

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔ ⵏ ⵓⵎⵓⵔ ⵏ ⵓⵎⵓⵔ ⵏ ⵓⵎⵓⵔ ⵏ ⵓⵎⵓⵔ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELLES

Thème :

ÉTUDE DE L'APTITUDE A L'IRRIGATION DES EAUX USÉES ÉPURÉES DE LA STATION D'ÉPURATION DE BENI MERED W. DE BLIDA

Présenté par :

Wafa SEDDAOUI

Devant les membres du jury :

Noms et prénoms	Grade	Qualité
Fadhila AMMOUR	M.A.A	Président
Samra SADOUNE	M.C.B	Membre
Leila TAFAT	M.A.A	Membre
Djafar KOLIAI	Associé	Membre
Houria HAMITOUCHE	M.C.B	Promotrice

Session Décembre 2021

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents,
à mes frères et sœurs,
aux membres de ma famille,
à mes amis et connaissances,
et à toute personne chère à mon cœur.

Remerciements

Tout d'abord, je remercie Dieu pour m'avoir guidé et m'avoir donné la force et le courage nécessaire pour l'accomplissement de ce travail.

Ensuite, je remercie mes deux encadreurs **Mme. Houria HAMITOUCHE** et **Mme. Nour El Houda BENNACER** pour l'aide qu'ils m'ont apporté avant et durant tout mon projet.

Je tiens également à remercier les membres du jury, pour avoir accepté d'examiner mon travail et de l'enrichir avec leurs propositions.

Je remercie aussi ma famille et mes amis pour leur soutien et leur aide continuelle.

Enfin, mes remerciements s'adressent à toute personne ayant participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

ملخص:

تعالج محطة بني مراد مياه الصرف الصحي لمنطقة البلدية باستخدام عملية الحمأة المنشطة. أظهرت النتائج الفيزيائية والكيميائية والبكتريولوجية التي تم الحصول عليها أن مياه الصرف الصحي الخام التي تدخل المحطة تُظهر تلوثاً عضوياً ونيتروجينياً وفوسفورياً وبكتريولوجياً مرتفعاً إلى حد ما.

أظهرت مقارنة تقارير تحليل المياه المعالجة مع معايير الري لمنظمة الصحة العالمية والجريدة الرسمية للجمهورية الجزائرية أن الأخيرة تظهر بعض النقائص ، لا سيما فيما يتعلق بمعدلات الكائنات الحية الدقيقة والتلوث الفوسفوري.

الهدف من هذه المذكرة هو اقتراح حلول واستراتيجيات تمكن من استغلال هذه المياه في الري.

الكلمات المفتاحية : الحمأة المنشطة ، المياه العادمة ، الجودة ، التلوث البيولوجي ، الملاءمة للري.

Abstract

The WWTP of Beni Mered treats domestic effluents from the Blida region using an activated sludge process. The physico-chemical and bacteriological results obtained revealed that the raw wastewater entering the WWTP presents a rather high organic, nitrogenous, phosphorus and bacteriological pollution.

The comparison of the analytical results of the treated wastewater of the WWTP with the irrigation standards of the WHO and of JORA showed that these waters present some anomalies, in particular concerning the removal of micro-organisms and phosphorus pollution.

The purpose of this thesis is to propose viable solutions and strategies to exploit treated wastewater in irrigation.

Key words : Activated sludge, Wastewater, Quality, Biodegradability, Suitability for irrigation.

Résumé

La STEP de Béni Mered traite les effluents domestiques de la région de Blida par le procédé des boues activées. Les résultats physico-chimiques et bactériologiques obtenus ont révélé que les eaux usées brutes entrant à la STEP présentent une pollution organique, azotée, phosphorée et bactériologique assez élevée.

La comparaison des bilans d'analyse des EUE de la STEP aux normes de l'irrigation de l'OMS et du JORA a montré que ces derniers présentent quelques anomalies, notamment en ce qui concerne l'abattement des micro-organismes et de la pollution phosphorée.

Le but de ce mémoire est de proposer des solutions et des stratégies rentables qui permettent d'exploiter les eaux usées épurées en irrigation.

Mots clés : Boues activées, Eaux usées, Qualité, Biodégradabilité, Aptitude à l'irrigation.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre 1 : Mise en contexte	2
1.1 Introduction	3
1.2 Cycle de l'eau	3
1.3 Activités anthropiques	4
1.4 Qualité de l'eau	5
1.5 Les eaux usées	7
1.5.1 Définition	7
1.5.2 Origine des eaux entrant en station d'épuration	7
1.5.2.1 Les rejets domestiques.....	7
1.5.2.2 Les rejets industriels.....	7
1.5.2.3 Eaux de ruissellement	8
1.5.3 Les eaux usées : un réservoir à polluants	8
1.5.3.1 Quatre « familles » de micro-organismes.....	9
1.5.3.2 Les matières en suspension (MES).....	9
1.5.3.3 Les micro-polluants organiques et non organiques.....	9
1.5.3.4 Les métaux lourds.....	9
1.5.3.5 Les micro-polluants organiques	9
1.5.3.6 Les substances nutritives : potassium, phosphates et nitrates.....	10
1.5.4 Caractéristiques des eaux usées	11
1.5.4.1 Paramètres physiques	11
1.5.4.2 Paramètres chimiques	12
1.5.4.3 Paramètres biologiques	15
1.6 Traitements des eaux usées	16
1.6.1 Les différents traitements	16
1.6.2 Les traitements « classiques »	17
1.6.2.1 Les traitements physiques par décantation.....	17
1.6.2.2 Les traitements physico-chimiques.....	18
1.6.2.3 Les traitements biologiques.....	18
1.6.3 Les traitements extensifs : le lagunage secondaire	19
1.6.4 Les procédés de désinfections supplémentaires	19
1.6.4.1 Les traitements chimiques et les ultraviolets	19
1.6.4.2 Les membranes.....	20

