultatif primaire suivi d'un ou plusieurs bassins de maturation, ou bien d'un bassin anaérobie suivi d'un bassin facultatif secondaire et finissant par un ou plusieurs bassins de maturation. De telles séries sont très avantageuses, elles permettent aux différents bassins d'accomplir leur différentes fonctions au sein du traitement et elles produisent un effluent de grande qualité. (Berland et al, 2001).

Les différents mécanismes épuratoires associés au lagunage sont (Arthur, 1983):

- L'effet tampon. La relative grande taille des bassins leur permet d'absorber des variations soudaines de charge et de volume ;
- La sédimentation qui permet aux matières décantables de se déposer sur le fond et de contribuer à la formation des boues ;
- Le traitement de la matière organique par oxydation aérobie (en présence d'oxygène) et par digestion anaérobie (en absence d'oxygène).

Le lagunage est fortement dépendant des conditions climatiques (essentiellement de la température) et la qualité des rejets peut donc varier selon les saisons. L'emprise au sol est de 10 à 15m² par équivalent habitant. Les coûts d'investissement sont non seulement dépendants du prix du terrain mais aussi de la nature du sol. Sur un sol perméable, il sera indispensable d'ajouter un revêtement imperméable et dans ce cas, l'investissement peut s'avérer onéreux voire difficilement abordable. Malgré ces défauts, le lagunage reste une technique efficace (également pour l'azote, le phosphore et germes pathogènes) bon marché, ne nécessitant pas de construction en dur (génie civil simple) et s'intégrant parfaitement au paysage (BERLAND et al, 2001). De plus, aucun apport d'énergie n'est requis.

« http://www.lagunage.eu/index.php?title=Bassins_de_maturation »

Les bassins de maturation reçoivent un effluent très peu chargé provenant d'un bassin facultatif voire d'un autre bassin de maturation. Les bassins de maturation peuvent aussi être appelés bassins de polissage ou de finition lorsqu'ils sont utilisés en guise de traitement tertiaire. La taille et le nombre de bassins de maturation dépend des normes de rejet ou de la qualité microbiologique souhaitée. Dans ces bassins, il n'y a pas de réelle stratification biologique et physico-chimique comme dans les lagunes facultatives. La faible profondeur des lagunes de maturation (de 1 à 1,5 mètres) est indispensable afin de maintenir le bassin en conditions d'aérobiose et de permettre aux rayons du soleil de pénétrer jusqu'au fond du bassin. Le but premier des bassins de maturation est l'enlèvement des pathogènes (cela ne veut pas dire pour autant que la DBO n'est plus éliminée dans ce type de bassin). L'enlèvement des pathogènes, repose sur la sédimentation et sur le rayonnement UV solaire.

Les spores, les kystes et les œufs de pathogènes sont éliminés par sédimentation et se retrouvent emprisonnés dans les boues.

Les bactéries et autres microorganismes pathogènes sont très sensibles aux rayons ultra-violetts (UV) provenant soleil. En plus de fournir ces UV, le soleil accentue la photosynthèse algale, ce qui a pour effet de consommer rapidement le dioxyde de carbone et d'augmenter le pH du bassin. Les rayons UV combinés à un pH élevé sont donc responsables de l'élimination des pathogènes.

Les avantages et inconvénients du procédé de lagunage sont résumés sur le tableau 9.

Tableau 9 : Avantages et Inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> – Procédé naturel sans aucune consommation d'énergie ; – De bonnes performances épuratoires relativement meilleures sur le plan microbiologique à celles des procédés intensifs ; – coût d'investissement relativement faible ; – Coût d'exploitation faible ; – Forte résistance au variation des charges aussi bien hydraulique qu'organique ; – Simplicité de fonctionnement. 	<ul style="list-style-type: none"> – Forte occupation au sol ; – Dégagement des odeurs à partir des bassins anaérobies (si mauvaise conception ou orientation des bassins) ; – Temps de séjour relativement long comparé aux procédés intensifs.

« http://www.lagunage.eu/index.php?title=Bassins_de_maturation »

La figure 6 présente le fonctionnement schématique du lagunage naturel.

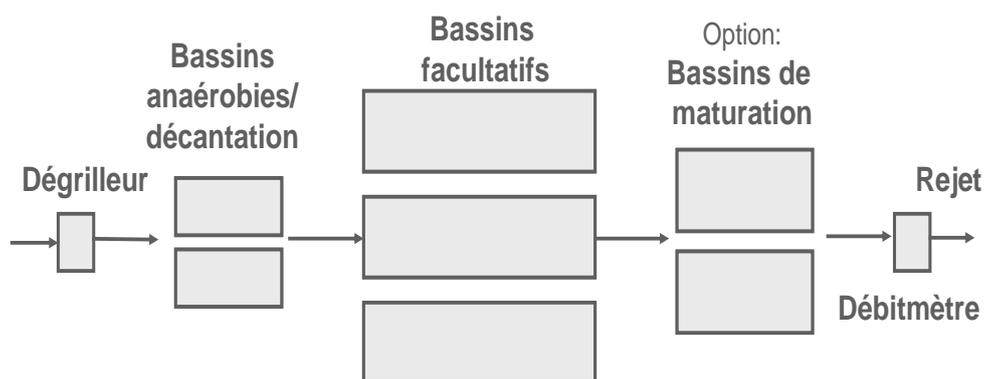


Figure 6: Configuration du procédé lagunage naturel

I.5.5 Unités de Traitement Semi Extensif

Les systèmes semi extensif sont une combinaison des deux systèmes ci-dessus. Ils peuvent inclure des bassins anaérobies, des lagunes aérées et/ou des filtres bactériens pour l'élimination partielle de la DBO, suivi par des unités de traitement extensif pour l'élimination des polluants et pathogènes opiniâtres et aider à l'élimination de la DBO résiduelle. L'élimination de la DBO dans les unités intensives, permet la conception d'unités extensives relativement réduites, demandant moins de surface. Une alternative pour les très grandes villes pourrait être la conception d'une unité de boue activée, avec un temps de séjour relativement court, afin d'obtenir l'élimination partielle de la DBO, suivie de l'unité extensive. L'unité de boue activée atteint des coûts de construction et de fonctionnement élevés, mais peut être néanmoins rentable pour les grandes villes où le prix des terrains est également très élevé.

I.5.5.1.1 Procédé lagunage aéré

Le procédé d'épuration par lagunage aéré est très similaire au procédé du lagunage naturel. Néanmoins, la surface nécessaire peut être réduite grâce à un système d'aération artificielle.

Son rôle essentiel est une dégradation forcée de la DOB_5 , moyennant un apport exogène d'oxygène.

Le dimensionnement des lagunes aérées de traitement d'eaux résiduaires est réalisé sur la base de la charge volumique et du temps de séjour. Il est recommandé, de considérer une charge volumique en DBO_5 100 à 125 g/m³ jour correspondant à un volume spécifique 2,4 m³/EH.

Le besoin spécifique brut en oxygène pour dégrader les substances polluantes est généralement pris entre 1,5 et 2 kg d'O₂ /kg DBO_5 .

L'aération des bassins diffère selon le mode d'introduction de l'oxygène et du schéma de circulation. Selon le type d'aérateur utilisé, la puissance spécifique nécessaire se situe entre 1 et 2 W/m³ à 5 W/m³

Comparativement aux bassins à boues activées, les lagunes aérées produisent peu de boues (environ 10 à 20 % par rapport aux bassins à boues activées). Avec un grand recul, il a été constaté qu'en lagunage aéré, le curage des boues ne se fait que tous les 6 à 10 ans. (EBERS, 1994)

Le lagunage aéré est un système performant et économiquement très favorable pour l'épuration biomécanique des eaux usées. Ce procédé s'intègre facilement dans le site environnant. Les frais d'exploitation sont réduits car il n'y a pas d'élimination en continu des matériaux de dégrillage, de sable et de boues, correspondant à la partie la plus importante des frais de maintenance et d'entretien. Le temps de séjour prolongé des eaux résiduaires en lagunage aéré permet d'obtenir une qualité constante de l'effluent traité, même en cas de pointes de pollution ou de charge hydraulique momentanée. (EBERS, 1994).

Tableau 10 : Avantages et Inconvénients

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">– Occupation au sol modérée bien inférieure à celle des systèmes extensifs ;– Coût d'investissement réduit par rapport au système intensif ;– Faible coût d'exploitation ;– Simplicité de fonctionnement ;– Bonnes performances épuratoires notamment en matière de pathogènes semblable au lagunage naturel ;– Bonne capacité à accuser les variations de charge.	<ul style="list-style-type: none">– Le temps de traitement relativement long par rapport aux procédés intensif ;– L'occupation au sol reste importante comparée aux procédés intensifs.

I.5.6 Les réservoirs de stabilisation des eaux usées (Juinico, Dor, 1994)

Les réservoirs de stabilisation (Juanico et Shelf, 1991) ou réservoirs de traitement et de stockage des eaux usées, comme appelé par Mara (Wastewater storage and Treatment Reservoirs : Mara et al. 1996) ou encore réservoirs opérationnels sont de grands réservoirs enterrés profonds remplis avec de l'eau usée partiellement épurée qui va séjourner pendant plusieurs semaines.

Ces réservoirs appartiennent à la catégorie des modes de traitement extensif ou «naturel». La superficie requise par ces systèmes est élevée, (réservoirs de plus 50000m³). Certains réservoirs ont atteint des volumes de 12 millions de m³. Leur profondeur varie de 7- 10 et 15 m. Du fait de leur grande taille, les réservoirs se comportent véritablement comme des réacteurs chimiques, mais aussi comme des unités limnologiques (tels que les lacs ou les barrages).

La conception moderne des réservoirs de stabilisation est basée sur plus de 20 ans de recherche et de développement qui ont inclus des campagnes massives de surveillance, une vaste gamme d'essais sur des réservoirs de tailles différentes. (Juanico, 1994)



Photo 3 : Réservoir de stabilisation de la STEP de Ben Slimane

Le stockage permet la diminution de la demande en oxygène, des teneurs en MES, en métaux lourds, en azote et en micro-organismes. Ces diminutions sont très variables selon la qualité de l'eau à l'entrée, les conditions climatiques, le régime hydraulique du réservoir, le temps de séjour etc. Xanthoulis et al, 2008). (ONEP-FAO, 2001).

Plus de 200 réservoirs inter saisonniers ont été réalisés en Israël (Friedler et al., 2003), où ce procédé est le plus développé.



Photo 4 : Réservoir de stabilisation de Arad (Israël)

Ces réservoirs ont donc montré de grandes performances de finissage de la qualité de l'eau et de son hygiénisation sur le plan microbiologique, parasitaire et viral. Ils sont également utilisés pour le traitement des boues et leur digestion.

Cette triple fonction de stockage, de finissage et de traitement des boues fait des réservoirs opérationnels une solution plus qu'attrayante pour des pays comme le Maroc où la ressource est limitée et les capacités techniques pour gérer des technologies sophistiquées de traitement des eaux et des boues sont peu développées.

Il existe deux principales différences entre la conception des réservoirs d'eaux usées tels que les bassins de stabilisation et la conception d'unités de traitement des eaux usées classiques des boues activées.

La plupart des unités de traitement biologique sont à l'état de réacteurs en équilibre avec un volume fixe : la même quantité d'eaux usées entre dans le réacteur tous les jours, et la même quantité d'effluents traités quitte le réacteur tous les jours (généralement par simple débordement). Il existe de petites différences dans la quantité et la qualité des eaux usées qui pénètre dans le réacteur de jour en jour, mais ces différences sont si petites que les rendements du réacteur peuvent être analysés en supposant des conditions stationnaires. L'hypothèse de l'état stabilisé permet la simple utilisation de solutions analytiques pour calculer les taux cinétiques dans le processus de conception du réacteur. (Juanico et al, 1994).

Au contraire, dans les réservoirs d'eaux usées associés avec les réacteurs séquentiels batch ou de la catégorie des réacteurs dynamiques, le processus de conception requiert des équations qui ne peuvent être résolues par des procédures analytiques. La modélisation et les solutions numériques sont nécessaires (M.Juanico 1994).

Les régimes hydrauliques des réservoirs opérationnels combinent différentes possibilités d'entrée et de décharge des eaux. En flux continu, les réservoirs reçoivent les eaux usées tout au long de l'année. En régime Batch séquentiels, les régimes sont gérés de façon à ce que seulement un des nombreux réservoirs reçoive les eaux usées, tandis que le réservoir qui vidange l'eau cesse de recevoir des effluents d'eaux usées avant que sa sortie ne soit ouverte.

Dans le régime séquentiel en semi-batch, l'apport des eaux usées pour le réservoir est arrêté en même temps que l'ouverture du point de décharge.

L'efficacité de l'épuration, particulièrement l'élimination des coliformes fécaux et des bactériophages, diffère selon que le stockage est alimenté de façon continue - au rythme des débits produits par une station d'épuration - ou que le réservoir est rempli dans un délai de quelques jours à quelques semaines puis isolé.

1.5.6.1.1 Réservoir unique en régime continue

La plupart des unités construites en Israël durant les années soixante-dix et une partie des années quatre-vingts ont comporté un seul réservoir. Les eaux usées pénètrent dans le réservoir tout au long de l'année, et les eaux usées épurées ne sont évacuées du réservoir que pendant la saison de l'irrigation (généralement de mai à septembre).

Les critères pour la conception de ces réservoirs sont empiriques et ont été développés par les chercheurs et les agriculteurs, par des essais et erreurs et beaucoup de bon sens.

Il est bien établi que la qualité du traitement des eaux usées est de plus en plus haute avec des temps de séjours plus longs et que le temps de séjour est usuellement utilisé pour la conception de tous les types de traitement à flux constant et bien homogène. Les résultats de l'étude de plusieurs réservoirs en Israël indiquent que, dans un état de réacteur à flux variables et continus, la performance du réacteur est déterminée par la part des effluents frais aussi faible soit elle (PFE : Pourcentage of fresh effluent), et non par le temps de séjour (MRT : main residentiel time). Dans un réacteur en équilibre le ratio PFE / MRT est constant (Juanico et Friedier 1994).

L'analyse de plusieurs réservoirs a indiqué que le fonctionnement hydraulique des réservoirs à régime continu est le principal facteur influant sur leur comportement et sur la qualité de l'eau (plus important que les variations saisonnières de la température et de l'irradiation solaire) et que le pourcentage d'effluent frais (PFE) dans ce type de réservoir est le paramètre qui représente le mieux leur fonctionnement hydraulique (Juanico et Shelef 1991, 1994; Liran et al. 1994; Friedier 1993; Juanicô 1995).

Le pourcentage d'effluents frais ayant séjourné 30 ou moins de 30 jours dans les réservoirs est appelé PFE30. Le PFE des effluents ayant 5 ou moins de 5 jours est appelé PFE5.

Dans les réservoirs appelés PFE30, la concentration de matières organiques dans les effluents du réservoir est étroitement liée à PFE30 et PFE10 (c'est-à-dire, la DBO dans les effluents du réservoir est affectée par la quantité et la qualité des eaux usées introduites dans le réservoir au cours des derniers 30 ou 10 jours).

Au contraire, la concentration des coliformes fécaux dans les effluents du réservoir est plus liée à la PFE5 et PFE1, (c'est-à-dire, à la quantité et la qualité des eaux usées introduites dans le réservoir au cours des 5 derniers jours ou le dernier jour). La raison de la différence est que le taux de mortalité des coliformes fécaux est beaucoup plus élevé que le taux de dégradation de la matière organique.

La charge organique surfacique (exprimée en kg DBO ha/jour), paramètre normalement utilisé pour la conception des étangs de stabilisation à surface de l'eau constante est difficile à calculer dans les réservoirs opérationnels à régime continu du fait que la surface de l'eau n'est pas constante et varie avec le niveau de l'eau durant l'année.

La réduction de la surface de l'eau pendant la saison d'irrigation (une fonction du profil du réservoir) peut doubler la surface de la charge organique, même dans les situations où le flux et la DBO sont constants pendant toute l'année.

Ainsi, le calcul de la charge organique surfacique des réservoirs opérationnels devrait être fait pour chaque étape de l'année. La moyenne annuelle de la charge organique journalière de ces valeurs peut être ensuite calculée pour l'ensemble de l'année hydrologique pour la comparaison entre les différents réservoirs.

Une autre difficulté dans les systèmes dynamiques est que les valeurs de la charge organique de surface n'ont pas le même sens quand le réservoir est plein, et quand le réservoir est presque vide, en raison de la dilution de nouveaux volumes des eaux usées dans les anciens volumes.

Ainsi, la principale limite des Réservoirs à flux continu est la dégradation de la qualité des effluents au cours de la saison d'irrigation. La qualité des effluents est optimale au début de la saison d'irrigation quand le réservoir est plein d'effluents ayant un long temps de séjour, une faible charge organique et un pourcentage d'effluents frais très faible.

La qualité de l'eau se dégrade au fur et à mesure que le niveau d'eau baisse et que de nouveaux effluents continuent à entrer dans le réservoir. La qualité des effluents peut être pire à la fin de la saison d'irrigation quand le réservoir est presque vide ou comporte entre 30-50% des effluents de 30 jours ou moins.

(Juanico et Shelef 1991, 1994 ; Liran et al. 1994 ; Bar Or et Keshet 1996; Réserves Naturelles Agence 1997) ont même montré que la concentration de la DCO dans le réservoir peut être encore plus élevée que celle des effluents à l'entrée du réservoir, du fait de l'apport de la matière organique dans la colonne d'eau et des sédiments du fond. D'autres paramètres, y compris les agents pathogènes, se comportent de la même manière que la DCO. Les différences dans la qualité des effluents entre le début et la fin de la saison d'irrigation sont tellement importantes et la qualité de l'eau devient alors inappropriée pour l'irrigation. Dans ces conditions, les réservoirs à régime continu peuvent être considérés comme des unités de stockage seulement, parce que leur capacité de traitement est tellement irrégulière.

Le taux moyen annuel d'abattement des coliformes totaux dans différents réservoirs à flux continus est faible et n'est que d'un ordre de grandeur. Ces résultats ont été trouvés dans de nombreux réservoirs (Dor et al. 1987; Perle 1988; Liran et al. 1994; Goldberg 1994).

La faible capacité d'élimination d'agents pathogènes dans les réservoirs en flux continu oblige - dans bien des cas – de procéder à la désinfection des effluents (Rabkin et Eren 1982). Fattal et al. (1993), Liran et al. (1994) et Goldberg (1994).

Des études effectuées sur les paramètres affectant la mortalité des coliformes fécaux dans les eaux usées de ces réservoirs ont montré que l'abattement est étroitement lié à l'activité photosynthétique. L'abattement est plus élevé l'été que l'hiver, en raison de la photosynthèse qui est plus élevée et qui est fonction de la radiation solaire et de la température de l'eau. Ces constatations sont en accord avec ceux de Curtis et al. (1992), qui ont identifié qu'une production en oxygène plus élevée associée à une présence d'algues sont les paramètres déterminants dans la mortalité des pathogènes dans les bassins de stabilisation.

Liran et al. (1994) ont constaté que l'élimination des coliformes fécaux dans le réservoir est fortement liée aux changements tout au long de l'année des paramètres opérationnels du Réservoir (entrée / sortie et volume) et qu'il existe aussi des différences dans l'efficacité des abattements des coliformes entre l'épilimnion et l'hypolimnion.

En effet, l'enlèvement des coliformes est élevé dans l'épilimnion du réservoir caractérisé par un pH élevé du fait de la photosynthèse. Lorsque le réservoir est géré comme un réacteur à flux continu, l'élimination des coliformes dans l'épilimnion est liée principalement au pourcentage d'effluents frais des cinq derniers jours ou moins dans le réservoir (PFE, et PFE5).

L'enlèvement des coliformes est faible dans l'hypolimnion du réservoir où la photosynthèse et le pH sont faibles. L'abattement des coliformes dans l'hypolimnion est liée principalement à PFE -PFE3. Le faible ratio coliformes / moyenne des temps de séjour est due à:

- l'importance de la couche d'hypolimnion où l'activité algale et les valeurs de pH sont très faibles et par conséquent la réduction des coliformes est minime. Cet effet négatif peut être réduit en mélangeant le réservoir pour casser la stratification ;
- la très forte augmentation du pourcentage des effluents frais dans le réservoir à la fin de la saison d'irrigation. L'opération de ces réservoirs comme des réacteurs séquentiels batch résout ce problème.

1.5.6.1.2 Les réservoirs séquentiels en batch

Les réservoirs séquentiels en batch (SBR) ont été développés comme une réponse aux besoins de l'amélioration de la qualité des effluents qui ne pouvaient pas être fournis par les réservoirs en régime continu.

Les SBR ne sont pas considérés uniquement comme des unités de stockage, mais une partie intégrante du système de traitement des eaux usées (Juanico 1994; Friedier et Juanico 1996). Dans le mode opérationnel des SBR, le flux des eaux usées vers le réservoir est stoppé avant que le réservoir ne commence à être vidé.

Le taux de dégradation de la DBO ou des coliformes fécaux dans le «réservoir fermé» dans de nombreux réservoirs est le même que celui dans les systèmes à flux continu, mais l'abattement final est beaucoup plus important compte tenu qu'il n'y a pas d'alimentation avec des effluents frais à partir du remplissage du réservoir. Le (PFE est nul).

Plusieurs recherches faites à des grandeurs réelles en Israël (Kott et al. 1978; Juanico 1996) indiquent que l'élimination des polluants à faible taux de dégradation, tels que la DBO, DCO et les détergents dans des réservoirs en batch est de l'ordre de 1 alors que l'élimination des polluants à forte dégradation tels que les taux de coliformes fécaux peut atteindre 5 ordres de grandeur.

Des résultats similaires avaient été obtenus par différentes équipes de recherche dans d'autres parties du monde, par exemple "Punderburg et al. (1978) au Texas, Etats-Unis et Indelicate et al. (1995, 1996) dans le sud de l'Italie.

1.5.6.1.3 Multiplication des Réservoirs Séquentiel en Batch (SBR) (référence)

Le mode de fonctionnement d'un SBR, exige qu'il soit prévu, plusieurs unités dans la même station d'épuration. Le nombre optimal de Réserves SBR est de 3, 4, 5 ou 6 réservoirs peuvent être utilisés dans certains cas et selon les conditions.

Dans toutes les situations, les effluents traités sont évacués d'un réservoir alors que les autres sont soit au repos, soit en remplissage.

Les cycles de remplissage –batch-vidage-remplissage sont courts durant la période de forte demande en eau et quelques réservoirs peuvent être vidés 2 fois durant la saison agricole.

Les SBR exigent donc de plus grandes capacités de stockage.

Les rendements des SBR sont de meilleure qualité, mais leur exploitation est plus complexe.

Une optimisation de l'exploitation de ces réservoirs montre que les SBR en série donnent de meilleurs résultats, lorsque les effluents sont libérés sur une période de quelques mois. Tandis que les SBR en parallèle donnent de meilleures performances lorsque la saison de vidange est plus longue ou s'étale sur toute l'année.

Généralement les réservoirs opérationnels sont dimensionnés sur la base d'une charge organique surfacique maximale admissible (c'est le cas à chaque fois que l'épuration des eaux usées est basée sur des phénomènes d'oxygénation naturelle, de radiation solaire, impact du vent et de la houle etc). (Juanico 1994).

La relation entre le flux de la charge organique et le régime d'oxygénation du réservoir est plus complexe que dans les bassins de stabilisation des eaux usées conventionnels, en raison de deux facteurs principaux:

1. L'effet cumulatif de l'entrée des eaux usées dans un réacteur à volumes variables.

2. Plus le réservoir est profond, moins grande est la charge organique surfacique qu'il puisse traiter sans développer de conditions anaérobies. L'oxygène dissous dans les réservoirs est assuré par l'activité photosynthétique des algues et par la diffusion de l'oxygène atmosphérique. Ainsi, les réservoirs profonds avec un faible rapport surface / volume ont une réserve d'oxygène plus restreinte et se caractérisent par des hypolimnions anaérobies à forte demande en oxygène. Les réservoirs profonds ne supportent que de faibles charges organiques surfaciques ou requièrent la mise en place d'aérateurs et / ou des mélangeurs pour maintenir des conditions aérobiques.

Un autre facteur affectant le flux de matière organique admissible dans le réservoir est la provenance et la qualité des eaux usées à l'entrée du réservoir.

Des eaux usées avec une DBO = 100 mg l⁻¹ entrant dans le réservoir à partir d'un étang de stabilisation a une demande en oxygène moins importante que des eaux usées avec DBO = 100 mg l⁻¹ en provenance d'un système à boues activées ou d'étangs aérés compte tenu que les eaux usées en provenance des étangs de stabilisation contiennent des algues et donc une source d'oxygène. Ceci est d'autant plus vrai en automne, période de faible croissance alguale, quand le réservoir est presque vide et que la plupart des effluents sont "frais".

Ainsi, la détermination de la charge organique de surface maximale autorisée dans un réservoir est évaluée grâce à la simulation du comportement de l'ensemble du réservoir.

Les planificateurs en Israël ont utilisé une moyenne surfacique de la charge organique de 50 kg DBO ha⁻¹ j⁻¹ comme le maximum admissible de flux. Certaines études comme celles menées par Dor et Raber (1990), ont confirmé que la plupart des réservoirs présentent un bon rendement avec ces ordres de grandeur des flux.

Les réservoirs recevant de faibles charges organiques surfaciques (moyenne annuelle jusqu'à 30 kg DBO ha/j) sont entièrement aérobies ou facultatifs. Ils ne présentent pas d'odeurs désagréables.

Cependant, il a été observé des cas où des réservoirs peuvent présenter des concentrations en oxygène dissous très faibles à la surface pour être à nulle la nuit avec des émissions sporadiques d'odeurs désagréables. (Exemple le réservoir de Eliahu de 9 m de profondeur et recevant 40 kg DBO /ha/j).

Les réservoirs recevant des charges organiques semblables à celles issues des bassins de stabilisation facultatifs (150 kg DBO ha/j), ou plus, sont plus souvent anaérobies avec des émissions d'odeurs désagréables. Ces résultats soulignent que la valeur de 50 kg DBO ha/jour est peut-être trop élevée dans certains cas. Une valeur entre 30 et 40 kg. DBO ha/jour serait plus une limite supérieure plus sûre quand l'objectif est zéro émission d'odeurs désagréables.

Il est possible d'augmenter la surface de la charge organique des eaux usées des réservoirs au-delà des limites recommandées ci-dessus en ajoutant des mélangeurs et/ou des aérateurs. Toutefois, à ce jour la relation entre les besoins en oxygène et la charge surfacique maximale n'est pas encore établie ce qui rend nécessaire la modélisation et la simulation au cas par cas.

Les réservoirs d'eaux usées sont en mesure de recevoir des surcharges sporadiques de matières organiques sans aucun changement visible dans leur bilan d'oxygène du fait de leurs grands volumes et du fait qu'ils agissent comme un réservoir de péréquation. Cette capacité est importante dans la conception d'un traitement des eaux usées et leur réutilisation et caractérise les systèmes semi extensif contrairement aux systèmes intensifs tels que les boues activées et d'autres qui sont connus pour leurs dysfonctionnements périodiques en cas de surcharge organique. (Juanico 1994a, 19941 »; Aharoni Kanarek et 1994).

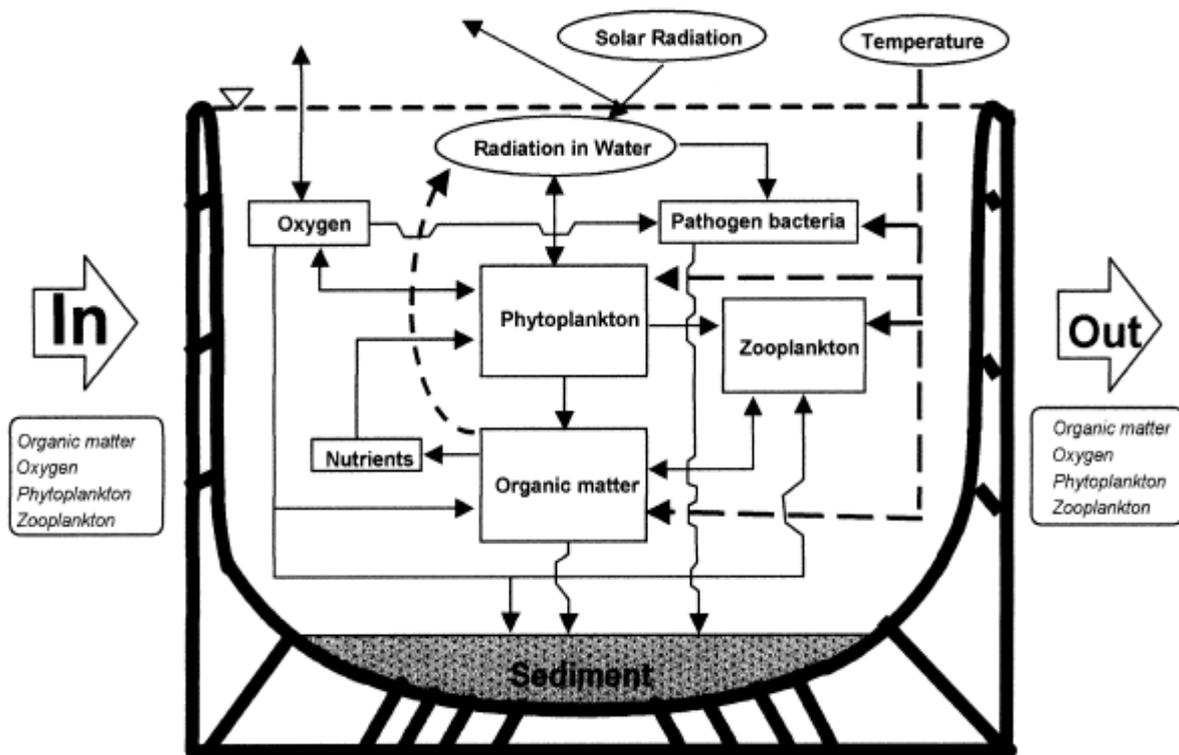


Figure 7: Modèle de représentation des interactions entre les variables d'état dans chaque couche

I.5.7 Comparaison des systèmes de traitement

Le mode de traitement le plus efficace dans les technologies intensives est celui des boues activées.

Les procédés conventionnels ne peuvent pas atteindre des niveaux plus élevés de l'élimination d'agents pathogènes sans frais supplémentaires pour la désinfection chimique, comme la chloration, et filtration sur le sable. D'autres recherches sont nécessaires pour améliorer l'élimination des helminthes par les méthodes conventionnelles. Pour l'instant, peu d'efforts ont été faits pour développer de nouvelles méthodes plus efficaces.

En revanche, dans les systèmes de traitement extensifs, les études ont montré que bien conçus, des étangs de stabilisation avec un temps de séjour de 20 à 30 jours peuvent supprimer presque 100 pour cent des œufs d'helminthes (Yanez et al. 1980; Feachem et al. 1983; Mara et Silva, 1986; Fattal et al. 1997).

Bactéries, virus et protozoaires sont souvent rattachés aux excréments fécaux qui se déposent dans les bassins. Cependant, seulement 90% peuvent être éliminés par sédimentation. Le processus le plus efficace dans l'élimination des bactéries et des virus dans les bassins de stabilisation est leur mortalité qui augmente avec le temps, le pH et la température. De nombreux pays en développement à climats chauds ont des bassins de stabilisation exposés aux rayons du soleil et où les températures peuvent atteindre 40 ° C. Le pH est généralement à la mi-journée autour de 9 ou plus du fait de la forte activité photosynthétique.

L'effet de prédation peut également affecter directement ou indirectement l'abattement des microorganismes pathogènes. L'exposition aux rayons ultraviolets du soleil peut aussi jouer un rôle dans cette élimination. Cependant, les recherches ont montré qu'un long temps de rétention, semble être le facteur le plus important dans la réduction des concentrations de bactéries dans les étangs.

Dans les climats chauds, avec des températures supérieures à 20 ° C, avec des systèmes à 4-5 étangs, des temps de séjour de 20 à 30 jours, la concentration des coliformes fécaux peut être réduite par un facteur de 4 à 6 unités logarithmiques, soit 99,99 à 99,9999%. (Fattal et al. 1997).

Des études réalisées par (M.juanico et al 1998) en coopération avec (Mancy 1996) à Suez sur des étangs de stabilisation dont les eaux traitées sont destinées pour l'irrigation et l'aquaculture ont démontré que des étangs bien conçus et bien gérés permettaient de sortir des effluents avec des concentrations de 10-100 coliformes fécaux/100mL.

Les bassins de stabilisation sont donc plus efficaces que les systèmes conventionnels de traitement des eaux usées pour l'élimination des agents pathogènes, en particulier les helminthes. Ils produisent un effluent biologiquement stable, inodore, exempt de nuisance sans pour autant éliminer complètement les nutriments. (Fattal et al. 1997).

Ainsi, comme le montre le tableau n°11 qui présente une comparaison des différentes alternatives d'épuration, les systèmes d'épuration extensifs sont les types de traitement de premier choix pour l'épuration des eaux usées destinées pour l'irrigation dans le climat chaud en particulier si le terrain est disponible à un prix raisonnables. Ces systèmes ont des coûts de fonctionnement et d'entretien peu élevé, ils sont robustes et infaillible, n'exigent pas une grande technicité et sont facile à gérer.

Tableau 11 : Comparaison des techniques de traitement des eaux usées

	Boues activées	Lit bactérien	Lagunage naturel	Lagunage aéré	Lagunage aéré + réservoir opérationnel
Qualité bactériologique de l'eau épurée	10 ⁴ à 10 ⁵ CF/100mL	10 ⁴ à 10 ⁵ CF/100mL	10 ² à 10 ³ CF/100mL	10 ² à 10 ³ CF/100mL	0 à 10 ² CF/100mL
Qualité chimique et biologique de l'eau	90 à 99%	90 à 99%	90 à 95%	90 à 99%	90 à 99%
Aptitude au Stockage	0	0	0	0	OUI
Production des boues	Boues Stabilisées uniquement pour l'aération prolongée	Boues non stabilisées	Boues stabilisées	Boues stabilisées	Boues stabilisées
Filière de traitement des boues	Nécessaire pour hygiéniser les boues	Nécessaire pour hygiéniser les boues	Non nécessaire, les boues sont séchées dans des lits de séchage	Non nécessaire, les boues sont séchées dans des lits de séchage	Non nécessaire, les boues sont injectées au fond du réservoir pour être minéralisées
Superficie	0,5 à 1 m ² /hab	0,5 à 1 m ² /hab	8 à 10 m ² /hab	1,5 à 2 m ² /hab	2,8 à 3 m ² /hab
Investissement	100 à 120 euro/Eq hab	100 à 150 euro/Eq hab	30 à 40 euro/Eq hab	50 à 60 euro/Eq hab	60 à 70 euro/Eq hab
Consommation en énergie	Elevée	Moyenne	Nulle	Faible	Faible
Technicité	Elevée	Elevée	Faible	Faible	Faible
Simplicité d'exploitation	Complexe	Complexe	Simple	Simple	Simple
Fiabilité en cas de surcharge	Faible	Faible	Bonne	Bonne	Très bonne
Robustesse	Moyenne	Bonne	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Adéquation pour la réutilisation des eaux usées	Nulle	Nulle	Bonne avec lagune de maturation	Bonne avec lagune de maturation	Très bonne

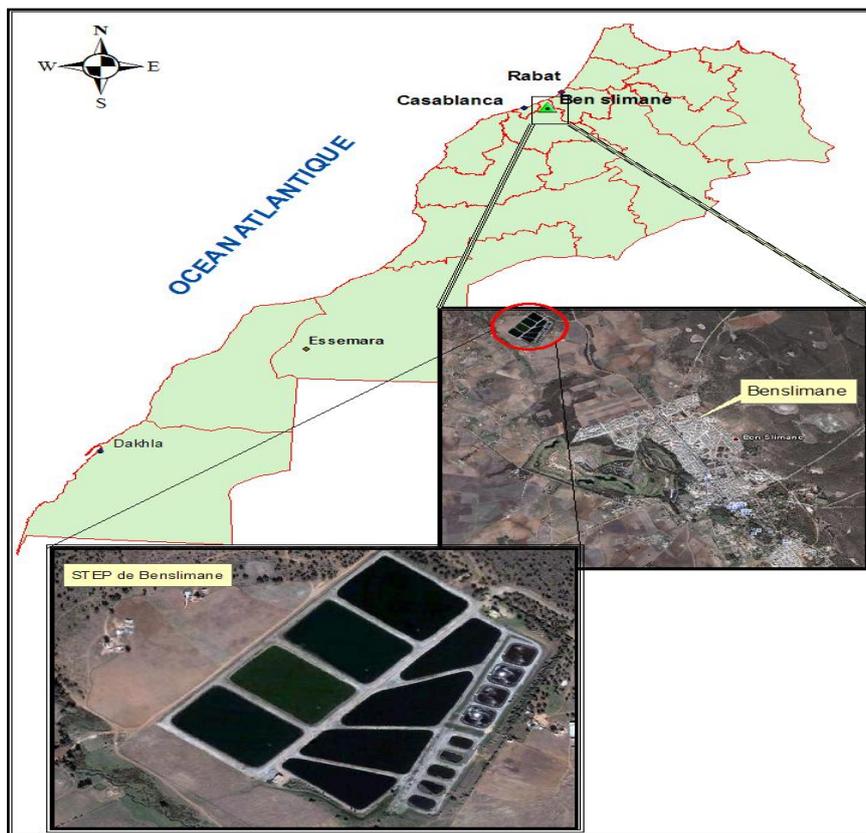
II. PARTIE II : Site d'étude et données de base

II.1 Aire de l'étude

La province de Benslimane se situe entre la capitale économique (Casablanca) et la capitale administrative du Royaume (Rabat). Elle joue un rôle d'équilibre écologique très important, compte tenu de ses potentialités forestières (57000 ha) qui lui confèrent un aspect particulier en matière d'environnement micro-climatique et de ses spécificités paysagères qui lui permettent de jouer le rôle d'arrière pays nécessaire et de poumon de la région.

La ville de Benslimane relève de la province éponyme. Elle compte en 2009, environ 52 550 habitants sur la base des taux d'accroissement du recensement officiel de 2004. Elle est située entre 330 et 340 de latitude Nord, à 250 m au-dessus du niveau de la mer et à environ 20 km de la côte atlantique du Maroc.

Figure 8 : Carte de situation



II.2 Emplacement de la station d'épuration

Le site de la station d'épuration est situé à plus de 2 km, en ligne directe, au Nord-Ouest de la ville et de l'enceinte du parc sur la rive droite de l'oued Ben Soltane. Aucune nuisance (odeurs, moustiques) n'est ressentie par le fonctionnement de la station d'épuration.

II.3 DONNEES DE BASE

II.3.1 Caractérisation des eaux usées

II.3.1.1 Charges hydrauliques

La production moyenne d'eaux usées par la commune de Benslimane a été estimée en 1995 dans le cadre de l'étude de la station d'épuration réalisée par Tahal Consulting (Tahal Consulting, 1996) moyennant un suivi hebdomadaire sur plusieurs mois.

Le débit moyen journalier rapporté dans cette étude est de $4\,000\text{m}^3/\text{j}$, soit 46 L/s. (Tableau 12). Le débit maximum a été de 135L/s, soit 3 fois le débit moyen environ et a été observé vers 14h00. Le débit minimum a été de 0,7 fois le débit moyen et a été observé vers 6h00.

Tableau 12 : Débit des eaux usées de la ville de Benslimane

Heure de mesure	Débit en m^3/j	Débit en L/s
6,00	2800	32
8,00	3660	42
10,00	3590	42
12,00	3202	37
14,00	11674	135
16,00	2876	33
18,00	3200	37
20,00	3200	37
22,00	3200	37
24,00	2600	30
Débit journalier moyen en m^3/j	4000	46

Les prévisions faites pour l'année 2005 tenant compte, des perspectives de développement, ont abouti à l'estimation d'un débit moyen de 58 L/s et un débit maximum de 174 L/s. (Tableau 13).

Tableau 13 : Evolution des débits des eaux usées (Tahal, 1996)

Débit des eaux usées	1995	2005
Q (m^3/j)	4000	5000
Q (l/s)	46	58

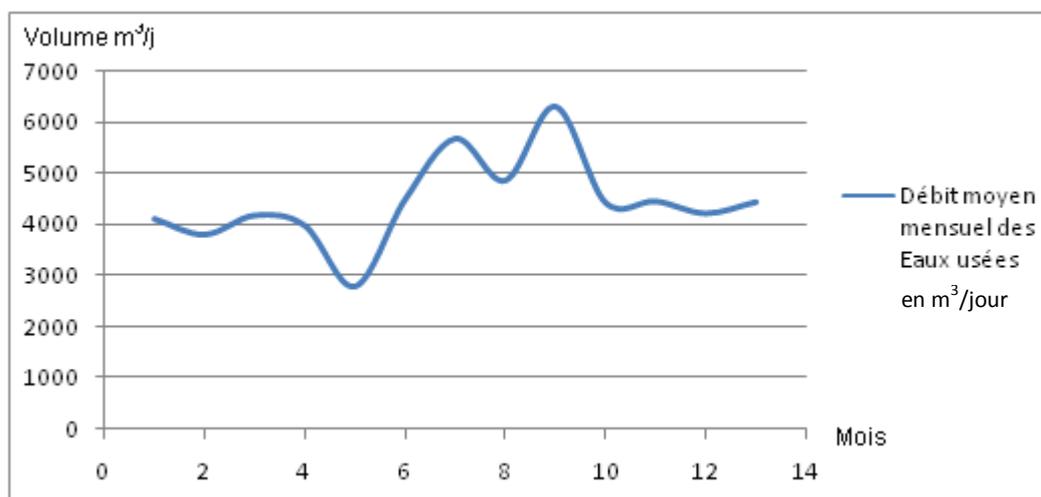
Le suivi des débits des eaux usées réalisé lors de cette étude entre l'année 1 et l'année 2, laisse voir une progression de la production des eaux usées dont la moyenne mensuelle a été de 4452 m³/j (52 L/s) selon ce qui est apporté sur le tableau 14.

Tableau 14 : Evolution des débits moyens des eaux usées à l'entrée de la STEP

Mois	Débit moyen mensuel des Eaux usées en m ³ /j	Débit moyen mensuel des Eaux usées en L/s
juil-Année1	4122	48
août- Année1	3815	44
sept- Année1	4190	48
oct- Année1	3990	46
nov- Année1	2805	32
déc- Année1	4500	52
janv- Année2	5685	66
févr- Année2	4871	56
mars- Année2	6312	73
avr- Année2	4438	51
mai- Année2	4465	52
juin- Année2	4229	49
Débit moyen en m³/j	4452	52

L'évolution mensuelle des eaux usées montre que les minima sont enregistrés pendant l'été et que les maxima le sont au cours des mois de décembre à mars, soit pendant la période pluvieuse.

Graphe 2 : Evolution saisonnière de la production des eaux usées (refaire ce graphique avec en abscisse les mois)



Cette différence suscite une inquiétude quant à la satisfaction des besoins du Golf pendant la période sèche d'où la nécessité de la confrontation des débits des eaux usées épurées et de la demande en eau du Golf.

Tenant compte des volumes des eaux usées à l'entrée de la STEP et de ceux à la sortie de la STEP, les pertes ont été estimées (volumes des eaux usées à l'entrée moins le volume des eaux usées épurées à la sortie du réservoir) et reportées dans le tableau 15. L'examen dudit tableau montre que les pertes en évapotranspiration et /ou infiltration varient environ de 5 à 27% et que les pertes en eau sont importantes pendant la période sèche allant de mai à Août.