1.6.4.3	Bioréacteur à membrane BRM	25
1.6.4.4	Le lagunage tertiaire	35
1.6.4.5	L'infiltration/percolation	35
1.7	Conclusion	35
Chapitre 2 :	Problématique Générale.....	36
2.1	Introduction	37
2.2	La réutilisation des eaux usées	39
2.2.1	Objectif de la réutilisation des eaux usées	40
2.2.2	Historique de la réutilisation des eaux usées.....	40
2.2.3	La réutilisation des eaux usées en agriculture	41
2.2.3.1	Exemple de réutilisation des eaux épurées en agriculture dans le monde	41
2.2.4	L'expérience Algérienne dans le domaine de réutilisation des eaux usées.....	42
2.2.4.1	Introduction	42
2.2.4.2	Statistiques sur la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie	42
2.2.4.3	Perspectives de réutilisation des EUE en agriculture	44
2.2.4.4	Les risques liés à la réutilisation agricole des eaux usées épurées.....	47
2.2.5	Stockage des eaux épurées.....	54
2.2.5.1	Recharge de nappes aquifères.....	54
2.2.5.2	Réservoirs de stabilisation.....	54
2.2.6	Les bénéfices et les contraintes de la réutilisation des eaux usées .	54
2.2.6.1	Bénéfices et avantages de la réutilisation des eaux usées.....	54
2.2.6.2	Défis et contraintes de la réutilisation des eaux usées	55
2.3	Conclusion	56
Chapitre 3 :	Présentation de la zone d'étude.....	57
3.1	Introduction	58
3.2	Situation géographique	58
3.3	Situation géologique.....	58
3.4	Caractéristiques sismiques.....	58
3.5	Situation climatique.....	58
3.5.1	Climat	58
3.5.2	Pluviométrie	58
3.5.3	Température	60
3.5.4	Vents	60
3.5.5	Humidité relative.....	60
3.6	Description de la station d'épuration.....	62
3.6.1	Historique.....	62
3.6.2	Capacité.....	63
3.6.3	Procédé d'épuration.....	63

3.6.4 Mode de fonctionnement	64
3.6.4.1 Filière de traitement des eaux	64
3.6.4.2 Filière de traitement des boues	73
3.7 Conclusion	74
Chapitre 4 : Bilan qualitative des eaux usées	75
4.1 Introduction	76
4.2 Composition des eaux usées	76
4.3 Méthodes	76
4.3.1 Échantillonnage	76
4.3.1.1 Échantillonneur automatique	77
4.3.1.2 Mode de prélèvement	78
4.3.2 Analyses physico-chimiques	78
4.3.2.1 Mesure de la température	78
4.3.2.2 Mesure du potentiel d'hydrogène (pH) NF T 90-008	78
4.3.2.3 Mesure de la conductivité électrique NF EN 27888 /Norme ISO 7888 .	79
4.3.2.4 Détermination des matières en suspension (méthode par filtration) NF	
EN 872- 2005	79
4.3.2.5 Détermination de la demande chimique en oxygène (DCO)	80
4.3.2.6 Détermination de la demande biochimique en oxygène (DBO_5)	80
4.3.2.7 Détermination de la concentration en oxygène dissous EN 25813/ EN	
25814	81
4.3.2.8 Détermination de l'azote total (N_T)	81
4.3.2.9 Dosage spectrophotométrique des nitrates	81
4.3.2.10 Dosage spectrophotométrique des nitrites	82
4.3.2.11 Dosage de l'azote ammoniacal	82
4.3.2.12 Dosage du phosphore total et des orthophosphate	82
4.3.3 Aptitude des eaux à l'irrigation	83
4.3.3.1 Classification des eaux d'irrigation	84
4.4 Résultats et discussion	86
4.4.1 Paramètres physico-chimiques	86
4.4.1.1 Température	87
4.4.1.2 Variation du potentiel hydrogéné pH	88
4.4.1.3 Conductivité électrique	89
4.4.1.4 Oxygène dissous	90
4.4.1.5 Matières en suspension (MES)	91
4.4.1.6 Rendement d'élimination des MES	92
4.4.1.7 Demande chimique en oxygène (DCO)	93
4.4.1.8 Demande biologique en oxygène DBO_5	94
4.4.1.9 Rendement d'élimination de la DCO et DBO_5	95
4.4.1.10 Rapport DCO/ DBO_5	96
4.4.1.11 Paramètres de la pollution azotée	97