Tableau 15 : Evolution mensuelle de la production des eaux usées épurées (Année 1-Année 2)

Mois	Année 1						Année 2					
	Juil	août	sept	oct	nov	déc	Jan	fev	mars	avril	mai	juin
Entrée eau usée m ³ /j	4122	3815	4190	3990	2805	4500	5685	4871	6312	4438	4465	4229
eau épurées m ³ /j	3095	2788	3530	3543	2372	4054	5385	4451	5852	3818	3592	3102
Pertes en eau m ³ /j	1027	1027	660	447	433	446	300	420	460	620	873	1127
Pourcentage des pertes (%)	24,9	26,9	15,8	11,2	15,4	9,9	5,3	8,6	7,3	14,0	19,6	26,6

II.3.1.1.2 Charges polluantes

La qualité des eaux usées brutes de la ville a été estimée sur la base d'une campagne d'analyse annuelle réalisée en 1995 pour le compte de Tahal consulting, par un laboratoire agréé au Maroc (LPEE : Laboratoire public d'essais et d'études) à raison d'un échantillon mensuel.

Les caractéristiques des eaux usées à l'entrée de la station donnent en moyenne les résultats du tableau 16.

Tableau 16 : Qualité des eaux usées de la ville de Benslimane en 1995

Paramètres	Valeurs moyennes
DBO ₅	325 mg/l
DCO	900 mg/l
MES	380 mg/l
NTK	70 mg/l
P Total	12 mg/l
Sulfate	91 mg/L
Coliformes Fécaux	10 ⁷ CF/100 mL en hiver, 10 ⁸ CF/100 mL en été
Œufs d'Helminthe	6000 œufs/l

Source: Tahal 1996

La caractérisation qualitative des eaux usées de la commune de Benslimane laisse voir en plus des paramètres ci-dessus :

- Une concentration en sulfate en dessous de 100 mg/l; soit un taux faible ne créant pas de problème d'empoisonnement dans le processus de la digestion anaérobie ;

- Une salinité en dessous de 1500 $\mu\text{s}/\text{cm}$ (20°C), soit des effluents appropriés à l'irrigation conformément aux normes fixant les seuils limites des eaux usées épurées destinées pour la réutilisation en agriculture ;
- Des taux de DBO_5 qui diminuent jusqu'à 110 mg/L du fait de la dilution lors des précipitations hivernales.

II.3.2 Demande en eau pour l'irrigation

Rappelons que l'un des objectifs majeurs de la construction et l'exploitation de la STEP de Benslimane a été celui de l'économie de l'eau potable utilisée pour l'arrosage du Golf. La conception et la planification de la STEP se devait donc de répondre aux besoins en eau actuels et futurs du Golf en terme de qualité et de quantité.

Au stade de la construction et du démarrage de la STEP, le parc utilisait environ 1000 m^3/j d'eau potable pour l'irrigation en juillet.

Le terrain de Golf royal ne comprenait à l'origine que 9 trous. Il a été étendu à 18 trous après la mise en eau de la station. D'importantes zones résidentielles avec jardins ont été construites également.

La demande absolue en eau (m^3/j) et sa distribution au cours de l'année selon les différentes espèces de gazons et de cultures plantées dans le parc, de la taille des zones irriguées et des conditions météorologiques (pluies et évapotranspiration) a été apportée par le concepteur du système d'irrigation du parc selon les informations figurant dans le Tableau 17 et communiquées par la direction du golf.

Tableau 17 : Demande en eau du Golf de Benslimane (Direction du Golf Royal, 1995)

Mois	Année 1							Année 2				
	Juil	août	sept	oct	nove	déce	Jan	fev	mars	avril	mai	juin
Pluie (mm)	<1	<1	6	35	70	87	68	59	56	39	22	4
EVT (mm)	154	154	99	67	65	67	45	63	69	93	131	169
Demande d'eau												
Pourcentage en %	<u>17</u>	<u>15</u>	<u>15</u>	<u>8</u>	<u>3</u>	<u>2</u>	<u>1</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>7</u>	<u>12</u>	<u>13</u>
V (m^3) demandé pour 1000 m^3/j en juillet	<u>1000</u>	<u>900</u>	<u>900</u>	<u>500</u>	<u>180</u>	<u>120</u>	<u>60</u>	<u>180</u>	<u>230</u>	<u>400</u>	<u>700</u>	<u>750</u>
V (m^3) demandé pour 3000 m^3/j en juillet	<u>3000</u>	<u>2600</u>	<u>2600</u>	<u>1400</u>	<u>550</u>	<u>350</u>	<u>200</u>	<u>550</u>	<u>700</u>	<u>1250</u>	<u>2100</u>	<u>2300</u>
V (m^3) demandé pour 6000 m^3/j en juillet	<u>6000</u>	<u>5300</u>	<u>5300</u>	<u>2800</u>	<u>1000</u>	<u>700</u>	<u>350</u>	<u>1000</u>	<u>1400</u>	<u>2500</u>	<u>4200</u>	<u>4600</u>

Légende :

EVT : Evapotranspiration

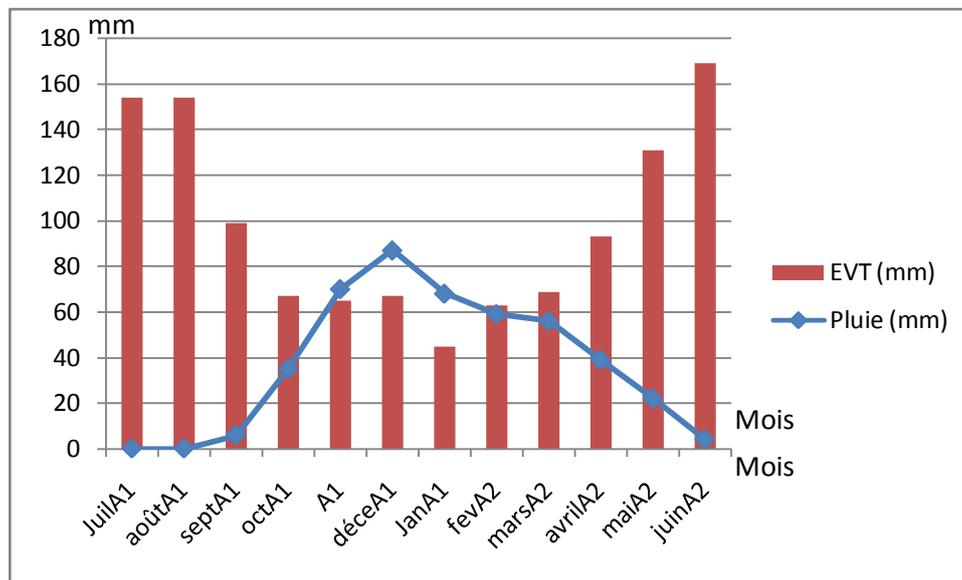
V : Volume d'eau en m^3

Le tableau reproduit la demande en eau pour des besoins évolutifs du Golf : C'est ainsi que pour les besoins du Golf à 9 trous, le maximum est de 1000 m³/j et est enregistré en juillet.

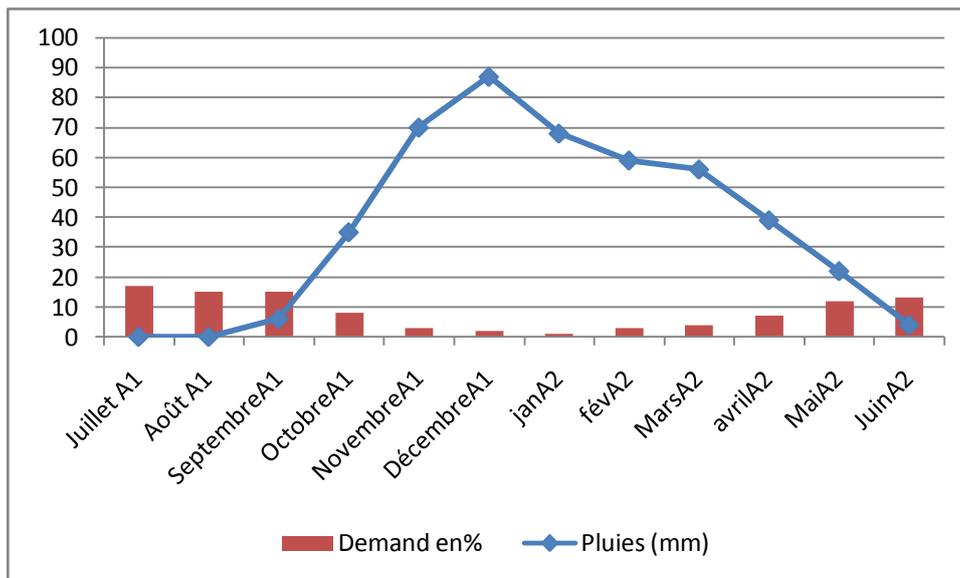
A 18 trous, les besoins du Golf seraient de 3000 m³/j comme demande maximale prévue également pour le mois de juillet. Avec le développement du complexe touristique qui viendrait se greffer au Golf, cette demande serait de 6000 m³/j.

Le tableau montre également une différence significative entre la demande d'eau en juillet (17%) et en janvier (1%). Les mois les moins pluvieux sont ceux où l'évapotranspiration est maximale. Comme le montre le graphe n°3, les deux courbes de la pluviométrie et de l'évapotranspiration varient d'une manière inversement proportionnelle.

Graphe 3 : Evolution de la pluviométrie et de l'évapotranspiration à Benslimane unités abscisse et ordonnée



De même, l'évolution de la demande en eau exprimée en % et illustrée sur le graphe n°4 montre une demande croissante à partir du mois de juin avec des pics qui correspondent aux valeurs maximales d'évapotranspiration enregistrée pendant les mois de Juillet et août.



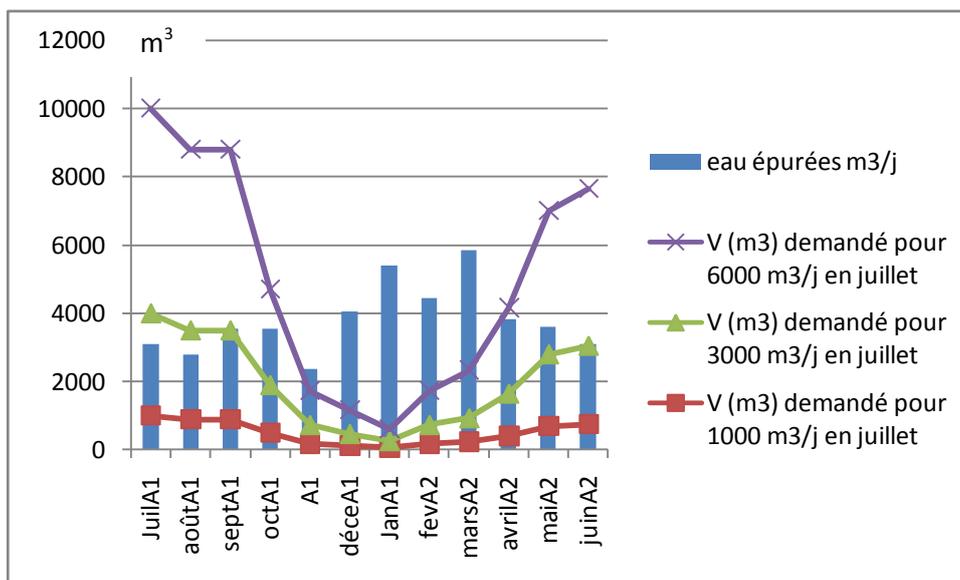
Graph 4 : Evolution de la demande en eau et de l'évapotranspiration

Cette variation revêt une grande importance et doit être prise en compte dans le dimensionnement de la STEP pour que le volume des eaux épurées pendant la période de demande maximale, soient à même de répondre aux besoins du Golf.

II.3.3 Confrontation de la production des eaux usées et des besoins du Golf

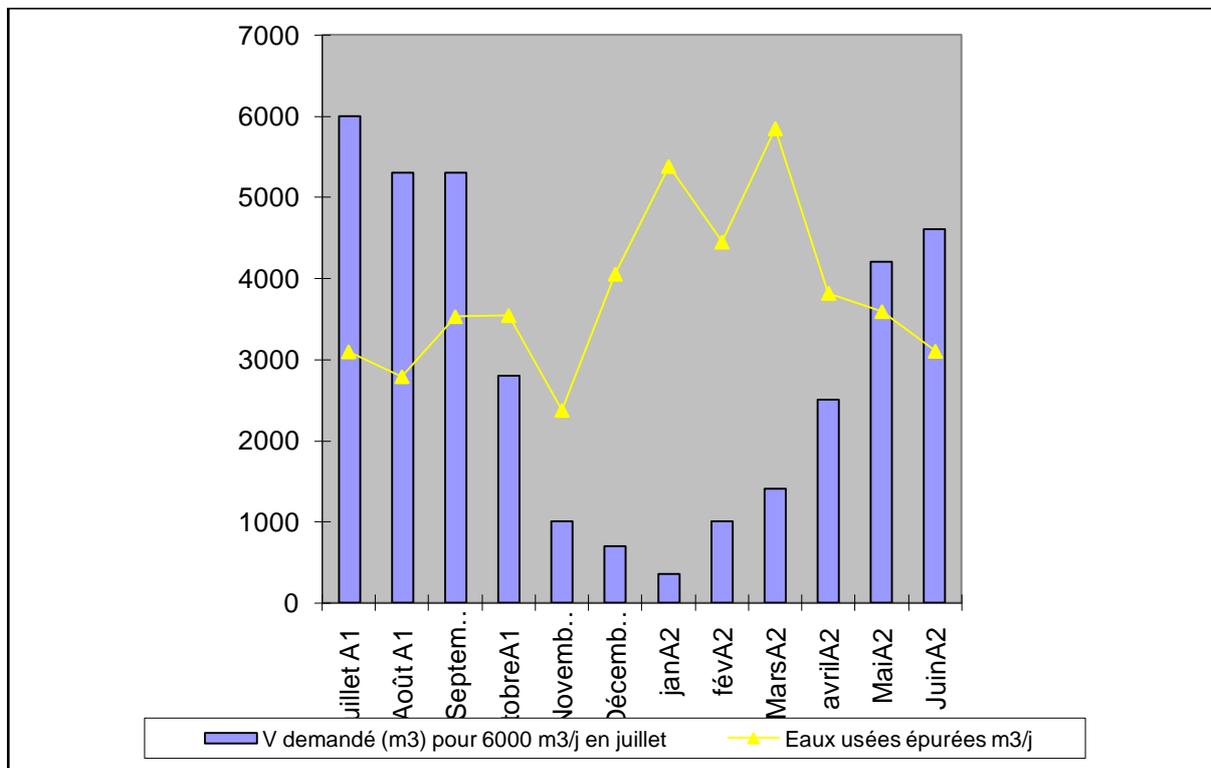
La confrontation des besoins du Golf pour un maximum de 1000 m³/j, 3000 m³/j et 6000 m³/j en Juillet en cas de l'extension de celui, avec la production des eaux usées épurées, laisse voir comme le montrent les graphes 5 et 6, qu'en quantité disponible, la station d'épuration ne pourra pas répondre aux demandes de pointe du Golf.

Graph 5 : Comparaison des volumes des eaux usées produites et des besoins en eau actuels et d'extension du Golf



L'étude comparative de l'évolution des demandes du Golf et de celle de production des eaux usées, laisse voir que du mois de mai au mois de septembre, soit 5 mois, les besoins de pointe dépassent la production des eaux usées. De ce fait, l'assurance de l'alimentation en eau d'irrigation pour le Golf est tributaire du stockage des eaux usées épurées.

Graphe 6 : Comparaison des volumes des eaux usées produites et des besoins en eau en cas d'extension du Golf



II.4 Description de la station d'épuration et de recyclage des eaux usées de Benslimane

Ce paragraphe sera consacré à la description du concept général de traitement des eaux usées de la ville de Benslimane et de leur réutilisation. Dans ce sens, seront décrits les dispositifs d'épuration actuels, le traitement complémentaire et les unités de stockage qui permettent d'approvisionner en eau d'irrigation le terrain du Golf royal.

Le concept d'épuration est empreinté à une technologie Israélienne développée pour le traitement des eaux usées et leur stockage, en vue de leur réutilisation agricole (Juinico, 1994). Israël possède en effet une longue et unique expérience en matière de réutilisation des eaux usées. En 2004, environ 70% des eaux usées municipales ont été réutilisées pour l'irrigation (contre 50% seulement en 1995) et 20 000 hectares de terre ont été ainsi irrigués dans tout le pays. Une réutilisation totale des eaux usées est prévue pour l'année 2015 (Pearson, 2005).

Les systèmes de traitement et de réutilisation de Benslimane sont basés sur le débit d'eaux usées et sur les demandes d'approvisionnement en eau d'irrigation du terrain de Golf communiqués par l'Office National de l'Eau Potable (ONEP) au Maroc en 1995 et par les concepteurs et opérateurs de la STEP et du terrain de Golf (Tahal consulting et Mild 1995-2002).

La capacité de traitement de la STEP est de 5600 m³/j, débit planifié pour 2010. Elle reçoit aussi bien les eaux usées de la ville et les eaux pluviales (système unitaire).

La station est divisée en deux parties (voir figure 7) et émet deux niveaux de qualité des eaux usées épurées :

- Une partie des effluents traités subit un traitement d'appoint et est stockée afin d'être utilisée pour l'irrigation du terrain de Golf et son volume est fonction des besoins du Golf.
- Le surplus d'effluents est rejeté dans l'oued Ben Sultane coulant en aval de la station.

II.4.1 Les critères de conception

Tenant compte de la caractérisation des eaux usées de la ville de Benslimane et des perspectives de son développement et de production des eaux usées, le concepteur a adopté les paramètres figurant dans le tableau 18.

Tableau 18 : Les données de conception de la STEP de Benslimane (Tahal 1995)

Charge Hydraulique	
Débit moyen quotidien m ³ /j	5600
Débit maximum quotidien m ³ /j	7280
Débit maximum horaire m ³ /h (sur une base quotidienne)	305
Débit aux heures de pointe m ³ /h (sur une base horaire)	700
Charge Polluante	
Charge DBO ₅ moyenne quotidienne Kg /j	1820
Charge DBO ₅ maximum quotidienne Kg /j	2360
Charge DCO moyenne quotidienne Kg /j	5040
Charge MES moyenne quotidienne Kg /j	2130
Charge NTK moyenne quotidienne Kg /j	395
Concentration en coliformes fécaux	10 ⁷ CF/100 mL / 10 ⁸ CF/100 mL
Température de l'eau	13° (hiver), 28° (été)
Altitude du site	250 m au-dessus du niveau de la mer

II.4.2 Qualité des Effluents traités pour l'irrigation du terrain de Golf

Les niveaux de traitement et les objectifs de qualité des effluents épurés recherchés pour les effluents de la ville de Benslimane sont fixés lors de l'exploitation selon que les effluents sont orientés vers le Golf ou vers la rivière.

Rappelons que les normes françaises (Brissaud, 2003) et de l'OMS (Blumenthal et al., 2000) appliquées à l'irrigation des terrains de Golf et des parcs publics par les eaux usées épurées, exigent une concentration de coliformes fécaux inférieure à 200 unités /100mL. Les normes Israéliennes exigent ce même taux ainsi que la fermeture du parc pendant 24 heures après l'irrigation.

Considérant que le Golf de Benslimane est ouvert seulement quelques heures après l'irrigation, la STEP a été conçue pour produire des effluents avec un taux de coliformes fécaux inférieur à 100 CF /100mL et une DBO₅ inférieure à 20 mg/L afin d'éviter les mauvaises odeurs. (L'irrigation est effectuée tous les soirs pendant une durée d'environ 10 heures par nuit). Le terrain de Golf est fermé au public pendant l'irrigation, mais est ouvert chaque matin, seulement quelques heures après que l'irrigation ait été effectuée. Ce type de fonctionnement exige des effluents de haute qualité compte tenu des risques de contamination et de maladies que peuvent encourir les usagers du Golf (Tahal, 1995). En bref la qualité des eaux usées épurées pour l'irrigation est caractérisée par :

- DBO₅ < 20 mg d'O₂/L ;
- MES < 50 mg/L ;
- Coliformes fécaux < 10² CF/100 mL.

II.4.3 Qualité des effluents à déverser dans l'oued

Pour éviter des conditions anaérobiques dans l'oued Ben Sultane, le concepteur a prévu d'évacuer les effluents non utilisés pour l'irrigation du terrain de Golf, avec des limites moins contraignantes que pour le cas de la réutilisation pour l'irrigation des parcours de Golf (Tahal, 1995):

- $DBO_5 < 40 \text{ mg d'O}_2/\text{L}$;
- $MES < 100 \text{ mg/L}$;
- Coliformes fécaux $< 10^3 \text{ à } 10^4 \text{ CF}/100 \text{ mL}$.

II.4.4 Description des composantes de la station d'épuration

La STEP de Benslimane (photo 6 et figure 9 et 10) comporte deux sections, la section I consiste en un lagunage aéré comportant un prétraitement, des bassins anaérobies, des bassins aérés et des bassins de maturation. La section II comprend quatre réservoirs de stockage et de finissage des eaux usées.

Section I: Traitement

Cette partie accueille et traite toutes les eaux usées de Benslimane, sa taille est fonction de la quantité des eaux usées brutes qui atteignent la station. Les effluents issus de cette première section sont transférés à la section II, ou déchargés dans l'oued. Le type de traitement adopté pour cette section est un système de lagunage aéré classique dont les composantes sont décrites ci-dessous.

Section II : Traitement avancé et stockage

Cette section comporte les réservoirs opérationnels. Tout ou partie des effluents de la section I est stockée et subit un traitement d'appoint dans la section II. La détermination de la production de cette section dépend de la demande en eau pour l'irrigation du terrain de Golf.

La solution d'épuration est fondée sur une succession de quatre types d'unités de traitement, chacune ayant un rôle spécifique. Dans chaque unité, plusieurs bassins sont installés au lieu d'un seul de grande taille, rendant ainsi l'opération plus souple et plus adaptable à l'accroissement du débit des eaux usées au cours des années.

Figure 9 : Schéma synoptique de la STEP de Benslimane

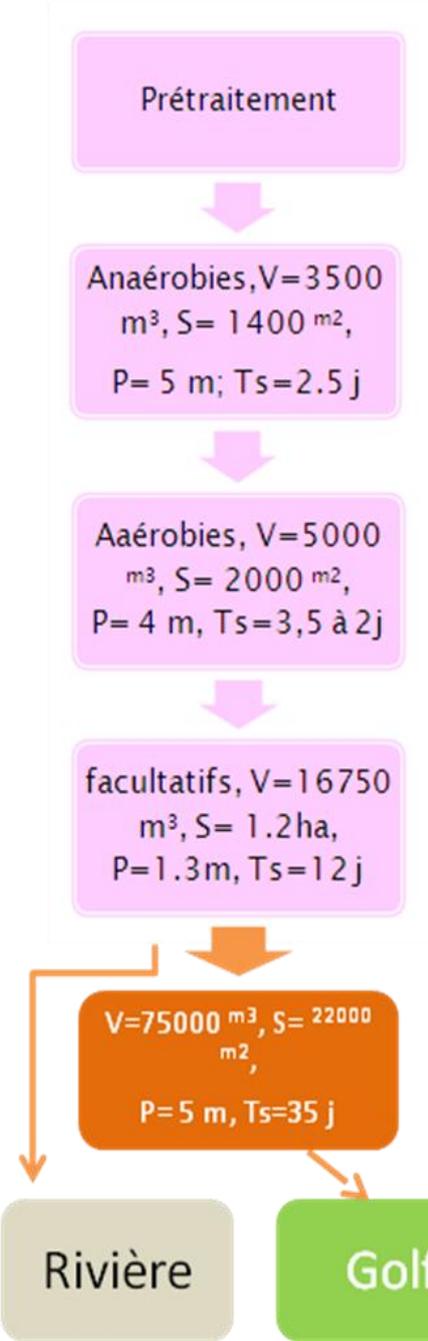
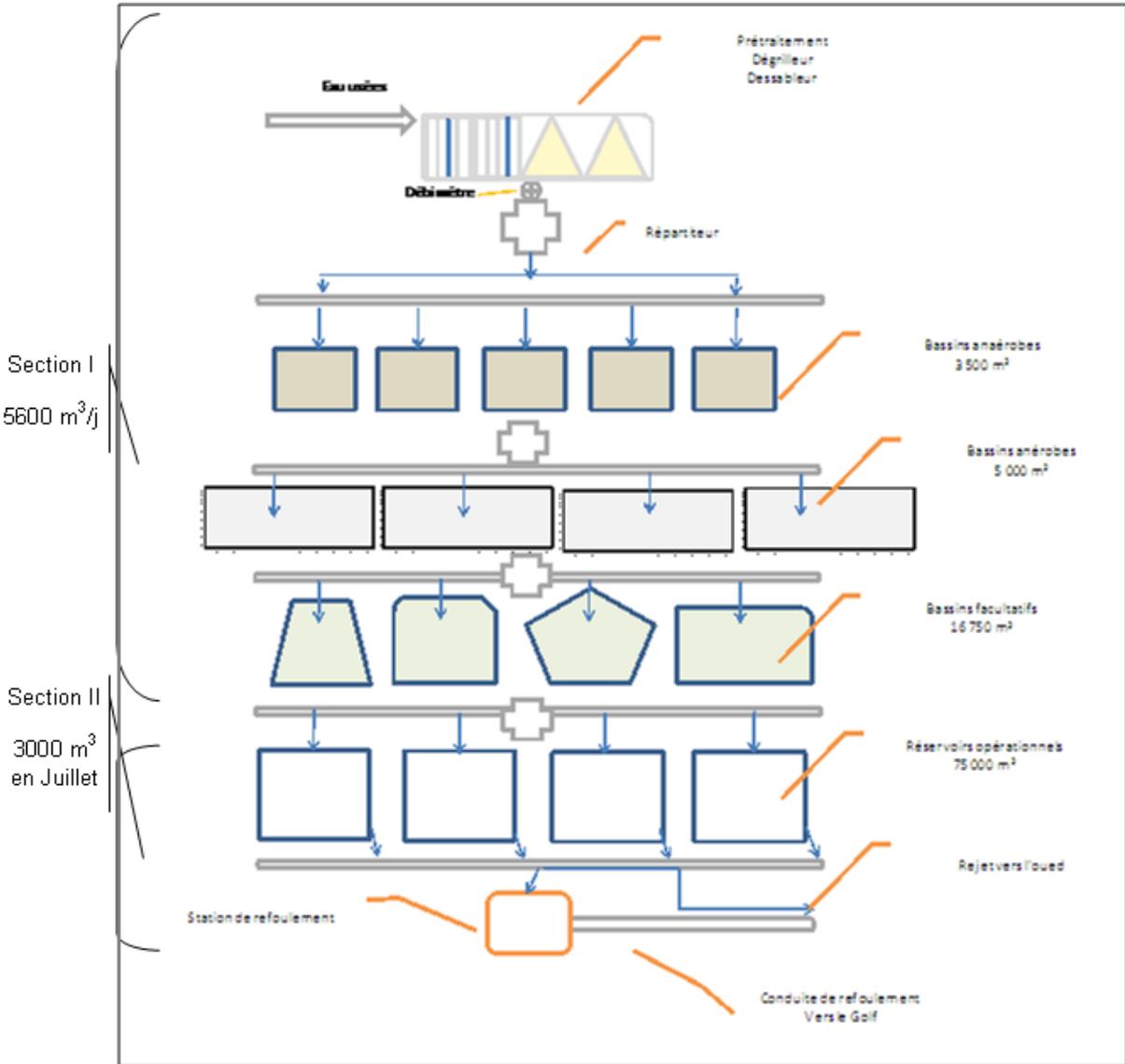


Photo 5 : Maquette de la STEP de Benslimane



Figure 10 : Schéma conceptuel de la station d'épuration de Benslimane



II.4.4.1.1 Le prétraitement

Le prétraitement comprend un dégrilleur et un dessableur.

Un débitmètre est également installé.

Les caractéristiques des unités de prétraitement sont résumées ci-dessous :

Tableau 19 : Caractéristiques des installations de prétraitement

1) Dégrilleur	2 unités mécaniques verticales de 60 cm de largeur avec un écart de 12 mm entre les barres.
2) Dessableur	2 unités coniques avec système d'extraction de sable, transporteur.
3) Mesure du débit	2 unités de type Parshall avec appareil de jaugeage à ultra-sons.

II.4.4.1.2 Les Bassins anaérobies

La station comprend cinq bassins anaérobies (4 fonctionnels + 1 de réserve) d'un volume de 3 500 m³ chacun et d'une profondeur de 5 m.

Dans le cas de la STEP de Benslimane, la charge volumétrique prise en considération est supérieure à > 0,1 Kg DBO₅/m³/jour. Le taux d'abattement moyen considéré est de 50%.

Les bassins anaérobies sont généralement la partie du traitement à l'origine des dégagements des mauvaises odeurs. Le contrôle des odeurs a été minimisé par une implantation des bassins dans le sens contraire de la direction des vents dominants.

En résumé les caractéristiques des bassins telles qu'elles ont été adoptées par le concepteur sont comme suit :

- Débit d'admission moyen = 5600 m³/j ;
- Débit de pointe à l'admission = débit moyen x 1,3 = 305 m³/h;
- DBO₅ à l'entrée : 325 mg/l ;
- Réduction moyenne de la DBO₅ = 50% (40% en hiver, 60% en été) ;
- Temps de séjour : 2 à 3 j (2.5 j) à une température 35 à 40°C ;
- Profondeur : 5 m ;
- Charges volumétrique organique > 100 g DBO/m³/jour ;
- Volume = 5600 x 2,5 = 14000 m³ ;
- Temps de séjour minimal aux heures de pointe = 14000/305 = 46 heures (1,9 j) ;
- Charge volumétrique organique aux heures de pointe = 1820 x 10³/14000 = 130 g/m³/j ;
- Nombre de bassins = 4 + 1 réserve (pour raisons opérationnelles et de maintenance) ;
- Volume de chaque bassin = 14000/4=3500 m³ ;
- Volume total construit = 3500 x 5 = 17500 m³ ;
- Surface de chaque bassin = 1400 m² ;
- Surface totale construite = rectangulaire avec angles arrondis 1 : 2 / 1 : 3 (largeur : longueur).

II.4.4.1.3 Les bassins aérés

Leur rôle principal est la décomposition des matières organiques dissoutes et l'oxydation des métabolites anaérobiques.

A la sortie des bassins anaérobies, les effluents sont orientés vers quatre bassins aérés d'un volume de 5000 m³ chacun et d'une profondeur d'eau de 4 m.

Le temps de rétention dans les bassins aérés est de 2 à 4 jours, la puissance nécessaire est de 4,5 W/m³. L'énergie totale fournie est de 90 kW et la concentration en oxygène est maintenue à 2 mg/l moyennant des aérateurs.

Les caractéristiques des bassins telles qu'elles ont été adoptées par le concepteur sont les suivantes :

- Débit d'admission moyen = 5600 m³/j ;
- Débit de pointe à l'admission = débit moyen * 1,3 = 305 m³/h ;
- DBO à l'entrée = 195 mg/l en hiver, 130 mg/l en été (moyenne 150 mg/l) ;
- Réduction moyenne prévue du DBO₅ = 50% (60% en hiver, 40% en été) ;
- Temps de séjour requis = 3.5 j en hiver, 2 jours en été ;
- Profondeur requise = 4 m ;
- Puissance électrique requise = 4,5 W/m³ de volume de bassin ;
- Volume requis = 5600 x 3,5 = 20000 m³ ;
- Temps de rétention minimum aux heures de pointe = 20000/305 = 66 h soit 2,7 j ;
- Puissance totale installée = 20000 x 4,5 = 90 kW ;
- Nombre de bassins = 4 ;
- Volume de chaque bassin = 20000/4 = 5000 m³ ;
- Surface de chaque bassin = 2000 m² ;
- Surface totale construite = 2000 x 4 = 8000 m² ;
- Forme des bassins = carrée avec angles arrondis ~ 1 :1 (largeur : longueur).

II.4.4.1.4 Les bassins facultatifs

Comme les bassins aérés, les bassins facultatifs sont au nombre de 4 d'un volume total de 67 000 m³ et d'une profondeur de l'eau de 1,3 m. Le temps de rétention dans ces bassins est de 12 jours.

Les effluents des bassins facultatifs sont de qualité adéquate pour : (1) être introduits dans les réservoirs (Section II) et/ou, (2) décharger leur surplus dans l'oued sans produire de contamination et/ou, (3) utiliser leur surplus pour l'irrigation des cultures industrielles.

Les caractéristiques des bassins telles qu'elles ont été adoptées par le concepteur sont les suivantes :

- Débit d'admission = 5600 m³/j ;
- DBO₅ à l'entrée = 80 mg/L ;
- Réduction prévue du DBO₅ ~ 50% ;
- Réduction prévue des coliformes fécaux = 1 unité log. minimum ;
- Profondeur requise = 1,3 m ;
- Volume requis = 67000 m³ ;

- Temps de rétention moyen = $67000/5600 = 12$ j ;
- Surface = $67000/1,3 = 51534$ m² = 5,1 ha ;
- Charge organique = $0,08 \times 5600/5,1 = 88$ kg DBO5/ha/j ;
- Nombre de lagunes = 4 (de Tailles différentes) ;
- Forme des lagunes = rectangulaire 1:2 + 1:3 (largeur : longueur) ;
- La sortie devient être située du côté Ouest ou Sud - Ouest des lagunes.

II.4.4.1.5 Les réservoirs opérationnels

Quatre réservoirs opérationnels d'un volume total de 300 000 m³, soit 75 000 m³/réservoir et d'une superficie de 22 000 m² ont été prévus pour le stockage et la finition de l'eau. La profondeur de ces réservoirs est de 5 m et le temps de séjour dans ces réservoirs est de 35 jours. Les valeurs de surface et de volume sont des valeurs nettes. (voir figure 11)

Une hauteur de 0,5 m (coté franc) a été ajoutée aux volumes de construction pour absorber les variations des débits en relation avec les apports pluviométriques. (Certains réservoirs peuvent recevoir des crues et des eaux usées en dehors des eaux résiduaires. Si la détermination du volume actif est basée sur le débit moyen de ces sources d'eau, le réservoir pourrait être plein avant la fin de l'hiver et avant le début de la saison d'irrigation).

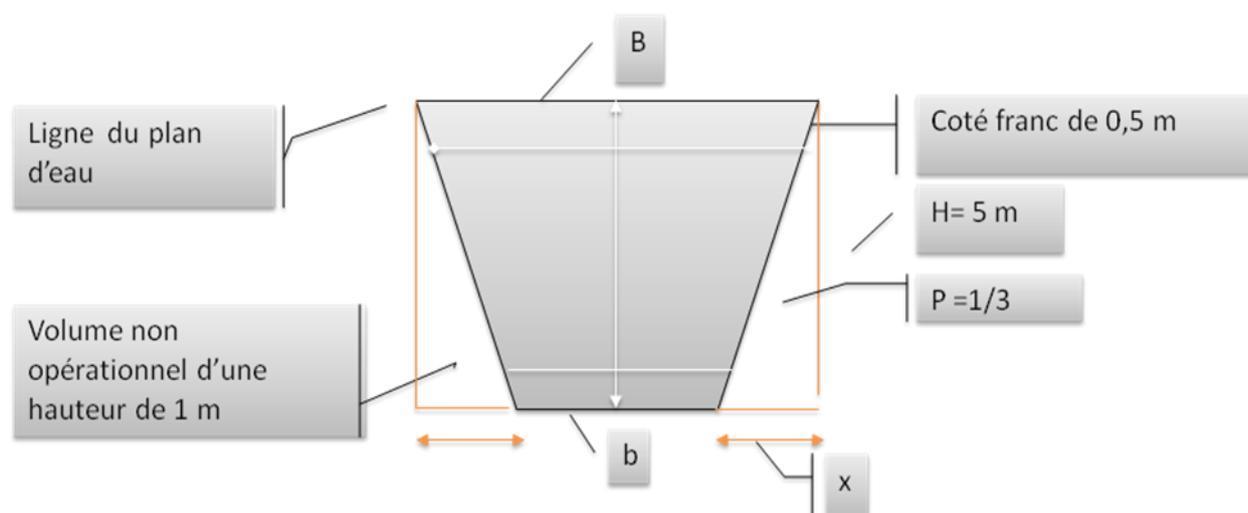
Le principe actif du volume du réservoir est calculé en faisant la balance entre les gains (flux et pluie) et les pertes (évaporation et percolation), pendant la saison d'irrigation.

Un volume mort d'environ 1 m de profondeur est ajouté pour tenir compte des effluents qui restent dans le réservoir à la fin de la saison d'irrigation pour éviter le pompage des sédiments de fond et pour recevoir lors du curage des bassins anaérobies, les boues.

Les conduites d'entrée et de sortie sont uniques et se situent à 0,5m à partir du volume mort, soit à une profondeur de 1,5m.

Toutes les surfaces des bassins ont été agrandies de 15 à 20 % pour les quais, routes et installations supplémentaires.

Figure 11 : Détail du réservoir opérationnel



II.4.5 Systèmes de désinfection

Un système de chloration a été mis en place. La chloration des effluents est prévue afin d'éviter le développement de films biologiques sur les parois des conduites allant de la station au Golf.

Généralement, les effluents de la station n'ont pas besoin de désinfection pour être conformes aux normes en termes de coliformes fécaux. Leur teneur ne devraient pas dépasser les 100 CF/100 mL en fonctionnement normal. Toutefois, la concentration en coliformes fécaux pourra augmenter si la demande d'eau pour l'irrigation venait à augmenter à l'avenir et qu'un délai est imposé pour la construction de réservoirs complémentaires. La désinfection permettra dans ce cas, de réduire les coliformes fécaux de 2 à 3 unités log et de faire face temporairement à cette situation.

La conduite de rejet dans l'oued est connectée au système de chloration. Un bassin de contact au chlore d'une durée de 30 minutes a également été prévu.

La désinfection a été prévue par de l'hypochlorite de sodium avec deux points d'injection dans la conduite d'amenée vers le Golf et celle vers l'oued.

II.4.6 Station de pompage

Le nombre de pompes nécessaire est tel qu'il permet une opération continue des systèmes, plus particulièrement dans la conduite de refoulement, afin de prévenir toute nuisance qui pourrait être causée par la stagnation d'effluents dans la conduite.

La capacité totale de pompage est de $150 \text{ m}^3/\text{h}$. Trois pompes de $75 \text{ m}^3/\text{h}$ dont une de réserve sont installées. La hauteur manométrique totale atteint 60 m .

II.4.7 Conduite d'amenée gravitaire

Une conduite en amiante ciment d'amenée par gravité d'environ 2400 m de longueur et d'un diamètre de 600 mm est posée depuis la commune de Benslimane à la station d'épuration et a été étudiée pour atteindre un débit maximal futur de 6500 m³/j.

II.4.8 Conduite de refoulement sous pression

Il a été également posée, une conduite de refoulement en acier de 5800mL de longueur et d'un diamètre de DN250 qui va de la station d'épuration au terrain de Golf; celle-ci a été conçue pour un débit maximal de 65 L/s et permet de pomper jusqu'à 5600 m³/j à un rythme continu.

II.4.9 Structures Complémentaires

Bassin de régulation

Un des étangs du Golf d'un volume approximatif de 10000m³, sert de volume de régulation pour la station de pompage du système d'irrigation à l'intérieur du Golf; son importance est primordiale car la fosse humide de pompage a un débit minimum de 3000 m³/j (150 m³/h) afin de permettre l'opération continue des pompes hydrauliques.

Bien que l'irrigation ne se fasse que pendant la nuit (10 à 12 h/nuit), l'étang à l'entrée du Golf a une capacité de régulation de 1 à 3 jours, et le débit d'effluents y est continu. Une pompe de débitance 43 l/s et une pompe de réserve ont été installées.

L'étang peut garantir un volume pour 2 à 3 jours d'irrigation dans le cas d'une quelconque panne électrique ou hydraulique dans la conduite reliant la station d'épuration au Golf.

Groupe électrogène de secours

Un générateur électrique de 60 kVA est installé pour alimenter la station de pompage de la station d'épuration en électricité. En cas de panne générale due à l'alimentation électrique, le petit étang au centre du Golf permettra une autonomie de 1 à 3 jours en été.

III. Partie III : Résultats et discussion

Dans l'objectif d'évaluer les performances des différentes composantes de la station, d'apprécier l'évolution des différents paramètres tout le long de la filière et d'identifier les corrélations existant entre eux, un protocole de mesure et d'analyse, détaillé ci-dessous a été mené durant l'année 1.

Durant l'année 2, le protocole expérimental a concerné les réservoirs opérationnels où des prélèvements et analyses ont été menées à différentes profondeurs en vue d'apprécier la dynamique épuratoire sur la hauteur de la colonne d'eau du réservoir, en comprendre le fonctionnement et en dégager les principes de dimensionnement.

III.1 Echantillonnage

L'échantillonnage a porté sur deux années. Les points d'échantillonnage ont été fixés en aval de toutes les composantes de la filière de traitement en général et au niveau des réservoirs opérationnels en particulier.

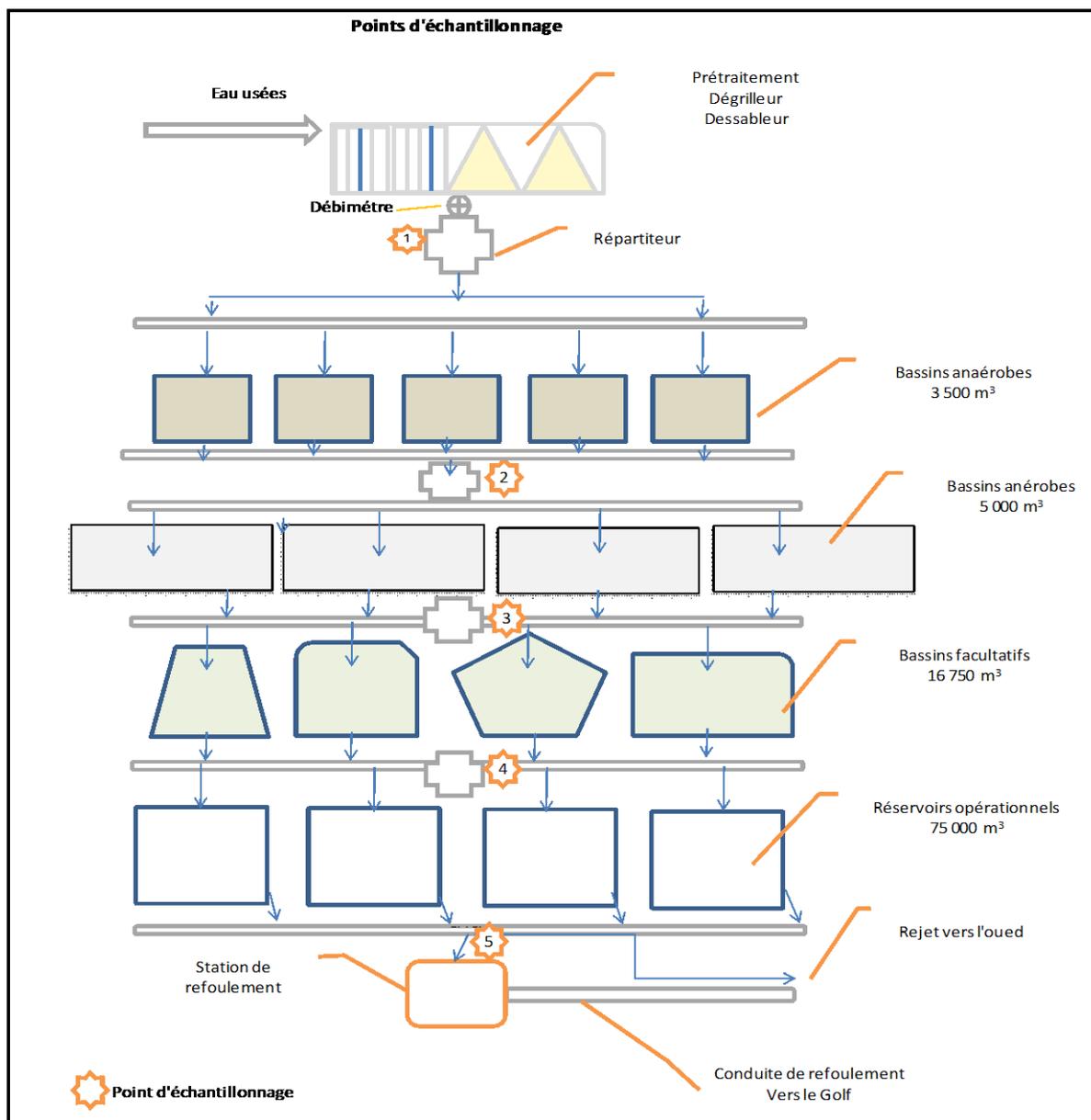
Les points d'échantillonnage ont concerné :

- La sortie du prétraitement au niveau du répartiteur du débit (voir Figure 12) pour connaître la qualité des affluents de la STEP ;
- La sortie des bassins anaérobies pour définir les performances des lagunes anaérobies ;
- La sortie des lagunes aérées pour suivre les performances de ces dernières ;
- La sortie des lagunes facultatives soit, à l'entrée des réservoirs opérationnels pour connaître aussi bien les rendements à l'épuration des lagunes facultatives et la qualité des effluents à l'entrée des réservoirs opérationnels ;
- A la sortie des réservoirs opérationnels pour connaître les performances de toute la filière ;
- A différentes hauteurs d'eau à l'intérieur des réservoirs pour comprendre le fonctionnement des réservoirs ;
- A différentes période de l'année et aléatoirement dans tous les réservoirs pleins pour apprécier le mode de fonctionnement de chacun.