4.4.1.12	Paramètres de la pollution phosphorée	99
4.4.2	Paramètres bactériologiques	100
4.4.2.1	Recherche et dénombrement des Coliformes Totaux (CT)	101
4.4.2.2	Recherche et dénombrement des Coliformes Fécaux (CF)	102
4.4.2.3	Recherche des bactéries du genre Salmonella	103
4.4.3	Aptitude des eaux à l'irrigation	104
4.4.3.1	Résultats d'analyse d'ions inorganiques majeurs	104
4.4.3.2	Classification USSL	104
4.4.3.3	Normes et cadre législatif	105
4.4.4	Conclusion	105

Chapitre 5 : Recommandation et valorisation agricole..... 106

5.1	Introduction	107
5.2	Capacité d'irrigation de la STEP	107
5.2.1	Ressource en sol	107
5.2.1.1	Fertilité	107
5.2.1.2	Occupation des sols	107
5.2.2	Besoin en eaux des cultures	108
5.2.3	Les cultures envisageables	108
5.2.4	Eau d'irrigation	109
5.2.5	Calcul des besoins en eau	110
5.2.6	Conclusion	111
5.3	Récapitulatif des débits et des charges polluantes	112
5.4	Problèmes et solution proposés	113
5.5	Variante I : Désinfection, déphosphatation et adsorption sur charbon actif	113
5.5.1	Bassin de désinfection	113
5.5.1.1	Dimensionnement du bassin	113
5.5.1.2	Produit désinfectant	114
5.5.1.3	Dimensionnement des pompes doseuses	114
5.5.1.4	Estimation de l'investissement	114
5.5.2	Déphosphatation	115
5.5.2.1	Choix du procédé de déphosphatation	115
5.5.2.2	Dimensionnement de la déphosphatation chimique	116
5.5.2.3	Estimation de l'investissement	119
5.5.3	Adsorption sur charbon actif	119
5.5.3.1	Principes fondamentaux de l'adsorption sur charbon actif	120
5.5.3.2	Conception et fonctionnement	120
5.5.3.3	Variables de conception	122
5.5.3.4	Courbe de percée	124
5.5.3.5	Régénération et activation du charbon actif	125
5.5.3.6	Dispositifs de charbon actif	125

5.5.3.7	Estimation de l'investissement	126
5.5.4	Conclusion	127
5.6	Variante II : Bioréacteur à membrane immergé avec co-précipitation des phosphates	127
5.6.1	Présentation du dispositif du BRMi	127
5.6.2	Principe de fonctionnement	128
5.6.3	Dimensionnement du bioréacteur à membrane immergée	129
5.6.3.1	Calcul du rendement de production de boues	130
5.6.3.2	Calcul des débits	130
5.6.3.3	Calcul de la quantité d'oxygène	131
5.6.3.4	Calcul du volume du BRMi	131
5.6.3.5	Calcul du nombre de modules membranaires	132
5.6.4	Maintenance	132
5.6.5	Performance du BRMi	133
5.6.6	Estimation du coût	133
5.6.7	Conclusion	134
5.7	Conclusion	134
Chapitre 6 :	Organisation du chantier	135
6.1	Introduction	136
6.2	Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier	136
6.2.1	Le maître de l'ouvrage	136
6.2.2	Le maître d'œuvre	136
6.2.3	L'entrepreneur	137
6.3	Devis quantitatif et estimatif du projet	137
6.4	La Planification	138
6.4.1	Définition	138
6.4.2	Techniques de la planification	138
6.4.2.1	Méthodes basées sur le réseau :	138
6.4.2.2	Construction du réseau	138
6.4.3	Différentes méthodes basées sur le réseau (Benlouakli, 2004)	139
6.4.3.1	Méthode C.P.M (Méthode française)	139
6.4.3.2	Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)	139
6.4.3.3	Méthodes basées sur le graphique	139
6.4.4	Les étapes de la planification	139
6.4.4.1	Collection des informations	139
6.4.4.2	Décomposition du projet	139
6.4.4.3	Relations entre les tâches	139
6.4.4.4	Choix de la méthode de calcul (Benlouakli,2004)	140
6.4.5	Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M.	140
6.4.5.1	Chemin critique (C.C)	140
6.4.6	Diagramme de Gantt	140

6.5 Conclusion	143
Conclusion générale	144
Chapitre A : Besoin en eau des cultures envisagées.....	
A.1 Besoins en eau de la tomate	
A.2 Besoins en eau de la pomme de terre	
A.3 Besoins en eau de la carotte	
A.4 Besoins en eau de l'haricot	
A.5 Besoins en eau de l'aubergine.....	
A.6 Besoins en eau de blé dur	
A.7 Besoins en eau de vigne	
A.8 Besoins en eau de l'agrumes	
A.9 Besoins en eau de la courgette.....	