Les prélèvements ont été effectués dans les regards de sortie qui existent à l'aval de chaque composante de la STEP ou lors des remplissages des bassins de chaque étape pour apprécier la qualité de l'étape précédente pour ce qui est des composantes de la section I, selon la figure 12.

Pour ce qui est des réservoirs opérationnels, les prélèvements ont été effectués à une cinquantaine de centimètres en dessous de la surface de l'eau et toujours à environ 1 mètre des bords (pour éviter les points morts) et au milieu des réservoirs.

Figure 12 : Points d'échantillonnage



III.1.1 Fréquence et mode d'échantillonnage

Durant les années 1 et 2, la fréquence d'échantillonnage a été d'une fois par mois au niveau de toutes les étapes du traitement et d'une à deux fois par mois au niveau des réservoirs opérationnels.

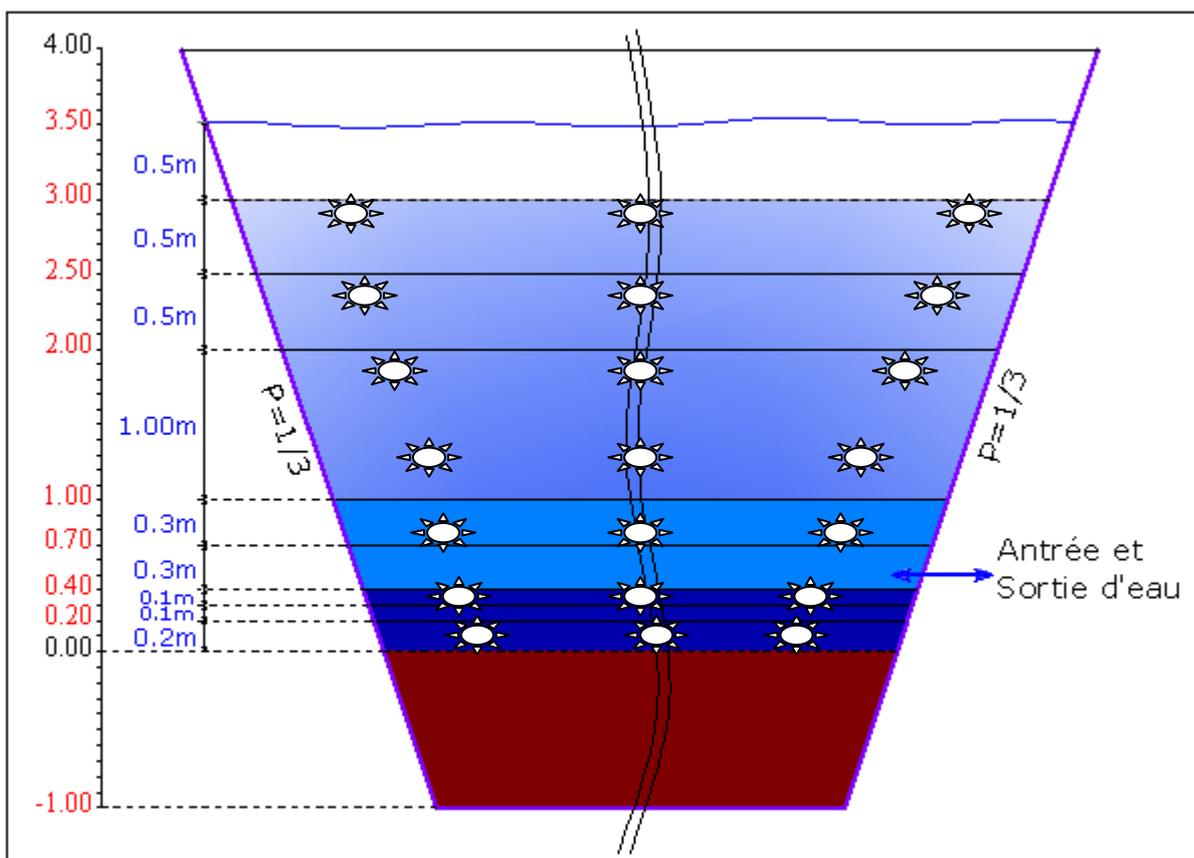
Pour les différentes composantes de la STEP, un échantillon moyen a été constitué à partir de 3 à 4 prélèvements ponctuels d'un volume de deux litres effectués lors de la vidange des bassins et à différents horaires de la journée.

La même journée, des prélèvements d'un volume de deux litre sont effectués au niveau des réservoirs opérationnels où trois échantillons sont à chaque fois prélevés et mélangés pour avoir un échantillon moyen. Les échantillons sont prélevés à chaque fois sur les deux extrémités du réservoir à au moins un mètre du bord et au milieu. Les prélèvements ont été effectués entre 0,5 m à partir de la surface de l'eau et 0,2 m au dessus du volume non opérationnel. A chaque fois le temps de séjour a été enregistré.

Les prélèvements effectués à des hauteurs de 0,5 m à partir de la surface de l'eau ont été effectués à différents temps de séjour. Il est à préciser que les temps de séjours ont été comptés à la fin du remplissage des bassins et l'arrêt de leur approvisionnement en eau.

L'échantillonnage au niveau des réservoirs (comme schématisé sur la figure 13) a été effectué sur une petite barque gonflable. Des bouteilles d'échantillonnage (en verre, stérilisées, sous vide et à clapet) ont été accrochées à l'extrémité d'une perche graduée de 5 m de hauteur. La remontée des bouteilles de prélèvement se faisait toujours lentement afin de ne pas perturber les échantillons et provoquer des remises en suspension.

Figure 13 : Schéma d'échantillonnage dans les réservoirs opérationnels



III.1.2 Les paramètres d'analyse et de suivi

Les paramètres de suivi ont concerné pour toute la filière les paramètres reportés sur le tableau 20 suivant :

Tableau 20 : Paramètres analysés

Paramètre	Unité	Désignation
Température	° C	T
Potentiel Hydrogène	Unité pH	pH
Oxygène dissous	mg O ₂ /L	OD
Conductivité électrique	µS/cm	Cond.
Demande Biochimique en Oxygène	mg d'O ₂ /L	DBO ₅
Demande Chimique en Oxygène	mg d'O ₂ /L	DCO
Coliformes Fécaux	CF/100 mL	BCF
Matières En Suspension	mg/L	MES
Temps de séjours	j	temps séj.

Pour les réservoirs opérationnels un paramètre supplémentaire ont été réalisés à savoir le taux de la chlorophylle a. La teneur en chlorophylle a, a été déterminée, après filtration sur membrane Whatman de 1,2 µm de porosité, selon la méthode spectrophotométrique de Lorenzen (1967). La densité du phytoplancton a été définie par un microscope inversé, selon la méthode de Watt, W.D, 1971-1972. A souligner que les analyses de la chlorophylle a ont été effectuées par un laboratoire agréé à Casablanca.

III.1.3 Matériels et méthodes

Les prélèvements ont été réalisés conformément à la norme AFNOR NF EN 25667 (ISO 5667). Cette norme précise la méthode de prélèvement, les réactifs de fixation à utiliser, les précautions à prendre lors du transport des échantillons (réfrigération à 4°C), etc...

Les mesures de pH, conductivité, température et oxygène dissous ont été réalisées, in situ.

Les échantillons prélevés ont été conditionnés selon la norme AFNOR NF EN 25667 (ISO 5667) et acheminés au laboratoire de la STEP où nous avons procédé immédiatement à leur analyse ou au laboratoire à Casablanca dans un délai qui n'excédait pas 24h pour ce qui est de l'analyse de la chlorophylle a. Les méthodes d'analyses physico-chimiques des échantillons sont présentées sur le tableau 21.

Tableau 21 : Méthodes d'analyse physico-chimiques des échantillons.

Paramètre	Méthodes de référence
La température de l'eau	Thermométrie Thermomètre électronique type Hanna.
Potentiel hydrogène (pH)	Electrométrie pH mètre type Hanna HI
Conductivité, $\mu\text{s}/\text{cm}$	Eléctrométrie Conductivimètre TDS type HACH 44600. Le lecteur est corrigé à une température de 20°C
Oxygène dissout (O.D) $\text{mg d'O}_2/\text{l}$	Flacons spéciaux pour dosage de l'oxygène dissout. Méthode de Winkler L'hydroxyde de manganèse absorbe l'oxygène présent pour former l'hydroxyde manganique qui donne, en présence de l'acide chlorhydrique, le chlorure manganique qui libère l'iode de l'iodure de potassium et qui sera dosé par une solution de thiosulfate de sodium étalon
MES mg/l	Gravimétrie Appareil de filtration (filtration sur membrane de 0,45 μm), séchage à l'étuve à 105°C et pesée
Demande biologique en oxygène $\text{DBO}_5 \text{mg d'O}_2/\text{l}$	Manométrie Quantité d'oxygène dissout consommée par les micro-organismes à l'obscurité, à 20°C pendant 5 jours DBO mètre type HACH model 2173 B
Demande chimique en oxygène $\text{D.C.O. mg d'O}_2/\text{l}$	Oxydation par un excès de bichromate de potassium en milieu acide. Unité de digestion modèle 2000, HACH
Coliformes fécaux	Boite de Pétri Ensemencement puis étuve selon la méthode STANDARD METHODS, 1975
Chlorophylle a	Spectrophotomètre Microscope filtration sur membrane Whatman de 1,2 μm de porosité, selon la méthode spectrophotométrique de Lorenzen (1967). La densité du phytoplancton a été définie par un microscope inversé, selon la méthode de Watt (1972)

III.2 Résultats des analyses des différents paramètres de pollution dans la filière de traitement

Les résultats des analyses effectuées dans la STEP de Benslimane sont reportés intégralement dans l'Annexe 3.

Pour faire une lecture générale des tendances évolutives des concentrations des différents paramètres (T, pH, Cond., DBO₅, DCO, CF et MES), nous avons procédé aux tracés de leur évolution en fonction du temps et dans les différentes étapes du procédé dans les graphiques allant de 7 à 13.

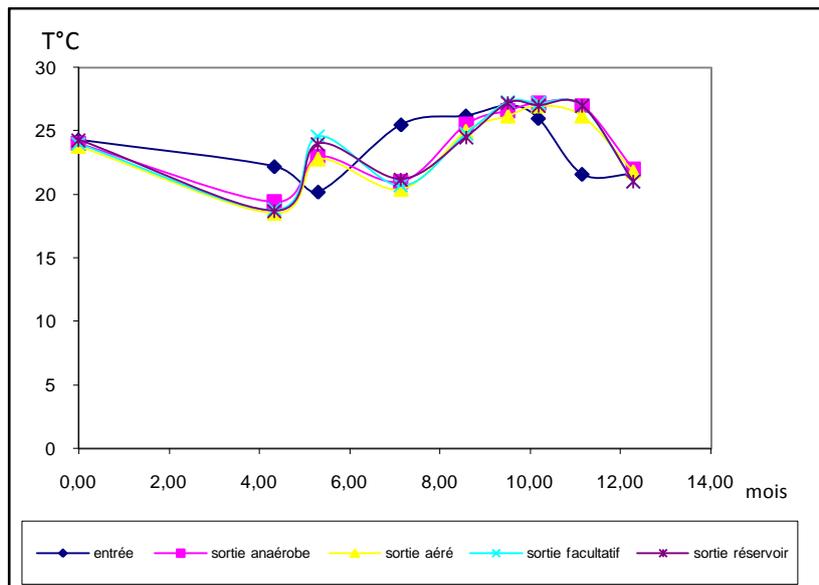
Ces graphiques laissent voir d'une manière quasi systématique, les mêmes tendances d'évolution des paramètres de pollution dans toutes les étapes du procédé (soit à la baisse, soit à la hausse).

C'est ainsi que de faibles amplitudes de variation sont observées pour la température (Graphe 7) qui semble plutôt varier en fonction des saisons qu'en fonction des étapes de traitement. Les différentes étapes de traitement ne semblent pas impacter les variations de la température.

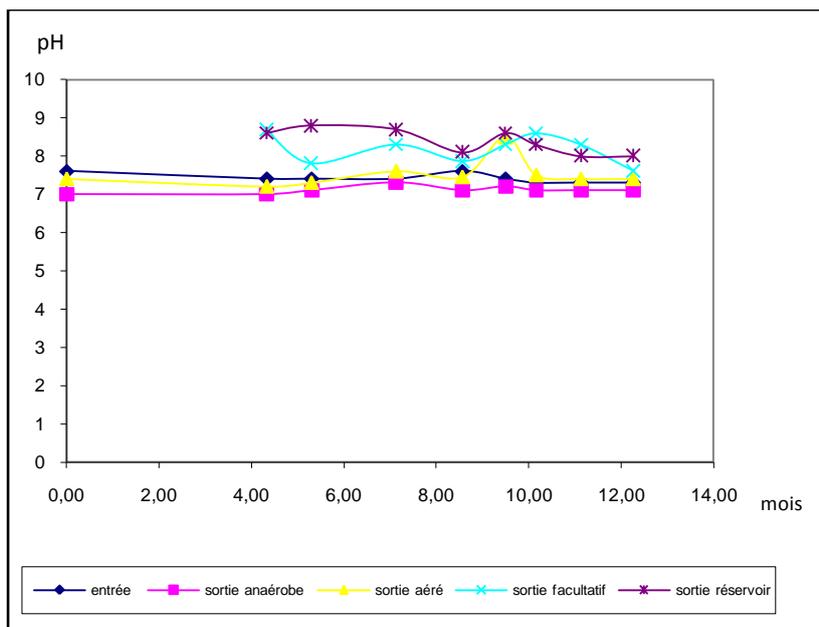
Pour le pH (Graphe 8), Il est intéressant de remarquer que l'étape du traitement anaérobie est accompagnée par une légère baisse du pH comme cela a déjà été observé par d'autres auteurs (activité de la digestion anaérobie : J. Paing, B. Picot, J.P. Sambuco et A. Rambaud, 2000 et M.R. Pena, 2002, et qu'au fur et à mesure qu'on avance dans la filière, le pH augmente légèrement. Cette augmentation est plus nette à la sortie des bassins de maturation et des réservoirs opérationnels.

Pour ce qui est de la conductivité (Graphe 9), l'amplitude de variation est faible ce qui est normal puisqu'il n'y a pas ou peu d'abattement des composés ioniques solubles au cours des différentes opérations de traitement avec une légère diminution observée dans les réservoirs opérationnels.

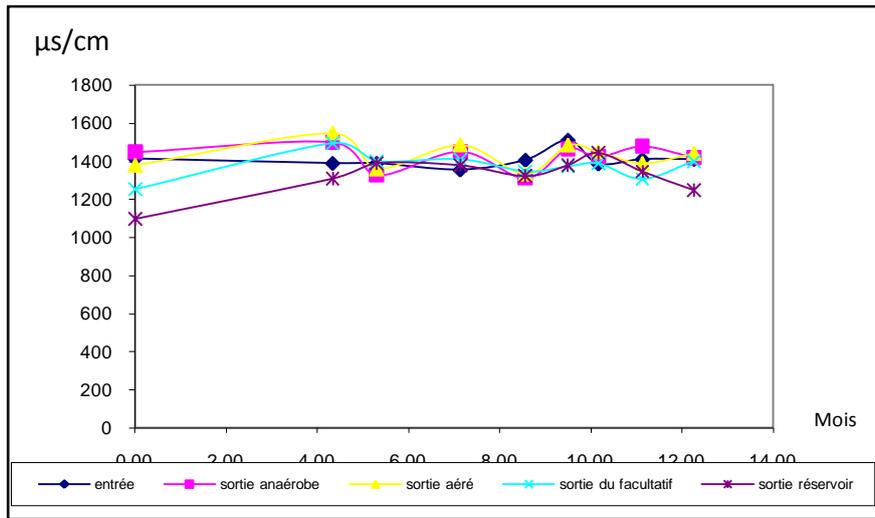
Graphe 7 : Evolution de la température



Graphe 8 : Evolution du pH

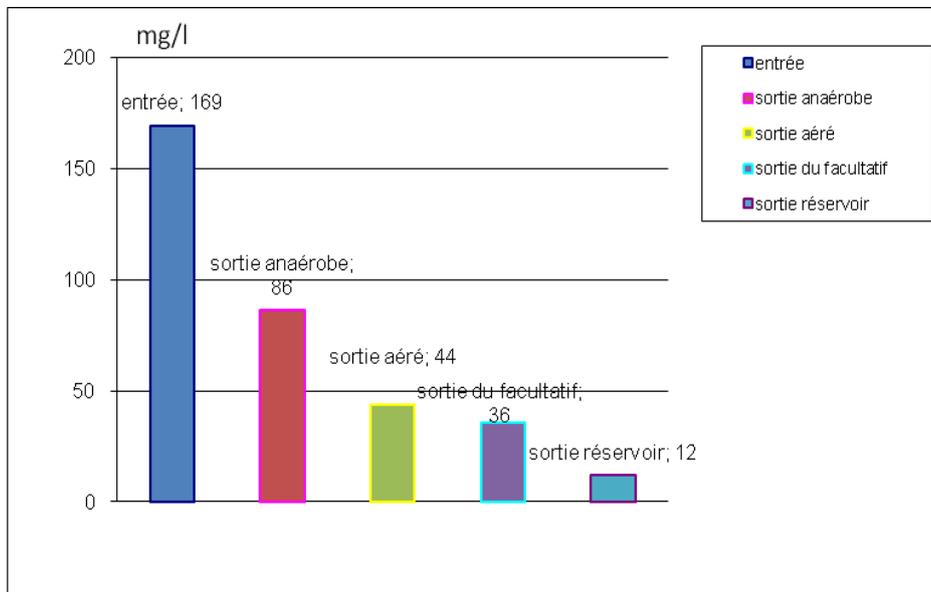


Graphe 9 : Evolution de la conductivité

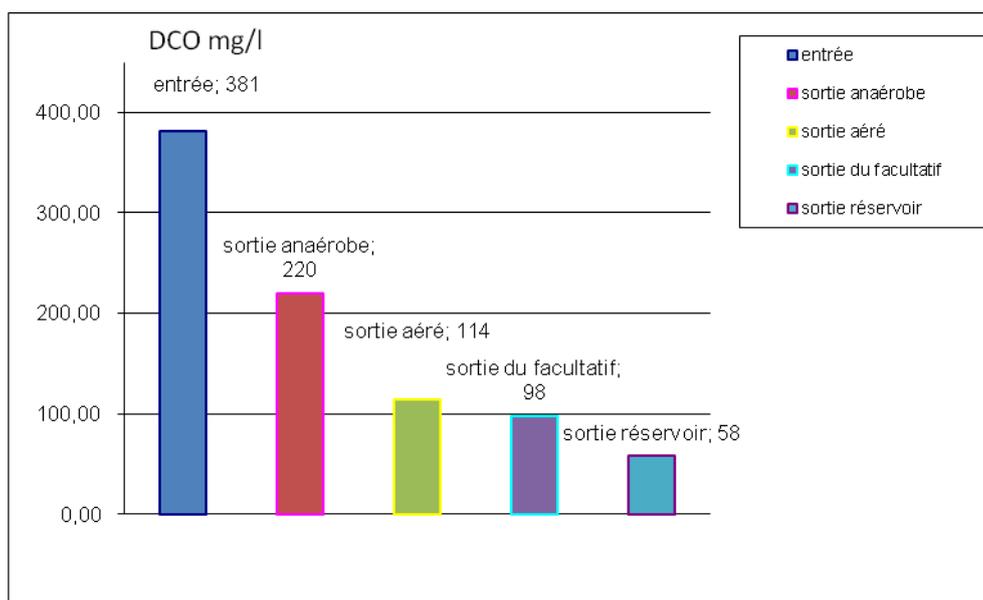


Les graphes 10 et 11 retraçant la moyenne des concentrations de la DBO₅ et de la DCO, montrent des abattements de plus en plus poussés au fur et à mesure qu'on avance dans les étapes du procédé pour ce qui est de la DBO₅ et de la DCO. Toutes les étapes du procédé impactent les concentrations en DBO₅ et en DCO et permettent des réductions non négligeables entre une étape et une autre.

Graphe 10 : Evolution de la DBO₅ en mg d'O₂/l

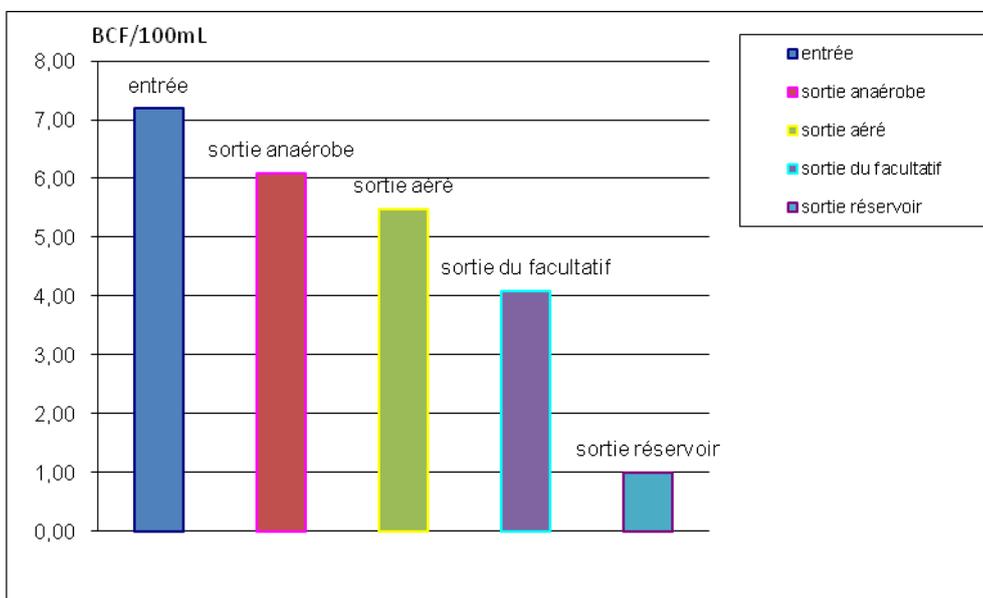


Graphe 11 : Evolution de la DCO en mg d'O₂/l



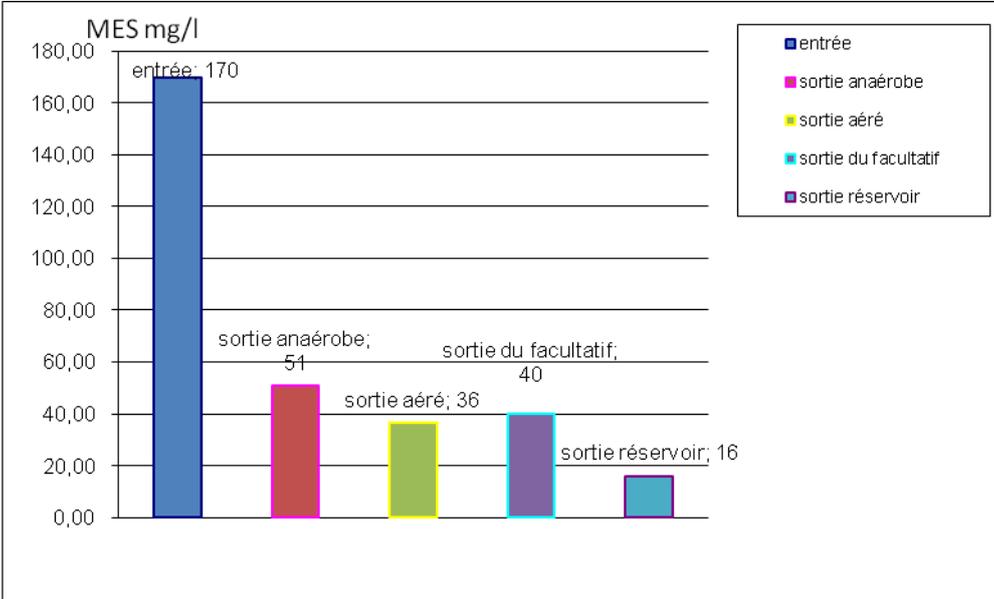
Pour ce qui est des coliformes (Graphe n°12), des concentrations dégressives et progressives sont observées. Les réservoirs opérationnels montrent des teneurs en coliformes fécaux tendant vers zéro.

Graphe 12 : Evolution des coliformes fécaux BCF/100mL



Le Graphe 13 montre l'évolution des moyennes des concentrations en MES. Les concentrations sont fortement réduites à la sortie du bassin anaérobie, montre une légère augmentation à la sortie des facultatifs et sont très faibles dans les réservoirs opérationnels.

Grphe 13 : Evolution des MES (mg/L)



III.3 Analyse des performances épuratoires de la filière de traitement

Les performances épuratoires ont été appréciées sur la base des abattements enregistrés par chaque composante de la STEP entre une étape du procédé et une autre et entre la sortie et l'entrée de la STEP pour ce qui est de l'abattement global.

Les abattements ont été calculés pour chaque étape du procédé, selon la formule suivante :

$$\text{Abattement (\%)} = 100 - (C_s/C_e) \times 100 ;$$

Avec :

- Cs : Concentration à la sortie ;
- Ce : Concentration à l'entrée.

III.3.1 Qualité des eaux à l'entrée de la STEP

Les caractéristiques des eaux usées à l'entrée de la STEP de Benslimane sont similaires à celles des eaux usées marocaines établies par l'Office National de l'Eau Potable pour des villes de même taille.

Ces eaux sont caractérisées par :

- Des températures variant entre 14 et 27 °C ;
- Des pH autour de 7 (avec de faibles variations de 0,1 à 0.2) ;
- Des concentrations en oxygène dissous pratiquement, nulles (non mesurables) ;
- Des concentrations en DBO₅ oscillant entre 103 et 220mg d'O₂/L ;
- Des concentrations en DCO variant entre 200 et 550 mg d'O₂/L ;
- Des concentrations en MES variant entre 127et 230 mg/L ;
- Et des teneurs en coliformes fécaux de l'ordre de 10⁷ à 10⁸ CF/100 mL.

Le tableau 22, détaillant l'ensemble des résultats des campagnes d'analyse à l'entrée de la STEP est reporté ci-après :

Tableau 22 : Caractérisation de l'eau à l'entrée de la STEP de Benslimane

Analyses	11/10/ A1-1	27/01/ A1-1	14/10/ A1	10/09/ A1	12/08/ A1	23/07/ A1	25/06/ A1	13/05/ A1	19/03/ A1	18/02/ A1
T°C	24	15	22	26	27	26	25	20	22	19
pH	7,2	7,1	7,3	7,3	7,4	7,6	7,4	7,4	7,4	7,6
OD mg/L	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cond. µs/cm	1413	1256	1410	1386	1510	1406	1355	-	1389	1428
DBO ₅ mg d'O ₂ /L	214	180	148	150	183	168	209	175	182	104
DCO mg d'O ₂ /L	550	350	ND	ND	ND	ND	445	360	ND	200
BFC CF/100 mL	3.10 ⁷	2.10 ⁶	3.10 ⁷	2,3.10 ⁶	3.10 ⁷	10 ⁸	6.10 ⁷	15.10 ⁷	2,1.10 ⁷	2.10 ⁵
MES mg/L	ND	ND	150	224	204	216	145	140	127	127

ND : non déterminé

III.3.2 Performances épuratoires des lagunes anaérobies

A la sortie des bassins anaérobies, la qualité des effluents n'enregistre pas de variations notables en ce qui concerne la température, la conductivité et le pH. Les valeurs de la DBO₅ varient de 55 à 115 mg d'O₂/L, celles de la DCO varient de 150 à 300 d'O₂/L, celles des MES oscillent entre 25 et 82 mg/L et les teneurs en coliformes fécaux oscillent entre 10⁴ et 10⁶ CF /100mL. Tous les paramètres analysés ont subi une réduction notable par rapport à celles de l'effluent à l'entrée de la STEP. Les résultats sont présentés sur le tableau 23 ci-dessous.

Tableau 23 : Caractérisation de l'eau à la sortie des bassins anaérobies

Analyses	T°C	pH	OD mg/L	Cond µs/cm	DBO ₅ mg d'O ₂ /L	DCO mg d'O ₂ /L	BFC CF/100 mL	MES mg/L
14/10/A1	22	7,1	0	1420	71	-	1,6.10 ⁶	25
10/09/A1	27	7,1	0	1478	56	-	3,8.10 ⁵	42
12/08/A1	27,2	7,1	0	1423	83	-	2.10 ⁶	56
23/07/A1	26,6	7,2	0	1466	89	-	7.10 ⁶	32
25/06/A1	25,5	7,1	0	1312	116	250	4,8.10 ⁶	65
13/05/A1	21	7,3	0	1451	80	180	45.10 ⁵	53
19/03/A1	23	7,1	0	1326	89	-	9.10 ⁶	82
18/02/A1	19,4	7	0	1500	68	-	9.10 ⁴	ND
11/10/A1-1	24	7	0	1448	112	300	2.10 ⁶	ND
27/01/A1-1	14,5	7	0	1242	95	150	3.10 ⁵	ND

Les abattements en DBO₅, MES, DCO et coliformes fécaux sont reportés dans le tableau 24 et varient entre:

- 30% et 63% pour la DBO₅ avec un abattement moyen de 51%. Les abattements les plus faibles ont été observés entre les mois de novembre et de janvier. Généralement les abattements adoptés dans la bibliographie se situent entre 40 et 60% entre l'hiver et l'été (M.Juanico ,1994). Le concepteur a adopté un abattement moyen de 50% à la sortie des bassins anaérobies pour le dimensionnement de la STEP de Benslimane ;
- 45 et 60 % d'abattement pour la DCO avec un abattement moyen de 53%. Les abattements adoptés dans la bibliographie se situent entre 40 et 50% entre l'hiver et l'été (M.Juanico, 1994). Le concepteur a adopté un abattement moyen de 50% à la sortie du bassin anaérobie pour le dimensionnement de la STEP de Benslimane ;
- 70% d'abattement moyen des concentrations en MES avec des performances très élevées qui peuvent atteindre des réductions de 80% de MES ;
- Un abattement en coliforme de 84% en moyenne du nombre de coliformes fécaux.

Tableau 24 : Evolution des abattements des paramètres de pollution à la sortie des lagunes anaérobies

Dates	Abattement (%) DBO ₅	Abattement (%) DCO	Abattement (%) MES	Abattement (%) BCF
14/10/A1	52	ND	83	95
10/09/A1	62	ND	72	83
12/08/A1	45	ND	75	93
23/07/A1	51	ND	84	93
25/06/A1	31	ND	70	92
13/05/A1	61	60	63	97
19/03/A1	49	ND	41	57
18/02/A1	63	50	ND	55
11/10/A1-1	48	45	ND	93
27/01/ A1-1	47	57	ND	85
Moyenne	51	53	70	84

Les abattements moyens en MES et coliformes fécaux sont supérieurs à 70% et montrent les grandes performances des bassins anaérobies dans l'abattement de la pollution particulaire et organique.

III.3.3 Performances épuratoires des bassins aérobies

Le tableau 25 détaille l'ensemble des résultats des campagnes d'analyse à l'entrée et la sortie des bassins.

Les performances épuratoires des bassins aérobies se manifestent notamment sur les concentrations en oxygène dissous qui connaissent des augmentations allant de 0 à l'entrée des bassins à 2.84 mg/L à la sortie des bassins, concentration normale pour ce type de traitement.

La diminution des concentrations de la DBO₅, de la DCO et des MES est également significative et les concentrations de ces paramètres sont ramenées respectivement à des moyennes de 40, 100 mg d'O₂/L et 36 mg/L (en entrée : 85, 200 mg d'O₂/L, 50 mg/L).

La diminution des coliformes fécaux est peu importante : moins d'une unité log de coliformes fécaux par 100 mL.

Tableau 25 : Caractérisation de l'eau à la sortie des bassins aérobies

Analyses	T°C	pH	OD mg/L	Conductivité µs/cm	DBO ₅ mg d'O ₂ /L	DCO mg d'O ₂ /L	BCF CF/100 mL	MES mg/L
14/10/A1	21,8	7,4	3	1440	21	ND	6,2.10 ⁴	24
10/09/A1	26,2	7,4	3	1388	32	ND	1,2.10 ⁵	12
12/08/A1	27	7,5	3	1448	42	ND	15.10 ⁵	47
23/07/A1	26,2	8,5	2	1484	35	ND	23.10 ⁴	36
25/06/A1	25	7,45	2	1332	56	120	6.10 ⁵	58
13/05/A1	20,4	7,6	1	1485	35	106	6.10 ⁵	20
19/03/A1	22,8	7,3	2	1358	49	ND	12.10 ⁵	58
18/02/A1	18,5	7,2	2	1548	44	ND	4.10 ⁴	ND
11/10/A1-1	23,8	7,4	2	1378	61	130	8.10 ⁵	ND
27/01/A1-1	14,5	7,2	3	1310	64	100	2.10 ⁴	ND

Le tableau 26 présente les abattements moyens pour les bassins aérés.

Ces abattements sont de 49%, 46% et 26% observés respectivement sur les concentrations en DBO₅, DCO et MES. Les abattements les plus faibles de la DBO₅ et de la DCO sont observés lors du mois de janvier, soit le mois le plus froid de l'année (il est connu que durant la saison froide les abattements sont plus faibles que durant la saison chaude). Les abattements varient entre 32% à 70% pour la DBO₅ (Le concepteur a adopté un abattement moyen de 50%) ; 33% à 57% pour la DCO.

Les performances épuratoires des bassins aérés pour les MES sont très variables dans la STEP de Benslimane. Ils varient de 4 à 71%. Les abattements en MES montrent des variations de fortes amplitudes parfois, négatives, traduisant une augmentation de la concentration en MES à la sortie du bassin. L'augmentation des MES à la sortie des bassins aérés est probablement due à la remise en suspension des boues.

Pour ce qui est des coliformes fécaux, les bassins aérés permettent un abattement supplémentaire de 46 à 76% si on exclut la valeur du 10/09/A1 qui semble aberrante. (Le concepteur a adopté un abattement de 50%).

Tableau 26 : Abattement dans les bassins aérés

Dates	Abattement en % DBO ₅	Abattement en % DCO	Abattement en % MES	Abattement en % BCF
14/10/A1	70	ND	4	96
10/09/A1	42	ND	71	-216
12/08/A1	49	ND	16	25
23/07/A1	61	ND	-13	97
25/06/A1	52	52	11	88
13/05/A1	57	41	62	87
19/03/A1	46	-	29	87
18/02/A1	35	46	-	56
11/10/A1-1	46	57	-	60
27/01/A1-1	33	33	-	93
Moyenne	49	46	26	47

III.3.4 Performances épuratoires des bassins facultatifs

Dans les bassins facultatifs, la concentration en oxygène connaît une forte augmentation. La concentration moyenne passe de 2 à 7.8 mg/L à la sortie des bassins et confirme ainsi leur rôle essentiel dans l'oxygénation de l'eau grâce au phénomène de photosynthèse.

Le tableau 27 détaillant l'ensemble des résultats des campagnes d'analyse à l'entrée de la STEP est reporté ci-dessous.

Tableau 27 : Caractérisation de l'eau à la sortie des bassins facultatifs

Analyses	T°C	pH	OD mg/L	Conductivité µs/cm	DBO ₅ mg d'O ₂ /L	DCO mg d'O ₂ /L	BCF CF/100 mL	MES mg/L
14/10/A1	21	7,6	2	1400	20	ND	2,4.10 ³	11
10/09/A1	27	8,3	7	1305	66	ND	4,6.10 ⁴	66
12/08/A1	27	8,6	En sursaturation	1387	48	ND	1,6.10 ⁴	62
23/07/A1	27	8,3	En sursaturation	1372	34	ND	2,5.10 ³	60
25/06/A1	25	7,9	8	1345	41	105	2,8.10 ⁴	28
13/05/A1	21	8,3	7	1410	26	100	4.10 ⁴	35
19/03/A1	25	7,8	En sursaturation	140	22	ND	7,4.10 ³	18
18/02/A1	19	8,7	En sursaturation	1495	24	95	18.10 ³	ND
11/10/A1-1	24	8,0	5	1251	29	100	5.10 ⁴	ND
27/01/A1-1	14	7,8	8	1346	46	90	23.10 ²	ND

Le tableau 28 présente les abattements calculés pour les bassins facultatifs. Les abattements moyens en DBO₅ sont de l'ordre de 30% et 14% pour la DCO. Pour les MES, il est noté de fortes variations dans les concentrations qui varient entre 11 et 66 mg/ à la sortie des bassins facultatifs, le calcul d'un abattement moyen serait difficile voir non représentatif.

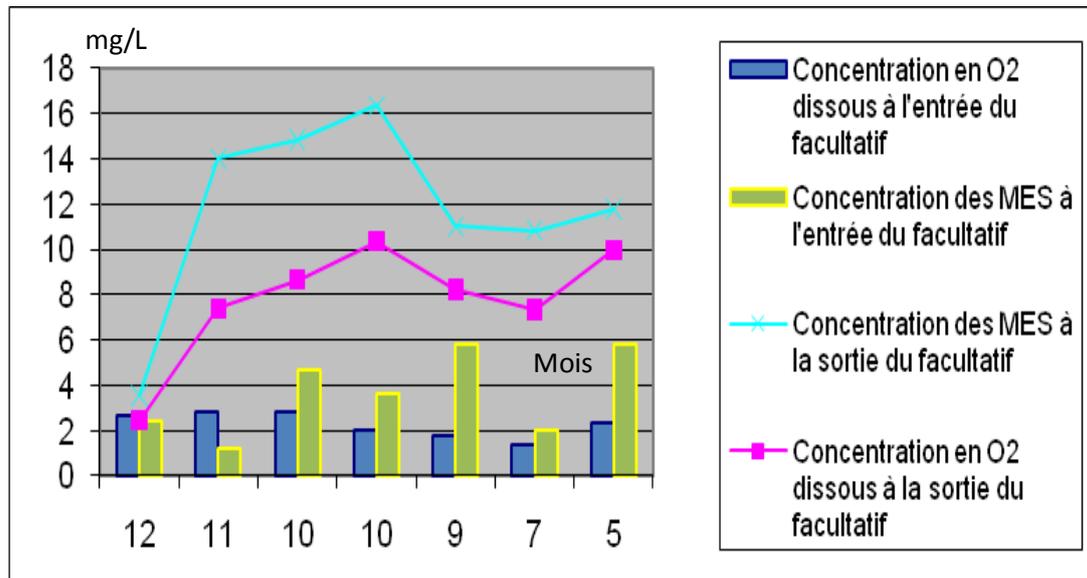
Tableau 28 : Abattement dans les bassins facultatifs

Dates	Abattement en % DBO ₅	Abattement en % DCO	Abattement en % MES	Abattement en % CF
14/10/A1	8	-	54	96
10/09/A1	-	-	-	96
12/08/A1	-	-	-32	99
23/07/A1	3	-	-67	99
25/06/A1	26	13	52	95
13/05/A1	27	6	-75	93
19/03/A1	54	-	69	99
18/02/A1	45	18	-	55
11/10/A1-1	52	23	-	94
27/01/A1-1	27	10	-	89
Moyenne	30	14	0	92

Il est intéressant de noter que les concentrations en MES dans les bassins facultatifs connaissent sur 50% des échantillons prélevés des augmentations. Cette augmentation est associée selon (Juanico, 1999) à la prolifération des algues dans le bassin du fait de l'augmentation de la concentration en oxygène et du phénomène de la photosynthèse. Les bassins de Facultatifs sont des bassins caractérisés par de grands rapports surface/volume où les échanges avec l'air sont plus intenses et expliquent ainsi l'augmentation de la concentration en oxygène. De même, les bassins étant de faibles profondeurs, les rayonnements lumineux atteignent la quasi-totalité de la colonne d'eau et favorisent la photosynthèse et le développement des algues (ce qui explique l'augmentation des concentrations en MES et en oxygène dissous et l'abattement massif des coliformes fécaux).

Comme le montre le graphe 14, à la sortie du bassin, l'évolution des teneurs en oxygène se fait en parallèle avec celle des MES dans le bassin avec un léger décalage probablement du au temps de production des algues.

Graphe 14 : Evolution des concentrations en oxygène dissous et des MES dans les bassins facultatifs.



Selon Marcello, (1994), L'essentiel des MES en provenance des bassins facultatifs est constitué d'algues et servira à apporter l'oxygène au fond du réservoir opérationnel. Plusieurs auteurs dont Eitan. (1995) et (Juanico and Shelef 1994) ont recommandé de prévoir des bassins facultatifs en amont des réservoirs opérationnels.

Pour ce qui est des coliformes fécaux, les abattements sont importants et atteignent en moyenne 91%.

III.3.5 Performances épuratoires des réservoirs opérationnels

Avant d'aborder les performances épuratoires des réservoirs opérationnels, il est utile de rappeler les caractéristiques de l'eau à leur entrée.

L'eau à l'entrée des réservoirs provient des bassins facultatifs et se caractérise par des concentrations en :

- Oxygène dissous variant entre 2,45 et 10,35 mg d'O₂ /L ;
- DBO₅ qui oscillent entre 19,65 et 66,45 mg d'O₂ /L ;
- DCO variant entre 90 et 105 mg d'O₂ /L ;
- MES qui varient entre 11 et 62 mg/L ;
- BCF variant entre 2300 et 50000 CF/100mL.

Les teneurs de pH sont toutes supérieures à 7 et inférieures à 9 unités de pH.

L'eau des bassins facultatifs est orientée vers l'un des quatre réservoirs numérotés comme suit :

- Réservoir 1 : R 62 ;
- Réservoir 2 : R 63 ;
- Réservoir 3 : R 64 ;
- Réservoir 4 : R 65.

Il est à rappeler que selon les besoins d'exploitation, soit selon la demande en eau du golf, les réservoirs sont pleins, au repos ou en vidange.

Généralement, les quatre réservoirs ne sont jamais pleins en même temps.

C'est pourquoi, à chaque prélèvement on procédait au relevé du temps de séjour afin de pouvoir apprécier les performances épuratoires dans ces réservoirs et leur évolution en fonction du temps et ce tenant compte de l'état du réservoir (remplissage- repos-vidange).

Si l'on examine les résultats des analyses des différents paramètres de pollution prélevés dans les réservoirs opérationnels, on enregistre pour tous les échantillons, un abattement spectaculaire des coliformes fécaux à partir d'un temps de séjour supérieur à 18 jours (<100 CF/100mL). La teneur maximale des coliformes fécaux, observée a été enregistrée à un temps de séjour de 13 jours (8000 CF/100mL).

En examinant les concentrations de l'eau dans les réservoirs opérationnels, il est intéressant de noter que même pour des temps de séjours inférieurs à ceux prévus par le concepteur (35 jours), les abattements en coliformes fécaux, DBO₅, et MES restent importants et permettent d'atteindre des teneurs inférieures à celles fixées pour l'arrosage du Golf.

Toutes les concentrations sont conformes aux objectifs de qualité fixés par le concepteur et ce pour tous les échantillons prélevés à des temps de séjour supérieur à 29 jours (rappelons que les objectifs de qualité sont pour la DBO₅ < 20 mg d'O₂/L, les MES < 50 mg/L et les Coliformes fécaux < 100 CF/100 mL)

La qualité de l'eau atteint plus rapidement la conformité (aux objectifs de qualité) en ce qui concerne la teneur en coliformes fécaux et la DBO₅ qu'en termes de DCO. L'élimination des coliformes fécaux dans les réservoirs opérationnels, semble être plus rapide que la dégradation de la DCO. (18 jours contre 28 jours).

Les résultats détaillés des analyses effectuées dans les réservoirs opérationnels sont reportés sur le tableau 29 qui suit.

Tableau 29 : Caractérisation de l'eau à hauteur des réservoirs opérationnels

Analyses	N° Réservoir	T °C	pH	OD mg/L	Conductivité µs/cm	DBO ₅ mg/L	DCO mg/L	BCF CF/100mL	MES mg/L	Temp. Séj. (j)
14/10/A1	R 63	21	8	8	1250	13	-	2	19	51
10/09/A1	R 62	27	8	-	1348	7	-	0	<10	40
10/09/A1	Golf	26	9	-	1830	7	-	11	<10	40
12/08/A1	R 65	27	8	7	1447	19	-	18	12	29
23/07/A1	R 64	27	9	11	1382	11	-	40	8	-
25/06/A1	R 62	21	9	12	1381	25	85	8000	30	13
13/05/A1	R 65	21	9	8	1345	18	72	95	12	18
19/03/A1	R 62	24	9	5	1392	6	-	0	8	38
19/03/A1	R 64	23	9	5	1472	12	-	8	24	18
18/02/A1	R 65	19	9	8	1311	8	32	8	-	34
11/10/A1-1	R 64	24	9	11	1099	7	80	0	-	-
27/01/A1-1	R 63	15	8	7	1270	17	38	13	-	28

Durant le mois de novembre de l'année 1, on a enregistré des augmentations des teneurs des MES des échantillons prélevés dans le réservoir, comparées aux concentrations de ceux pris à la sortie des bassins facultatifs. Cette augmentation peut être attribuée à des épisodes de pluies et de remise en suspension des MES dans le réservoir.

Les valeurs du mois de mai montrent des abattements faibles entre les concentrations en sortie des bassins facultatifs et dans les réservoirs opérationnels. Cette diminution des performances peut être expliquée par les abattements exceptionnels enregistrés au niveau des bassins facultatifs et par les temps de séjour relativement faibles dans le réservoir lors du prélèvement. (18 jours).

L'analyse des abattements moyens des paramètres analysés dans les réservoirs (tableaux 30 -33), comparées à celles enregistrées à la sortie des bassins facultatifs, laisse *a priori* voir des abattements de 60% pour la DBO₅, 40% pour la DCO et 48% pour les MES. Les abattements pour les coliformes fécaux ont été exceptionnels et ont varié entre 98% et 100% pour tous les prélèvements effectués pour des temps de séjour supérieurs à 13 jours.

Tableau 30 : Abatement de la DBO5 dans les réservoirs opérationnels

Analyses	Facultatif DBO ₅ mg/L	Désignation du réservoir	Réservoir DBO ₅ mg/L	Abatement %	Temps de séjour dans les réservoirs
14/10/A1	20	R 63	13	33	51
10/09/A1	66	R 62	7	89	40
12/08/A1	48	R 65	19	61	29
23/07/A1	34	R 64	11	68	
25/06/A1	41	R 62	25	40	13
13/05/A1	26	R 65	18	29	18
19/03/A1	22	R 62	6	75	38
		R 64	12	48	18
18/02/A1	24	R 65	8	69	34
11/10/A1-1	29	R 64	7	76	
27/01/A1-1	46	R 63	17	64	28
Moyenne	36		12	61	31

Tableau 31 : Abatement de la DCO dans les réservoirs opérationnels

Analyses	Facultatif DCO mg/L	Désignation du réservoir	Réservoir DCO mg/L	Abatement (%)	Temps de séjour dans les réservoirs
14/10/A1		R 63			51
10/09/A1		R 62			40
12/08/A1		R 65			29
23/07/A1		R 64			
25/06/A1	105	R 62	85	19	13
13/05/A1	100	R 65	72	28	18
19/03/A1	-	R 62			38
		R 64			18
18/02/A1	95	R 65	32	66	34
11/10/A1-1	100	R 64	80	20	
27/01/A1-1	90	R 63	38	58	28
Moyenne	98,00		58	42	31

Tableau 32 : Abattement des MES dans les réservoirs opérationnels

Analyses	Facultatif MES mg/L	Désignation du réservoir	Réservoir MES mg/L	Abattement (%)	Temps de séjour dans les réservoirs
14/10/A1	11	R 63	19	-73	51
10/09/A1	66	R 62	8	88	40
12/08/A1	62	R 65	8	87	29
23/07/A1	60	R 64	12	80	
25/06/A1	28	R 62	5	82	13
13/05/A1	35	R 65	30	14	18
19/03/A1	18	R 62	12	33	38
		R 64	8	56	18
18/02/A1		R 65	24		34
11/10/A1-1		R 64			
27/01/A1-1		R 63			28
Moyenne	40		13	64*	31

*Les valeurs négatives n'ont pas été considérées dans le calcul de la moyenne.

Tableau 33 : Abattement des coliformes fécaux dans les réservoirs opérationnels

Analyses	Facultatif BCF CF/100mL	Désignation du réservoir	Réservoir BCF CF/100mL	Abattement (%)	Temps de séjour dans les réservoirs
14/10/A1	2400	R 63	2	100	51
10/09/A1	46000	R 62	0	100	40
12/08/A1	16000	R 65	18	100	29
23/07/A1	2500	R 64	40	98	
25/06/A1	28000	R 62	8000	71	13
13/05/A1	40000	R 65	95	100	18
19/03/A1	7400	R 62	0	100	38
		R 64	8	100	18
18/02/A1	18000	R 65	8	100	34
11/10/A1-1	50000	R 64	0	100	
27/01/A1-1	2300	R 63	13	99	28
Moyenne	21260			97	31

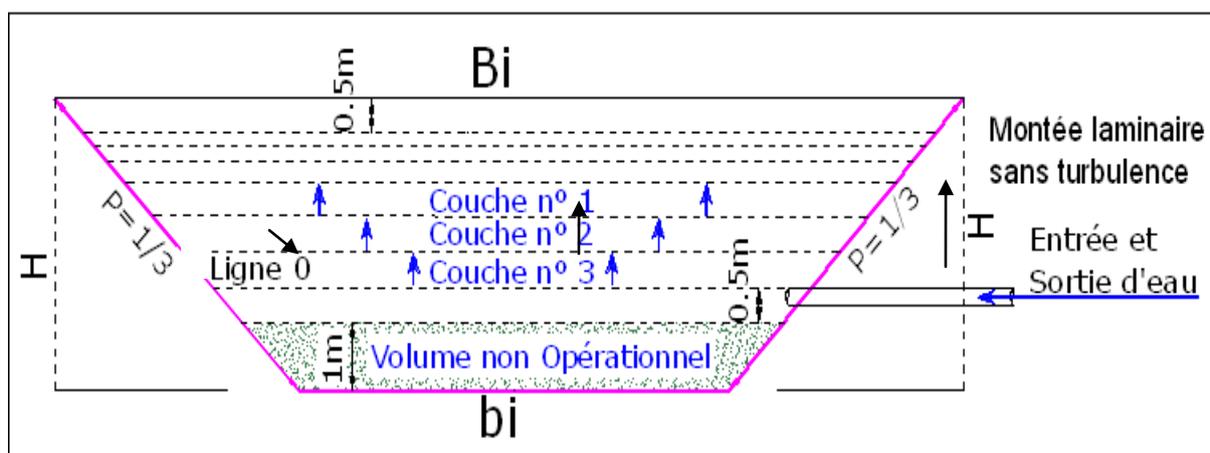
Rappelons que lors de l'échantillonnage, les prélèvements dans les réservoirs ont été faits en trois points différents du bassin et à 0.5 m de profondeur par rapport au niveau de l'eau libre. Cette partie du réservoir ou (épilimnion) est la plus oxygénée, où siège l'essentiel du phénomène de la photosynthèse (compte tenu des échanges intenses existant entre l'air et la surface du bassin, l'ensoleillement etc.).

Rappelons également que la couche supérieure du bassin, est la couche la plus âgée dans le bassin étant donné que l'alimentation du bassin se fait par le bas (à 0.5 m en dessus du volume non opérationnel) et de façon laminaire (écoulement non turbulent) donc sans mélange.

Il est à souligner que les débits alimentant les réservoirs opérationnels et les volumes des réservoirs sont variables. Des fois, certains réservoirs tenant compte du débit d'alimentation peuvent être fermés avant d'être complètement remplis.

En effet, si l'on considère le débit de dimensionnement, soit $5\,600\text{m}^3/\text{jour}$, le volume du réservoir et sa superficie nette, le temps de remplissage est d'environ 13 jours avec une hauteur moyenne de remplissage proche de 0.35 m/jour. Ce qui signifie qu'à l'arrêt de l'alimentation du bassin, la couche supérieure du bassin a un âge 13 jours et la dernière couche à un âge de 1 jour. A la fin du traitement, la première couche a séjourné 48 jours dans le bassin et la dernière 35 jours. C'est ainsi qu'au cours du traitement et à 18 jours par exemple après la fin du remplissage, un prélèvement provenant d'une couche d'eau située à une profondeur de 0.5 m, soit au point d'échantillonnage, est âgée d'au moins une quarantaine de jours (figure 12). (Le calcul détaillé de l'âge des couches sera effectuées dans la suite du rapport)

Figure 14 : Déplacement de la première couche d'eau du bas vers le haut



Tous ces éléments laissent penser à une meilleure qualité de l'eau dans les couches les plus âgées du bassin que celles au fond du bassin. Cette hypothèse a été confirmée par Liran et al. (1994) qui ont constaté que l'élimination des coliformes fécaux dans le réservoir varie entre l'épilimnion et l'hypolimnion et qu'elle est plus élevée dans l'épilimnion qui est caractérisé par des valeurs élevées du pH, de fortes concentrations en oxygène, une pénétration intense de la lumière due à l'ensoleillement et aux phénomènes de la photosynthèse.

Etant donné que l'évacuation de l'eau à partir du réservoir se fait au même niveau que le point d'alimentation, soit à 0.5 m au-dessus du niveau non opérationnel, les abattements enregistrés ne peuvent être attribués définitivement aux réservoirs opérationnels qu'après avoir analysé les tranches d'eau les plus profondes et la dynamique qui y siège.

III.3.5.1.1 Analyse de l'évolution des différents paramètres avec la profondeur

En vue de mieux apprécier la qualité de l'eau le long de la colonne d'eau dans les réservoirs, un relevé journalier des débits a été effectué et des prélèvements ont été effectués durant la seconde année à différentes hauteurs pour les paramètres suivants : L'oxygène dissous, la chlorophylle a, la DBO₅, les coliformes fécaux et les MES. L'objectif étant de :

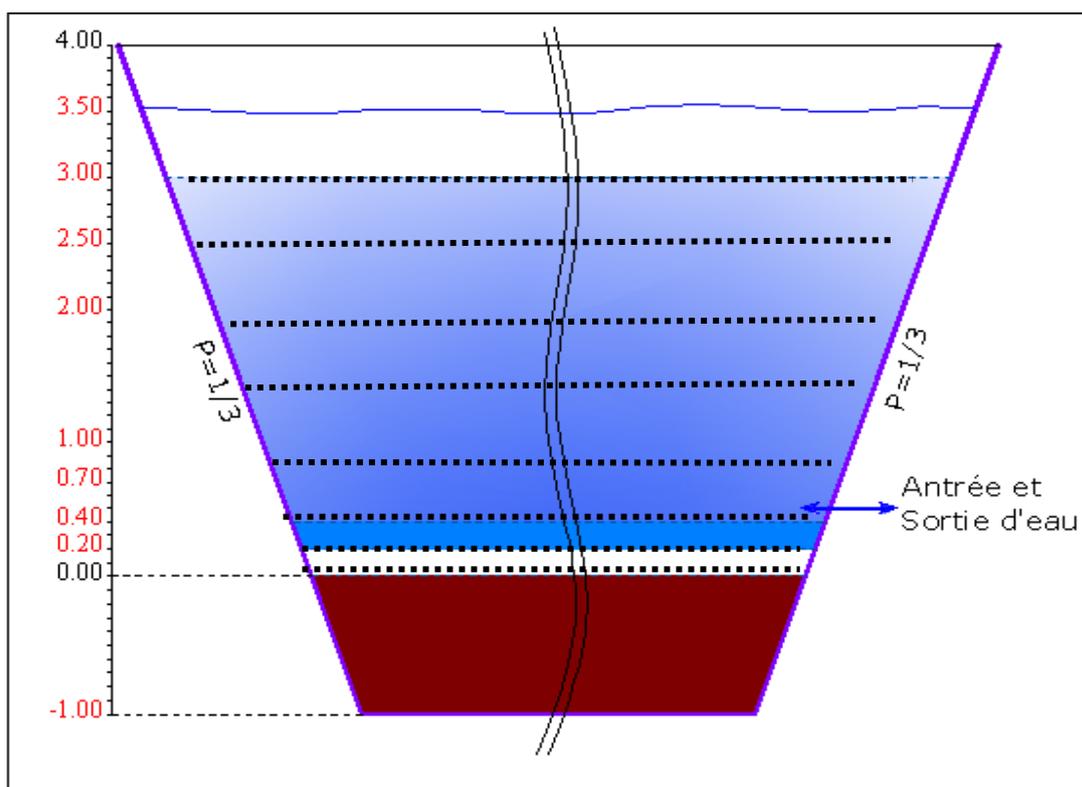
- Mesurer la variation des paramètres de qualité sur toute la hauteur de la colonne d'eau ;
- Fixer la hauteur de la colonne d'eau à partir de laquelle, la qualité de l'eau est non conforme aux usages prévus et donc à partir de laquelle aucun prélèvement n'est possible, (Cette hauteur représente le point à partir duquel on évacuera les eaux usées épurées) ;
- Valider le temps de séjour fixé par le concepteur pour le réservoir, soit celui de 35 jours ;
- Valider le choix du point d'évacuation de l'eau qui a été prévu à partir de celui d'alimentation du réservoir.

Rappelons que les réservoirs ont des profondeurs de 5 m et que le concepteur a prévu 1 m au fond du bassin qui a été dédié à la réception des boues de la station et qui ne sera presque jamais vidé et 0,5 m de coté franc.

La campagne d'échantillonnage des différentes couches a concerné le même réservoir à savoir le 62 et a eu lieu à différentes hauteurs, à la fin du repos du réservoir et ce selon ce qui suit :

Tableau 34 : Les différentes couches d'eau concernées par les prélèvements

Ligne de prélèvement en (m)
3
2.5
2
1.5
1
0,7
0,4
0,2
Ligne 0= Limite du volume non opérationnel (non concerné par les prélèvements)



Ligne de prélèvement

Les résultats de ce suivi au niveau du même réservoir R 62 sont représentés sur le tableau 35 ci-dessous :

Tableau 35 : Analyse de la qualité de l'eau en fonction de la profondeur

Altitude (m)	DBO ₅ (mg/L)	MES (mg/L)	Chlorophylle a (mg/L)	Oxygène dissous (mg/L)	Coliformes fécaux (CF/100mL)
3	7	50	400	10	7
2.5	7	8	240	9	7
2	7	17	240	8	7
1.5	11	25	110	7	11
1	17	18	100	7	17
0,7	31	35	40	3	41
0,4	35	38	5	2	65
0,2	38	65	-	-	86

III.3.5.1.2 Limite de la conformité de la qualité de l'eau et homogénéité de la qualité de l'eau dans le réservoir

Si l'on compare les résultats de la qualité de l'eau le long de la colonne d'eau du réservoir par rapport aux objectifs de qualité, (soit un taux de coliformes fécaux inférieur à 100 CF /100mL et une DBO₅ inférieure à 20 mg d'O₂/L pour l'arrosage du Golf et 10³ coliformes fécaux et une DBO₅ inférieure à 40 mg d'O₂/L pour l'irrigation), on distingue deux grandes classes d'eau dans le réservoir :

La première se situe à hauteur des couches d'eau situées au-dessus de 0.7 m (à 0,7 m du volume non opérationnel) et est constituée d'une eau dont les teneurs en DBO_5 sont inférieures à 20 mg/L et celles des coliformes inférieures à 20 CF/100mL, soit une eau tout à fait conforme à la qualité requise pour l'irrigation du Golf. A partir de ce point et en montant vers la surface de l'eau, les amplitudes de variation de ces deux paramètres le long de la colonne sont faibles.

La seconde se situe entre 0,2 et 0,4 m et est constituée d'une eau dont les concentrations en DBO_5 sont supérieures à 30 mg/L, celles des MES supérieures à 35 mg/L et des teneurs en coliformes fécaux inférieures à 2 unités log, soit une eau d'une qualité inférieure pour être destinée au Golf mais encore d'assez bonne qualité pour aller vers l'oued ou vers les champs agricoles.

III.3.5.1.3 Analyse de la stratification du réservoir

Indépendamment de sa conformité aux objectifs de qualité, l'examen des concentrations des différents paramètres le long de la colonne d'eau laisse toutefois ressortir trois strates d'eau :

Strate 1 : se caractérise par de très fortes concentrations en chlorophylle, de fortes concentrations en oxygène dissous et une élimination quasi totale des coliformes fécaux. Cette qualité de l'eau se situe entre 3 m et 2 m.

Strate 2 : se situant entre 0.7 et 2 m se caractérise par des concentrations moins grandes en chlorophylle et des teneurs en oxygène dissous inférieures ou égales à 7 mg/l.

Strate 3 : se caractérise par une diminution nette des concentrations en chlorophylle, et de l'oxygène dissous et une augmentation des MES, de la DBO_5 et des coliformes fécaux. Cette sous classe de qualité, se situe à des profondeurs inférieures à 0.4 m.

Quoiqu'en termes de qualité visée de l'eau, les eaux de toute la colonne sont conformes aux exigences de qualité requise pour l'arrosage des Golfs, il ressort que le réservoir garde une stratification même à la fin de l'écoulement du temps de séjour et qu'on n'atteint pas l'homogénéité absolue de l'eau sur toute la profondeur du réservoir.

L'analyse de la qualité des différentes strates dans les réservoirs opérationnels de Benslimane, montre toutefois que cette stratification n'est pas suffisamment poussée pour remettre en cause la qualité des effluents requis pour l'arrosage des Golfs et que sur une profondeur de 0.4 à 3.5 m, la qualité de l'eau est conforme aux objectifs de réutilisation pour l'arrosage du Golf.

La limite de la hauteur d'eau à partir de laquelle, il est possible d'envoyer l'eau vers le Golf semble se situer autour de 0.4 m. (A partir de cette hauteur, le concepteur a émis l'hypothèse que le réservoir est homogène et a prévu la sortie et l'alimentation du bassin à partir du même point à 0.5 m au-dessus du volume non opérationnel).

III.3.5.1.4 Validation de l'état du Mélange

En vue de valider l'hypothèse de l'état du mélange, nous avons calculé le coefficient de Reynolds (Re) pour confirmer que le régime est laminaire et procédé au calcul des hauteurs des couches, en considérant le débit moyen entrant au réservoir.

Nous émettons l'hypothèse que le régime est laminaire si le Re est inférieur à 2000 et que l'état du mélange peut être considéré, dans le cas où en plus de ce qui a été montré pour la qualité de l'eau, les hauteurs ne marquent pas de différences significatives.

III.3.5.1.5 Estimation des hauteurs des couches d'eau

Les digues du réservoir ayant des pentes de 1/3, la hauteur des différentes couches est différente.

Le volume du réservoir, de section carrée, est celui d'une pyramide tronquée et est calculée comme suit :

$$V = \frac{H}{3} [(S_B + S_b) + \sqrt{S_B \times S_b}]$$

Avec	V	=	Volume du réservoir, m ³
	H	=	Hauteur d'eau, m
	S _B	=	Section de la grande base, m ²
	S _b	=	Section de la petite base, m ²

Etant donné que réservoir est de section carrée, nous avons :

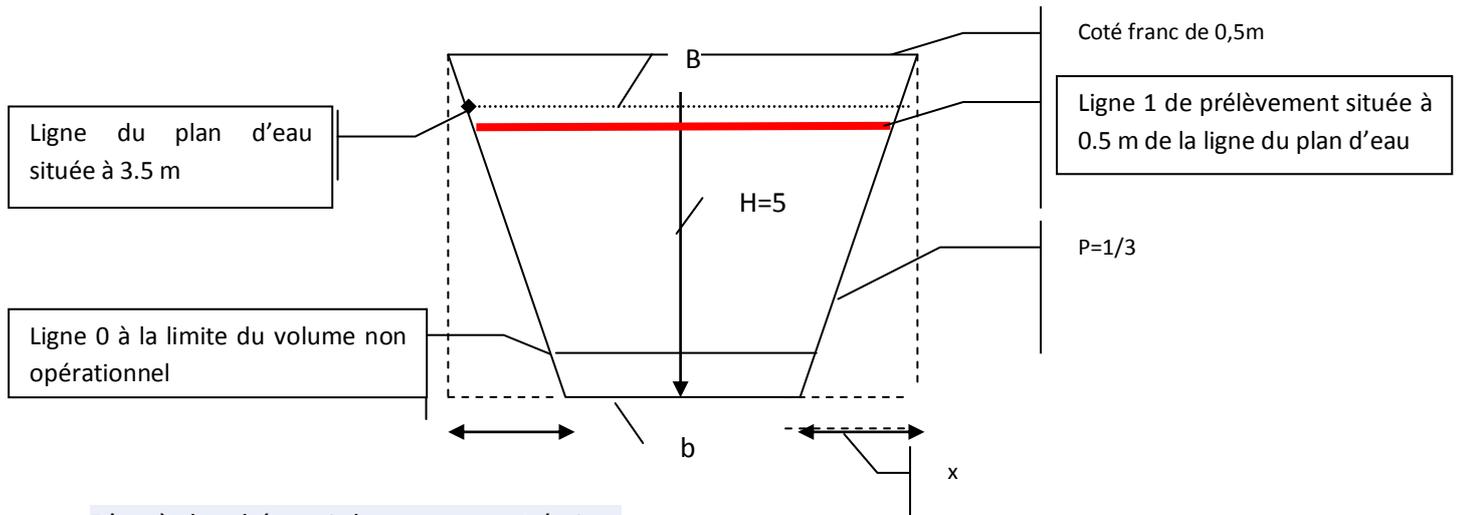
$$S_B = B^2$$

$$S_b = b^2$$

Et le volume du réservoir devient :

$$V = \frac{H}{3} [B^2 + b^2 + B \times b]$$

Le réservoir étant carré :



D'après le schéma ci-dessus, on peut écrire :

$$B = b + 2 \times a$$

$$\text{tg}(\alpha) = 1/3 = H/a \text{ donc } a = 3 \times H ; \text{ et}$$

$$B = b + 6 \times H$$

Le volume, V, devient :

$$V = \frac{H}{3} ((b + 6 \times H)^2 + b^2 + b \times (b + 6 \times H))$$

$$V = \frac{H}{3} (b^2 + 36 \times H^2 + 12 \times b \times H + 2 \times b^2 + 6 \times H \times b)$$

$$V = \frac{H}{3} (3 \times b^2 + 36 \times H^2 + 18 \times b \times H)$$

$$V = H \times b^2 + 12 \times H^3 + 6 \times b \times H^2$$

D'où :

$$F(H) = V - (H \times b^2 + 6 \times b \times H^2 + 12 \times H^3) = 0$$

L'équation obtenue, F(H), étant une équation à une inconnue de troisième degré, nous avons procédé à l'approche des volumes moyennant une analyse numérique, selon la méthode numérique de Newton-Raphson (voir annexe), de forte convergence.

Sur la base d'un débit moyen de 4452 m³/jour, le calcul des hauteurs journalières de remplissage est reporté sur le tableau 36 qui suit :

Tableau 36 : Estimation des hauteurs du réservoir

Vi en m ³	Bi en (m)	Hi en (m)	Bi en (m)	V en (m ³)
4452	137,0992	0,2344	142,36	0,66599094
4452	135,6634	0,2393	137,0992	0,85639959
4452	134,1964	0,2445	135,6634	0,41386721
4452	132,6964	0,2500	134,1964	0,18852724
4452	131,1616	0,2558	132,6964	0,47222206
4452	129,5902	0,2619	131,1616	0,04633229
4452	127,9798	0,2684	129,5902	0,21710176
4452	126,3274	0,2754	127,9798	0,89656053
4452	124,6306	0,2828	126,3274	0,90427142
4452	122,887	0,2906	124,6306	0,87063212
4452	121,0924	0,2991	122,887	-0,7107592
4452	119,2426	0,3083	121,0924	0,16645446
4452	117,3334	0,3182	119,2426	0,52349881
4452	115,36	0,3289	117,3334	0,43577871

Les couches les plus hautes, soit celles d'une hauteur supérieure à 0.3 m se trouvent au fond du réservoir et occupent le volume non opérationnel. La hauteur moyenne des couches au-dessus du volume non opérationnel est de 0,26 m.

Les strates se trouvant à 0,5 m du volume non opérationnel ayant pratiquement les mêmes hauteurs, on peut alors supposer qu'il y'a un mélange des strates et procéder au calcul de la moyenne des paramètres sur toute la hauteur située entre la ligne 0 et la ligne supérieure du plan d'eau, soit la moyenne des concentrations enregistrées à des hauteurs variant entre 3.5 m et 0,4 m pour obtenir les valeurs moyenne des concentrations du mélange d'eau.

L'effet du mélange des eaux à l'intérieur des réservoirs a été étudié par Argaman et al. (1988). L'expérience a concerné trois réservoirs opérationnels maintenus en état statique, où il a été introduit de la Rhodamine B comme traceur.

Il s'agissait des réservoirs de Kishon d'un volume de 6 Millions de mètre cube. La même expérience a été tentée par Moreno et al. (1988) qui ont utilisé de la tritiated sur des réservoirs d'un volume de 50 000 m³.

Les auteurs des deux articles ayant observé de faibles amplitudes de variation entre les concentrations des paramètres analysés, ont conclu que les réservoirs étaient en état de mélange ou presque.

La même conclusion s'impose à nous, à l'issue des résultats de cette recherche où il a été montré que toute la colonne d'eau peut être considérée comme « homogène » dans le sens où les objectifs de qualité sont respectés et donc les réservoirs de Benslimane peuvent être considérés en état d'équilibre.

III.3.5.1.6 Calcul du coefficient de Reynolds Re

Selon **Reynolds** (1883), il existe deux régimes d'écoulement : **laminaire et turbulent**. En utilisant des fluides divers, soit à viscosité différente, en faisant varier le débit et le diamètre de la canalisation, Reynolds a montré que le paramètre qui permettait de déterminer si l'écoulement est laminaire ou turbulent est un **nombre sans dimension appelé nombre de Reynolds Re** donné par la relation :

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\eta} \quad \text{ou} \quad Re = \frac{v \cdot D}{\nu} \quad \text{avec}$$

ρ = masse volumique du fluide (kg/m^3)*, v = vitesse moyenne(m/s), D = diamètre de la conduite(m)/
 η = viscosité dynamique du fluide, ν = viscosité cinématique($\text{kg/m}^2/\text{s}$) à 20°C

L'expérience montre que :

si $Re < 2000$ le régime est LAMINAIRE

si $2000 < Re < 3000$ le régime est intermédiaire

si $Re > 3000$ le régime est TURBULENT

Dans le cas de la STEP de Benslimane et avec un débit de $5600\text{m}^3/\text{j}$ et un diamètre de conduite de 0,6m :

$Re = 150$ à 20°C (530 à 100°C .donc faible quelle que soit la température).

Cette valeur étant inférieure à 2000 : le régime est laminaire dans la conduite et le sera dans le réservoir où la vitesse sera largement moins importante

III.3.5.1.7 Analyse du milieu

La deuxième conclusion qui s'impose à la lecture du tableau (36) est en relation avec les teneurs en oxygène dissous le long de la colonne d'eau et qui montrent que sur toute la colonne comprise entre 0.4 et 3.5 m, les teneurs en ce paramètre sont supérieures à 2 mg/L, soit toutes les réactions qui se passent entre 0.4 et 3.5 m se déroulent en milieu aérobie, ce qui signifie que la hauteur du réservoir a été bien dimensionnée pour maintenir le réservoir en aérobie.

En effet, le principe de la détermination de la profondeur reste lié à deux impératifs :

1) Maintenir le long de la colonne d'eau dans les réservoirs, des conditions aérobies sachant que l'oxygène dissous dans l'épithélium du réservoir est apporté grâce aux échanges air –eau et grâce à la photosynthèse et l'oxygène de l'épithélium est apporté grâce aux algues en provenance des bassins facultatifs.

2) Limiter l'évaporation du fait que celle ci peut être très forte dans les zones arides ou semi arides et représenter jusqu'à 15% des apports dans le réservoir et augmenter la salinité (pourquoi, la salinité

est un problème pour le gazon) des effluents restants (Meron et Eren, 1985). De ce fait, les réservoirs profonds avec une petite surface / volume sont recommandés.

D'après les données de la littérature en notre possession, aucune équation mathématique n'a été trouvée pour déterminer le dimensionnement des réservoirs. Des réservoirs d'une profondeur du volume actif de 7- 10 et 15 m sont les plus fréquemment rencontrés en Israël où ce type de réservoir est communément utilisé depuis de nombreuses années. Des réservoirs plus profonds jusqu'à 20 m de profondeur de volume actif y sont en cours de conception aujourd'hui.

L'augmentation de la profondeur a pour conséquence logique la diminution de l'oxygène dissous dans les réservoirs et la baisse des capacités du réservoir à accepter et traiter des charges organiques surfaciques importantes.

Les réservoirs plus profonds requièrent donc moins de charge exprimée en surface organiques ou requièrent l'utilisation d'aérateurs et / ou de mélangeurs afin de maintenir des conditions aérobies.

III.3.5.1.8 Validation du temps de séjour

Les prélèvements au niveau des différentes strates ayant été effectués le même jour, nous avons alors pour les strates concernées par les analyses voulu apprécier le temps de séjour de chaque strate pour infirmer ou confirmer le temps de séjour fixé par le concepteur. (Théoriquement le temps de séjour du concepteur (35 jours) devrait être celui de la couche d'eau la plus profonde du réservoir à hauteur du point de sortie, soit à 0,5 m au-dessus du volume non opérationnel.

Le temps de séjour étant généralement défini comme étant :

$$T_{st} = Q/V$$

Le volume des couches concernées par les prélèvements étant différents, il en résulte que :

$$T_{st} = \sum T_{si} + \sum T_{ri}$$

Où

T_{si} est le temps de séjour de la strate i : $T_{si} = (V_i + V'_{i-1})/Q$

Où V_i est le volume de la strate i le jour j

V'_{i-1} représente le volume d'eau occupant le réservoir (la veille) le jour $j-1$

T_{ri} est le temps de remplissage de la strate i .

Le temps de séjour moyen dans le bassin correspond au temps de séjour cumulé des différentes couches, ajouté au temps de remplissage cumulé, soit :

$$T_{st} = \sum (V_i + V'_{i-1})/Q + \sum T_{ri}$$

Où

$$T_{ri} = V_i/Q$$

Où

$$T_{st} = \frac{\sum(V_i + V_{i-1})}{Q} + \frac{\sum V_i}{Q}$$

L'âge de chaque couche à la fin du repos du réservoir, correspond au temps de séjour ajouté au temps de remplissage de chaque couche.

Les hauteurs étant fixées par l'expérimentation, nous avons considéré un débit moyen de 4425m³/j pour le calcul des volumes des différentes strates, de leur temps de remplissage, du temps de remplissage cumulé, du temps de séjour de chaque couche et du temps de séjour cumulé.

Les résultats sont illustrés sur le tableau 37 suivant.

Tableau 37 : Calcul du temps de séjour et de l'âge des différentes

	bi	hi	Bi	vi	Tr moy /couche	Tr moy cumulé	Tsi=Vi/Q m	TS total Traitement
3,5	137,56	0,50	140,56	9669	2,17	14,89	2,29	45,48
3	134,56	0,50	137,56	9257	2,08	12,72	2,19	43,31
2	128,56	1,00	134,56	17311	3,89	10,64	4,10	41,23
1	122,56	1,00	128,56	15768	3,54	6,75	3,73	37,34
0,7	120,76	0,30	122,56	4440	1,00	3,21	1,05	33,80
0,4	118,96	0,30	120,76	4310	0,97	2,21	1,02	32,80
0,3	118,36	0,10	118,96	1408	0,32	1,25	0,33	31,83
0,2	117,76	0,10	118,36	1394	0,31	0,93	0,33	31,52
0	116,56	0,20	117,76	2745	0,62	0,62	0,65	31,20

Il s'avère donc que le temps de séjour est de 30.59 jours (Somme des Tsi). La ligne à la limite du volume non opérationnel ayant à l'écoulement de ce temps de séjour un âge équivalent au temps de séjour de 30.59 jours et la ligne du plan d'eau ayant un âge de 45.48 jours.

L'âge moyen des couches est de 36.5 jours.

III.3.5.1.9 Analyse des corrélations linéaires

Pour comprendre l'origine de cette stratification, on se propose de mettre en équations linéaires les paramètres analysés et d'examiner ensuite leurs coefficients de corrélations.

Les équations de régression linéaire sont de la forme:

$$Y_i = a \times X_i + b$$

Avec X_i = Variable indépendante
 Y_i = Variable dépendante
 a, b = Coefficients de corrélation

- I = Indice, i = 1, ..., n
- N = Taille de l'échantillon

Le coefficient de corrélation (de Pearson), noté r, est donné par l'équation ci-dessous. Son signe (±) donne le sens de la relation.

Avec r défini par l'une des deux équations suivantes :

$$r = \frac{\sum[(X - \bar{X}) \times (Y - \bar{Y})]}{\sqrt{\sum(X - \bar{X})^2 \times \sum(Y - \bar{Y})^2}}$$

Ou sa forme «simplifiée»

$$r = \frac{n \sum XY - \sum X \times \sum Y}{\sqrt{[n \sum X^2 - (\sum X)^2] [n \sum Y^2 - (\sum Y)^2]}}$$

- Avec X = Variable indépendante
- Y = Variable dépendante

\bar{X} III.3.6 III.3.7 Moyenne des X

III.3.8 III.3.9 III.3.9 III.3.9.1.2 Moyenne des Y

Plus la valeur de r se rapproche de ±1, plus la linéarité de la relation est forte alors que plus la valeur de r est voisine de 0, plus la linéarité de la relation est faible.

Le coefficient de détermination (=r²) donne un pourcentage de variation (ou variance) de la variable dépendante (Y) «expliquée» par la présence de la variable indépendante (X).

Le calcul des coefficients de corrélation est représenté sur le tableau 38 ci-dessous :

Tableau 38 : Coefficients de corrélation r

	Profondeur en (cm) du haut vers le bas					
Profondeur en (cm) du haut vers le bas,	1,00	DBO ₅ (mg l ⁻¹)				
DBO ₅ (mg l ⁻¹)	-0,79	1,00	MES (mg l ⁻¹)			
MES (mg l ⁻¹)	-0,79	0,90	1,00	Chlorophyll a (ug l ⁻¹)		
Chlorophyll a (ug l ⁻¹)	0,97	-0,82	-0,91	1,00	Oxygène dissous (mg l ⁻¹)	
Oxygène dissous (mg l ⁻¹)	0,88	-0,96	-0,98	0,91	1,00	Coliformes fécaux CF/100mL
Coliformes fécaux CF/100mL	-0,69	0,96	0,94	-0,76	-0,92	1,00

Il en ressort des corrélations positives s'approchant de 1 (sup à 0,9) entre

- La profondeur et la chlorophylle ;
- L'oxygène dissous et la chlorophylle ;
- La DBO₅, MES, Oxygène dissous, les coliformes fécaux et la profondeur.

III.3.9.1.3 Analyse de la corrélation entre la profondeur, la chlorophylle et l'oxygène dissous

L'oxygène dissous dans les réservoirs est issu de l'activité photosynthétique des algues et de la diffusion de l'oxygène atmosphérique. Cet échange est beaucoup plus important dans les couches de l'eau superficielles que celles inférieures et explique les fortes teneurs en chlorophylle dans les couches supérieures. (Avnimelech et Wodka, 1988; Avnimelech, 1989 ; Eren, 1978).

L'alimentation par le fond apporte un supplément d'oxygène par les algues en provenance des bassins facultatifs. Cet apport permet le maintien des conditions aérobies même au fond du réservoir, ce qui permet de meilleures performances moyennant des bilans d'oxygènes améliorées. De nombreuses données de terrain dont celles de M. Juanico et al, 1999, ont conforté cette conclusion.

III.3.9.1.4 Analyse de la corrélation entre la DBO₅, les coliformes fécaux et les MES

Trois autres paramètres montrent des corrélations positives avoisinant 1 avec la profondeur. Il s'agit de la DBO₅, des coliformes fécaux et des MES.

L'augmentation de l'oxygène dissous provoque une activité bactérienne plus élevée se traduisant par leur multiplication et expliquant la corrélation positive de celui-ci avec les coliformes.

Les fortes corrélations positives observées avec la DBO_5 pour ce qui est des MES et des coliformes, signifient qu'une grande partie de ces composants sont essentiellement biodégradables et constituent une partie de la DBO_5 . Leur diminution entraîne de ce fait la diminution de la DBO_5 .

L'augmentation des coliformes suite à l'augmentation de l'oxygène dissous se traduit par un accroissement de la DBO_5 essentiellement due à la multiplication bactérienne. Toutefois, avec un temps de séjour plus long, les teneurs en coliformes fécaux donc également celles de la DBO_5 diminuent.

En effet, l'analyse de l'évolution des coliformes fécaux et de la DBO_5 avec le temps de séjour, laisse voir des corrélations négatives entre le temps de séjour et ces deux paramètres.

La diminution des coliformes avec le temps peut s'expliquer par la baisse de leur multiplication et/ou leur mortalité.

Les conditions et l'environnement des réservoirs n'ayant pas subi de changement, le facteur éminent est celui de l'arrêt de l'alimentation des réservoirs par les eaux usées, soit l'arrêt de l'approvisionnement des bactéries en matière organique. Avec un temps de séjour plus long, le milieu nutritif devient un facteur limitant pour la prolifération bactérienne. Les bactéries ayant épuisé les matières organiques présentes dans l'eau meurent et entraînent de ce fait la baisse consécutive de la DBO_5 .

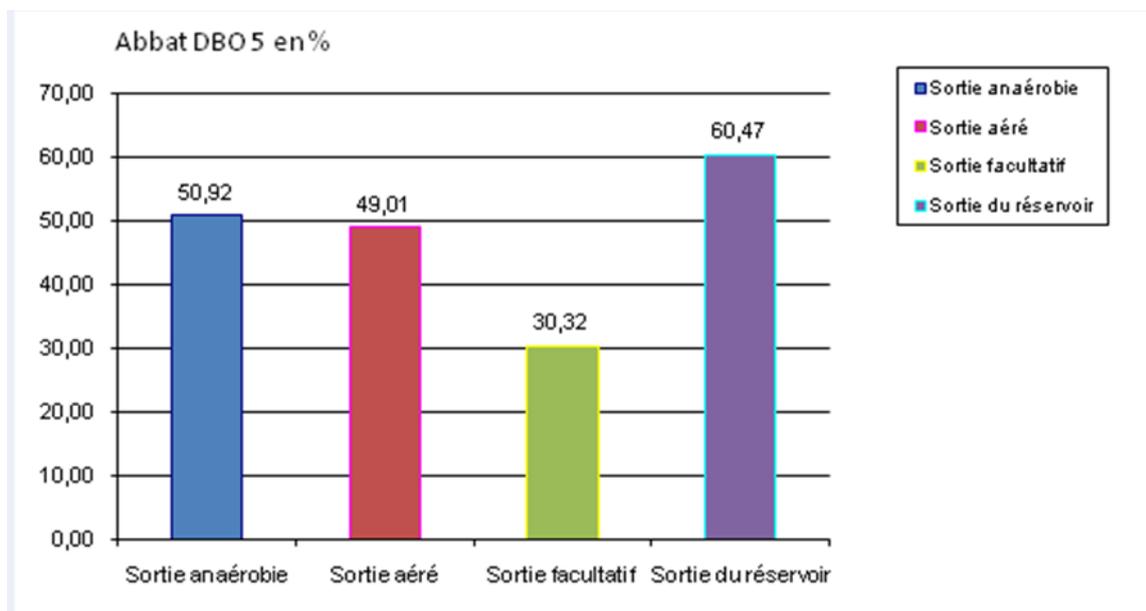
La très forte corrélation positive entre les coliformes et les MES, signifie qu'une grande partie des MES dans le réservoir sont essentiellement des bactéries ($r=0,94$) et donc sont essentiellement biodégradables et expliquent la corrélation fortement positive entre les MES et la DBO_5 ($r=0,9$).

III.3.10 Synthèse des abattements des paramètres de pollution dans la filière de traitement

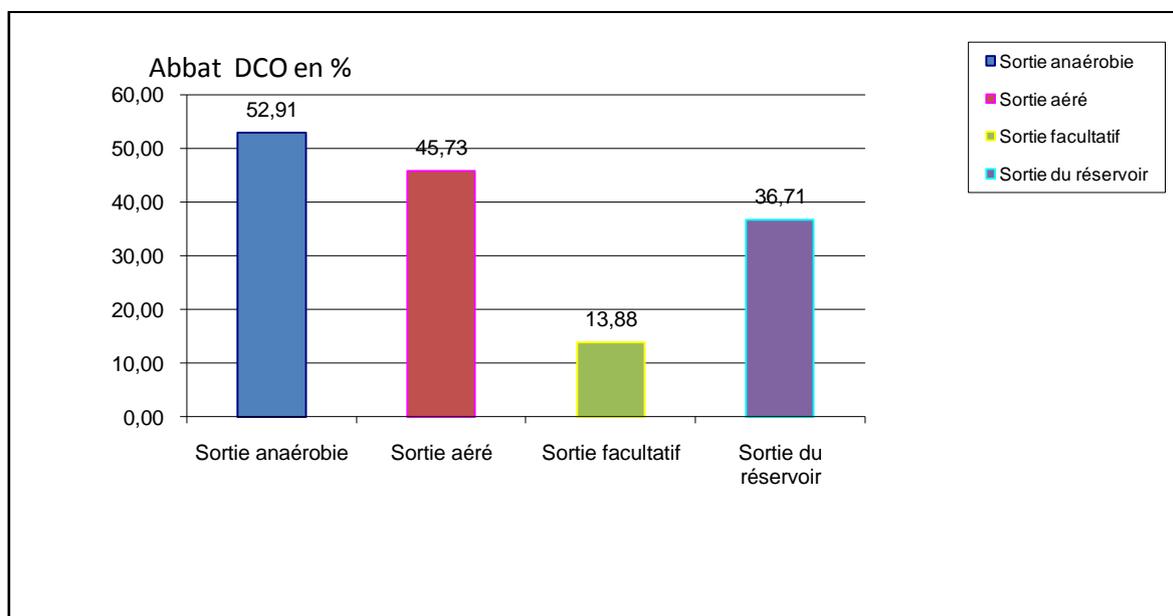
L'évolution des abattements moyens des différents paramètres de pollution d'une étape à une autre le long de la filière est représentée sur les graphes allant de 15 à 18.