Liste des tableaux

1.1	Principaux réservoirs d'eau de la surface de la terre (Gleick,1996)	4
1.2	Le risque du SAR dans l'eau d'irrigation	15
1.3	Comparaison des conditions de fonctionnement entre BA et BRM (Bacchin, et al., 2010)	30
1.4	Comparaison en laboratoire de qualité d'effluent en sortie du BRM et de BAC pour la même concentration en entrée (Bacchin, et al., 2010)	30
2.1	formes de réutilisation des eaux usées	41
2.2	Nombre de STEP à l'échelle nationale	44
2.3	Données sur le potentiel de la REUE agricole en Algérie	45
2.4	Spécification des eaux usées épurées	45
2.5	Norme des paramètres Physico – Chimiques	46
2.6	Les virus dans les eaux usées	48
2.7	Les bactéries pathogènes dans les eaux usées	49
2.8	Facteurs environnementaux modifiant la survie des microorganismes	49
2.9	Temps de survie des pathogènes excrétés à 20–30 °C	49
2.10	Concentrations maximales d'éléments à l'état de trace recommandée pour les eaux d'irrigations	51
3.1	Données de la station pluviométrique de Soumaa (ANRH, n.d.)	59
3.2	Répartition annuelle de la pluviométrie (2000-2018) (ANRH, n.d.)	59
3.3	Évolution des Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (2007-2008) (ANRH, n.d.)	60
3.4	Évolution des vents moyens mensuels (2007-2008) (ANRH, n.d.)	60
3.5	Moyennes mensuelles de l'humidité relative (2007-2008) (ANRH, n.d.)	61
3.6	Données de base de la STEP de Béni Mered (ONA, 2015)	62
3.7	Caractéristiques du dégrilleur	64
3.8	Caractéristiques du dessableur-dégraisseur	65
3.9	Caractéristiques du décanteur primaire	68
3.10	Caractéristiques du bassin d'aération	70
3.11	Besoins en oxygène du bassin d'aération	70
3.12	Caractéristiques du clarificateur	72
3.13	Bilan des boues secondaires	72
4.1	Résultats d'analyses des paramètres physico-chimiques des effluents de la STEP de Béni Mered (ONA,2021)	86
4.2	Résultats d'estimation du coefficient de biodégradabilité K de la STEP de Béni Mered (ONA,2021)	96
4.3	Résultats d'analyses de l'azote total (ONA,2021)	97
4.4	Résultats d'analyses de la pollution azotée (ONA,2021)	98
4.5	Résultats d'analyses de la pollution phosphorée (ONA,2021)	99

4.6	Résultats d'analyses des paramètres biologiques des effluents de la STEP de Béni Mered (ONA,2021)	100
4.7	Bilan d'analyse d'ions inorganiques majeurs	104
4.8	Comparaison des résultats d'analyses aux normes liées à l'irrigation	105
5.1	Ventilation des besoins unitaires bruts en eau	111
5.2	Données de base de la STEP	112
5.3	Résultats du dimensionnement du bassin de désinfection	113
5.4	Résultats du dimensionnement des pompes doseuses	114
5.5	Coût d'installation du bassin de désinfection	114
5.6	Coûts opérationnels annuels du bassin de désinfection	114
5.7	Caractéristiques du chlorure ferrique	117
5.8	Résultats du dimensionnement des pompes doseuses	119
5.9	Coûts opérationnels annuels de la déphosphatation	119
5.10	Caractéristiques du CAG commercial Chemviron Ultrasorb 400	122
5.11	Estimation de l'investissement pour le traitement par CAG de la STEP de Béni Mered	126
5.12	Caractéristiques des membranes GE ZENON ZW 500	127
5.13	Données nécessaires pour le dimensionnement du BRMi	129
5.14	Estimation des coûts d'installation et d'exploitation des BRMi dans la STEP de Béni Mered	133
6.1	Le devis de l'installation de la variante retenue	137
6.2	Liste des opérations avec leurs durées pour la réalisation de la variante de traitement proposée	141
6.3	Succession des tâches de la réalisation de la variante de traitement proposée	141
A.1	Besoins en eau de la tomate	
A.2	Besoins en eau de la pomme de terre	
A.3	Besoins en eau de la carotte	
A.4	Besoins en eau de l'haricot	
A.5	Besoin en eau de l'aubergine	
A.6	Besoin en eau de blé dur	
A.7	Besoin en eau de vigne	
A.8	Besoin en eau de l'agrumes	
A.9	Besoin en eau de la courgette	

Liste des figures

1.1	Précipitation moyenne annuelle mondiale (FAO,2005)	5
1.2	Eau prélevée dans l'environnement par personne en 2001 à des fins agricoles, domestiques et industrielles, en unités de m^3/an . (FAO,2005)	6
1.3	Les différentes étapes de la métabolisation de la pollution azotée	14
1.4	Représentation graphique de la relation du SAR et CE	16
1.5	Schéma de principe d'un procédé de séparation (Bacchin, et al., 2010)	21
1.6	Schéma osmose / osmose inverse (Bacchin, et al., 2010)	22
1.7	Situation des techniques de séparation par membranes en fonction de la taille des particules retenues (Bacchin, et al., 2010)	23
1.8	Influence de la concentration de biomasse sur le flux du perméat (Bessiere, 2005)	24
1.9	Comparaison entre filtration frontale et filtration tangentielle (Bessiere, 2005)	25
1.10	Schéma du bioréacteur à membrane boucle externe (Bessiere, 2005)	27
1.11	Schéma du bioréacteur à membranes immergées (fibre creuse) (Bessiere, 2005)	27
1.12	Schéma d'un bioréacteur à membrane à filtration frontale externe (fibres creuses) (Bessiere, 2005)	28
1.13	Les différentes résistances dues au colmatage (Bessiere, 2005)	32
1.14	Phénomène de polarisation de concentration (Bessiere, 2005)	32
1.15	Schéma des types de colmatage (Bessiere, 2005)	33
2.1	Répartition par secteur et localisation des expériences mondiales les plus importantes en réutilisation des eaux résiduaires urbaines	40
3.1	Évolution des précipitations pendant les années (2000-2018) (ANRH, n.d.)	59
3.2	Évolution des températures mensuelles (2007-2008) (ANRH, n.d.)	60
3.3	Vu sur la STEP de Béni Mered	62
3.4	Dégrilleurs automatiques de la STEP de Béni Mered	64
3.5	Déssableur-dégraisseur de la STEP de Béni Mered	66
3.6	Stockage des graisses de la STEP de Béni Mered	66
3.7	Classification des sables de la STEP de Béni Mered	67
3.8	Décanteur primaire de la STEP de Béni Mered	68
3.9	Bassin d'aération de la STEP de Béni Mered	69
3.10	Clarificateur de la STEP de Béni Mered	71
4.1	Schéma détaillé de l'échantillonneur automatique	77
4.2	Échantillonneur automatique de la STEP de Béni Mered	77
4.3	Variation de la température	87
4.4	Variation du pH	88
4.5	Variation de la conductivité électrique	89
4.6	Variation de l'oxygène dissous	90
4.7	Variation des MES	91
4.8	Rendement d'élimination des MES	92
4.9	Variation de la DCO	93