Les réservoirs opérationnels, les bassins anaérobies et aérés montrent des taux d'abattements élevés de la DBO_5 et de la DCO. Dans le bassin de maturation, les abattements sont plus faibles. Ces résultats confirment le rôle de ces étapes dans la dégradation de la pollution.

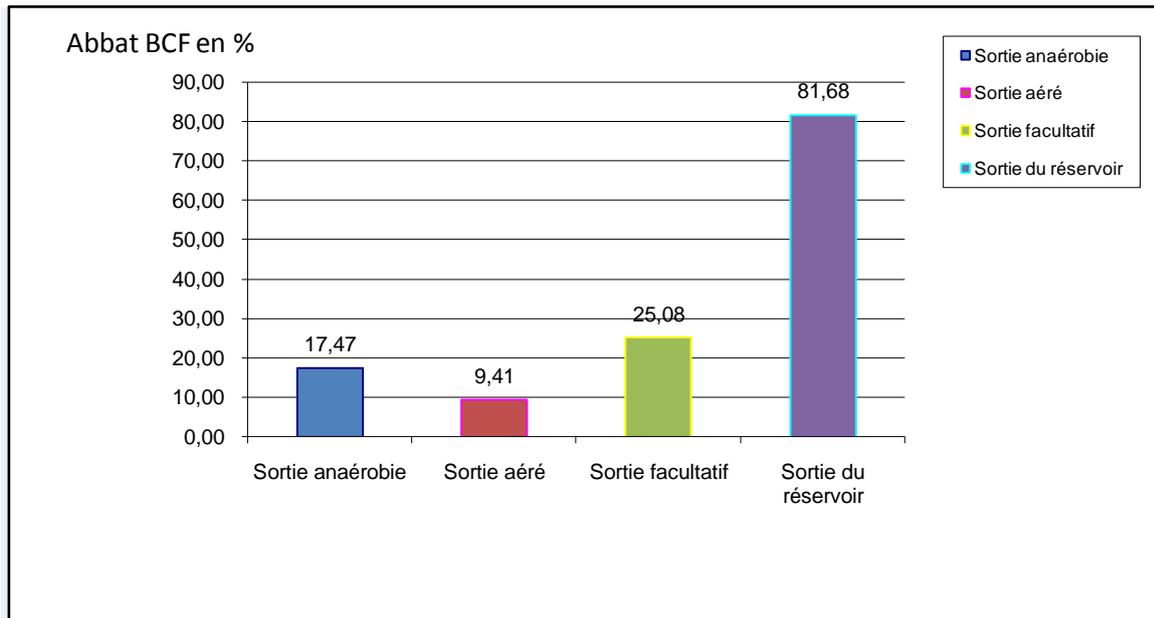
Graphe 15 : Evolution des abatements en DBO5 d'une étape du procédé à l'étape suivante



Graphe 16 : Evolution des abatements en DCO en fonction des étapes du procédé



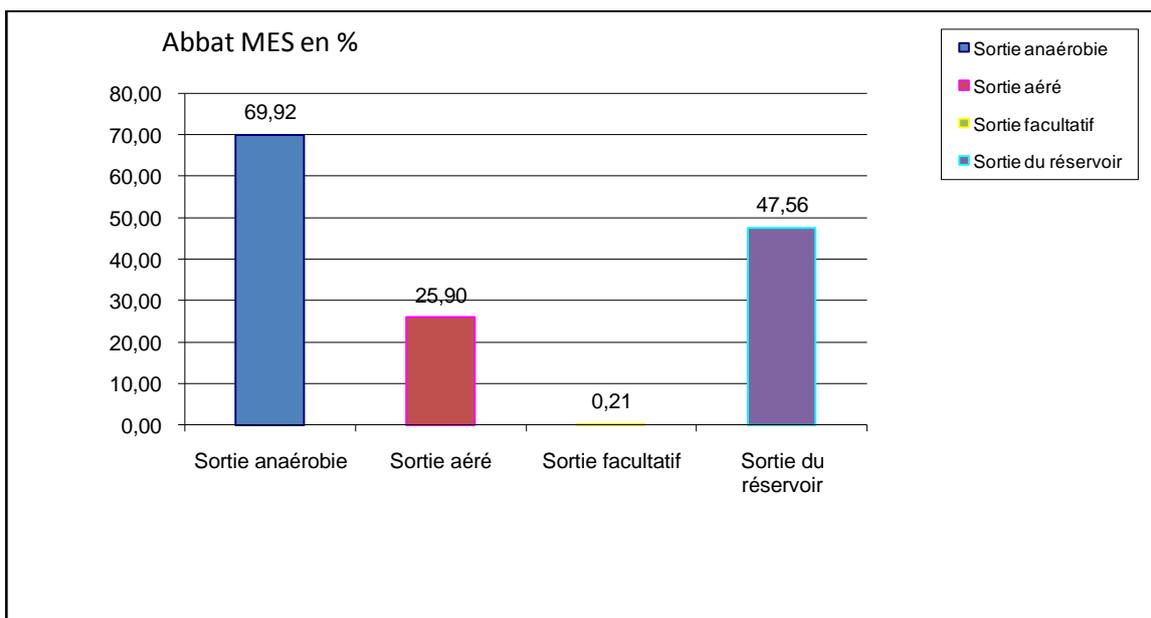
Graphe 17 : Evolution des abatements des coliformes fécaux en fonction des étapes du procédé



De même on constate que l'abattement des CF ne devient significatif qu'à partir du traitement facultatif qui permet d'obtenir des effluents d'une concentration $< 10^3$ u/100mL et donc apte à aller vers l'oued Soltane. Les abattements les plus spectaculaires sont observés dans les réservoirs opérationnels et la concentration en coliformes fécaux est conforme avec la qualité requise de l'effluent épuré pour la réutilisation en irrigation du Golf (< 100 u/100mL). Les abattements atteignent 97%.

Pour ce qui est des abattements en MES, les bassins anaérobies et les réservoirs opérationnels présentent les meilleurs rendements avec respectivement des abattements de plus de 70 et 40%.

Graphe 18 : Evolution des abattements des MES en fonction des étapes du procédé



L'élimination des MES est importante à la sortie des bassins anaérobies et des réservoirs opérationnels.

La synthèse des abattements moyens entre une étape et une autre et entre l'entrée et la sortie de la filière laisse voir les abattements, reportés sur le tableau 39.

Les abattements observés pour tous les paramètres de pollution dans la section I du procédé, soit en amont des réservoirs opérationnels est classique et comparables aux abattements usuellement rencontrés dans différents procédés de traitement secondaires qu'ils soient intensifs, semi extensifs ou extensifs (XANTHOULIS D et al, 2008).

Ce qui est peu commun est l'abattement moyen des coliformes fécaux qui reste exceptionnel et est de pratiquement 100% entre l'entrée et la sortie de la STEP.

Les réservoirs opérationnels permettent également un abattement non négligeable des MES.

Tableau 39 : Synthèse des abattements moyens des paramètres de pollution dans la filière de traitement (entre la sortie de chaque étape et l'entrée initiale)

Abattement en %	Abattement en % DBO ₅	Abattement en % DCO	Abattement en % MES	Abattement en % des CF
Anaérobie	50,92	52,91	69,92	84,40
Aéré	49,01	45,73	25,90	47,18
Facultatif	30,32	13,88	0,21	91,54
Réservoirs opérationnels	61,09	42	49	97
Abattement Global de la filière (entrée-sortie)	92,46	85	91	100
Les valeurs sont arrondies				

III.4 Analyse du fonctionnement de tous les réservoirs opérationnels de Benslimane

III.4.1 Evolution annuelle des différents paramètres de pollution dans les quatre réservoirs

Tenant compte des résultats illustrés dans ce qui précède et qui permettent d'approcher la conception d'un réservoir opérationnel, un certain nombre de questionnements reste tout de même posé :

- Les réservoirs fonctionnent-ils de la même façon ?
- L'évolution des différents paramètres en fonction du niveau de compensation ou de la hauteur des réservoirs se fait-elle de la même manière qu'elle que soit le réservoir ?
- L'évolution des paramètres en fonction du temps de séjours est-elle la même ?
- Les abattements observés au niveau des réservoirs opérationnels peuvent-ils être considérés comme des critères de conception pour des réservoirs opérationnels en batch ?

Dans les paragraphes suivants, nous procéderons à l'examen du fonctionnement des quatre réservoirs pour valider les hypothèses de fonctionnement et de conception.

III.4.2 Suivi des paramètres dans les quatre réservoirs

Les quatre réservoirs opérant en batch, leur remplissage, repos et vidange sont effectués l'un après l'autre.

Le planning de remplissage sur la base d'un débit moyen est reporté en annexe 4.

Les quatre réservoirs ne sont jamais au repos ou pleins simultanément.

Les prélèvements effectués ont été faits à chaque fois sur un, deux ou trois des réservoirs à des périodes différentes mais à chaque fois en considérant les mêmes temps de séjours. La campagne d'analyse spécifique concernant les réservoirs opérationnels a été entamée en Juillet de l'année 1 et a duré une année pour finir en juin de l'année 2.

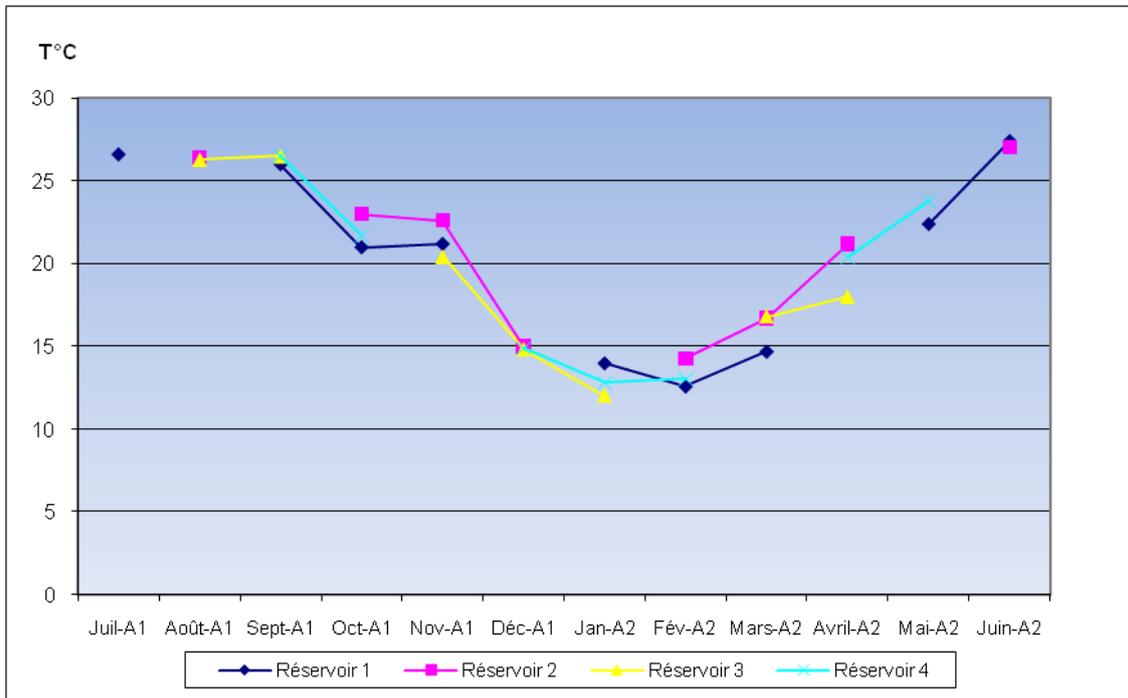
Les résultats des analyses effectuées sur les quatre réservoirs opérationnels sont intégralement reportés en annexe 5.

L'analyse de l'évolution des différents paramètres de pollution pour les mêmes temps de séjour dans les différents réservoirs est donnée dans ce qui suit par paramètre. Les prélèvements ont été effectués selon le mode opératoire décrit dans le parag III.1 page 81.

III.4.2.1.1 Evolution de la température dans les quatre réservoirs

Le suivi de la température dans les quatre réservoirs (Graphe 19) laisse voir deux périodes bien distinctes : La première se situe entre novembre et avril et est caractérisée par des températures inférieures à 20°C pouvant atteindre un minimum de 13°C (janvier-février) et la seconde entre mai et octobre caractérisée par des températures supérieures à 20°C et pouvant atteindre 27°C en août.

Graphe 19 : Evolution de la température dans les différents réservoirs (attention mettre en abscisse A1 et A2 et non les années en clair pour être cohérent avec le texte)



L'évolution de la température est similaire dans les quatre réservoirs. Ce paramètre semble plus impacté par le climat que par la qualité de l'eau. Ce résultat est normal puisque l'eau contenue dans les réservoirs est au repos, elle ne subit pas de réactions fortement exo ou endothermiques, il s'établit donc un équilibre naturel entre l'eau la température de l'eau entrante et la température extérieure. Les amplitudes de variation sont très faibles durant la même saison, ceci étant dû au volume d'eau important.

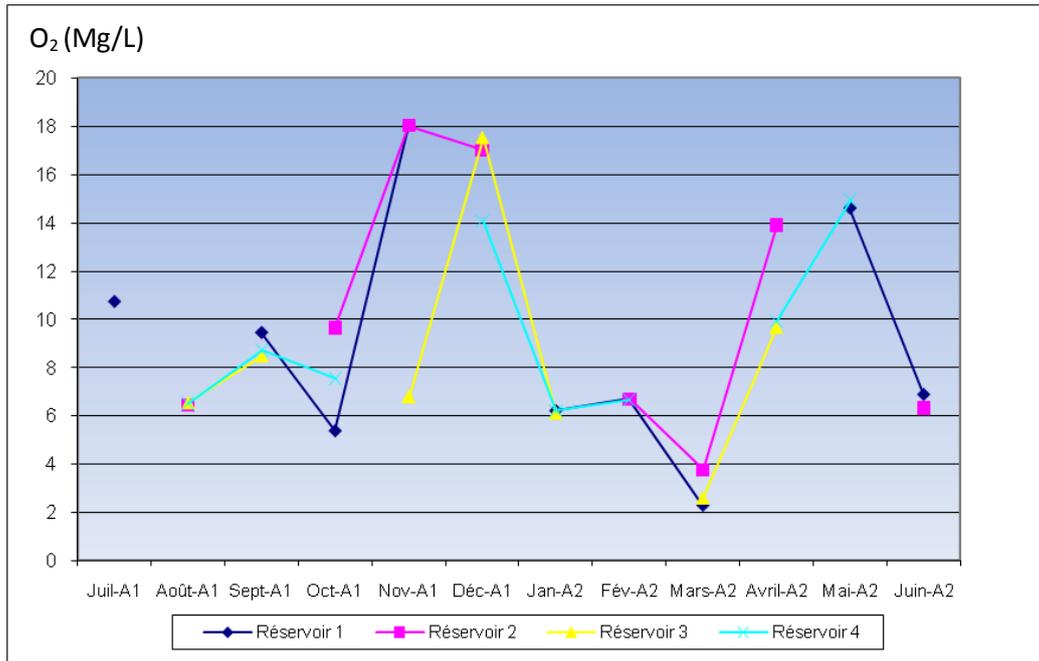
III.4.2.1.2 Evolution de l'oxygène dissous dans les quatre réservoirs

A l'image de ce que l'on a observé pour la température, la concentration en oxygène dissous varie dans le même sens pour les quatre réservoirs (Graphe 20).

On observe :

- Des concentrations en oxygène dissous toujours supérieures à 6 mg/L (sauf pour les valeurs du mois de mars où il y a eu un événement de crue exceptionnel) ;
- Les concentrations en oxygène les plus élevées (dépassant 18 mg/L), ont été observées les mois de novembre, décembre, avril et mai, les plus faibles ont été enregistrées entre les mois de janvier et mars, période qui correspond également aux enregistrements des valeurs les plus faibles de températures et les plus élevés en biomasse.

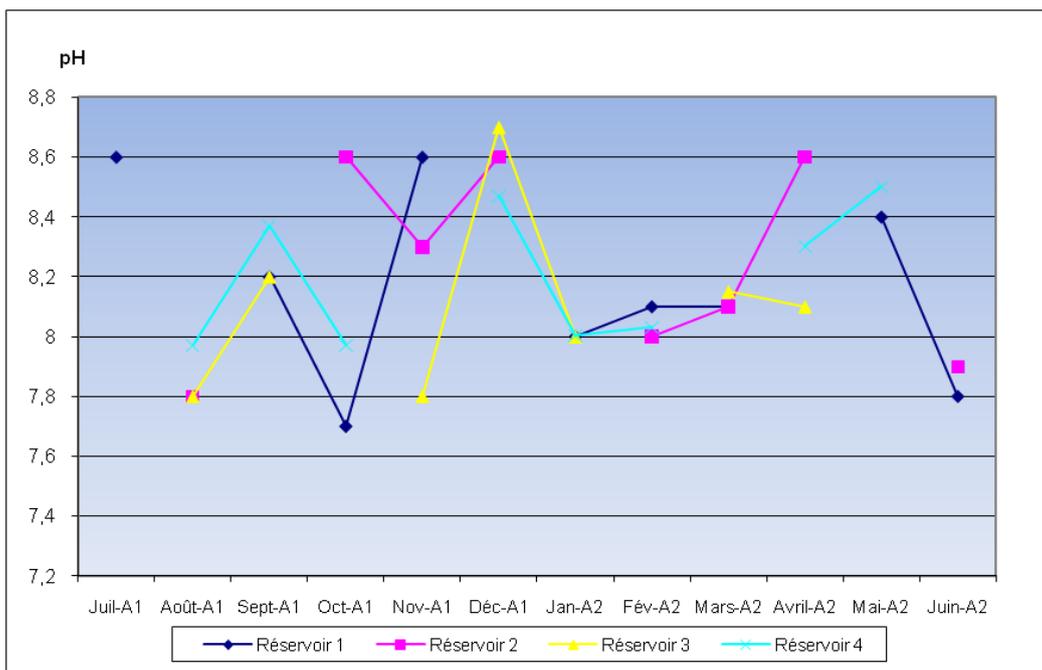
Graphe 20 : Evolution de l'oxygène dissous



III.4.2.1.3 Evolution du pH dans les quatre réservoirs

L'évolution du pH (Graphe 21) se fait en dents de scie entre les mois de juillet et décembre ou les valeurs oscillent entre 7.7 et 8.7 unités de pH. De janvier au mois de mars, le pH se stabilise pratiquement pour tous les réservoirs autour de 8 unités. Les variations de pH dans les réservoirs est de très faibles amplitudes.

Graphe 21 : Evolution du pH revoir abscisse

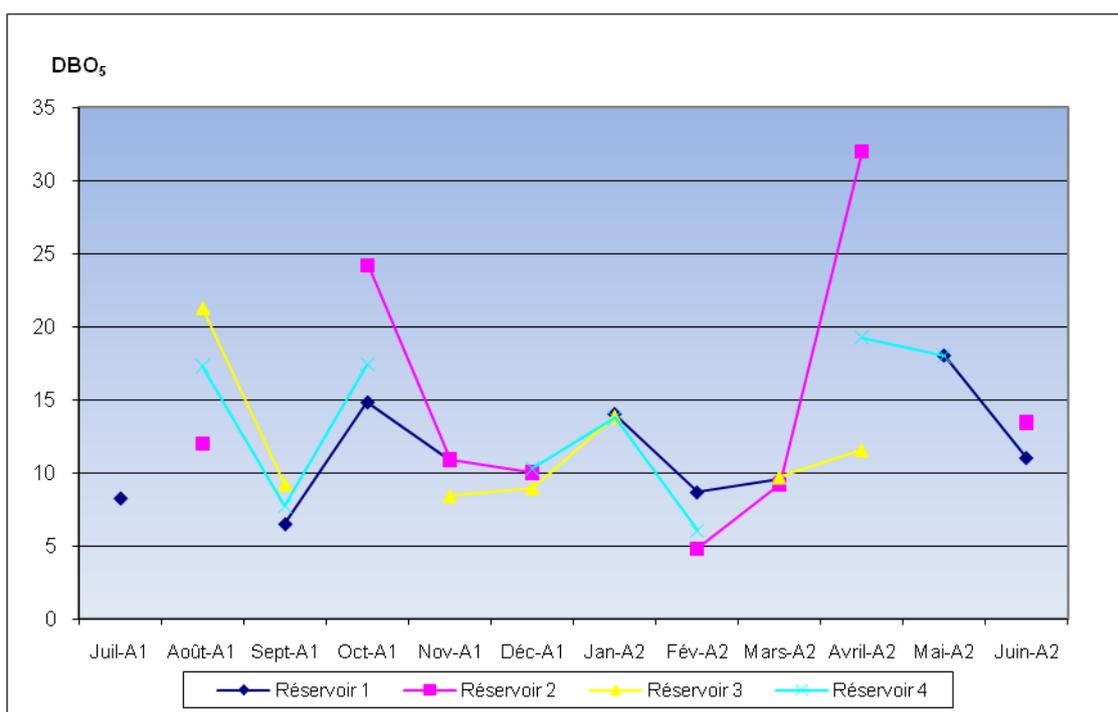


III.4.2.1.4 Evolution de la DBO₅ dans les quatre réservoirs

La synchronie de l'évolution des concentrations en DBO₅ est très nette pour les quatre réservoirs à quelle profondeur ?. On retrouve les mêmes ordres de grandeurs d'abattement. Toutes les concentrations en DBO₅ sont inférieures à 25 mg/L à la sortie des réservoirs (sauf pour un échantillon du réservoir n°2 où la valeur enregistrée a été de 32 mg/L).

Le comportement des réservoirs par rapport à la DBO₅ semble identique (voir graphe 22 ci-dessous). Des pics sont observés dans certains réservoirs certainement en relation avec la qualité de l'eau à l'entrée et les temps de séjour.

Graphe 22 : Evolution de la DBO₅ dans les quatre réservoirs voir abscisse



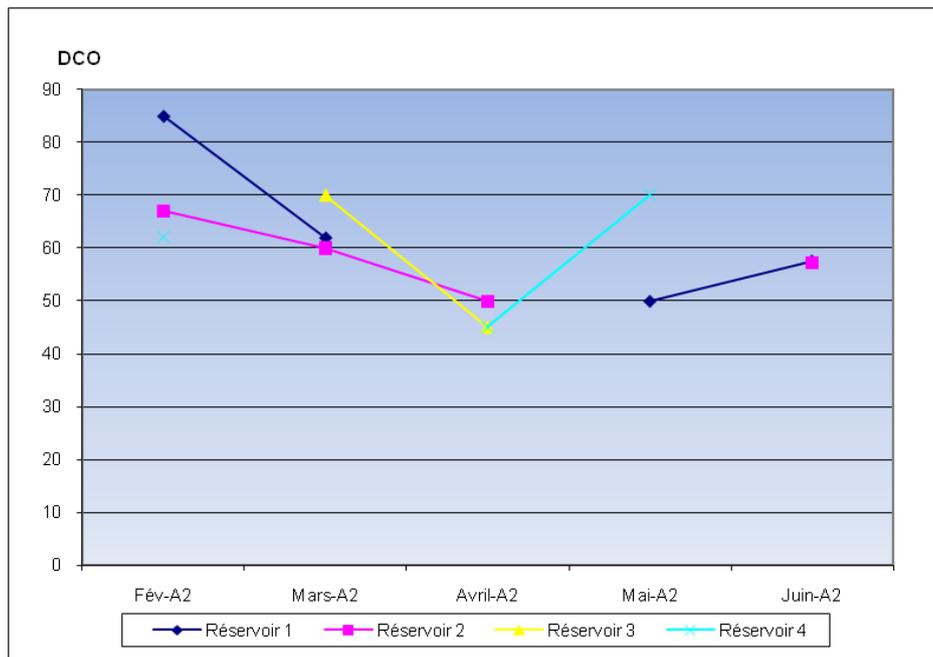
III.4.2.1.5 Evolution de la DCO dans les quatre réservoirs

Les mesures de DCO n'ont pu être réalisées pour les quatre réservoirs qu'à partir de février A2.

Les résultats de leur suivi montrent que les concentrations varient de 45mg/l à 120mg/l.

Les mesures de la DCO étant limitées, il est difficile d'apprécier leur variation saisonnière. Toutefois leur évolution semble synchrone dans les quatre réservoirs (Graphe 23).

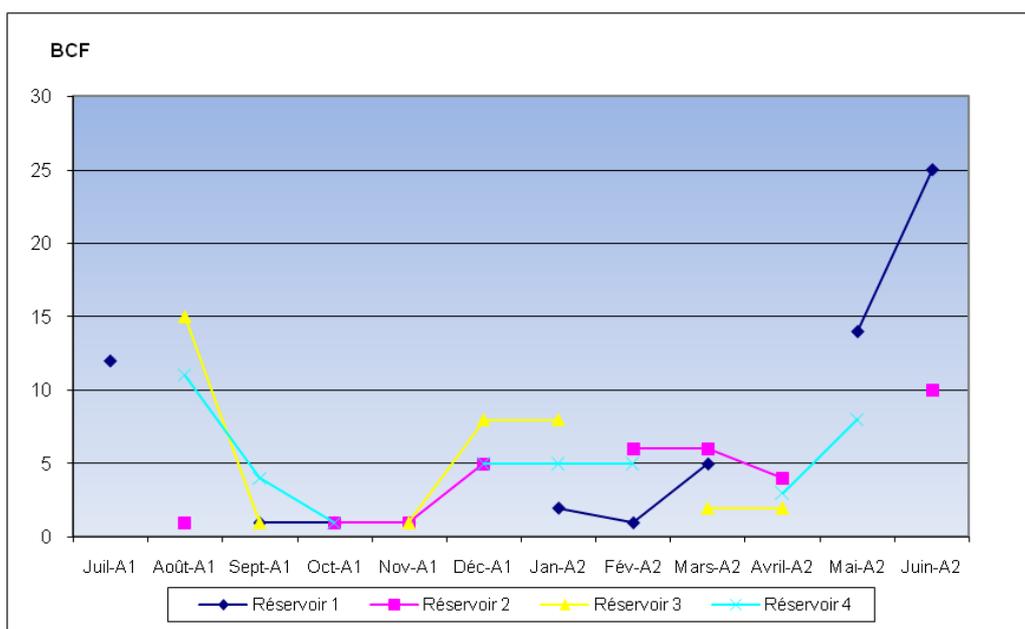
Graphe 23 : Evolution de la DCO dans les quatre réservoirs revoir abscisse



III.4.2.1.6 Evolution des coliformes fécaux dans les quatre réservoirs

Comme apporté précédemment lors de l'analyse des performances de la filière entre A1-1 et A1, l'élimination des coliformes fécaux dans les réservoirs opérationnels est importante. Les teneurs les plus élevées en coliformes fécaux ne dépassent 25 unités par 100 mL. 25% des échantillons prélevés contenaient moins de 1 unité de coliformes fécaux par 100mL et 60% en contenaient moins de 10 unités.

Graphe 24 : Evolution des coliformes fécaux dans les quatre réservoirs revoir abscisse



L'évolution des teneurs en coliformes fécaux montre des teneurs élevées pendant les mois les plus ensoleillés à savoir, juin, juillet et août et les teneurs les plus faibles sont enregistrées pendant les mois les plus froids.

L'évolution des teneurs en coliformes est synchrone et montrent que les réservoirs opèrent de la même manière avec un léger décalage en relation avec les différences des temps de séjour et des conditions climatologiques.

III.4.2.1.7 Conclusion

Les réservoirs opérationnels semblent fonctionner de la même façon. Les principes de conception définis dans la présente recherche peuvent donc être adoptés dans les mêmes conditions climatologiques pour le dimensionnement de réservoirs opérationnels.

IV. Partie 4 : Validation du système de traitement des eaux usées de Benslimane comme Meilleure Technique Disponible (MTD)

D'un point de vue environnemental, le secteur de l'assainissement en général et les stations d'épuration (STEP) en particulier, font partie des projets assujettis à une étude d'impact au Maroc. L'étude d'impact des stations d'épuration conformément à la loi sur les études d'impact 12-03, a suscité de nombreuses discussions au démarrage de son application au Maroc. En effet, les études d'impacts des STEP ont été menées initialement sur les projets retenus et étudiés au stade de l'avant projet détaillé (ce qui est commun à tous les projets). Arrivés, à l'examen de la délivrance de l'acceptabilité environnementale par la commission interministérielle, certains projets se sont vus refuser l'acceptabilité environnementale du fait que les alternatives étudiées étaient non appropriées sur le plan environnemental et/ou de la protection de la santé de la population ou encore pour des raisons d'appropriation de la technologie d'épuration.

Un travail a été fait par les services concernés pour palier à cette situation et l'étude d'impact a été reprogrammée lors de l'étude des alternatives. Cette solution, si elle a résolu le problème du choix de la technologie appropriée, oblige l'interruption des études d'assainissement, elle est longue et coûteuse.

C'est pourquoi, nous proposons à l'issue de ce qui se passe en Europe d'introduire l'approche MTD au Maroc. Cette approche permettra de fixer le choix de la variante d'épuration qui pourra ensuite faire l'objet de l'étude d'impact et avoir l'acceptabilité environnementale.

De nombreuses techniques de traitement des eaux usées sont disponibles et approuvées à travers le monde. Toutefois pour des objectifs d'arrosage des espaces verts ou d'irrigation de terrains de golf, ces techniques requièrent souvent la mise en place d'unités de traitement supplémentaires pour le finissage de l'eau pour éliminer les germes pathogènes et des unités de stockage pour répondre aux besoins des espaces à irriguer.

Contrairement à ces technologies, les réservoirs opérationnels implantés à Benslimane, sont des unités de stockage et de finissage de l'eau qui ont été massivement implantés en Israël (Plus de 200 réservoirs) et exceptionnellement implantés au Maroc depuis 1995.

Dans ce qui suit, nous proposons de vérifier si la STEP de Benslimane est une MTD (Meilleure Technique Disponible).

IV.1 Qu'est-ce qu'une MTD ?

Le concept de Meilleure Technique Disponible (Best Available Techniques en anglais (BAT)) est apparu en 1996 avec la directive européenne IPPC (Integrated Pollution Prevention and Control - Prévention et contrôle intégré de la pollution) n°96/61/EC. Il a récemment été repris dans la version codifiée de cette directive (directive IPPC n°2008/1/EC).

La directive IPPC « Integrated Pollution Prevention and Control » n° 2008/01/EC s'applique dans une logique de prévention et de réduction intégrées des pollutions industrielles et a pour objet d'imposer une approche globale de l'environnement. L'objectif de cette approche intégrée est d'améliorer la gestion et le contrôle des processus industriels afin de parvenir à un niveau élevé de protection de l'environnement dans son ensemble dans l'Union Européenne, en évitant ou en minimisant les émissions polluantes dans l'eau, l'atmosphère et les sols ainsi que les déchets.

Cette directive repose sur le concept de meilleure technique disponible, qui est définie selon l'article 2 de l'I.P.P.C. « comme le stade de développement le plus efficace et avancé des activités et de leurs modes d'exploitation, démontrant l'aptitude pratique de techniques particulières à constituer, en principe, la base des valeurs limites d'émission visant à éviter et, lorsque cela s'avère impossible, à réduire de manière générale les émissions et l'impact sur l'environnement dans son ensemble".

Les MTD sont considérées comme les « meilleures » techniques, au sens où elles sont les plus efficaces pour atteindre un niveau élevé de protection de l'environnement dans son ensemble. Ces techniques sont « disponibles », ce qui signifie qu'elles sont testées à une échelle leur permettant de les appliquer dans le contexte du secteur industriel concerné, dans des conditions techniquement viables, en prenant en considération les coûts et les avantages. Il n'est pas nécessaire que ces techniques soient utilisées ou produites sur le territoire de l'Etat membre intéressé.

Enfin, la notion de « techniques » recouvre aussi bien les technologies employées que la manière dont l'installation est conçue, construite, entretenue, exploitée et mise à l'arrêt.

IV.2 Comment déterminer les MTD à l'échelle d'une installation ?

Pour être considérée MTD, l'évaluation doit prendre en considération les caractéristiques techniques de l'installation concernée, sa localisation géographique et les conditions locales de l'environnement. Une MTD dans un contexte donné peut ne pas l'être si les conditions locales et environnementales venaient à être changées.

La réglementation ne prescrit pas l'utilisation d'une technique particulière. Les niveaux d'émission constituent un facteur déterminant pour l'évaluation d'une MTD mais ne sont pas le seul critère. L'annexe 6 de la directive IPPC définit un certain nombre de considérations à prendre en compte en général ou dans un cas particulier lors de la détermination des MTD.

Ces considérations sont :

- C1 : Utilisation de techniques produisant peu de déchets ;
- C2: Utilisation de substances moins dangereuses ;
- C3: Développement des techniques de récupération et de recyclage des substances émises et utilisées dans le procédé et des déchets, le cas échéant ;
- C4 : Procédés, équipements ou modes d'exploitation comparables qui ont été expérimentés avec succès à une échelle industrielle ;
- C5 : Progrès techniques et évolution des connaissances scientifiques ;
- C6 : Nature, effets et volume des émissions concernées ;
- C7 : Dates de mises en service des installations nouvelles ou existantes ;
- C8 : Durée nécessaire à la mise en place d'une meilleure technique disponible ;
- C9 : Consommation et nature des matières premières (y compris l'eau) utilisées dans le procédé et l'efficacité énergétique ;
- C10 : Nécessité de prévenir ou de réduire à un minimum l'impact global des émissions et des risques sur l'environnement ;
- C11 : Nécessité de prévenir les accidents et d'en réduire les conséquences sur l'environnement ;
- C12 : Informations publiées par la commission en vertu de l'article 16 paragraphe 2 ou par des organisations internationales.

IV.3 Les BREFs

Les BREF ou BatREF document sont des guides, rédigés par le bureau européen de l'IPPC (E-IPPC-B) de Séville sur la base des recommandations techniques des groupes de travail techniques sectoriels (TWG pour Technical Working Group en langue anglaise), composés d'experts de tous les Etats Membres et des Etats candidats à l'Union, des industriels concernés et des ONG.

Les BREFs constituent des catalogues de procédés existants en Europe, éprouvés industriellement pour les activités industrielles définies dans l'annexe de la directive IPPC. Ils sont élaborés dans l'objectif d'organiser et d'échanger les informations disponibles sur les MTD, d'aider à un équilibre technologique des pays de la Communauté Européenne et de favoriser la diffusion mondiale des valeurs limites et des techniques utilisées dans la Communauté. De plus, leur objectif est d'encourager les Etats Membres dans l'application efficace de cette Directive.

Ce sont des outils d'aide à la décision pour l'inspecteur instruisant une demande d'autorisation à exploiter et pour les responsables d'une activité qui doivent définir leur politique environnementale en justifiant de l'utilisation de meilleures techniques disponibles.

Les BREFs regroupent des données qualitatives ou quantitatives pour définir les performances environnementales, énergétiques et économiques des techniques.

Chaque BREF est structuré de la même manière, seule la présentation par domaines environnementaux ou par procédés diffèrent selon l'activité concernée (Cikankowitz, 2008). Les Meilleures Techniques Disponibles sont présentées dans le chapitre V et le chapitre VI proposent des techniques émergentes candidates aux MTD. Ces documents ne définissent pas le cadre réglementaire auxquels les industriels doivent se soumettre (Litten, 2002), n'ont pas de valeur réglementaire, ils permettent d'éclairer sur la panoplie de MTD qui peut être mise en œuvre dans une installation donnée.

IV.4 Outils d'aides à l'évaluation des performances environnementales des MTD

Afin de pouvoir évaluer les performances des procédés au regard des meilleures techniques disponibles, peu d'outils sont disponibles. En effet, la plupart des outils d'évaluation environnementale existants concernent aussi bien les produits que les projets ou les organisations. Ils s'intéressent essentiellement à la performance globale d'un système mais sont moins adaptés à une application spécifique au niveau d'un procédé ou d'une technologie. Ainsi, ils ne permettent pas de faire une évaluation au regard des performances des meilleures techniques disponibles. De plus, ces méthodes ne prennent généralement pas en considération les spécificités du territoire et du contexte économique ou technique de l'entreprise comme demandé par la directive IPPC.

Néanmoins, plusieurs outils existent. Nous en avons retenu quatre :

- Les travaux réalisés sur les 12 considérations de l'IPPC (Laforest 2004 ; Dechefdebien 2001, 2006 ; Cikankowitz, 2008). Ce travail a permis de montrer l'hétérogénéité des considérations et qu'une restructuration et reformulation étaient nécessaires. Ce fut notamment les travaux de Laforest (2008) et Cikankowitz (2008) ;
- La méthode L-BAT qui s'intéresse plus à une évaluation qualitative d'un site pour le valider comme MTD (Cikankowitz, 2008) ;
- La méthode ZeroPlus qui, inspiré des travaux de la méthode L-BAT propose une démarche d'évaluation d'un procédé candidat aux MTD à une technique de référence (Zero Plus, 2009). Elle se base sur une grille d'évaluation hiérarchique (objectifs, critères, indicateurs) et une échelle de notation à 5 niveaux (+2, +1, 0, -1, -2) ;
- La méthode Focus L-BAT développée grâce aux trois outils d'évaluation précédents. Cette méthodologie permet d'évaluer précisément mais de façon qualitative les performances d'un procédé à celles d'un procédé de référence. Il permet de se focaliser sur le procédé plutôt que sur l'ensemble de l'outil de production comme la méthodologie L-BAT le propose actuellement. Elle est donc un complément et un renforcement de cette dernière. C'est pour cette raison qu'elle s'appelle Focus L-BAT.

Seule la méthode Focus L-Bat sera développée dans ce mémoire du fait que c'est cette dernière, inspirée des précédentes, que nous avons adaptées pour notre étude.

IV.4.1 La méthode Focus L-BAT

La méthodologie d'évaluation Focus L-BAT s'appuie sur la méthodologie L-BAT développée par Cikankowitz (2008) et sur la méthodologie ZéroPlus (2009).

Elle repose sur une structure arborescente reprenant les objectifs d'évaluation, les critères, les considérations de référence et les indicateurs d'évaluation. Il est important de noter que cette évaluation est qualitative et a été développée pour comparer deux procédés de traitement des eaux usées industrielles contenant du chrome hexavalent: un procédé de valorisation des boues d'hydroxydes métalliques comme piègeurs de chrome hexavalent et un procédé de déchromatation au bisulfite de sodium (Perrin, 2009).

Les 4 objectifs auxquels doit répondre une technique pour être considérée MTD ont été définis grâce au travail de thèse de Cikankowitz (2008).

- Objectif n° 1 : prévenir et limiter les impacts environnementaux de procédés de production et de traitement ;
- Objectif n° 2 : prévenir les risques ;
- Objectif n° 3 : maintenir une qualité de la productivité et ;
- Objectif n° 4 : vérifier si les coûts engendrés par les procédés sont économiquement viables.

Seules 8 considérations sur les 12 de la directive IPPC ont été retenues pour la méthode Focus L-BAT. A cela ont été ajoutées 4 considérations économiques identifiées dans la méthodologie ZéroPlus. Elles ont été notées de C13 à C16.

- C13. retour sur investissement ;
- C14. réduction des coûts (MP, traitement des déchets, etc.) ;
- C15. réduction des coûts de maintenance et d'entretien ;
- C16. réduction des coûts de non-conformité.

Le tableau 40, présente l'arborescence utilisée dans la thèse de Perrin (2009).

Tableau 40: Présentation de la base d'évaluation des techniques au regard des MTD (Perrin, 2009)

Objectifs MTD	Sous-objectifs – critères		Identification des considérations de l'IPPC	Indicateurs
Prévenir et limiter les impacts environnementaux	Maîtrise des consommations + valorisation	Eau	C3 : Développement des techniques de récupération et de recyclage des substances émises et utilisées dans le procédé et des déchets, le cas échéant	% de l'eau réutilisée ou recyclée par rapport au procédé actuel (taux de recyclage)
			C9 : Consommation et nature des matières premières (y compris l'eau) utilisées dans le procédé et efficacité énergétique	% de réduction de la consommation d'eau comparé au procédé actuel
		Energie	C9 : Consommation et nature des matières premières (y compris l'eau) utilisées dans le procédé et efficacité énergétique	% de variation de la quantité d'énergie utilisée comparé au procédé actuel
		Réduction des pertes de produits chimiques par entraînement	C9 : Consommation et nature des matières premières (y compris l'eau) utilisées dans le procédé et efficacité énergétique	% de réduction de la consommation de produits chimiques comparé au procédé actuel
	Traitement des rejets (VLE)	effluents liquides	C6 : Nature, effets et volume des émissions concernées	% des émissions dans l'eau par rapport au procédé actuel
		déchets solides (DND, DD, etc.)	C1 : Utilisation de techniques produisant peu de déchets	% de réduction (écart) des déchets solides produits comparé au procédé usuel (ou par rapport à une référence ou un objectif défini en interne) % de variation (écart) des déchets contenant des substances dangereuses comparé au procédé usuel (ou par rapport à une référence ou un objectif défini en interne)
	Traitement des rejets (valorisation interne et valorisation externe)		C3 : Développement des techniques de récupération et de recyclage des substances émises et utilisées dans le procédé et des déchets, le cas échéant	% de valorisation des sous-produits (taux de valorisation externe) % de récupération/réutilisation sur place (taux de valorisation interne)
	Surveillance des rejets		C6 : Nature, effets et volume des émissions concernées	Existe-t-il des modes de surveillance de rejets comme prévu par la réglementation ?

Performance technique (mise en œuvre)	Maintenir, améliorer la productivité			y-a-t-il une amélioration en terme de rendement de l'installation + amélioration de la qualité du produit ?
	Facilité de mise en œuvre		C8 : Durée nécessaire à la mise en place d'une meilleure technique disponible	Y-a-t-il des améliorations notables en termes de facilité de mise en œuvre comparé au procédé actuel ?
	Simplicité de fonctionnement			Y-a-t-il des améliorations notables en termes de simplicité de fonctionnement ?
	Simplicité de maintenance			Y-a-t-il des améliorations notables en termes de simplicité de maintenance ?
	Fiabilité		C4 : Procédés, équipements ou modes d'exploitation comparables qui ont été expérimentés avec succès à une échelle industrielle	Est-ce que la technique est plus fiable ou aussi fiable que le procédé actuel ? Y-a-t-il des améliorations en terme de fiabilité ?
	Anticipation face à l'évolution des contraintes réglementaires			Est-ce que la technique prend en compte les possibles évolutions de la réglementation ?
	Expérience et savoir-faire industriel		C5 : Progrès techniques et évolution des connaissances scientifiques	Est-ce que la technique choisie prend en compte les progrès technologiques et les évolutions des connaissances scientifiques ?
Faisabilité économique	Fiabilité économique	retour sur investissement	C13 : retour sur investissement	Est-ce que le nouveau procédé a un retour sur investissement viable ? (< 3 ans ?)
		économie des intrants	C14 : réduction des coûts (MP, traitement des déchets, etc.)	% de réduction des coûts des intrants comparé au procédé actuel
		économie du coût des traitements	C14 : réduction des coûts (MP, traitement des déchets, etc.)	% de réduction des coûts des traitements comparé au procédé actuel
		maintenance et entretien (en cas d'arrêt de production, accidents, etc.)	C15 : réduction des coûts de maintenance et d'entretien	% de réduction des coûts de maintenance et d'entretien comparé au procédé actuel
		non-conformité	C16 : réduction des coûts de non-conformité	% de réduction des coûts de non-conformité

Prévenir les risques	produits chimiques, substances dangereuses, etc.	C2 : utilisation de substances moins dangereuses	% de variation de la quantité et la dangerosité des substances par rapport à l'actuel procédé (ou taux de dangerosité des substances) --> identification des phrases de risque --> niveau de toxicité de la substance
		C3 : Développement des techniques de récupération et de recyclage des substances émises et utilisées dans le procédé et des déchets, le cas échéant	% de substances dangereuses réutilisés ou recyclés par rapport au procédé actuel

A partir de l'analyse des critères et des indicateurs auxquels ont été juxtaposées les douze considérations de l'IPPC (tableau 41), l'évaluation qualitative des performances des deux procédés aux performances des MTD se fait en fonction du système de notation suivant :

- une note positive « ++ » indiquant une très bonne performance par rapport au procédé de référence ;
- une note positive « + » indiquant une bonne performance par rapport au procédé de référence ;
- une note neutre « 0 » indiquant aucun changement dans le niveau de performance par rapport au procédé de référence ;
- une note négative « - » indiquant une baisse de performance significative par rapport au procédé de référence ;
- une note négative « -- » indiquant une baisse de performance très significative par rapport au procédé de référence.

La validation de la technique se fait par le calcul du taux de chaque note obtenue par rapport au nombre de note totale. Si la somme des notes « + » et « ++ » est supérieure à 50% du total alors la technique peut être supposée comme meilleure technique disponible pour la situation étudiée.

IV.4.2 Adaptation de la méthode Focus L-BAT à notre cas

Notre objectif est l'évaluation du procédé d'épuration des eaux usées de Benslimane comme Meilleure Technique Disponible par référence à des techniques d'épuration connues et éprouvées comme le lagunage naturel et aéré (souvent utilisés dans des pays à climat tempéré), les lits bactériens et les boues activées très communément utilisées en Europe.

L'approche méthodologique d'évaluation adoptée consiste à :

- Identifier les sous-objectifs et les critères répondant plus précisément aux objectifs MTD définis par la méthodologie L-BAT : environnement, risques / sécurité, performance technique et faisabilité économique ;
- Analyser la pertinence des spécifications de l'IPPC par rapport au projet et proposer, le cas échéant, des considérations supplémentaires spécifiques au secteur de l'épuration et de la réutilisation des eaux usées si nécessaire ;
- Associer les considérations de l'IPPC pour chaque critère identifié ;
- Identifier les indicateurs permettant d'évaluer d'une manière spécifique le procédé ;
- Comparer et évaluer qualitativement les performances des procédés ;
- Comparer et évaluer quantitativement les performances des procédés.

En se basant sur le raisonnement ci-dessus et l'approche Focus L-BAT, nous adapterons la méthode comme suit :

L'analyse des 12 considérations de l'IPPC tenant compte des spécificités du projet laisse voir que ces dernières ne sont pas toutes pertinentes pour notre étude et que certains aspects ne sont pas couverts.

C'est ainsi que la considération C12 (informations publiées par la commission en vertu de l'article 16 paragraphe 2 ou par des organisations internationales) n'est pas applicable étant donné que le procédé n'existe pas en Europe et qu'aucune information à son sujet n'a été publiée.

De plus, la dénomination des indicateurs a été modifiée afin de pouvoir effectuer une analyse des procédés pris individuellement. Les résultats seront présentés sous la forme d'un pourcentage de note positive par rapport aux procédés. De plus, nous avons choisi de représenter les résultats sous la forme de profil d'indicateurs de type radar. Cette représentation permet de comparer rapidement les profils de chaque procédé entre eux et d'identifier les points forts et faibles de chacun.

La matrice d'évaluation comprenant les considérations, objectifs et sous objectifs retenus et proposés pour avoir une évaluation exhaustive du système d'épuration en tant que MTD est présentée dans le tableau 41.

Tableau 41 : Considérations, objectifs et sous objectifs retenus et proposés pour avoir une évaluation exhaustive du système d'épuration en tant que MTD

Objectifs MTD	Sous-objectifs – critères		Identification des considérations de l'IPPC	Indicateurs
			Lien entre les sous objectifs et les indicateurs	
Prévenir et limiter les impacts environnementaux	Maîtrise des consommations + valorisation	Eau	C3 : Développement des techniques de récupération et de recyclage des substances émises et utilisées dans le procédé et des déchets, le cas échéant	Réutilisation ou recyclage de l'eau
		Energie	C9 : Consommation et nature des matières premières (y compris l'eau) utilisées dans le procédé et efficacité énergétique	Consommation énergétique
		Produits chimiques	C9 : Consommation et nature des matières premières (y compris l'eau) utilisées dans le procédé et efficacité énergétique	Consommation des produits chimiques
	Traitement des rejets	Déchets solides (DND, DD, etc.)	C1 : Utilisation de techniques produisant peu de déchets	Quantité des boues produites à évacuer
			C6 : Nature, effets et volume des émissions concernées	Stabilisation des boues
	Traitement des rejets (valorisation interne et valorisation externe)		C3 : Développement des techniques de récupération et de recyclage des substances émises et utilisées dans le procédé et des déchets, le cas échéant	Valorisation des boues *
	Surveillance des rejets		C6 : Nature, effets et volume des émissions concernées	Surveillance de rejets comme prévu par la réglementation
Maintenir, améliorer la productivité		Amélioration en termes de rendement de l'installation + amélioration de la qualité de l'eau		
Performance technique (mise en œuvre)	Facilité de mise en œuvre		C8 : Durée nécessaire à la mise en place d'une meilleure technique disponible	facilité de mise en œuvre
	Simplicité de fonctionnement		C8 : Durée nécessaire à la mise en place d'une meilleure technique disponible	Simplicité de fonctionnement
	Simplicité de maintenance		C8 : Durée nécessaire à la mise en place d'une meilleure technique disponible	Simplicité de maintenance
	Fiabilité		C4 : Pérenne dans le temps	Fiabilité
	Anticipation face à l'évolution des contraintes réglementaires		C4 : Pérenne dans le temps	Prise en compte de l'évolution de la réglementation.
				Robustesse (accepter des surcharges)
	Progrès techniques et évolution des connaissances scientifiques		C7: Date de mise en service des installations C5: Progrès techniques et évolution des connaissances scientifiques	Application industrielle éprouvée
Apport scientifique				

Objectifs MTD	Sous-objectifs – critères		Identification des considérations de l'IPPC	Indicateurs
			Lien entre les sous objectifs et les indicateurs	
Faisabilité économique	Fiabilité économique	Bénéfices	C13 : Gains économiques	Vente du produit Stockage
		Economie des intrants	C14 : Réduction des coûts en termes d'énergie	Réduction des coûts des intrants
		Economie du coût des traitements	C14 : Réduction des coûts en termes de produits chimiques	Réduction des coûts des intrants
		Maintenance et entretien (en cas d'arrêt de production, accidents, etc.)	C15 : Réduction des coûts de maintenance et d'entretien	Réduction des coûts de maintenance et d'entretien
		Retour sur investissement	C13: Retour sur investissement C14 et C15	Coût du procédé
				Coût d'investissement
Coût de fonctionnement				
Non-conformité	C16 : Réduction des coûts de non-conformité	Réduction des coûts de non-conformité**		
Prévenir les risques	Produits chimiques, substances dangereuses, etc.	C2 : Utilisation de substances moins dangereuses	Quantité des substances dangereuses	
			--> identification des phrases de risque	
			--> niveau de toxicité de la substance	
		C10 : Nécessité de prévenir ou de réduire à un minimum l'impact global des émissions et des risques sur l'environnement	Qualité chimique de l'eau	
			Qualité microbiologique	
		C11 : Nécessité de prévenir les accidents et d'en réduire les conséquences sur l'environnement	Prise en compte d'une fluctuation de volume	
Protection des réservoirs des produits chimiques				

A partir de l'analyse de ces critères et de ces indicateurs auxquels ont été juxtaposées les douze considérations de l'IPPC et les quatre considérations proposées, le procédé d'épuration de Benslimane a été comparé et évalué en terme de performance aux différents procédés d'épuration des eaux usées développés dans le chapitre 2.5.7.

Le système de notation choisi est celui proposé par le projet ZéroPlus : 5 niveaux de notation de +2 à -2 comme présenté dans le tableau 42.

Tableau 42 : Grille de notation

<i>Notes</i>	<i>+2</i>	<i>+1</i>	<i>0</i>	<i>-1</i>	<i>-2</i>
<i>Evaluation</i>	<i>Très positif</i>	<i>Positif</i>	<i>Neutre</i>	<i>Négatif</i>	<i>Très négatif</i>

IV.5 Evaluation qualitative des performances environnementales du procédé de Benslimane par rapport aux procédés classiques d'épuration

L'évaluation qualitative que nous proposons compare les caractéristiques des procédés à boues activées, lits bactériens, lagunage naturel et lagunage aéré, qui sont des procédés mondialement connus et maîtrisés sur le plan performances, avantages et inconvénients au procédé d'épuration et de finissage avec un lagunage aéré couplé aux réservoirs opérationnels.

Il est important de rappeler que l'évaluation du procédé de Benslimane se fait tenant compte de l'objectif de conception, à savoir celui de la réutilisation des eaux épurées pour l'arrosage des golfs (ce qui requièrent une qualité microbiologique très haute) et la satisfaction des besoins des golfs en terme quantitatif (ce qui requiert un stockage de l'eau épurée)

La comparaison des procédés repose sur les quatre objectifs d'évaluation de la performance des techniques au regard des performances des MTD.

La performance de la STEP de Benslimane est alors évaluée au travers les quatre objectifs :

- prévenir et limiter les impacts environnementaux ;
- prévenir les risques ;
- performance technique (mise en œuvre) ;
- faisabilité économique.

La comparaison des procédés est faite suivant ces objectifs en passant en revue les critères et les indicateurs d'évaluation de ces objectifs.

Les résultats sont reportés sur le tableau 43.

Tableau 43 : Les résultats de la comparaison des procédés

Objectifs MTD	Sous-objectifs – critères		Indicateurs	Boues activées+ traitement tertiaire	Lit bactérien+ traitement tertiaire	Lagunage naturel+ bassin de maturation	Lagunage aéré+ bassin de maturation	Lagunage aéré + réservoir opérationnel	Observation
Prévenir et limiter les impacts environnementaux	Maîtrise des consommations + valorisation	Eau	Réutilisation ou recyclage de l'eau	1	1	1	1	2	La quantité de l'eau qui sort de chaque STEP est pratiquement identique à celle qui rentre. Dans les réservoirs opérationnels, les quantités peuvent être plus importantes compte tenu des capacités de stockage.
		Energie	Consommation énergétique	-2	-1	0	-1	-1	Aucune consommation en énergie dans les réservoirs
		Réduction des pertes de produits chimiques par entraînement	Consommation des produits chimiques	-2	-1	2	2	2	Aucune consommation de produits chimiques dans les systèmes extensifs et semi extensif

Objectifs MTD	Sous-objectifs – critères		Indicateurs	Boues activées+ traitement tertiaire	Lit bactérien+ traitement tertiaire	Lagunage naturel+ bassin de maturation	Lagunage aéré+ bassin de maturation	Lagunage aéré + réservoir opérationnel	Observation
Prévenir et limiter les impacts environnementaux	Traitement des rejets	Déchets solides (DND, DD, etc.)	Quantité des boues produites à évacuer	-2	-2	-1	-1	2	Les quantités générées par les systèmes intensifs sont plus importantes. La présence d'un réservoir permet la réintégration des boues dans le procédé au niveau du volume non opérationnel
			Stabilisation des boues	-2	-2	1	1	2	Les boues issues du mode de traitement extensif, sont connues pour être mieux stabilisées que celles en provenance des systèmes intensifs. Les boues injectées dans le réservoir sont minéralisées.
	Traitement des rejets (valorisation interne et valorisation externe)		Valorisation des boues	-2	-2	1	1	2	Les boues dans les réservoirs ne sont plus accessibles pour la réutilisation. L'expérience Israélienne a montré que ces boues sont minéralisées au fond du réservoir. Les réservoirs ne sont curés qu'une fois tous les dix à quinze années (Jainco, 1994). Toute fois si l'objectif est de réutiliser les boues celles-ci peuvent être traitées comme dans les autres procédés et ne seront pas injectées au fond des réservoirs.
	Surveillance des rejets		Surveillance de rejets comme prévu par la réglementation ?	0	0	0	0	1	Généralement le planning de surveillance peut être espacé compte tenu de la constance de la qualité et des grandes performances et également des long temps de séjour.

Objectifs MTD	Sous-objectifs – critères	Indicateurs	Boues activées+ traitement tertiaire	Lit bactérien+ traitement tertiaire	Lagunage naturel+ bassin de maturation	Lagunage aéré+ bassin de maturation	Lagunage aéré + réservoir opérationnel	Observation
Performance technique (mise en œuvre)	Maintenir, améliorer la productivité	Amélioration en termes de rendement de l'installation + amélioration de la qualité de l'eau ?	1	1	1	1	2	Contrairement au mode intensif de traitement qui requiert une main d'œuvre et un savoir faire spécialisé, les réservoirs sont faciles à opérer.
	Facilité de mise en œuvre	Facilité de mise en œuvre	-2	-2	2	2	2	Idem
	Simplicité de fonctionnement	Simplicité de fonctionnement ?	-2	-2	2	2	2	Idem
	Simplicité de maintenance	Simplicité de maintenance ?	-2	-2	2	2	2	Les équipements d'aération dans les bassins aérés et les lagunes ne requièrent pas de maintenance poussée ni compliquée
	Fiabilité	Fiabilité	1	1	2	2	2	Le fonctionnement des systèmes intensif est très sensible aux variations de charges et aux problèmes de contamination.
	Anticipation face à l'évolution des contraintes réglementaires	Prise en compte de l'évolution de la réglementation ?	1	1	1	1	2	De par l'excellente qualité de l'eau à la sortie des réservoirs, ceux-ci peuvent répondre à des exigences de plus en plus poussées par augmentation du temps de séjour
		Robustesse (accepter des surcharges)	-1	-1	1	1	2	De par les grands volumes qui les caractérisent, les réservoirs sont plus habilités à accuser des variations de charges.
	Progrès techniques et évolution des connaissances scientifiques	Application industrielle éprouvée	2	2	2	2	2	Tous les systèmes ont fait leur preuve
	Apport scientifique	0	0	0	0	2	Les réservoirs constituent une grande innovation dans la simplicité pour les pays arides.	

Objectifs MTD	Sous-objectifs – critères		Indicateurs	Boues activées + traitement tertiaire	Lit bactérien + traitement tertiaire	Lagunage naturel + bassin de maturation	Lagunage aéré + bassin de maturation	Lagunage aéré + réservoir opérationnel	Observation	
Faisabilité économique	Fiabilité économique	Bénéfices	Vente du produit	1	1	1	1	2	Les volumes à commercialiser avec les réservoirs sont plus importants	
			Stockage							
		Economie des intrants	Réduction des coûts des intrants	-2	-1	2	1	1		Hormis les faibles consommations d'énergie dans les bassins d'aération, il n'ya pas d'autres intrants
		Economie du coût des traitements	Réduction des coûts des intrants	-2	-2	2	1	1		Hormis les faibles consommations d'énergie dans les bassins d'aération, il n'ya pas d'autres intrants
		Maintenance et entretien	Réduction des coûts de maintenance et d'entretien	-2	-2	2	1	1		Les équipements d'aération dans les bassins aérés et les lagunes ne requièrent pas de maintenance poussée ni compliquée
		Retour sur investissement	Coût du procédé	-2	-2	2	2	2		Faible coût du procédé pour tous les systèmes extensifs et semi extensifs
			Coût d'investissement	Coût d'investissement	-2	-1	2	2		1
Coût de fonctionnement	-2			-1	2	1	1	Faible coût de fonctionnement pour tous les systèmes extensifs et semi extensifs		
Non-conformité	Réduction des coûts de non-conformité**	-1	-1	0	0	2				

Objectifs MTD	Sous-objectifs – critères	Indicateurs	Boues activées+ traitement tertiaire	Lit bactérien+ traitement tertiaire	Lagunage naturel+ bassin de maturation	Lagunage aéré+ bassin de maturation	Lagunage aéré + réservoir opérationnel	Observation
Prévenir les risques	Produits chimiques, substances dangereuses, etc.	Quantité des substances dangereuses	-1	1	2	2	2	Pas de substances dangereuses utilisées dans les systèmes extensifs et semi extensifs
		--> identification des phrases de risque	0	0	0	0	0	
		--> niveau de toxicité de la substance	0	0	0	0	0	
		Qualité chimique de l'eau	1	1	1	1	2	Les réservoirs permettent une très bonne qualité de l'eau sans éliminer sa valeur fertilisante
		Qualité microbiologique	1	1	1	1	2	Des performances exceptionnelles des réservoirs
		Prise en compte d'une fluctuation de volume	-2	-2	1	1	2	Grande capacité des réservoirs à accuser les variations en volumes compte tenu de leurs grandes capacités
		Protection des réservoirs des produits chimiques ???	0	0	0	0	0	

IV.6 Synthèse et Conclusion sur les MTD

La comparaison des procédés montre des différences notables d'évaluation pour chaque procédé.

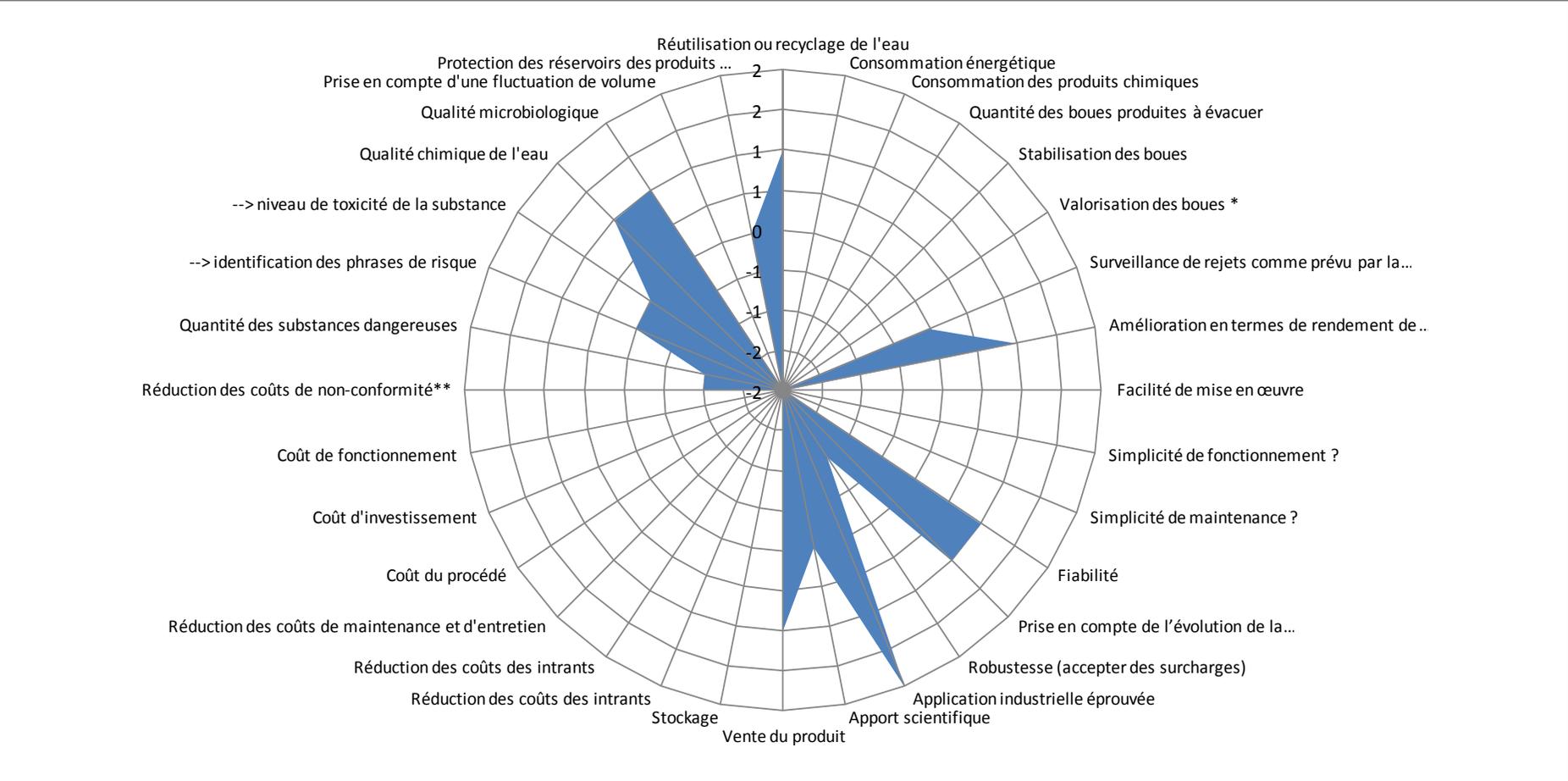
Le tableau 44 résume les performances du procédé de Benslimane par rapport aux procédés de référence. Il montre que l'évaluation qualitative de celui-ci laisse voir que le procédé de Benslimane propose 61 % d'avantages en plus que les boues activées et les lits bactériens et 13% d'avantages en plus du lagunage naturel et du lagunage aéré.

Tableau 44: Evaluation qualitative du procédé de la STEP de Benslimane

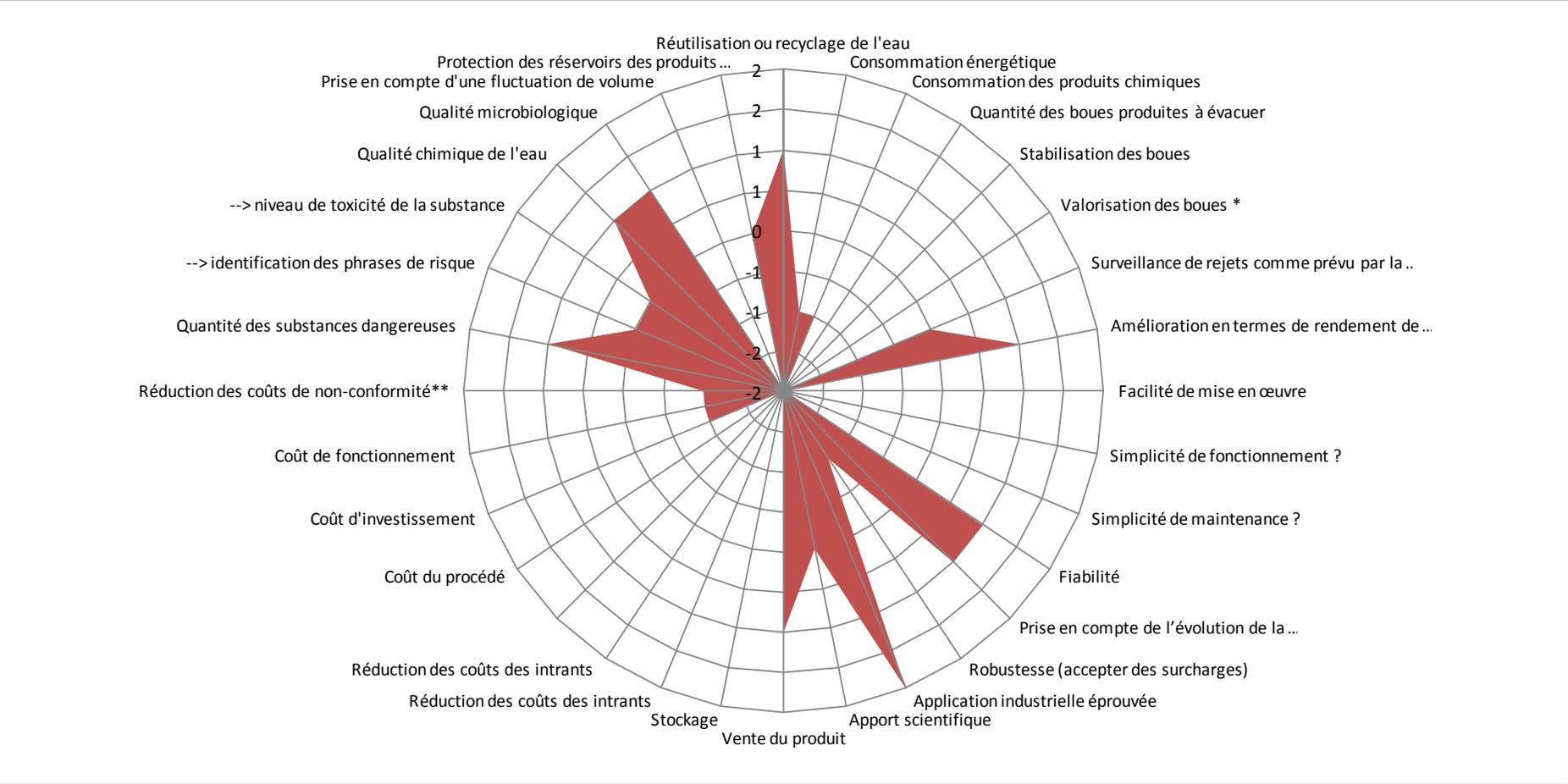
Notation du critère	Boues activées+ traitement tertiaire	Lit bactérien+ traitement tertiaire	Lagunage naturel+ bassin de maturation	Lagunage aéré+ bassin de maturation	Lagunage aéré + réservoir opérationnel
-2	15	10	0	0	0
-1	3	7	1	2	1
0	5	5	7	6	3
1	7	8	10	14	6
2	1	1	13	9	21
Total	31	31	31	31	31
Avantage par type de traitement	26%	29%	74%	74%	87%
Avantage par rapport au lagunage aéré + réservoir opérationnel	-61%	-58%	-13%	-13%	

Les profils des différents procédés sont reportés sur les graphes 25 à 29.

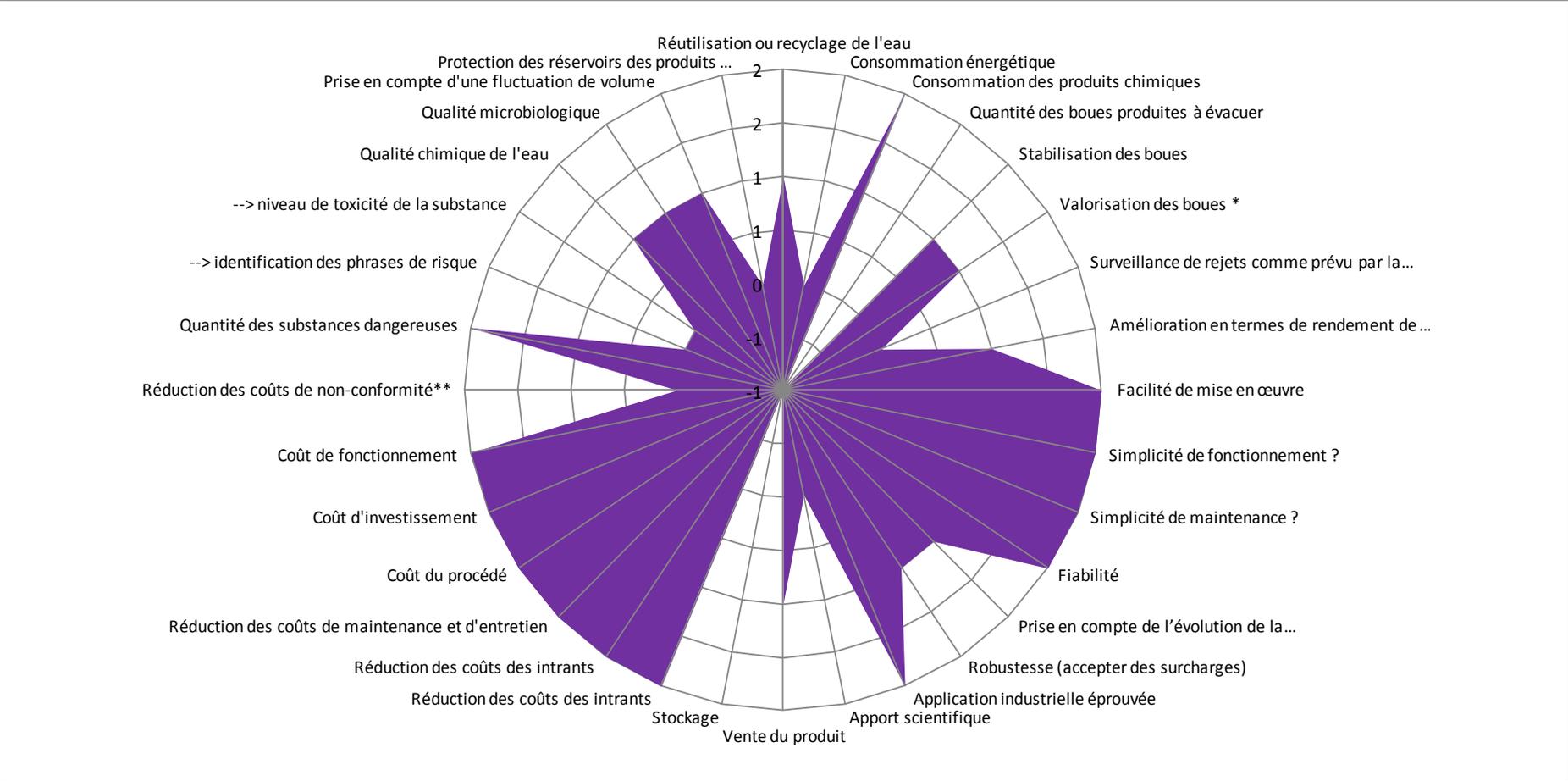
Graphe 25 : Profil du procédé Boues activées suivi d'un traitement tertiaire suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD



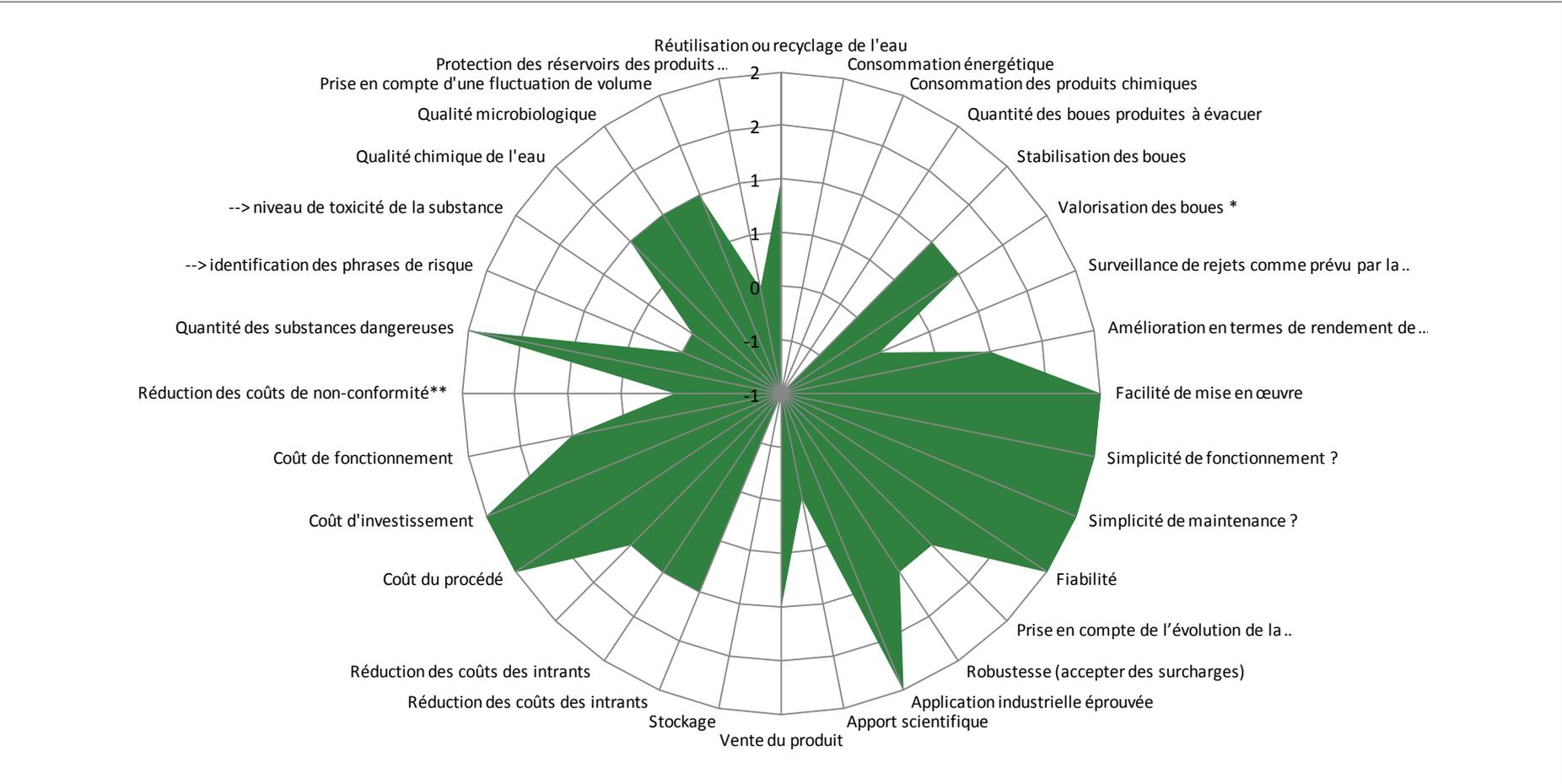
Graphe 26 : Profil du procédé Lit bactérien suivi d'un traitement tertiaire suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD



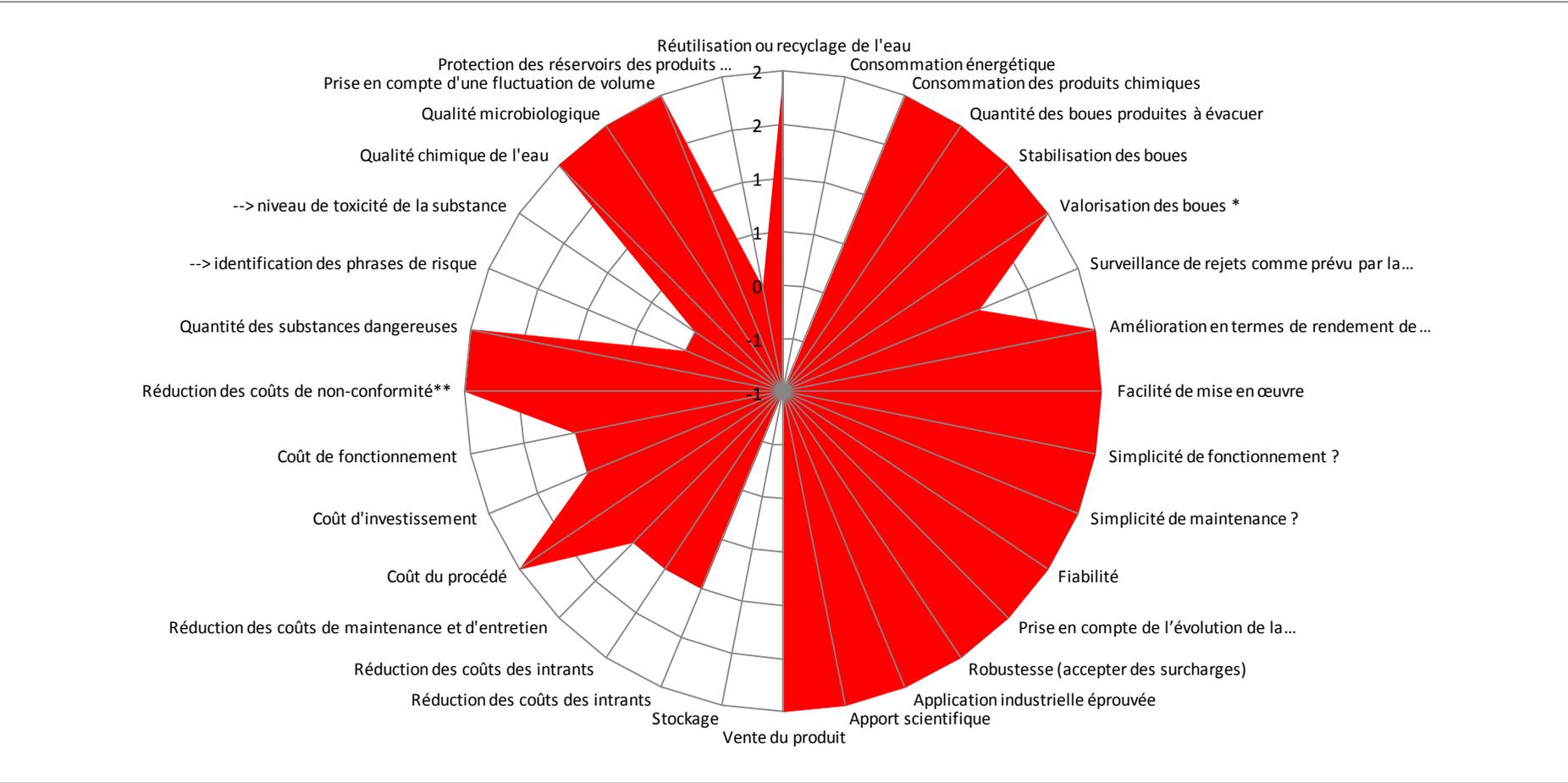
Graphe 27 : Profil du procédé du lagunage aéré+ bassin de maturation suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD



Graphe 28 : Profil du procédé du Lagunage naturel + bassin de maturation suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD



Graphe 29 : Profil du procédé du Lagunage aéré + réservoir opérationnel suivant l'évaluation des indicateurs de performance d'une MTD



Les plages des avantages positifs sont de plus en plus larges au fur et à mesure que l'on s'oriente vers un traitement des eaux usées avec un finissage par les réservoirs opérationnels.

Le procédé suivi par les réservoirs opérationnels, qui est un procédé qui a fait ses preuves dans de nombreux pays se caractérise :

- D'excellente qualité de l'eau (sans toucher à sa valeur fertilisante) pouvant répondre à des exigences de plus en plus poussées par augmentation du temps de séjour ;
- De grandes capacités de stockage qui lui permettent d'accuser les surcharges ;
- Aucune consommation en énergie ;
- Aucune consommation de produits chimiques ;
- Aucune production de boues car ces dernières sont injectées dans le réservoir sont minéralisées.

Contrairement au mode intensif de traitement qui requiert une main d'œuvre et un savoir faire spécialisé, les réservoirs sont facile à mettre en œuvre, à maintenir et entretenir.

Quand le terrain n'est pas un facteur limitant, les systèmes extensifs et semi extensifs suivis de réservoirs opérationnels restent relativement modérés sur le plan investissements comparés aux technologies intensives. Les coûts d'exploitation sont également très faibles et les marges qui peuvent être laissées par la commercialisation de l'eau permettent à long terme l'amortissement des installations.

La station d'épuration de Benslimane peut être donc considérée comme une MTD. Toutefois, Les conditions climatiques et la caractérisation de l'eau à l'entrée de la station étant décisives pour la qualité de l'eau à la sortie de la STEP, il est important de souligner que cette évaluation ne peut être valable que dans un contexte de milieu physique et humain similaires.

V. Résumé et conclusion

Conçue en 1994, avec comme objectif ultime, la réutilisation des eaux usées épurées (Fuller GW 1912, J.Marcello, 1999) pour l'arrosage des golfs, la STEP de Benslimane fut implantée à plus de 2km, en ligne directe, au Nord-Ouest de la ville et de l'enceinte du golf sur la rive droite de l'oued Ben Soltane.

La technologie de traitement des eaux usées proposée pour cette ville comportait en plus d'un lagunage aéré classique, des réservoirs opérationnels (M.Juanico 1994, Tahal, 1995). Cette technologie a été adoptée pour trois raisons principales : (1) toutes les boues produites sont directement injectées dans le procédé et minéralisées ;(2) Les eaux une fois épurées contiendraient 0 coliformes fécaux /100ml et 0 œufs d'helminthes et ne représenteraient aucun risque sanitaire en cas d'arrosage et d'irrigation et enfin (3) la technologie reposerait essentiellement sur un système combinant stockage et finissage des eaux usées et apporterait de ce fait, une solution double au problème de l'arrosage.

Après une dizaine d'années d'opération, La station d'épuration, continue à être exploitée sans aucun problème de qualité et les golfs de Benslimane reçoivent toujours les effluents épurés pour leur arrosage.

La présente recherche s'est proposé d'apprécier la dynamique épuratoire dans les réservoirs, en comprendre le fonctionnement, en dégager les principes de dimensionnement et d'évaluer si la STEP de Benslimane pouvait être classée comme une des meilleures technologies disponibles (MTD).

Dans l'objectif d'évaluer les performances des différentes composantes de la station, d'apprécier l'évolution des différents paramètres tout le long de la filière et d'identifier les corrélations existant entre eux, un protocole de mesure et d'analyse, a été mené durant deux années. (Norme AFNOR NF EN 25667).

Les points d'échantillonnage ont été fixés en aval de toutes les composantes de la filière de traitement en général et au niveau des réservoirs opérationnels en particulier. Les points d'échantillonnage ont concerné : l'entrée du prétraitement, la sortie des bassins anaérobies, la sortie des lagunes aérées, la sortie des lagunes facultatives, les réservoirs opérationnels à des profondeurs de 50 cm par rapport à la surface de l'eau et à différentes hauteurs d'eau et à différentes période de l'année et aléatoirement dans tous les réservoirs pleins pour les mêmes temps de séjour.

Durant les années 1 et 2, la fréquence d'échantillonnage a été d'une fois par mois au niveau de toutes les étapes du traitement et d'une à deux fois par mois au niveau des réservoirs opérationnels. Pour les différentes composantes de la STEP, un échantillon moyen a été constitué à partir de 3 à 4 prélèvements ponctuels effectués lors de la vidange des bassins et à différents moments de la journée.

Les paramètres de suivi ont été les suivants pour toute la filière: la température, le pH, l'oxygène dissous, la conductivité électrique, la demande biochimique en oxygène (DBO₅), la demande chimique en oxygène (DCO), les coliformes fécaux et les matières en suspension. Pour les réservoirs opérationnels des paramètres supplémentaires ont été réalisés à savoir le taux de la chlorophylle a.

L'analyse des performances épuratoires de la filière de traitement a montré que la qualité des eaux à l'entrée de la STEP est similaire à celles des eaux usées marocaines établies par l'Office National de l'Eau Potable pour des villes de même taille. Ces eaux sont caractérisées par des températures variant entre 14 et 27 °C ; des pH autour de 7 unités (variabilité de 0,1 à 0.2) ; des concentrations en oxygène dissous pratiquement nulles voire imperceptibles ; des concentrations en DBO₅ oscillant entre 150 et 500 mg/L, selon que l'on se situe en période pluviale ou non.

Les concentrations en DBO₅ des rejets de Benslimane ont varié entre 100 et 220 mg/L ; les concentrations en DCO ont varié entre 200 et 550 mg/L ; celles des MES ont varié entre 130 et 230 mg/L et les teneurs en coliformes fécaux étaient de l'ordre de 10⁷ BCF/100 mL.

L'analyse des performances épuratoires des lagunes anaérobies a relevé des abattements moyens en DBO₅, DCO, MES et coliformes fécaux de 51%, 53%, 70% et 84%, respectivement. Le concepteur a adopté un abattement moyen de 50% pour la DBO₅ et la DCO à la sortie du bassin anaérobie pour le dimensionnement de la STEP de Benslimane.

Dans les bassins aérés, des abattements moyens de 49%, 46% et 26% ont été observés respectivement sur les concentrations en DBO₅, DCO et MES provenant des bassins anaérobies. Les abattements les plus faibles de la DBO₅ et de la DCO ont été observés lors du mois de janvier, soit le mois le plus froid de l'année. Les abattements variaient entre 32% à 70% pour la DBO₅ (le concepteur a adopté un abattement moyen de 50%) et entre 33% à 57% pour la DCO. Les abattements en MES ont montré des variations de fortes amplitudes parfois négatives traduisant une augmentation de la concentration en MES à la sortie du bassin probablement à cause d'une remise en suspension des composés insolubles. Pour ce qui est des coliformes fécaux, les bassins aérés ont permis un abattement supplémentaire de 1 unité log.

Dans les bassins facultatifs, les concentrations en MES ont connu sur 50% des échantillons prélevés des augmentations. Cette augmentation est associée selon la littérature à la prolifération des algues dans le bassin du fait de l'accroissement de la concentration en oxygène et du phénomène de la photosynthèse.

Les performances épuratoires dans les réservoirs opérationnels ont été appréciées en prenant en considération le temps de séjour.