4.10	Variation de la DBO_5	94
4.11	Rendement d'élimination de la DCO	95
4.12	Rendement d'élimination de la DBO_5	95
4.13	Réduction du nombre de coliformes totaux après traitement	101
4.14	Réduction du nombre de coliformes fécaux après traitement	102
5.1	Transport externe et intraparticulaire d'un adsorbat dans une particule de charbon actif(Martin, 1997)	121
5.2	Contacteur à charbon actif typique dans un récipient sous pression(Metcalf et Eddy, 2002)	122
5.3	Caractéristiques de percée dans un adsorbeur CAG à lit fixe (Çeçen, 2012)	125
5.4	Dispositifs de charbon actif. A) Flux descendant en série. B) Flux descendant en parallèle. C) Lit mobile. D) Lit élargi à flux ascendant. (Metcalf, 2002)	126
5.5	Cassette bioréacteur à membranes Ultrafor (Memento degremont®, n.d.)	128
5.6	Schéma du BRMi Ultrafor I de SUEZ (Memento degremont®, n.d.)	128
6.1	Réseau de planification des tâches avec la méthode CPM de la variante de traitement	142

Introduction générale

L'eau est la matière première la plus importante sur notre planète, pour les êtres vivants que ce soit les êtres humains, les animaux, les plantes ou les micros organismes.

La pollution des eaux de surface est possible par les rejets d'eaux usées tant domestiques que industrielles ainsi que par l'utilisation des engrais et des pesticides en agriculture.

La qualité de l'eau constitue un enjeu environnemental essentiel. Les polluants contenus dans les eaux usées ont des origines diverses, telles que les industries, l'agriculture, les ménages, les transports et l'urbanisation. Le rejet de ces eaux dans le milieu naturel est la principale source de pollution qui affecte les cours d'eau et plus généralement tout le milieu naturel.

Les eaux usées peuvent être chargées par de nombreux polluants et constituent des milieux parfois très complexes. L'analyse de ces eaux usées permet d'identifier les substances indésirables qu'on doit éliminer a priori lors d'un traitement d'épuration. La charge en agents polluants dans une eau peut être évaluée à partir de certains paramètres comme la température, le pH, les matières en suspension. . .etc.

Le but de notre travail est de faire un suivi des de la qualité des eaux usées et épurées de la station d'épuration de Béni Mered de la wilaya de Blida. et de les comparer aux standards du JORA et aux normes de réutilisation des eaux usées à des fins d'irrigation.

Ce mémoire comporte dans sa totalité six chapitres : Les deux premiers chapitres constituent une mise en contexte ainsi qu'une présentation de la problématique générale. Le troisième chapitre comporte une présentation de la zone d'étude ainsi que la description du procédé utilisé dans la station d'épuration de Béni Mered. Le quatrième chapitre détaille le bilan qualitative des eaux usées à l'entrée et à la sortie de la STEP. Des comparaisons aux normes des rejets d'effluents liquide du Journal Officiel de la République Algérienne (JORA) et de leur réutilisation à des fins d'irrigation ainsi des recommandations technico-économiques pour l'amélioration de traitement seront traitées dans le sixième chapitre. Le dernier chapitre est consacré à l'organisation de chantier.

Chapitre 1

Mise en contexte

1.1 Introduction

L'eau douce représente moins de 2,5% de la totalité de l'eau sur terre, dont moins de 1% est sous forme liquide et peut donc être utilisé par l'homme. Elle est non seulement une ressource indispensable pour la majorité des espèces vivantes sur Terre mais aussi un produit nécessaire aux activités humaines en fort développement aujourd'hui, telles que l'industrie (tour de refroidissement, réactions chimiques...) et l'agriculture. L'examen du cycle mondial de l'eau montre toutefois que les ressources renouvelables en eau douce disponibles dépassent la demande humaine actuelle d'un facteur d'environ 10. La pénurie résulte d'une répartition spatiale et temporelle inégale de l'eau. L'usage excessif d'eaux de surface et d'eaux souterraines a entraîné l'épuisement des ressources en eau et des dommages environnementaux dans certaines régions notamment en Algérie. Dans de nombreux pays en développement, l'assainissement inadéquat est une cause majeure de maladie. Ces problèmes peuvent être résolus par une meilleure gestion des infrastructures et des ressources en eau et par des avancées technologiques. En effet, la surveillance des ressources en eau, le développement de nouvelles technologies de traitement des eaux usées et la détermination des quantités d'eau qui peuvent être prélevées sans avoir d'effets négatifs sur l'environnement seront essentiels pour une gestion efficace des ressources mondiales en eau à l'avenir (**Oelkers et al., 2011**).