Pour tous les échantillons prélevés à 50 cm en dessous du plan d'eau, un abattement spectaculaire des coliformes fécaux à partir d'un temps de séjour supérieur à 18 jours (<100unités/100mL) a été observé. La teneur maximale des coliformes fécaux, observée a été enregistrée à un temps de séjour de 13 jours (8000 unités/mL).

Toutes les concentrations enregistrées ont été conformes aux objectifs de qualité fixés par le concepteur pour tous les échantillons prélevés à des temps de séjour supérieur à 29 jours. La qualité de l'eau a atteint plus rapidement la conformité (en objectifs de qualité) en ce qui concerne les teneurs en coliformes fécaux et la DBO₅ qu'en termes de DCO. L'élimination des coliformes fécaux dans les réservoirs opérationnels, semblait être plus rapide que la dégradation de la DCO. (18 jours contre 28 jours).

L'analyse des abattements moyens des paramètres analysés dans les réservoirs, comparées à celles enregistrées à la sortie des bassins facultatifs, a laissé voir à priori des abattements de 60% pour la DBO₅, 40% pour la DCO et 48% pour les MES. Les abattements pour les coliformes fécaux ont été exceptionnels et ont varié entre 98% et 100% pour tous les prélèvements effectués pour des temps de séjour supérieurs à 13 jours.

Toutefois étant donné que les prélèvements dans les réservoirs ont été faits à 50 cm par rapport au niveau de l'eau, soit à hauteur de l'épilimnion qui représente la couche d'eau la plus oxygénée, où siège l'essentiel du phénomène de la photosynthèse (compte tenu des échanges intenses existant entre l'air et la surface du bassin, l'ensoleillement etc.), les abattements enregistrés n'ont de ce fait pas été attribués définitivement aux réservoirs opérationnels et le suivi analytique prévu à différentes profondeurs du réservoir a été exploité pour valider les abattements.

Le suivi de la qualité de l'eau à différentes profondeurs avait donc pour objectif de vérifier l'homogénéité des paramètres de qualité sur toute la colonne d'eau, de fixer la hauteur de la colonne d'eau à partir de laquelle la qualité de l'eau était non conforme aux usages prévus et donc à partir de laquelle aucun prélèvement n'était possible, de valider le temps de séjour fixé par le concepteur pour le réservoir, soit celui de 35 jours et enfin de valider le choix du point d'évacuation de l'eau qui a été prévu à partir de celui de l'alimentation du réservoir à 50 cm au - dessus du volume non opérationnel.

L'examen des concentrations des différents paramètres le long de la colonne d'eau a laissé ressortir trois strates d'eau :

Strate 1 : se caractérise par de très fortes concentrations en chlorophylle, de fortes concentrations en oxygène dissous et une élimination quasi totale des coliformes fécaux. Cette qualité de l'eau se situait entre 3 m et 2 m.

Strate 2 : se situant entre 2 m et 0.7 se caractérise par des concentrations moins grandes en chlorophylle a et des teneurs en oxygène dissous inférieures à 7 mg/l.

Strate 3 : se caractérise par une diminution nette des concentrations en chlorophylle a, et de l'oxygène dissous et une augmentation des MES, de la DBO₅ et des coliformes fécaux. Cette sous classe de qualité, se situe à des profondeurs inférieures à 0,4 m.

L'examen des concentrations des paramètres analysés a montré que la qualité de l'eau était conforme aux exigences de qualité fixée pour l'arrosage du golf et ce, au niveau de toutes les strates et que sur toute la colonne comprise entre 0,40 m et 3,5 m, les teneurs en oxygène dissous sont supérieures à 2 mg/L. (Donc toutes les réactions qui se passaient entre 0,40 m et 3,5 m se déroulaient en milieu aérobie).

Même si les eaux de toute la colonne d'eau étaient conformes aux limites fixées pour la réutilisation, il est apparu que le réservoir gardait une stratification même à la fin de l'écoulement du temps de séjour et qu'on n'atteignait pas l'homogénéité absolue de l'eau sur toute la profondeur du réservoir.

Toutefois, cette stratification n'étant pas suffisamment poussée pour remettre en cause la qualité des effluents requis pour l'arrosage des golfs sur une profondeur de 0,40 m à 3,50 m (où la qualité de l'eau est conforme aux objectifs de réutilisation pour l'arrosage du golf). La limite de la hauteur d'eau à partir de laquelle, il s'est avéré possible d'envoyer l'eau vers le golf semblait se situer autour de 0,40 m à partir de la ligne 0, soit 0,4 au-dessus du volume non opérationnel.

Le réservoir a été considéré par le concepteur dans un état de mélange parfait après sa fermeture et l'écoulement du temps de séjour de 35 jours. Cette hypothèse a justifié son choix d'un point unique d'alimentation et d'évacuation des eaux épurées. En effet, l'entrée et la sortie de l'eau dans le réservoir de Benslimane a été placée à 0,5 m au-dessus du volume non opérationnel.

Pour conforter cette conclusion et après avoir montré que les strates pouvaient être considérées comme homogènes sur le plan de la conformité aux objectifs de qualité, nous avons procédé à l'estimation des hauteurs des différentes couches entrant dans le réservoir. Le calcul de ces hauteurs a montré qu'hormis les couches occupant le volume non opérationnel, la hauteur moyenne des couches ne dépassait pas 0,26 m et l'amplitude de variation entre elles ne dépassaient pas 0,03 m. Les couches étaient donc peu épaisses et de même hauteur. L'état du mélange a été donc supposé possible et les moyennes des concentrations enregistrées à des hauteurs variant entre 3,5 m et 0,4 m pour obtenir les valeurs moyennes des concentrations du mélange d'eau et le temps de séjour ont été calculées.

L'analyse des corrélations effectuée dans le cadre de la présente recherche, laisse voir des corrélations positives s'approchant de 1 (sup à 0,9) entre la profondeur et la chlorophylle a; l'oxygène dissous et la chlorophylle, la DBO₅, MES, Oxygène dissous, les coliformes fécaux et la profondeur.

L'augmentation de l'oxygène dissous provoque une activité bactérienne plus élevée se traduisant par leur multiplication et expliquant la corrélation positive de celui-ci avec les coliformes.

Les fortes corrélations positives observées avec la DBO₅ pour tout ce qui est des MES et des coliformes, signifient qu'une grande partie de ces composants sont essentiellement biodégradables et constituent une partie de la DBO₅. Leur diminution entraîne de ce fait la diminution de la DBO₅.

L'augmentation des coliformes suite à l'augmentation de l'oxygène dissous se traduit par un accroissement de la DBO₅ essentiellement due à la multiplication bactérienne. Toutefois, avec un temps de séjour plus long, les teneurs en coliformes fécaux et en DBO₅ diminuent.

En effet, l'analyse de l'évolution des coliformes fécaux et de la DBO₅ avec le temps de séjour, a laissé voir des corrélations négatives entre le temps de séjour et ces deux paramètres.

La diminution des coliformes avec le temps peut s'expliquer par la baisse de leur multiplication et/ou leur mortalité.

Les conditions et l'environnement des réservoirs n'ayant pas subi de changement, le facteur éminent est celui de l'arrêt de l'alimentation des réservoirs par les eaux usées, soit l'arrêt de l'approvisionnement des bactéries en matière organique. Avec un temps de séjour plus long, le milieu nutritif devient un facteur limitant pour la prolifération bactérienne, les bactéries ayant épuisé les matières organiques présentes dans l'eau meurent et entraînent de ce fait la baisse consécutive de la DBO₅.

La très forte corrélation positive entre les coliformes et les MES, signifie qu'une grande partie des MES dans le réservoir est essentiellement des bactéries ($r=0,94$) et donc sont essentiellement biodégradables et expliquent la corrélation fortement positive entre les MES et la DBO₅ ($r=0,9$).

Les abattements observés pour tous les paramètres de pollution en amont des réservoirs opérationnels est classique et comparables aux abattements usuellement rencontrés dans différents procédés de traitement secondaires qu'ils soient intensifs, semi extensifs ou extensifs.

Ce qui est peu commun est l'abattement moyen des coliformes fécaux qui reste exceptionnel et est de 100% entre l'entrée et la sortie de la STEP.

En vue de vérifier le fonctionnement des différents réservoirs, on s'est attelée à faire des prélèvements et des analyses dans les quatre réservoirs à différentes périodes de l'année 2 mais toujours à des temps de séjours équivalents. L'analyse des différents paramètres laisse voir :

Pour la température, deux périodes bien distinctes : la première se situe entre novembre et avril et est caractérisée par des températures inférieures à 20°C pouvant atteindre un minimum de 13°C (janvier-février) et la seconde entre mai et octobre caractérisée par des températures supérieures à 20°C et pouvant atteindre 27°C en août. L'évolution de la température est similaire dans les quatre réservoirs.

A l'image de ce qu'on a observé pour la température, la concentration en oxygène dissous variait dans le même sens pour les quatre réservoirs. On a observé : (1) des concentrations en oxygène dissous toujours supérieures à 6 mg/L (sauf pour les valeurs du mois de mars où il y'a eu un événement de crue exceptionnel) ; (2) les concentrations en oxygène les plus élevées, ont été observées les mois de novembre, décembre, avril et mai, les plus faibles ont été enregistrées entre les mois de janvier et mars, période qui correspond également aux enregistrements des valeurs les plus faibles de températures et les plus élevés en biomasse. L'évolution de l'oxygène dissous en fonction des saisons n'a pas été manifeste, toutefois sa confrontation avec les différents paramètres a montré sa dépendance étroite à la teneur en biomasse. En effet, il a été observé qu'avec une augmentation des concentrations en oxygène dissous, on assistait à une prolifération des coliformes fécaux pendant les premiers temps de séjour dans le réservoir (prolifération bactérienne à l'issue d'une dégradation de la matière organique en milieu aérobie). Avec des temps de séjour plus long, l'augmentation de l'oxygène dissous est accompagnée par une baisse des teneurs en coliformes

fécaux (Consommation de l'oxygène dissous pour une auto consommation des coliformes faute de la présence d'une quantité suffisante de la matière organique).

Quant au facteur pH, de janvier au mois de mars, le pH se stabilise pratiquement pour tous les réservoirs autour de 8 unités. Les variations de pH dans les réservoirs a été de très faibles amplitudes. La synchronie de l'évolution des concentrations en DBO₅ est très nette pour les quatre réservoirs. On retrouve les mêmes ordres de grandeur d'abattement. Toutes les concentrations en DBO₅ ont été inférieures à 25 mg/L à la sortie des réservoirs (sauf pour un échantillon du réservoir n°2 où la valeur enregistrée a été de 32 mg/L). Le comportement des réservoirs par rapport à la DBO₅ semble identique.

Comme rapporté précédemment lors de l'analyse des performances de la filière, l'élimination des coliformes fécaux dans les réservoirs opérationnels est importante. Les teneurs les plus élevées en coliformes fécaux ne dépassent pas 25 unités par 100 mL. 25% des échantillons prélevés contenaient moins de 1 unité de coliformes fécaux par 100mL et 60% en contenaient moins de 10 unités. L'évolution des teneurs en coliformes fécaux a montré des teneurs élevées pendant les mois les plus chauds (juin, juillet et août) et les teneurs les plus faibles ont été enregistrées pendant les mois les plus froids.

L'évolution des teneurs des différents paramètres dans les réservoirs est synchrone et montre qu'ils opèrent de la même manière avec un léger décalage en relation avec les différences des temps de séjour et des conditions climatologiques.

Le dernier chapitre de nos travaux a été consacré, à l'image de ce qui se passe en Europe à évaluer si le procédé d'épuration des eaux usées de Benslimane est une MTD (Meilleure Technique Disponible).

Le concept de Meilleure Technique Disponible (Best Available Techniques en anglais (BAT)) est apparu en 1996 avec la directive européenne IPPC (Integrated Pollution Prevention and Control - Prévention et contrôle intégré de la pollution) n°96/61/EC. Il a récemment été repris dans la version codifiée de cette directive (directive IPPC n°2008/1/EC).

Le concept de meilleure technique disponible est définie par l'article 2 de l'I.P.P.C. « comme le stade de développement le plus efficace et avancé des activités et de leurs modes d'exploitation, démontrant l'aptitude pratique de techniques particulières à constituer, en principe, la base des valeurs limites d'émission visant à éviter et, lorsque cela s'avère impossible, à réduire de manière générale les émissions et l'impact sur l'environnement dans son ensemble".

Les MTD sont considérées comme les « meilleures » techniques, au sens où elles sont les plus efficaces pour atteindre un niveau élevé de protection de l'environnement dans son ensemble. Ces techniques sont « disponibles », ce qui signifie qu'elles sont testées à une échelle leur permettant de les appliquer dans le contexte du secteur industriel concerné, dans des conditions techniquement viables, en prenant en considération les coûts et les avantages.

Cette approche permet de fixer le choix de la variante d'épuration qui pourra ensuite sans problème faire l'objet de l'étude d'impact et avoir l'acceptabilité environnementale.

L'évaluation qualitative effectuée a comparé les caractéristiques des procédés à boues activées, lits bactériens, lagunage naturel et lagunage aéré suivis d'un traitement tertiaire, qui sont des procédés mondialement connus et maîtrisés sur le plan performances, avantages et inconvénients au procédé d'épuration et de finissage avec un lagunage aéré couplé aux réservoirs opérationnels.

Il est important de rappeler que l'évaluation du procédé de Benslimane s'est faite tenant compte de l'objectif de conception, à savoir celui de la réutilisation des eaux épurées pour l'arrosage des golfs (ce qui requièrent une qualité microbiologique très haute) et la satisfaction des besoins des golfs en terme quantitatif (ce qui requiert un stockage de l'eau épurée)

La comparaison des procédés a reposé sur les quatre objectifs d'évaluation de la performance des techniques au regard des performances des MTD.

La performance de la STEP de Benslimane a été donc évaluée au travers des quatre objectifs :

- prévenir et limiter les impacts environnementaux ;
- prévenir les risques ;
- performance technique (mise en œuvre) ;
- faisabilité économique.

Le système de notation proposé par le projet ZéroPlus a été adopté pour l'évaluation quantitative de la STEP de Benslimane et a laissé voir que le procédé adopté proposait 61 % d'avantages en plus que les boues activées, 58% d'avantages supplémentaires par rapport aux lits bactériens et 13% d'avantages en plus par rapport au lagunage naturel et au lagunage aéré.

La station d'épuration de Benslimane peut être donc considérée comme une MTD. Toutefois, Les conditions climatiques et la caractérisation de l'eau à l'entrée de la station étant décisives pour la qualité de l'eau à la sortie de la STEP, il est important de souligner que cette évaluation ne peut être valable que dans un contexte de milieu physique et humain similaires.

LISTES DES ANNEXES

Annexe 1 : Normes de qualité des eaux usées destinées à l'irrigation au Maroc

Normes de qualité des eaux usées destinées à l'irrigation (décret d'application de la loi 10-95 du 4 février A1 (N° 2-97-787)).

PARAMETRES	VALEURS LIMITES
PARAMETRES BACTERIOLOGIQUES	
Coliformes fécaux	100/500 mL*
Salmonelle	Absence dans 5l
Vibrion Cholérétique	Absence dans 450 mL
PARAMETRES PARASITOLOGIQUES	
Parasites pathogènes	Absence
Œufs, Kystes de parasites	Absence
Laves d'Ankylostomides	Absence
Fluococercaires de Schistosoma hoematobium	Absence
PARAMÈTRES TOXIQUES (mg/L)	
Mercure Hg	0,001
Cadmium Cd	0,01
Arsenic As	0,1
Chrome total	0.1
Plomb Pb	5
Cuivre Cu	0.2
Zinc Zn	2
Sélénium Se	0,02
Fluor F	1
Cyanures CN	1
Phénols	3
Aluminium Al	5
Beryoum Be	0,1
Cobalt Co	0,05
Fer Fe	5
Lithium	2,5
Manganèse Mn	0,2
Molybdène Mo	0,01
Nickel Ni	0.2
Vanadium V	0,1
SALINITE	
Salinité totale mg/L**	7680

PARAMETRES	VALEURS LIMITES
Conductivité électrique mS/cm à 25°C** Si le SAR du sol=	8.7
0-3	2
3-6	0,3
6-12	0,5
12-20	1,3
20-40	3
IONS TOXIQUES	
Sodium (Na)	
-Irrigation en surface (SAR***)	9
-Irrigation par aspersion (mg/L)	69
Chlorures (Cl)	
-Irrigation de surface (mg/L)	350
-Irrigation par aspersion (mg/L)	105
PARAMETRES	VALEURS LIMITES
EFFETS DIVERS	
Température	35°C
pH	6,5-8,6
Matière en suspension mg/L	
irrigation gravitaire	2000
Irrigation par aspersion et localisée	100
Bicarbonate (HCO ₃)	
Irrigation par aspersion (mg/L)	518
Sulfate mg/L	250

* 1 000 CF/100 mL pour les cultures consommées crues.

**A partir d'une conductivité électrique de 3µS/cm, une eau nécessite des restrictions sévères pour l'irrigation, mais des rendements de 50% du rendement potentiel peuvent être réalisés avec des eaux de 8,7µS/cm (cas du blé).

*** SAR = Sodium Absorption Ratio (taux d'absorption du sodium).

Annexe 2 : Valeurs limites de rejet direct et indirect

Valeurs limites de rejet direct (décret d'application de la loi 10-95 du 4 février A1 (N° 2-97-787).

N°	PARAMETRE	Projet Maroc 5.DRAFT	Méthodes de Référence
1	Température	30°C	Thermométrie
2	pH	6,5-8,5 ¹	Electrométrie
3	MES mg/L	50	Gravimétrie (filtration sur membrane de 0,45 µm)
4	Azote Kjeldahl mg N/l	30 ²	-Volumétrie (distillation et complexation à l'acide borique) -Méthode après minéralisation au sélénium
5	Phosphore total P mgP/l	10 ²	Colorimétrie à l'aide du molybdate d'ammonium
6	DCO mgO ₂ /l	500 ²	Oxydation par un excès de bichromate de potassium en milieu acide
7	DBO ₅ mgO ₂ /l	100 ²	*Manométrie *Winkler
8	Chlore actif Cl ₂ mg/L	0,2	-Iodométrie -colorimétrie (voir ISO)
9	Dioxyde de chlore ClO ₂ mg/L	0,05	Colorimétrie
10	Aluminium Al mg/L	10	Spectrométrie d'Absorption Atomique
11	Détergents mg/L (anioniques, cationiques et non ioniques)	3	Colorimétrie
12	Conductivité en µs/cm	2700 ³	Electrométrie
13	Salmonelles/ 5000 mL	Absence	Concentration par filtration sur membrane. Incubation sur milieu type. Enrichissement, repiquage sur gélose d'isolement, identification
14	Vibrions cholériques/5000 mL	Absence	Enrichissement dans un milieu approprié
15	Cyanures libres (CN ⁻) mg/L	0,1	Colorimétrie (complexation à l'acide barbiturique pyridine après distillation)
16	Sulfures libres (S ²⁻) mg/L	1	*Potentiométrie par électrode sélective des ions sulfures *Méthode Iodométrie *Méthode colorimétrie au bleu de méthylène
17	Fluorures (F) mg/L	15	Potentiométrie
18	Indice de phénol mg/L	0,3	Colorimétrie (attaque par l' amino-4-antipyrine après distillation)

N°	PARAMETRE	Projet Maroc 5.DRAFT	Méthodes de Référence
19	Hydrocarbures mg/L	10	Extraction au solvant et absorption dans l'infrarouge
20	Huiles et graisses mg/L	30	Gravimétrie après extraction au solvant
21	Antimoine (Sb) mg/L	0,3	Spectrométrie d'Absorption Atomique
22	Argent (Ag) mg/L	0,1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
23	Arsenic (As) mg/L	0,1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
24	Baryum (Ba) mg/L	1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
25	Cadmium (Cd) mg/L	0,2	Spectrométrie d'Absorption Atomique
26	Cobalt (Co) mg/L	0,5	Spectrométrie d'Absorption Atomique
27	Cuivre total (Cu) mg/L	0,5	Spectrométrie d'Absorption Atomique
28	Mercure total (Hg) mg/L	0,05	Spectrométrie d'Absorption Atomique
29	Plomb total (Pb) mg/L	0,5	Spectrométrie d'Absorption Atomique
30	Chrome total (Cr) mg/L	2	Spectrométrie d'Absorption Atomique
31	Chrome hexavalent (Cr) mg/L	0,2	Spectrométrie après réaction avec le diphénylcarbazine
32	Etain total (Sn) mg/L	2	Spectrométrie d'Absorption Atomique
33	Manganèse (Mn) mg/L	1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
34	Nickel total (Ni) mg/L	0,5	Spectrométrie d'Absorption Atomique
35	Sélénium (Se) mg/L	0,1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
36	Zinc total (Zn) mg/L	5	Spectrométrie d'Absorption Atomique
37	Fer (Fe) mg/L	3	Spectrométrie d'Absorption Atomique Colorimétrie à la phénanthroline-1.10
38	AOX	5	Adsorption au charbon actif. Décomposition thermique et dosage coulombimétrie

* 1 : 6.5 à 9 si la neutralisation est faite par la chaux.

* 2 : des valeurs plus sévères doivent être exigées dans l'arrêté d'autorisation en fonction des objectifs de qualité du milieu.

* 3 : dans le cas de rejet dans les eaux intérieures de surface.

Valeurs limites de rejet indirect.

N°	PARAMETRE	Projet Maroc	Méthodes de Référence
1	Température en °C	35	Thermométrie
2	Ph	6,5-8,5 ¹	Electrométrie
3	MES mg/L	600	Gravimétrie (filtration sur membrane de 0,45 µm)
4	Phosphore total P mg/L	10	Colorimétrie à l'aide du molybdate d'ammonium
5	DCO mg/L	1000 ¹	Oxydation par un excès de bichromate de potassium en milieu acide
6	DBO5 mg/L	500 ¹	*Manométrie *Winkler
7	Sulfate SO ₄ ²⁻ mg/L	400	Gravimétrie au chlorure de baryum
8	Salmonelles/5000 mL	Paramètre à éliminer	Concentration par filtration sur membrane, incubation sur milieu type. Enrichissement, repiquage sur gélose d'isolement, identification
9	Vibrions cholériques/5000 mL	Paramètre à éliminer	Enrichissement dans un milieu approprié
10	Cyanures libres (CN ⁻) mg/L	1	Colorimétrie (complexation à l'acide barbiturique pyridine après distillation)
11	Sulfures libres (S ²⁻) mg/L	1	*Potentiométrie par électrode sélective des ions sulfures *Méthode Iodométrie *Méthode colorimétrie au bleu de méthylène
12	Fluorures (F) mg/L	15	Potentiométrie
13	Indice de phénol mg/L	5	Colorimétrie (attaque par l'amino-4-antipyrine après distillation)
14	Hydrocarbures mg/L	20	Extraction au solvant et absorption dans l'infrarouge
15	Huiles et graisses mg/L	50	Gravimétrie après extraction au solvant
16	Antimoine (Sb) mg/L	0,3	Spectrométrie d'Absorption Atomique
17	Argent (Ag) mg/L	0,1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
18	Arsenic (As) mg/L	0,1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
19	Baryum (Ba) mg/L	1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
20	Cadmium (Cd) mg/L	0,2	Spectrométrie d'Absorption Atomique
21	Cobalt (Co) mg/L	1	Spectrométrie d'Absorption Atomique

N°	PARAMETRE	Projet Maroc	Méthodes de Référence
22	Cuivre total (Cu) mg/L	1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
23	Mercure total (Hg) mg/L	0,05	Spectrométrie d'Absorption Atomique
24	Plomb total (Pb) mg/L	0,5	Spectrométrie d'Absorption Atomique
25	Chrome total (Cr) mg/L	2	Spectrométrie d'Absorption Atomique
26	Chrome hexavalent (CrVI) mg/L	0,2	Spectrométrie après réaction avec le diphénylcarbazide
27	Etain total (Sn)mg/L	2	Spectrométrie d'Absorption Atomique
28	Manganèse (Mn) mg/L	1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
29	Nickel total (Ni) mg/L	0,5	Spectrométrie d'Absorption Atomique
30	Sélénium (Se) mg/L	1	Spectrométrie d'Absorption Atomique
31	Zinc total (Zn) mg/L	5	Spectrométrie d'Absorption Atomique
32	Fer (Fe) mg/L	3	Spectrométrie d'Absorption Atomique Colorimétrique à la phénanthroline-1.10
33	AOX à définir	5	Adsorption au charbon actif, décomposition thermique et dosage coulombimétrique

* 1 : des valeurs plus permissives peuvent être tolérées en commun accord avec le gestionnaire de la station d'épuration.

Annexe 3 : Résultats des analyses de l'année 1 et 2

Débit m ³ /j	3700 m ³
-------------------------	---------------------

	Analyses	Prétraitement ch 30	sortie anéro ch 40	Sortie aérés ch 50	Sortie facult. st relevage	Réservoir	
						63	
14/10/1998	T°C	21,6	22	21,8	21	21	
	pH	7,3	7,1	7,4	7,6	8	
	OD mg/l	-	-	2,68	2,45	7,6	
	Conductivité \square o	1410	1420	1440	1400	1250	
	DBO ₅ mg/l	148,12	71,43	21,39	19,65	13,26	
	DCO	-	-	-	-	-	
	BCF/100 ml	3.10 ⁷	1,6.10 ⁶	6,2.10 ⁴	2,4.10 ³	2	
	MES	150	25	24	11	19	
	T Séj (j)						51

	Analyses	Prétraitement ch 30	sortie anéro ch 40	Sortie aérés ch 50	Sortie facult. st relevage	Réservoirs	
						62	Golf
10/09/1998	Débit m ³ /j	4110 m ³					
	T°C	26	27	26,2	27	27	26
	pH	7,3	7,1	7,4	8,3	8	8,7
	OD mg/l	-	-	2,8	7,4	-	-
	Conductivité \square o	1386	1478	1388	1305	1348	1830
	DBO ₅ mg/l	149,9	55,87	32,2	66,45	7,2	7,48
	DCO	-	-	-	-	-	-
	BCF/100 ml	2,3.10 ⁶	3,8.10 ⁵	12.10 ⁵	4,6.10 ⁴	0	11
	MES	224	42	12	66	<10	<10
	T Séj (j)						40

	Analyses	Prétraitement ch 30	sortie anéro ch 40	Sortie aérés ch 50	Sortie facult. st relevage	Réservoirs	
						65	
12/08/1998	Débit m ³ /j	4200					
	T°C	27	27,2	27	27,2	27	
	pH	7,4	7,1	7,5	8,6	8,3	
	OD mg/l	-	-	2,84	8,65	6,57	
	Conductivité \square o	1510	1423	1448	1387	1446	
	DBO ₅ mg/l	183	82,67	41,8	48,22	18,65	
	DCO	-	-	-	-	-	
	BCF/100 ml	3.10 ⁷	2.10 ⁶	15.10 ⁵	1,6.10 ⁴	18	
	MES	204	56	47	62	12	
	T Séj (j)						29

	Analyses	Prétraitement ch 30	sortie anéro ch 40	Sortie aères ch 50	Sortie facult. st relevage	Réservoirs	
23/07/1998							64
	Débit m ³ /j	4200					
	T°C	26,2	26,6	26,2	27,3		27,2
	pH	7,6	7,2	8,5	8,3		8,6
	OD mg/l	-	-	2,03	10,35		10,55
	Conductivité Σ o	1406	1466	1484	1372		1382
	DBO ₅ mg/l	167,54	89,25	35,1	33,9		10,99
	DCO	-	-	-	-		-
	BCF/100 ml	10exp ⁸	7.10 ⁶	23.10 ⁴	2,5.10 ³		40
	MES	216	32	36	60		8
	T Séj (j)						-

	Analyses	Prétraitement ch 30	sortie anéro ch 40	Sortie aères ch 50	Sortie facult. st relevage	Réservoirs	
25/06/1998							62
	Débit m ³ /j	4310 m ³					
	T°C	25,5	25,5	25	24,8		24,5
	pH	7,4	7,1	7,45	7,86		8,1
	OD mg/l	-	-	1,78	8,22		9,8
	Conductivité Σ o	1355	1312	1332	1345		1324
	DBO ₅ mg/l	208,65	115,54	55,8	41,4		7,42
	DCO	445	250	120	105		40
	BCF/100 ml	6.10 ⁷	4,8.10 ⁶	6.10 ⁵	2,8.10 ⁴		0
	MES	145	65	58	28		5
	T Séj (j)						40

	Analyses	Prétraitement ch 30	sortie anéro ch 40	Sortie aères ch 50	Sortie facult. st relevage	Réservoirs	
13/05/1998						62	65
	Débit m ³ /j	5000 m ³					
	T°C	20,2	21	20,4	20,7	21,2	21
	pH	7,4	7,3	7,6	8,3	8,7	8,65
	OD mg/l	-	-	1,35	7,35	12,2	7,6
	Conductivité Σ o	-	1451	1485	1410	1381	1345
	DBO ₅ mg/l	174,7	80,4	34,88	25,56	24,66	18,25
	DCO	360	180	106	100	85	72
	BCF/100 ml	15.10exp ⁷	45.10exp ⁵	60.exp ⁴	4.10exp ⁴	8.exp ³	95
	MES	140	53	20	35	30	12
	T Séj (j)						13

	Analyses	Prétraitement ch 30	sortie anéro ch 40	Sortie aérés ch 50	Sortie facult st relevage	Réservoirs	
						62	64
19/03/1998	Débit m ³ /j	4760					
	T°C	22,2	23	22,8	24,6	24	
	pH	7,4	7,1	7,3	7,8	8,8	8,9
	OD mg/l	-	-	2,36	9,98	4,61	5,32
	Conductivité μ o	1389	1326	1358	140	1392	1472
	DBO ₅ mg/l	182,13	89,39	48,71	22,4	5,6	11,7
	DCO	-	-	-	-	-	-
	BCF/100 ml	2,1*10exp ⁷	9*10exp ⁶	12*10exp ⁵	7,4*10exp ³	0	8
	MES	127	82	58	18	8	24
	T Séj (j)					38	-

	Analyses	Prétraitement ch 30	Sortie anéro ch 40	Sortie aérés ch 50	Sortie facult st relevage	Opérationnel
						65
18/02/1998	Débit m ³ /j	6960				
	T°C	18,9	19,4	18,5	18,8	18,7
	pH	7,6	7	7,2	8,7	8,6
	OD mg/l	-	-	1,65	10,9	8,42
	Conductivité μ o	1428	1500	1548	1495	1311
	DBO ₅ mg/l	103,7	67,65	44	24	7,5
	DCO	200	-	-	95	32
	BCF/100 ml	2*10exp ⁵	9*10exp ⁴	4*10exp ⁴	18*10exp ³	8
	T Séj (j)					34

Annexe 4 : Le planning de remplissage sur la base du débit moyen.

Planning de remplissage du réservoir 62

	Débit	R	N°Réservoir
Juillet année 1	4200	1	62
Juillet année 1	4300	2	62
Juillet année 1	4300	3	62
Juillet année 1	4380	4	62
Juillet année 1	4590	5	62
Juillet année 1	3590	6	62
Juillet année 1	4020	7	62
Juillet année 1	3080	8	62
Juillet année 1	4200	9	62
Juillet année 1	4210	10	62
Juillet année 1	4080	11	62
Juillet année 1	4540	12	62
Juillet année 1	4380	13	62
Juillet année 1	4320	14	62
Juillet année 1	4210	15	62
Septembre année 1	4260	1	62
Septembre année 1	4320	2	62
Septembre année 1	4270	3	62
Septembre année 1	4370	4	62
Septembre année 1	4300	5	62
Septembre année 1	4140	6	62
Septembre année 1	4310	7	62
Septembre année 1	4080	8	62
Septembre année 1	4220	9	62
Septembre année 1	4240	10	62
Septembre année 1	4150	11	62
Septembre année 1	3830	12	62
Septembre année 1	4130	13	62
Septembre année 1	4120	14	62
Septembre année 1	4120	15	62
Novembre année 1	3700	1	62
Novembre année 1	4070	2	62
Novembre année 1	3870	3	62
Novembre année 1	3860	4	62
Novembre année 1	3750	5	62
Novembre année 1	3820	6	62
Novembre année 1	3930	7	62
Novembre année 1	3790	8	62
Novembre année 1	3920	9	62
Novembre année 1	3870	10	62
Novembre année 1	3750	11	62
Novembre année 1	3700	12	62
Novembre année 1	3980	13	62
Novembre année 1	420	14	62
Novembre année 1	4020	15	62
Novembre année 1	4020	16	62
Novembre année 1	240	17	62

	Débit	R	N°Réservoir
Janvier année 2	5600	1	62
Janvier année 2	5320	2	62
Janvier année 2	5250	3	62
Janvier année 2	5240	4	62
Janvier année 2	5230	5	62
Janvier année 2	6750	6	62
Janvier année 2	6570	7	62
Janvier année 2	5690	8	62
Janvier année 2	5570	9	62
Janvier année 2	4920	10	62
Janvier année 2	5510	12	62
Janvier année 2	4640	1	62
Janvier année 2	4520	2	62
Janvier année 2	4520	3	62
Janvier année 2	4630	4	62
Janvier année 2	3049	5	62
Janvier année 2	6603	6	62
Janvier année 2	3004	7	62
Mars année 2	7200	8	62
Mars année 2	8159	9	62
Mars année 2	12000	10	62
Avril année 2	4620	1	62
Avril année 2	4630	2	62
Avril année 2	4530	3	62
Avril année 2	4600	4	62
Avril année 2	4510	5	62
Avril année 2	4610	6	62
Avril année 2	4460	7	62
Avril année 2	4350	8	62
Avril année 2	4440	9	62
Avril année 2	4400	10	62
Avril année 2	4710	11	62
Avril année 2	4380	12	62
Avril année 2	4360	13	62
Avril année 2	4510	14	62
Juillet année 2	4320	1	62
Juillet année 2	4170	2	62
Juillet année 2	4350	3	62
Juillet année 2	4290	4	62
Juillet année 2	4540	5	62
Juillet année 2	4120	6	62
Juillet année 2	4050	7	62
Juillet année 2	4080	8	62
Juillet année 2	4030	9	62
Juillet année 2	4600	10	62
Juillet année 2	3475	11	62
Juillet année 2	4410	12	62
Juillet année 2	4290	13	62
Juillet année 2	4410	14	62
Juillet année 2	4390	15	62
Octobre année 1	4280	1	64

	Débit	R	N°Réservoir
Octobre année 1	4030	2	64
Octobre année 1	4040	3	64
Octobre année 1	4070	4	64
Octobre année 1	4970	5	64
Octobre année 1	4000	6	64
Octobre année 1	4230	7	64
Octobre année 1	4140	8	64
Octobre année 1	4130	9	64
Octobre année 1	4020	10	64
Octobre année 1	4080	11	64
Octobre année 1	4150	12	64
Octobre année 1	3900	13	64
Octobre année 1	3740	14	64
Octobre année 1	3700	15	64
Octobre année 1	3770	1	65
Octobre année 1	3850	2	65
Octobre année 1	4020	3	65
Octobre année 1	4070	4	65
Octobre année 1	3920	5	65
Octobre année 1	3910	6	65
Octobre année 1	4150	7	65
Octobre année 1	3960	8	65
Octobre année 1	3980	9	65
Octobre année 1	4100	10	65
Octobre année 1	3700	11	65
Octobre année 1	4050	12	65
Octobre année 1	3870	13	65
Octobre année 1	3990	14	65
Octobre année 1	3160	15	65
Octobre année 1	3700	16	65
Novembre année 1	3700	1	62
Novembre année 1	4070	2	62
Novembre année 1	3870	3	62
Novembre année 1	3860	4	62
Novembre année 1	3750	5	62
Novembre année 1	3820	6	62
Novembre année 1	3930	7	62
Novembre année 1	3790	8	62
Novembre année 1	3920	9	62
Novembre année 1	3870	10	62
Novembre année 1	3750	11	62
Novembre année 1	3700	12	62
Novembre année 1	3980	13	62
Novembre année 1	420	14	62
Novembre année 1	4020	15	62
Novembre année 1	4020	16	62
Novembre année 1	240	17	62
Novembre année 1	3600	1	63
Novembre année 1	4380	2	63
Novembre année 1	4470	3	63
Novembre année 1	4430	4	63

	Débit	R	N°Réservoir
Novembre année 1	4270	5	63
Novembre année 1	4290	6	63
Décembre année 1	4320	7	63
Décembre année 1	4460	8	63
Décembre année 1	4230	9	63
Décembre année 1	3320	10	63
Décembre année 1	4810	11	63
Décembre année 1	5370	12	63
Décembre année 1	5140	13	63
Décembre année 1	4870	14	63
Décembre année 1	4590	15	63
Décembre année 1	4300	1	64
Décembre année 1	4590	2	64
Décembre année 1	4370	3	64
Décembre année 1	4570	4	64
Décembre année 1	4290	5	64
Décembre année 1	4280	6	64
Décembre année 1	3940	7	64
Décembre année 1	4350	8	64
Décembre année 1	4430	9	64
Décembre année 1	4430	10	64
Décembre année 1	4800	11	64
Décembre année 1	4540	12	64
Décembre année 1	4450	13	64
Décembre année 1	4440	14	64
Décembre année 1	4390	1	65
Décembre année 1	4560	2	65
Décembre année 1	4460	3	65
Décembre année 1	4400	4	65
Décembre année 1	4390	5	65
Décembre année 1	2360	6	65
Décembre année 1	5150	7	65
Décembre année 1	6910	8	65
Janvier année 2	6980	9	65
Janvier année 2	3190	10	65
Janvier année 2	6920	11	65
Janvier année 2	6620	12	65
Janvier année 2	6110	13	65
Janvier année 2	5600	1	62
Janvier année 2	5320	2	62
Janvier année 2	5250	3	62
Janvier année 2	5240	4	62
Janvier année 2	5230	5	62
Janvier année 2	6750	6	62
Janvier année 2	6570	7	62
Janvier année 2	5690	8	62
Janvier année 2	5570	9	62
Janvier année 2	4920	10	62
Janvier année 2	5510	12	62
Janvier année 2	5620	1	63
Janvier année 2	3940	2	63

	Débit	R	N°Réservoir
Janvier année 2	8360	3	63
Janvier année 2	4540	4	63
Janvier année 2	5510	5	63
Janvier année 2	5890	6	63
Janvier année 2	8910	7	63
Janvier année 2	10120	8	63
Janvier année 2	10270	9	63
Janvier année 2	3200	10	63
Janvier année 2	5480	1	64
Janvier année 2	6370	2	64
Janvier année 2	6565	3	64
Février année 2	5750	4	64
Février année 2	5900	5	64
Février année 2	5400	6	64
Février année 2	4870	7	64
Février année 2	5170	8	64
Février année 2	5100	9	64
Février année 2	5130	10	64
Février année 2	4900	11	64
Février année 2	5420	1	65
Février année 2	4990	2	65
Février année 2	5190	3	65
Février année 2	5080	4	65
Février année 2	4950	5	65
Février année 2	4970	6	65
Février année 2	4740	7	65
Février année 2	4820	8	65
Février année 2	4690	9	65
Février année 2	4270	10	65
Février année 2	4700	11	65
Février année 2	4720	12	65
Février année 2	4650	13	65
Février année 2	4640	1	62
Février année 2	4520	2	62
Février année 2	4520	3	62
Février année 2	4630	4	62
Février année 2	3049	5	62
Février année 2	6603	6	62
Février année 2	3004	7	62
Mars année 2	7200	8	62
Mars année 2	8159	9	62
Mars année 2	12000	10	62
Mars année 2	11533	1	63
Mars année 2	7404	2	63
Mars année 2	8180	3	63
Mars année 2	6997	4	63
Mars année 2	7027	5	63
Mars année 2	6800	6	63
Mars année 2	5186	7	63
Mars année 2	5783	8	63
Mars année 2	5777	9	63

	Débit	R	N°Réservoir
Mars année 2	6111	1	64
Mars année 2	5809	2	64
Mars année 2	6355	3	64
Mars année 2	5955	4	64
Mars année 2	5680	5	64
Mars année 2	5610	6	64
Mars année 2	5510	7	64
Mars année 2	5060	8	64
Mars année 2	5300	9	64
Mars année 2	4810	10	64
Mars année 2	5200	11	64
Mars année 2	5100	12	64
Mars année 2	4900	1	65
Mars année 2	5770	2	65
Mars année 2	5910	3	65
Mars année 2	5220	4	65
Mars année 2	5490	5	65
Mars année 2	5050	6	65
Mars année 2	4800	7	65
Avril année 2	4870	8	65
Avril année 2	5020	9	65
Avril année 2	4930	10	65
Avril année 2	4820	11	65
Avril année 2	4690	12	65
Avril année 2	4620	1	62
Avril année 2	4630	2	62
Avril année 2	4530	3	62
Avril année 2	4600	4	62
Avril année 2	4510	5	62
Avril année 2	4610	6	62
Avril année 2	4460	7	62
Avril année 2	4350	8	62
Avril année 2	4440	9	62
Avril année 2	4400	10	62
Avril année 2	4710	11	62
Avril année 2	4380	12	62
Avril année 2	4360	13	62
Avril année 2	4510	14	62
Avril année 2	4400	1	63
Avril année 2	4470	2	63
Avril année 2	4280	3	63
Avril année 2	1120	4	63
Avril année 2	4450	5	63
Avril année 2	4480	6	63
Avril année 2	4460	7	63
Avril année 2	4280	8	63
Avril année 2	4260	9	63
Avril année 2	4700	10	63
Avril année 2	4810	11	63
Mai année 2	4540	12	63
Mai année 2	4840	13	63

	Débit	R	N°Réservoir
Mai année 2	5840	14	63
Mai année 2	5050	15	63
Mai année 2	4860	1	64
Mai année 2	4570	2	64
Mai année 2	4560	3	64
Mai année 2	4420	4	64
Mai année 2	4460	5	64
Mai année 2	4680	6	64
Mai année 2	4540	7	64
Mai année 2	4310	8	64
Mai année 2	4420	9	64
Mai année 2	4400	10	64
Mai année 2	4480	11	64
Mai année 2	4270	12	64
Mai année 2	4340	13	64
Mai année 2	4270	14	64
Mai année 2	4270	1	65
Mai année 2	4310	2	65
Mai année 2	4380	3	65
Mai année 2	4350	4	65
Mai année 2	4370	5	65
Mai année 2	4350	6	65
Mai année 2	4170	7	65
Mai année 2	4250	8	65
Mai année 2	4140	9	65
Mai année 2	4120	10	65
Mai année 2	4190	11	65
Mai année 2	4310	12	65
Mai année 2	4350	13	65
Juillet année 2	3860	14	65
Juillet année 2	4290	15	65
Juillet année 2	4320	1	62
Juillet année 2	4170	2	62
Juillet année 2	4350	3	62
Juillet année 2	4290	4	62
Juillet année 2	4540	5	62
Juillet année 2	4120	6	62
Juillet année 2	4050	7	62
Juillet année 2	4080	8	62
Juillet année 2	4030	9	62
Juillet année 2	4600	10	62
Juillet année 2	3475	11	62
Juillet année 2	4410	12	62
Juillet année 2	4290	13	62
Juillet année 2	4410	14	62
Juillet année 2	4390	15	62

Planning de remplissage du réservoir 63

	Débit	R	N° Réservoir
Juillet année 1	3930	1	63
Juillet année 1	3840	2	63
Juillet année 1	3550	3	63
Juillet année 1	4280	4	63
Juillet année 1	4490	5	63
Juillet année 1	4230	6	63
Juillet année 1	4150	7	63
Juillet année 1	4280	8	63
Juillet année 1	4200	9	63
Juillet année 1	3960	10	63
Juillet année 1	4200	11	63
Juillet année 1	4040	12	63
Juillet année 1	4020	13	63
Juillet année 1	4050	14	63
Juillet année 1	3900	15	63
Septembre année 1	4160	1	63
Septembre année 1	4110	2	63
Septembre année 1	2720	3	63
Septembre année 1	4110	4	63
Septembre année 1	4490	5	63
Septembre année 1	4770	6	63
Septembre année 1	4340	7	63
Septembre année 1	4380	8	63
Septembre année 1	4170	9	63
Septembre année 1	4300	10	63
Septembre année 1	4120	11	63
Septembre année 1	4150	12	63
Septembre année 1	4450	13	63
Septembre année 1	4370	14	63
Septembre année 1	4200	15	63
Novembre année 1	3600	1	63
Novembre année 1	4380	2	63
Novembre année 1	4470	3	63
Novembre année 1	4430	4	63
Novembre année 1	4270	5	63
Novembre année 1	4290	6	63
Décembre année 1	4320	7	63
Décembre année 1	4460	8	63
Décembre année 1	4230	9	63
Décembre année 1	3320	10	63
Décembre année 1	4810	11	63
Décembre année 1	5370	12	63
Décembre année 1	5140	13	63
Décembre année 1	4870	14	63
Décembre année 1	4590	15	63
Janvier année 2	5620	1	63
Janvier année 2	3940	2	63
Janvier année 2	8360	3	63
Janvier année 2	4540	4	63

	Débit	R	N° Réservoir
Janvier année 2	5510	5	63
Janvier année 2	5890	6	63
Janvier année 2	8910	7	63
Janvier année 2	10120	8	63
Janvier année 2	10270	9	63
Janvier année 2	3200	10	63
Mars année 2	11533	1	63
Mars année 2	7404	2	63
Mars année 2	8180	3	63
Mars année 2	6997	4	63
Mars année 2	7027	5	63
Mars année 2	6800	6	63
Mars année 2	5186	7	63
Mars année 2	5783	8	63
Mars année 2	5777	9	63
Avril année 2	4400	1	63
Avril année 2	4470	2	63
Avril année 2	4280	3	63
Avril année 2	1120	4	63
Avril année 2	4450	5	63
Avril année 2	4480	6	63
Avril année 2	4460	7	63
Avril année 2	4280	8	63
Juillet année 2	4260	9	63
Juillet année 2	4700	10	63
Juillet année 2	4810	11	63
Mai année 2	4540	12	63
Mai année 2	4840	13	63
Mai année 2	5840	14	63
Mai année 2	5050	15	63
Juin année 2	4390	1	63
Juin année 2	4300	2	63
Juin année 2	4400	3	63
Juin année 2	4730	4	63
Juin année 2	4540	5	63
Juin année 2	4400	6	63
Juin année 2	4340	7	63
Juin année 2	4690	8	63
Juin année 2	4530	9	63
Juin année 2	3570	10	63
Juin année 2	3720	11	63
Juin année 2	4230	12	63

Planning de remplissage du réservoir 64

	Débit	R	N° Réservoir
Juillet année 1	4250	1	64
Août année 1	3670	2	64
Août année 1	4180	3	64
Août année 1	4180	4	64
Août année 1	3660	5	64
Août année 1	3870	6	64
Août année 1	3700	7	64
Août année 1	3460	8	64
Août année 1	4140	9	64
Août année 1	4410	10	64
Août année 1	3400	11	64
Août année 1	3680	12	64
Août année 1	3900	13	64
Août année 1	4200	14	64
Août année 1	3930	15	64
Octobre année 1	4280	1	64
Octobre année 1	4030	2	64
Octobre année 1	4040	3	64
Octobre année 1	4070	4	64
Octobre année 1	4970	5	64
Octobre année 1	4000	6	64
Octobre année 1	4230	7	64
Octobre année 1	4140	8	64
Octobre année 1	4130	9	64
Octobre année 1	4020	10	64
Octobre année 1	4080	11	64
Octobre année 1	4150	12	64
Octobre année 1	3900	13	64
Octobre année 1	3740	14	64
Octobre année 1	3700	15	64
Décembre année 1	4300	1	64
Décembre année 1	4590	2	64
Décembre année 1	4370	3	64
Décembre année 1	4570	4	64
Décembre année 1	4290	5	64
Décembre année 1	4280	6	64
Décembre année 1	3940	7	64
Décembre année 1	4350	8	64
Décembre année 1	4430	9	64
Décembre année 1	4430	10	64
Décembre année 1	4800	11	64
Décembre année 1	4540	12	64
Décembre année 1	4450	13	64
Décembre année 1	4440	14	64
Janvier année 2	5480	1	64
Janvier année 2	6370	2	64
Janvier année 2	6565	3	64
Février année 2	5750	4	64
Février année 2	5900	5	64

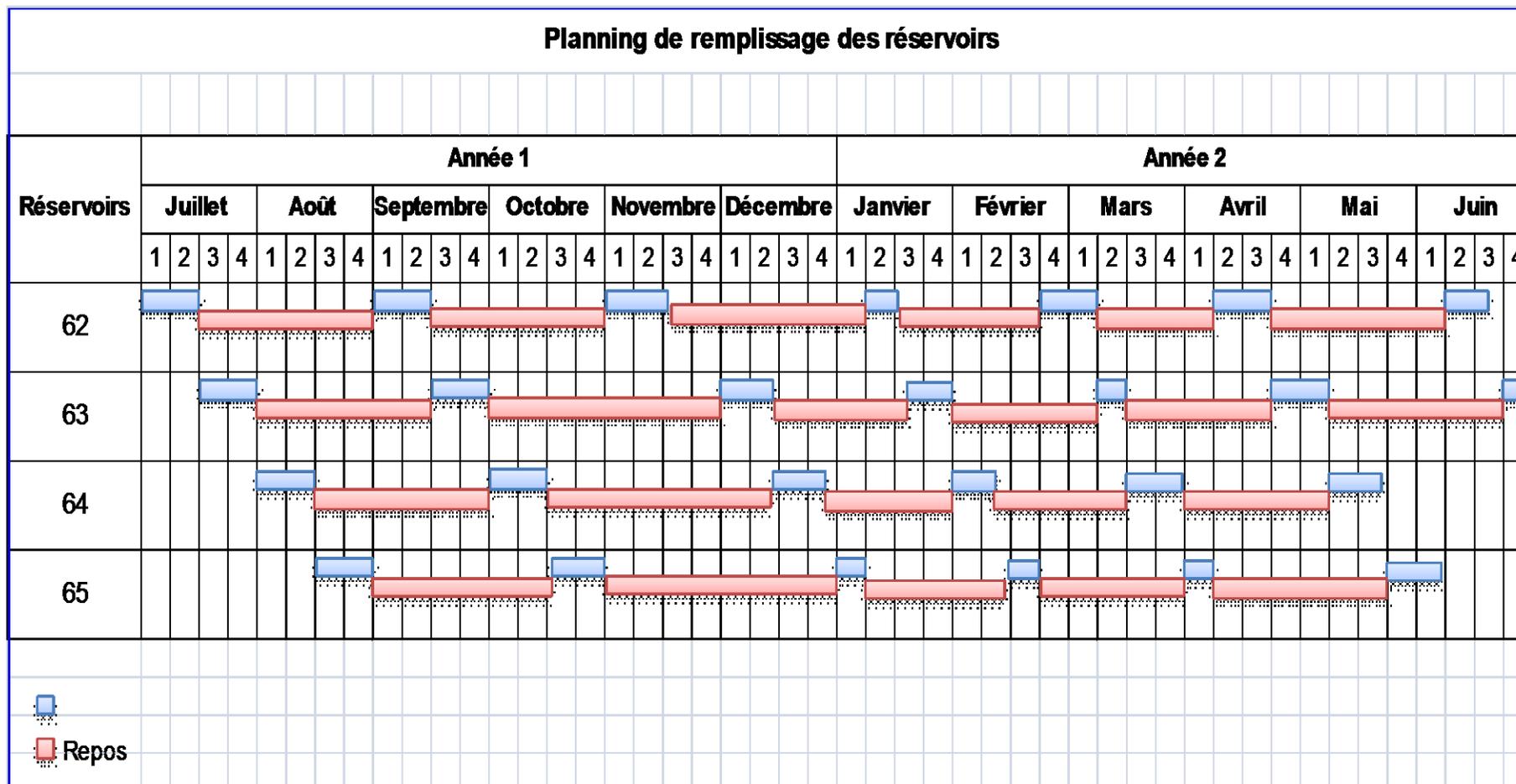
	Débit	R	N° Réservoir
Février année 2	5400	6	64
Février année 2	4870	7	64
Février année 2	5170	8	64
Février année 2	5100	9	64
Février année 2	5130	10	64
Février année 2	4900	11	64
Mars année 2	6111	1	64
Mars année 2	5809	2	64
Mars année 2	6355	3	64
Mars année 2	5955	4	64
Mars année 2	5680	5	64
Mars année 2	5610	6	64
Mars année 2	5510	7	64
Mars année 2	5060	8	64
Mars année 2	5300	9	64
Mars année 2	4810	10	64
Mars année 2	5200	11	64
Mars année 2	5100	12	64
Mai année 2	4860	1	64
Mai année 2	4570	2	64
Mai année 2	4560	3	64
Mai année 2	4420	4	64
Mai année 2	4460	5	64
Mai année 2	4680	6	64
Mai année 2	4540	7	64
Mai année 2	4310	8	64
Mai année 2	4420	9	64
Mai année 2	4400	10	64
Mai année 2	4480	11	64
Mai année 2	4270	12	64
Mai année 2	4340	13	64
Mai année 2	4270	14	64

Planning de remplissage du réservoir 65

	Débit	R	N° Réservoir
Août année 1	4080	1	65
Août année 1	3720	2	65
Août année 1	3910	3	65
Août année 1	4050	4	65
Août année 1	3910	5	65
Août année 1	4100	6	65
Août année 1	4000	7	65
Août année 1	4000	8	65
Août année 1	3940	9	65
Août année 1	4020	10	65
Août année 1	3830	11	65
Août année 1	300	12	65
Août année 1	3450	13	65
Août année 1	4060	14	65
Août année 1	3980	15	65
Août année 1	4240	16	65
Août année 1	4300	17	65
Octobre année 1	3770	1	65
Octobre année 1	3850	2	65
Octobre année 1	4020	3	65
Octobre année 1	4070	4	65
Octobre année 1	3920	5	65
Octobre année 1	3910	6	65
Octobre année 1	4150	7	65
Octobre année 1	3960	8	65
Octobre année 1	3980	9	65
Octobre année 1	4100	10	65
Octobre année 1	3700	11	65
Octobre année 1	4050	12	65
Octobre année 1	3870	13	65
Octobre année 1	3990	14	65
Octobre année 1	3160	15	65
Octobre année 1	3700	16	65
Décembre année 1	4390	1	65
Décembre année 1	4560	2	65
Décembre année 1	4460	3	65
Décembre année 1	4400	4	65
Décembre année 1	4390	5	65
Décembre année 1	2360	6	65
Décembre année 1	5150	7	65
Décembre année 1	6910	8	65
Janvier année 2	6980	9	65
Janvier année 2	3190	10	65
Janvier année 2	6920	11	65
Janvier année 2	6620	12	65
Janvier année 2	6110	13	65
Février année 2	5420	1	65
Février année 2	4990	2	65
Février année 2	5190	3	65

	Débit	R	N° Réservoir
Février année 2	5080	4	65
Février année 2	4950	5	65
Février année 2	4970	6	65
Février année 2	4740	7	65
Février année 2	4820	8	65
Février année 2	4690	9	65
Février année 2	4270	10	65
Février année 2	4700	11	65
Février année 2	4720	12	65
Février année 2	4650	13	65
Mars année 2	4900	1	65
Mars année 2	5770	2	65
Mars année 2	5910	3	65
Mars année 2	5220	4	65
Mars année 2	5490	5	65
Mars année 2	5050	6	65
Mars année 2	4800	7	65
Avril année 2	4870	8	65
Avril année 2	5020	9	65
Avril année 2	4930	10	65
Avril année 2	4820	11	65
Avril année 2	4690	12	65
Mai année 2	4270	1	65
Mai année 2	4310	2	65
Mai année 2	4380	3	65
Mai année 2	4350	4	65
Mai année 2	4370	5	65
Mai année 2	4350	6	65
Mai année 2	4170	7	65
Mai année 2	4250	8	65
Mai année 2	4140	9	65
Mai année 2	4120	10	65
Mai année 2	4190	11	65
Mai année 2	4310	12	65
Mai année 2	4350	13	65
Juillet année 2	3860	14	65
Juillet année 2	4290	15	65

Planning de remplissage des réservoirs



Annexe 5 : Les résultats des analyses effectuées sur les quatre réservoirs opérationnels.

Evolution de OD dans les réservoirs opérationnels

Mois	Réservoir 1	Réservoir 2	Réservoir 3	Réservoir 4
Juil-A1	10,74			
Août-A1		6,45	6,54	6,52
Sept-A1	9,46		8,48	8,73
Oct-A1	5,4	9,65		7,55
Nov-A1	18	18	6,8	
Déc-A1		17	17,5	14,05
Jan-A2	6,23		6,12	6,22
Fév-A2	6,7	6,7		6,68
Mars-A2	2,323	3,78	2,6	
Avril-A2		13,9	9,67	9,92
Mai-A2	14,6			14,93
Juin-A2	6,9	6,32		

Evolution de la DCO dans les réservoirs opérationnels

Mois	Réservoir 1	Réservoir 2	Réservoir 3	Réservoir 4
Fév-A2	85	67		62
Mars-A2	62	60	70	
Avril-A2		49,9	45	45
Mai-A2	50			70
Juin-A2	57,6	57,2		

Mois	Réservoir 1	Réservoir 2	Réservoir 3	Réservoir 4
Février A2	85	67		62
Mars A2	62	60	70	
Avril A2		49,9	45	45
Mai A2	50		70	70
Juin A 2	57,6	57,2		120

Evolution des MES dans les réservoirs opérationnels

Mois	Réservoir 1	Réservoir 2	Réservoir 3	Réservoir 4
Juil-A1	6,21			
Août-A1		14	25	17
Sept-A1	10		11	9,7
Oct-A1	18	26		21
Nov-A1	13	12	11	
Déc-A1		22	24	19,3
Jan-A2	8		8	8
Fév-A2	14	8		9,3
Mars-A2	6	6	9	
Avril-A2		18	13	15,7
Mai-A2	21			20,3
Juin-A2	15	8		

Evolution du pH dans les réservoirs opérationnels

Mois	Réservoir 1	Réservoir 2	Réservoir 3	Réservoir 4
Juil-A1	8,6			
Août-A1		7,8	7,8	7,97
Sept-A1	8,2		8,2	8,37
Oct-A1	7,7	8,6		7,97
Nov-A1	8,6	8,3	7,8	
Déc-A1		8,6	8,7	8,47
Jan-A2	8		8	8
Fév-A2	8,1	8		8,03
Mars-A2	8,1	8,1	8,15	
Avril-A2		8,6	8,1	8,3
Mai-A2	8,4			8,5
Juin-A2	7,8	7,9		

Evolution des BCF dans les réservoirs opérationnels

Mois	Réservoir 1	Réservoir 2	Réservoir 3	Réservoir 4
Juil-A1	12			
Août-A1		1	15	11
Sept-A1	1		1	4
Oct-A1	1	1		1
Nov-A1	1	1	1	
Déc-A1		5	8	5
Jan-A2	2		8	5
Fév-A2	1	6		5
Mars-A2	5	6	2	
Avril-A2		4	2	3
Mai-A2	14			8
Juin-A2	25	10		

Evolution de le DBO5 dans les réservoirs opérationnels

Mois	Réservoir 1	Réservoir 2	Réservoir 3	Réservoir 4
Juil-A1	8,24			
Août-A1		12	21,3	17,32
Sept-A1	6,48		9,24	7,73
Oct-A1	14,8	24,2		17,42
Nov-A1	10,86	10,88	8,45	
Déc-A1		10	9	10,27
Jan-A2	14		13,88	13,76
Fév-A2	8,65	4,8		6,03
Mars-A2	9,54	9,2	9,73	
Avril-A2		32	11,6	19,27
Mai-A2	18			18
Juin-A2	11	13,44		

	Débit
Juillet année 1	4200
Juillet année 1	4300
Juillet année 1	4300
Juillet année 1	4380
Juillet année 1	4590
Juillet année 1	3590
Juillet année 1	4020
Juillet année 1	3080
Juillet année 1	4200
Juillet année 1	4210
Juillet année 1	4080
Juillet année 1	4540
Juillet année 1	4380
Juillet année 1	4320
Juillet année 1	4210
Juillet année 1	3930
Juillet année 1	3840
Juillet année 1	3550
Juillet année 1	4280
Juillet année 1	4490
Juillet année 1	4230
Juillet année 1	4150
Juillet année 1	4280
Juillet année 1	4200
Juillet année 1	3960
Juillet année 1	4200
Juillet année 1	4040
Juillet année 1	4020
Juillet année 1	4050
Juillet année 1	3900
Juillet année 1	4250
Moyenne débit Mois Juillet année 1	4121,6129

	Débit
Août année 1	3670
Août année 2	4180
Août année 3	4180
Août année 4	3660
Août année 5	3870
Août année 6	3700
Août année 7	3460
Août année 8	4140
Août année 9	4410
Août année 10	3400
Août année 11	3680
Août année 12	3900
Août année 13	4200
Août année 14	3930
Août année 15	4080
Août année 16	3720
Août année 17	3910
Août année 18	4050
Août année 19	3910
Août année 20	4100
Août année 21	4000
Août année 22	4000
Août année 23	3940
Août année 24	4020
Août année 25	3830
Août année 26	300
Août année 27	3450
Août année 28	4060
Août année 29	3980
Août année 30	4240
Août année 31	4300
Moyenne débit Mois Août année 1	3815,16

	Débit
Septembre année 1	4260
Septembre année 1	4320
Septembre année 1	4270
Septembre année 1	4370
Septembre année 1	4300
Septembre année 1	4140
Septembre année 1	4310
Septembre année 1	4080
Septembre année 1	4220
Septembre année 1	4240
Septembre année 1	4150
Septembre année 1	3830
Septembre année 1	4130
Septembre année 1	4120
Septembre année 1	4120
Septembre année 1	4160
Septembre année 1	4110
Septembre année 1	2720
Septembre année 1	4110
Septembre année 1	4490
Septembre année 1	4770
Septembre année 1	4340
Septembre année 1	4380
Septembre année 1	4170
Septembre année 1	4300
Septembre année 1	4120
Septembre année 1	4150
Septembre année 1	4450
Septembre année 1	4370
Septembre année 1	4200
Moyenne débit mois Septembre année 1	4190

	Débit
Octobre année 1	4280
Octobre année 1	4030
Octobre année 1	4040
Octobre année 1	4070
Octobre année 1	4970
Octobre année 1	4000
Octobre année 1	4230
Octobre année 1	4140
Octobre année 1	4130
Octobre année 1	4020
Octobre année 1	4080
Octobre année 1	4150
Octobre année 1	3900
Octobre année 1	3740
Octobre année 1	3700
Octobre année 1	3770
Octobre année 1	3850
Octobre année 1	4020
Octobre année 1	4070
Octobre année 1	3920
Octobre année 1	3910
Octobre année 1	4150
Octobre année 1	3960
Octobre année 1	3980
Octobre année 1	4100
Octobre année 1	3700
Octobre année 1	4050
Octobre année 1	3870
Octobre année 1	3990
Octobre année 1	3160
Octobre année 1	3700
Moyenne débit mois Octobre année 1	3989,68

	Débit
Novembre année 1	3700
Novembre année 1	4070
Novembre année 1	3870
Novembre année 1	3860
Novembre année 1	3750
Novembre année 1	3820
Novembre année 1	3930
Novembre année 1	3790
Novembre année 1	3920
Novembre année 1	3870
Novembre année 1	3750
Novembre année 1	3700
Novembre année 1	3980
Novembre année 1	420
Novembre année 1	4020
Novembre année 1	4020
Novembre année 1	240
Novembre année 1	0
Novembre année 1	3600
Novembre année 1	4380
Novembre année 1	4470
Novembre année 1	4430
Novembre année 1	4270
Novembre année 1	4290
Moyenne débit mois Novembre année 1	2805

	Débit
Décembre année 1	4320
Décembre année 1	4460
Décembre année 1	4230
Décembre année 1	3320
Décembre année 1	4810
Décembre année 1	5370
Décembre année 1	5140
Décembre année 1	4870
Décembre année 1	4590
Décembre année 1	4300
Décembre année 1	4590
Décembre année 1	4370
Décembre année 1	4570
Décembre année 1	4290
Décembre année 1	4280
Décembre année 1	3940
Décembre année 1	4350
Décembre année 1	4430
Décembre année 1	4430
Décembre année 1	4800
Décembre année 1	4540
Décembre année 1	4450
Décembre année 1	4440
Décembre année 1	4390
Décembre année 1	4560
Décembre année 1	4460
Décembre année 1	4400
Décembre année 1	4390
Décembre année 1	2360
Décembre année 1	5150
Décembre année 1	6910
Moyenne débit mois Décembre année 1	4500,32

	Débit
Janvier année 2	6980
Janvier année 2	3190
Janvier année 2	6920
Janvier année 2	6620
Janvier année 2	6110
Janvier année 2	5600
Janvier année 2	5320
Janvier année 2	5250
Janvier année 2	5240
Janvier année 2	5230
Janvier année 2	6750
Janvier année 2	6570
Janvier année 2	5690
Janvier année 2	5570
Janvier année 2	4920
Janvier année 2	5510
Janvier année 2	5620
Janvier année 2	3940
Janvier année 2	8360
Janvier année 2	4540
Janvier année 2	5510
Janvier année 2	5890
Janvier année 2	8910
Janvier année 2	10120
Janvier année 2	10270
Janvier année 2	3200
Janvier année 2	0
Janvier année 2	0
Janvier année 2	5480
Janvier année 2	6370
Janvier année 2	6565
Moyenne débit mois Janvier année 2	5685,32

	Débit
Février année 2	5750
Février année 2	5900
Février année 2	5400
Février année 2	4870
Février année 2	5170
Février année 2	5100
Février année 2	5130
Février année 2	4900
Février année 2	5420
Février année 2	4990
Février année 2	5190
Février année 2	5080
Février année 2	4950
Février année 2	4970
Février année 2	4740
Février année 2	4820
Février année 2	4690
Février année 2	4270
Février année 2	4700
Février année 2	4720
Février année 2	4650
Février année 2	4640
Février année 2	4520
Février année 2	4520
Février année 2	4630
Février année 2	3049
Février année 2	6603
Février année 2	3004
Moyenne débit mois Février année 2	4870,57

	Débit
Mars année 2	7200
Mars année 2	8159
Mars année 2	12000
Mars année 2	11533
Mars année 2	7404
Mars année 2	8180
Mars année 2	6997
Mars année 2	7027
Mars année 2	6800
Mars année 2	5186
Mars année 2	5783
Mars année 2	5777
Mars année 2	6111
Mars année 2	5809
Mars année 2	6355
Mars année 2	5955
Mars année 2	5680
Mars année 2	5610
Mars année 2	5510
Mars année 2	5060
Mars année 2	5300
Mars année 2	4810
Mars année 2	5200
Mars année 2	5100
Mars année 2	4900
Mars année 2	5770
Mars année 2	5910
Mars année 2	5220
Mars année 2	5490
Mars année 2	5050
Mars année 2	4800
Moyenne débit mois Mars année 2	6312,45

	Débit
Avril année 2	4870
Avril année 2	5020
Avril année 2	4930
Avril année 2	4820
Avril année 2	4690
Avril année 2	4620
Avril année 2	4630
Avril année 2	4530
Avril année 2	4600
Avril année 2	4510
Avril année 2	4610
Avril année 2	4460
Avril année 2	4350
Avril année 2	4440
Avril année 2	4400
Avril année 2	4710
Avril année 2	4380
Avril année 2	4360
Avril année 2	4510
Avril année 2	4400
Avril année 2	4470
Avril année 2	4280
Avril année 2	1120
Avril année 2	4450
Avril année 2	4480
Avril année 2	4460
Avril année 2	4280
Avril année 2	4260
Avril année 2	4700
Avril année 2	4810
Moyenne débit mois Avril année 2	4438,33

	Débit
Mai année 2	4540
Mai année 2	4840
Mai année 2	5840
Mai année 2	5050
Mai année 2	4860
Mai année 2	4570
Mai année 2	4560
Mai année 2	4420
Mai année 2	4460
Mai année 2	4680
Mai année 2	4540
Mai année 2	4310
Mai année 2	4420
Mai année 2	4400
Mai année 2	4480
Mai année 2	4270
Mai année 2	4340
Mai année 2	4270
Mai année 2	4270
Mai année 2	4310
Mai année 2	4380
Mai année 2	4350
Mai année 2	4370
Mai année 2	4350
Mai année 2	4170
Mai année 2	4250
Mai année 2	4140
Mai année 2	4120
Mai année 2	4190
Mai année 2	4310
Mai année 2	4350
Moyenne débit mois Mai année 2	4464,84

	Débit
Juin année 2	3860
Juin année 2	4290
Juin année 2	4320
Juin année 2	4170
Juin année 2	4350
Juin année 2	4290
Juin année 2	4540
Juin année 2	4120
Juin année 2	4050
Juin année 2	4080
Juin année 2	4030
Juin année 2	4600
Juin année 2	3475
Juin année 2	4410
Juin année 2	4290
Juin année 2	4410
Juin année 2	4390
Juin année 2	4390
Juin année 2	4300
Juin année 2	4400
Juin année 2	4730
Juin année 2	4540
Juin année 2	4400
Juin année 2	4340
Juin année 2	4690
Juin année 2	4530
Juin année 2	3570
Juin année 2	3720
Juin année 2	4230
Juin année 2	3350
Moyenne débit mois Juin année 2	4228,83

Evolution de la température dans les réservoirs opérationnels

Mois	Réservoir 1	Réservoir 2	Réservoir 3	Réservoir 4
Juil-A1	26,6			
Août-A1		26,4	26,3	
Sept-A1	26		26,5	26,5
Oct-A1	21	23		21,7
Nov-A1	21,2	22,6	20,4	
Déc-A1		15	14,8	14,9
Jan-A2	14		12	12,8
Fév-A2	12,6	14,3		13
Mars-A2	14,7	16,7	16,8	
Avril-A2		21,2	18	20,4
Mai-A2	22,4			23,8
Juin-A2	27,4	27		

Wastewater treatment in Benslimane City

	T°	pH	OD	Cond	DBO5	temp séj.	DCO	BCF	MES
11/10/1997	24,3	9,2	10,98	1099	7,2	-	80	0	-
16/12/1997	14	9,2	10,42	1413	40	11	115	15000	-
27/01/1998	14,8	8,4	7,38	1270	16,5	28	38	13	-
18/02/1998	19,5	8,6	8,8	1170	17,5	10	-	6	-
18/02/1998	18,7	8,6	8,42	1311	7,5	34	32	8	-
19/03/1998	24	8,8	4,61	1392	5,6	38	-	0	8
19/03/1998	-	8,9	5,32	1472	11,7	18	-	8	24
13/05/1998	21,2	8,7	12,2	1381	24,66	13	85	8000	30
13/05/1998	21	8,65	7,6	1345	18,25	18	72	95	12
25/06/1998	24,5	8,1	9,8	1324	7,42	40	40	0	5
23/07/1998	27,2	8,6	10,55	1382	10,99	-	-	40	8
12/08/1998	27	8,3	6,57	1447	18,65	29	-	18	12
10/09/1998	27	8	-	1348	7,2	40	-	0	<10
14/10/1998	21	8	7,6	1250	13,26	51	-	2	19

The correlation matrix between parameters.

Paramètre	T°	pH	OD	Cond	DBO5	DCO	BCF	MES	temp séj.
T°	1								
pH	-0,3394	1							
OD	-0,0508	0,195	1						
Cond	0,1459	-0,022	0,3303	1					
DBO5	-0,5986	0,3577	0,3351	0,2639	1				
DCO	-0,1718	0,7976	0,5839	0,2324	0,7841	1			
BCF	-0,5181	0,469	0,4767	0,2845	0,8716	0,8119	1		
MES	-0,5633	0,2926	0,1904	0,1582	0,6548	0,8833	0,7023	1	
temp séj.	0,46727	-0,743	0,3586	0,1458	0,6805	-0,9029	-0,5227	-0,52	1

LISTE BIBLIOGRAPHIQUE

Aharoni A Kanarek A et 1994: The wastewater reclamation system on Natania. Performance of the Southern Reservoir during the 1993 year. *Water and Irrigation* 338:42-45 (in Hebrew).

Applebaum et coll. 1984: Dispersion of aerosolized enteric viruses and bacteria by sprinkler irrigation with wastewater. In: Melnik JL (ed) *Enteric viruses in water*. Karger Basel, Monogr Virol 15:193-201.

Argaman et al. (1988): Distribution of residence time in the reservoirs. In: *The Kishon Complex Monitoring Program, Fifth Annual Rep.*, pp111-141, Technion. (in Hebrew).

ARTHUR J.P. (1983): Notes on the Design and Operation of Waste Stabilization Ponds in Warm Climates of Developing Countries. *Urban Development, Technical Paper 7*. Washington D.C., The World Bank. 106p.

Avnimelech 1989: Modelling the accumulation of organic matter in the sediment of a newly constructed reservoir. *Wat Res* 23(10):1327-1329.

Avnimelech et Wodka 1988: Accumulation of nutrients in the sediments of Ma'aleh Hakishon Reservoir. *Wat Res* 22(11): 1473-1442.

Bar Or et Keshet 1996: Water quality in wastewater reservoirs. *Wat Irrigat* 358:29-37.

Baumhogger W, 1949: Ascariasis in Darmstad and Hessen as seen by a wastewater engineer. *Zeitschrift für Hygiene und Infektionskrankheiten* 129 :488-506 (in German).

BCEOM (1990): Application du procédé de lagunage naturel au traitement des eaux usées domestiques des collectivités de petite à moyenne importance : memento technique. Côte d'Ivoire, Abidjan : BCEOM. 36p.

Bzioui Mokhtar, 2004 : Rapport sur les ressources en eau du Maroc

BERLAND J.M., BOUTIN C., MOLLE P., COOPER P. (2001) : Guide procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités (500-5000 éq-hab) : mise en œuvre de la directive du Conseil n° 91-271 du 21 mai 1991 relative au traitement des eaux urbaines résiduaires. Luxembourg : Office international de l'eau, 41p.

Bahri - M. François BRISSAUD 1998 : Annexe 85 - RÉGLEMENTATION DE LA RÉUTILISATION DES EAUX USÉES ÉPURÉES

Blumenthal et al, 2000: Examen de la politique et des normes de réutilisation des eaux usées dans l'agriculture : Une Perspective Latino-américaine. Task No : 68-part II. WELL. Londres.Grande Bretagne.

Cikankowitz Anne, 2008 : Méthodologie d'évaluation des performances environnementales de techniques en vue de les comparer puis de les valider « meilleures techniques disponibles ». Thèse sci.Saint-Etienne : ENSM-SE, le 10 Décembre 2008, 376p.

Conseil National De L'environnement, 2007 : Programme National d'Assainissement liquide et d'épuration des eaux usées.

Conseil supérieur de l'Eau et du Climat (CSEC), 1994 : Plan national de développement de l'approvisionnement de l'eau potable en milieu rural, du programme de développement de la météorologie nationale et de la réutilisation des eaux usées pour l'irrigation. **Huitième session.**

Curtis et al. (1992): Influence of pH, oxygen, and humic substances on ability of sunlight to damage faecal coliforms in waste stabilization pond water. *Applied Envir Microbiol* 58 (4): 1335-1343.

Direction du golf Royal(1995) : Note interne sur les données climatologiques et besoins en eau du golf. Direction du golf Royal.

Direction de l'Eau et de l'Assainissement, Direction Générale des collectivités locales du Ministère de l'Intérieur 2000 : Etude du schéma directeur d'Assainissement Liquide (SDNAL) du Maroc (Etude élaboré par la au groupement d'étude SAFEGE-CID-GERSAR-ADI-SEM).

Dor et al. 1987, b: Deep wastewater reservoirs in Israel: Limnological changes following selfpurification. *Wat Sci Technol* 19: 317-322.

Dor et al. 1987a: Limnology of a hypertrophic reservoir storing wastewater effluent for agriculture at Kibbutz Na'an, Israel. *Hydrobiologia* 150: 225-241.

Dor I et Raber M 1990: Deep wastewater reservoirs in Israel: Empirical data for monitoring and control. *Wat Res* 24(9): 1077-1084.

DECHEFDEBIEN. 2001: BAT - BREF - IPPC ou encore MTD : les Meilleures Techniques Disponibles = BAT - BREF - IPPC : Best Available Techniques, TSM. Techniques sciences méthodes, génie urbain génie rural ISSN 0299-7258, n°7-8, pp. 95-105.

Eitan G 1995 : Wastewater treatment and reuse in Israel – 1994. Survey published by the Water Com-mission – Jerusalem, 70 pp.

El Haité Hakima, 2007 : Rapport sur les indicateurs de développement durable au Maroc, 2007.

EPA (1988): Design Manuel. Constructed Wetlands and Aquatic Plant Systems for Municipal Wastewater Treatment, EPA/625/1-88/022.

Eren 1987: Changes in wasterwater quality durin long term storage. *Proc. Water Reuse Symp.III* pp 1291-1300.

Fattal et al. 1993: Removal of indicator microorganisms in wastewater reservoir in relation to physico-chemical variables. *Wat Sci Tech* 27:321-329.

Fattal et al. 1997: Wastewater treatment efficiency in experimental stabilization pond: The effect of detention time, longitudinal and cross-sectional baffles on system function. *J Maim and Hashkaya* 367:7-20 (in Hebrew).

Feachem et al. 1983: Sanitation and disease: Health aspects of excreta and wastewater management. Chichester, John Wiley and Sons.

Friedler 1993: Mathematical modelling of stabilization reservoirs. DSc Thesis, Technion-Israel Institute.

Friedler et Juanico 1996: Treatment and storage of Wastewater for agricultural irrigation. *Imt Wat Irrig Rev* 16:26-30.

Fuller GW, 1912: Board Irrigation in sewage disposal. New York, Mc Graw – Hill.

Flinn, E. 1892: Some modern methods of sewage treatement. Dublis journal of medical Science,, 93 (6) 476-482.

Gérard MIQUEL, 2003 : Rapport de l'OPECST n° 2152 (2002-2003) 'Office parlementaire d'évaluation des choix scient. tech, déposé le 18 mars 2004.

Gijzen, H. 2000 : Traitement des eaux usées et potentiels de réutilisation à moindre coût. Une approche de production plus propre à la gestion des eaux usées). IHE, Delft.

Goldberg 1994: Model for the forecasting of die-off rate of E. coli in the wastewater reservoir of the kibbutz Na'an. MSc Thesis, The Hebrew University of Jerusalem, 152 pp (in Hebrew).

J. Paing, B. Picot, J.P. Sambuco et A. Rambaud, 2000: Activité de la digestion anaérobie: Sludge accumulation and methanogenic activity in an anaerobic lagoon. *Wat. Sci. Tech.*, 42(10-11), pp. 247-255.

Jemali aomar - kefati abdelmajid ; 2002 : Réutilisation des eaux usées au Maroc. Ministère de l'agriculture, du développement rural et des eaux et forêts. Administration du génie rural. Direction du développement et de la gestion d'irrigation.

Juanico .M, 1999: Reservoirs for Wastewater Storage and Reuse, Ecology, Performance and Engineering Design.

Juanico M (1994a): as a case study. Ecol Eng 2:101-118 Alternative schemes for municipal sewage treatment and disposal in industrialized countries: Israel.

Juanico M (1994a): Alternative schemes for municipal sewage treatment and disposal in industrialized countries: Israel as a case study. *Ecol Eng* 2:101-118.

Juanico M (1994b): the role of stabilization reservoirs on sewage treatment systems. *Wat Irrig* 335:19-21 (in Hebrew).

Juanico M (1994c): Limnology of a warm hypertrophic wastewater reservoir in Israel. I. The physical environment. *Int Revue ges Hydrobiol* 79(3):423-436.

Juanico M (1994d): The role of stabilization reservoirs on sewage treatment systems. *Wat Irrig* 335:19-21 (in Hebrew).

Juanico M, Shelf G, 1991: The performance of stabilization reservoirs as a function of design and operation parameters. *Wat Sci Technol* 23 (7-9):1509-1516.

Juanico. M 1995: Limnology of a warm hypertrophic wastewater reservoir in Israel. II. Changes in water quality. *Int Revue ges Hydrobiol* 80(3):415-428.

Juanico. M 1996: The performance of batch stabilization reservoirs for wastewater treatment, storage and reuse in Israel. *Water Res* 33(10-11):149-159.

Juanico. M and Shelef 1994: Design operation and performance of stabilization reservoirs for wastewater irrigation in Israel. *Wat Res* 28:175-186.

Juanico. M et Friedler 1994: Hydraulic age distribution in perfectly mixed non-steady-state reactors. *ASCE J Environ Eng* 120(6):1427-1445.

Juanico. M and Eran Friedler, 1999: Wastewater Reuse for River Recovery in Semi-Arid Israel- *Water Science and Technology Vol 40 N° 4-5 pp 43-50* © IWA Publishing 1999.

Khalil (1931): The pail Closet as an efficient means of controlling human helminth infections as observed in Tura prison, Egypt, with a discussion on the source of Ascaris infection. *Annals of Tropical Medicine and Parasitology* 25:35-62.

Kott et al. 1978: Lagooned, secondary effluents as water source for extended agricultural purposes. *Wat Res* 12:1101-1106.

Laforest, 2004, Laforest Valérie.: Applying Best Available Techniques in environmental management accounting: from the definition to an assessment method. *Environmental Management Accounting for Cleaner production (5^{ème} Eman Book)*, 2008; volume 24; pp.29-47; DOI: 10.1007/978-1-4020-8913-8.

Liran et Al. 1994: Bacteria removal in a stabilization reservoir for wastewater irrigation in Israel. *Wat Res* 28(6):1305-1314.

Litten, (2002) : Best Available Techniques (BAT) and BAT Reference Documents. International IPPC Conference, 25-26 April 2002, Seville..

Lorenzen C. J. (1967): *Determination of chlorophyll and phaeopigments: spectrophotometric equations, Limnol. Oceanogr., 12*

M. François BRISSAUD 1998 : Annexe 85 - RÉGLEMENTATION DE LA RÉUTILISATION DES EAUX USÉES ÉPURÉES.

M.R. Pena, 2002: Advanced primary treatment of domestic wastewater in tropical countries : development of high-rate anaerobic ponds (PhD), Leeds : School of Civil Engineering, University of Leeds, 236 p.

Mancy HK 1996: Comparative research on environmental health in pursuit of peace in the Middle East In: Steinberger Y (ed) *The wake of change ISSEQS*, Jerusalem, Israel, PP 736-741.

MARA D.D. and PEARSON. (1987): Waste stabilization ponds: Design manual for Mediterranean Europe. Copenhagen: World Health Organization - Regional Office for Europe, 53p.

MARA D.D., ALABASTER G.P., PEARSON H.W. and MILLS S.W. (1992): Waste Stabilization Ponds: A Design Manual for Eastern Africa. England, Leeds: Lagoon Technology International, 121p.

Mara et al. 1996: Pathogen removal in experimental deep effluent storage reservoirs. *Wat Sci Tech* 33:251-260.

Mara et Silva, 1986: Removal of intestinal nematode eggs in tropical waste stabilization ponds. *J Tropical Medicine and Hygiene*.

MARAI G.V.R. (1970): Dynamic Behaviour of Oxidation Ponds. Proceedings of the 2nd International Conference on Waste Treatment Lagoons, pp.15-46. Kansas: University of Kansas.

Ministère de l'Environnement /Direction Générale de l'Hydraulique, 1997 : Rapport sur l'Etat de l'Environnement du Maroc, (Thèmes : 5, 6, 7, 8, 9, 11).

Meron A, Eren J (1985): Effect of salinity on agricultural reclamation. *Proc. Water Reuse Symp.* III:1: 543-553.

Moreno et al. (1988): Modeling the performance of deep waste stabilization ponds. *Wat Resour Bull* 24(2): 377-87.

ONEP-FAO (2001) : Développement de l'alimentation en eau potable et de l'assainissement en zone rurale. Amélioration des connaissances dans le domaine des procédés de valorisation des eaux usées épurées. Projet UTF/MOR/023.

PEARSON H. (2005): Microbiology of waste stabilisation ponds. In: A. SHILTON (Ed): pp.14-48. *Pond Treatment Technology*. London : IWA Publishing

Perrin, 2009, Perrin Loïc : Faisabilité de la valorisation des BHpM comme piègeur de polluant (CeVI) et validation comme MTD, Thèse sci. Saint-Etienne : ENSM.SE, le 9 décembre 2009.

PUIL C. 1998 : La réutilisation des eaux usées urbaines après épuration. *Mém. D.U.E.S.S. "Eau et Environnement"*, D.E.P., univ. Picardie, Amiens, 62 p.

Punderburg et al. (1978) au Texas, Etats-Unis et Indelicate et al. (1995, 1996) : Radiological Survey of the Radioactive Sands and Residues at Lowman, Idaho. Union carbide-ORNL-5465

Perle, M (1988). The fate of indicator and pathogenic microorganisms in a wastewater renovation system. M.S. Thesis, Technion, PP. 130 (in Hebrew)

Rabkin et Eren 1980: Disinfection of Haifa's effluents after residence in reservoirs. Period May-August 1982. Mekorok Water Supply Co, North Regional Report, 11 pp (in Hebrew).

Reffouh, 2007 : Programme National d'Assainissement liquide et d'épuration des eaux usées au Maroc (PNA)

Reynolds (1883): <http://www.ac-nancy-metz.fr/enseign/physique/tp-phys/term/Reynolds/Reynolds3.htm>

Sanchez Levya, 1976: Use of wastewater for irrigation in district 03 and 88 and its impacts on human health. Master's thesis, School of Public Health, Mexico City (in Spanish).

Shuval 1990: Wastewater irrigation in developing countries - health effects and technical solutions. Summary of World Bank Technical Paper N°5, UNDP – World Bank wastewater and sanitation discussion paper series DP N°2, Washington, DC.

Shuval et al. 1984: Epidemiological evidence for helminth and cholera transmission by vegetables irrigated with wastewater. Jerusalem as a case study. *Wat Sci Tech* 17:433-442.

Shuval et al. 1986: Wastewater irrigation in developing countries: Health effects and technical solutions. World Bank Technical Paper N°51, Washington, DC, World Bank.

Tahal, 1995: Etude de traitement des eaux usées de la ville de Benslimane par traitement semi-extensif.

Teltsch et al. 1980: Die – away Kinetics of aerosolized bacteria from sprinkler irrigation of wastewater. *Appl Environ Microbiol* 39: 1191-1197.

EBERS Tillmann (1994), Leonhard FUCHS, Hermann BUBINGER 1994 : LAGUNAGE AÉRÉ: Une solution de traitement des eaux usées en milieu rural.

Blumenthal UJ, et al. 2000: Lignes directrices pour la qualité microbiologique des eaux usées traitées utilisées dans l'agriculture : recommandations de révision des lignes directrices de l'OMS. Bulletin de l'Organisation Mondiale de la Santé.

XANTHOULIS D., TILLY J., FONDER N., WAUTHLET M., BERGERON F., CHENGDUAN W., QINGYUAN X., QINGDONG Z., ZHIGUI Z., BRIX H., ARIAS C.A., THO BACH L., HIEU T., DUC HA T., HONG ANH D. (2008): Les techniques d'épuration des eaux usées à faibles coûts. Contrat VN/Asia-Link/012/(113128)2005-2008 page 60.

Yanez et al. 1980: Evaluation of the guideline for the use of wastewater in agriculture and aquaculture. Report of a WHO Scientific Group, WHO Technical Report Series 778, Geneva.

Watt, W.D, 1971-1972 *On rapid technique for enumeration.* Ann. Inst. Oceanogr, Paris, 58: 173-177.