1.2 Cycle de l'eau

L'eau est une substance énigmatique. La presse populaire regorge d'articles sur la crise de l'eau actuelle et à venir, alors que 71% de la surface de la Terre est recouverte d'eau. Au total, $1,4 \times 10^9 km^3$ d'eau sont présents à la surface de la Terre (**Gleick, 1996**). Cependant, 97% de cette eau est saline. 2% de l'eau sur terre est contenu dans des glaciers aux pôles Nord et Sud. Moins de 1% est de l'eau douce est potentiellement disponible pour l'utilisation domestique, l'irrigation et l'utilisation industrielle. La plupart de cette eau douce liquide se trouve sous forme d'eau souterraine dans les aquifères. Cette eau souterraine est l'une des trois principales sources d'eau utilisées par la société. Les deux autres sont les eaux de surface (rivières et lacs) et l'eau atmosphérique (via les précipitations). Les rivières et l'atmosphère ne stockent pas plus de 0,0012% des réserves d'eau mondiales, mais ces ressources sont rapidement reconstituées par des processus naturels ; le temps de séjour moyen de l'eau dans les rivières et l'atmosphère est estimé à 16 et 8 jours, respectivement. Les lacs stockent plus d'eau douce que les rivières ou l'atmosphère, mais il leur faut en moyenne 17 ans pour se remplir. Un résumé des réservoirs d'eau mondiaux est fourni dans le **Tableau 1.1**.

A l'exception des eaux souterraines fossiles (qui résultent des conditions climatiques du passé géologique), l'eau est constamment recyclée par des processus naturels. Le cycle global de l'eau est alimenté par l'énergie solaire et la gravité. On estime que $435\,000 km^3/an$ d'eau s'évaporent des océans de la planète, dont $390\,000 km^3/an$ retournent directement aux océans par les précipitations.

Une quantité nette de $45\,000 km^3/an$ d'eau est transférée sous forme de vapeur des océans aux continents par le vent. Ces $45\,000 km^3/an$ sont égaux à la différence nette entre l'évapotranspiration des continents ($65\,000 km^3/an$) et les précipitations ($110\,000 km^3/an$), et cette eau s'écoule finalement en aval à travers les rivières et les aquifères souterrains vers l'océan, fermant ainsi le cycle global de l'eau (**Oki et Kanae, 2006**). De ce total, on estime que seulement 10%, soit environ $4500 km^3/an$, réapprovisionnent les eaux souterraines (**Church, 1996**), ce qui explique en partie le temps de résidence relativement long des eaux souterraines et les risques à long terme d'un prélèvement excessif d'eau de cette source (**Konikow et**

TABLE 1.1 – Principaux réservoirs d’eau de la surface de la terre (**Gleick,1996**)

Réserves d’eau	Volume d’eau (10^3 km^3)	% d’eau totale	% d’eau douce	Temps moyen de stockage
Océans, mers	1,338,000	96.5	0	2500 ans
Glaciers	24,064	1.74	69	9700 ans
Eau souterraine	23,400	1.69	–	1400 ans
Eau douce	10,530	0.76	30	–
Eau salée	12,870	0.93	0	–
Glace terrestre et pergélisol	300	0.022	0.86	10,000 ans
Lacs	176.4	0.013	–	17 ans
Eau douce	91	0.007	0.26	-
Eau salée	85.4	0.007	0	-
Atmosphère	12.9	0.001	0.04	8 jours
Marécages	11.47	0.0008	0.03	5 ans
Rivières	2.12	0.0002	0.002	16 jours
Eau biologique	1.12	0.0001	0.003	4 heures

Kendy, 2005). Le flux net de $45\,000 \text{ km}^3/\text{an}$ d’eau des océans vers les continents, qui circule dans nos rivières, nos ruisseaux et nos aquifères, constitue notre ressource en eau renouvelable (**Oki et Kanae, 2006**).

Si ce flux total d’eau renouvelable était divisé de manière égale, environ 6000 m^3 d’eau seraient disponibles pour chaque habitant de la planète, ce qui représente environ 10 fois la consommation actuelle par habitant. Cependant, le flux d’eau renouvelable n’est pas réparti uniformément, ni dans le temps ni dans l’espace. La rareté de l’eau provient d’une répartition inégale des précipitations, qui entraîne une disponibilité très contrastée des ressources en eau dans le monde. La variation spectaculaire des précipitations moyennes est illustrée par la carte mondiale de répartition des précipitations de la figure 1.1. En raison de cette répartition inégale des ressources en eau et de l’augmentation de la population dans les régions arides et semi-arides, les pénuries d’eau sont de plus en plus répandues. Les pénuries d’eau ont véritablement commencé vers 1900, lorsque 2% de la population mondiale était soumise à un manque d’eau chronique ($<1000 \text{ m}^3/\text{habitant}/\text{an}$). En 1960, ce pourcentage était passé à 9%. Depuis lors, le nombre de personnes soumises à des pénuries d’eau a augmenté rapidement et, en 2005, 35% de la population mondiale vivait dans des zones souffrant d’un manque d’eau chronique (**Kummu et al. 2010**).

1.3 Activités anthropiques

Tout le monde dépend de l’eau. L’eau que nous utilisons est soit directement fournie par les précipitations, soit prélevée de l’environnement. Les précipitations sont essentielles pour l’agriculture; elles fournissent environ 80% de l’eau utilisée pour la production agricole dans le monde. Néanmoins, nous avons tendance à nous préoccuper davantage des $630 \text{ m}^3/\text{an}$ d’eau qui sont prélevés en moyenne par personne dans les eaux de surface et les eaux souterraines à des fins humaines (**FAO, 2005**). C’est cette eau qui assure la croissance de notre société et qui présente les plus grands risques pour notre environnement. Globalement, les deux tiers de l’eau prélevée dans l’environnement sont utilisés par l’agriculture, 23% par l’industrie et 7% par les ménages (**Horrigan et al., 2002**). La moyenne annuelle d’eau prélevée par habitant varie considérablement d’un pays à l’autre **Figure 1.2**, allant de $6,4 \text{ m}^3/\text{an}$ en République

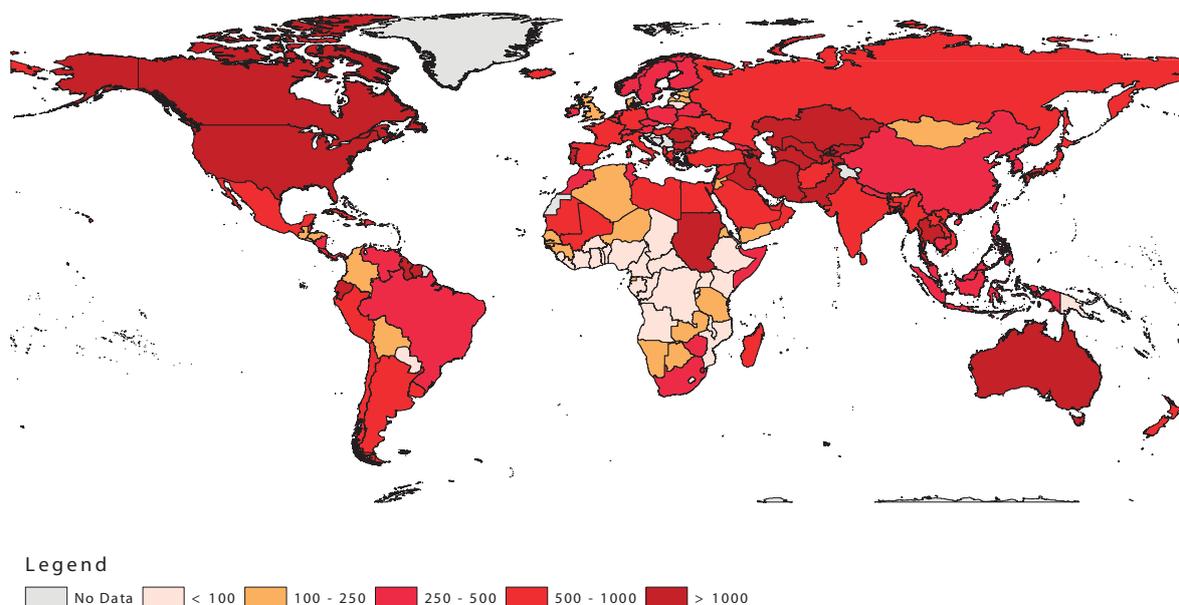


FIGURE 1.1 – Précipitation moyenne annuelle mondiale (FAO,2005)

centrafricaine à plus de 5 000 m^3/an au Turkménistan (FAO, 2005) ; ces différences reflètent principalement les variations de l'intensité de l'agriculture irriguée. Au total, environ 4000 km^3/an d'eau sont prélevés dans le monde entier entre des eaux de surface et des eaux souterraines dans le monde pour répondre aux besoins humains. Sur ce total, environ 20% sont prélevés dans des eaux souterraines (Boswinkel, 2000).

La quasi-totalité de l'eau prélevée pour l'activité humaine retourne finalement à l'environnement, bien qu'une grande partie est "consommée". L'utilisation consomptive de l'eau empêche l'homme d'avoir accès à cet eau pendant un certain temps par évaporation ou par son incorporation dans des produits tels que les cultures ou le bétail. On estime que plus de 50% de l'eau prélevée pour l'agriculture est utilisée de manière consomptive (Margat et Andréassian, 2008). En revanche, la majorité de l'utilisation industrielle et domestique de l'eau est non consommatrice. Par exemple, une grande partie de l'eau utilisée pour le refroidissement des centrales électriques est rendue aux rivières après son utilisation.

1.4 Qualité de l'eau

En plus de l'aspect quantitatif et de la répartition de la ressource, qui posent un problème crucial pour le développement et le bien être des gens, et à cause desquels des conflits éclatent et risquent de s'intensifier : (bassin du Nil, le Tigre et l'Euphrate etc. ; (Barlow et Clarke, 2005), l'aspect qualitatif complique aussi davantage la problématique de l'eau. Cet aspect résulte en bonne partie de la pollution des eaux par les rejets des eaux domestiques, industrielles ou agricoles.

Dans les pays riches et développés, et pour faire face à ces problèmes de qualité de l'eau qui dégradent l'environnement, de vastes programmes pour collecter les eaux usées ont été mis en place suivis par l'implantation des stations de traitement pour éviter des rejets bruts dans le milieu naturel (Bigirindavyi, 2003).

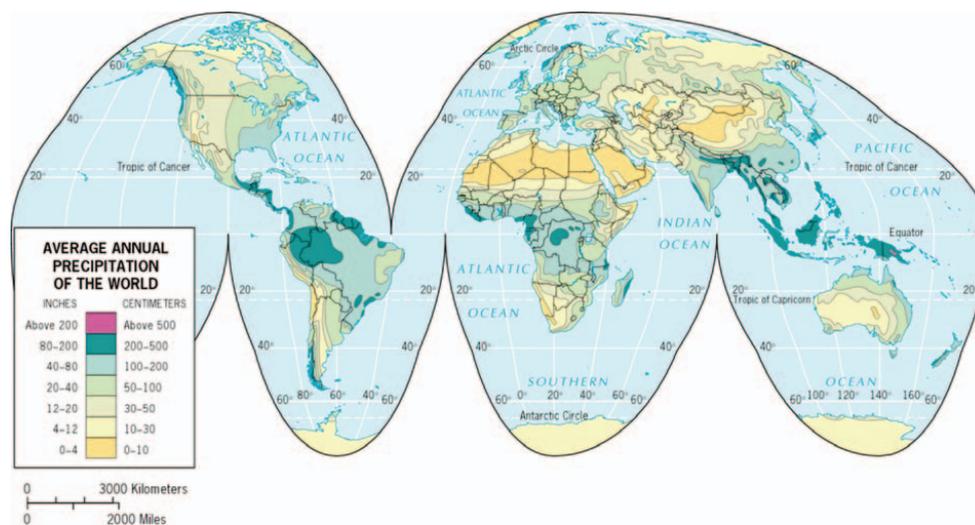


FIGURE 1.2 – Eau prélevée dans l’environnement par personne en 2001 à des fins agricoles, domestiques et industrielles, en unités de m^3/an . (FAO,2005)

Depuis toujours, l’évacuation des eaux usées loin des habitants, a été une préoccupation des villes. Les Romains avaient déjà des systèmes d’évacuation perfectionnés. Le premier réseau moderne apparaît en Allemagne en 1843. L’assainissement existe donc depuis longtemps dans les pays développés, et a pris beaucoup de temps pour se réaliser avec une accélération au vingtième siècle avec le développement scientifique et technique. Tandis que Dans les pays en développement, le retard est alors installé, et pour le combler il faut beaucoup de temps, beaucoup d’argent et surtout beaucoup de volonté. Il y a donc un déficit d’infrastructure en matière d’assainissement et les rejets des eaux usées dans le milieu naturel aggravent la crise d’eau. En effet ces rejets polluent les nappes, les cours d’eau et les lacs et diminuent donc le potentiel des ressources exploitables.

Dans ces pays, le choix des investissements est orienté vers des activités économiquement rentables dans l’immédiat, les services comme l’eau potable et l’assainissement étant délaissés et différés à tort pour plus tard.

Ce choix explique que ces deux services ont accusé des retards considérables dans ces pays, beaucoup plus en matière d’assainissement que d’eau potable. Les réseaux d’égout et les stations d’épuration n’ont pas suivi d’une manière planifiée la croissance démographique et urbaine et l’accroissement de l’approvisionnement en eau potable des agglomérations. Cette situation a engendré de graves problèmes sanitaires et environnementaux. Les conséquences des problèmes liés à la quantité et à la qualité de l’eau se font encore sentir d’une manière dramatique sur les populations. Chaque année, la mauvaise qualité de l’eau est responsable de 1,5 million de décès dus à la diarrhée, de 100 000 décès dus aux infections par helminthes (parasites intestinaux) et de 15 000 décès dus à la schistosomiase (une maladie parasitaire causée par l’ingestion de trématodes) (Gleick, 1996 ; Kosek et al., 2003).

Malgré l’immense travail accompli par les organisations internationales pour améliorer la situation de l’approvisionnement en eau et de l’assainissement, près de 1,1 milliard de personnes n’ont pas accès à des sources d’eau potable et environ 2,4 milliards à une forme quelconque de service d’assainissement (OMS, 1989).

1.5 Les eaux usées

1.5.1 Définition

Les eaux usées désignent les eaux qui ont été souillées par l'usage qui en a été fait. Celles qui proviennent des habitations - les eaux usées domestiques - se composent des eaux vannes (issues des toilettes) et des eaux grises ou ménagères (qui proviennent des lavabos, douche, cuisine, lave-linge, etc.). Les eaux usées qui proviennent des installations industrielles ou agricoles sont plutôt qualifiées d'effluents industriels ou agricoles (eaufrance, 2019).

1.5.2 Origine des eaux entrant en station d'épuration

Les eaux usées telles que définies dans l'introduction ont trois origines possibles :

- Les eaux domestiques.
- Les eaux industrielles.
- Les eaux de ruissellement.

1.5.2.1 Les rejets domestiques

Les eaux usées d'origine domestique sont issues de l'utilisation de l'eau (potable dans la majorité des cas) par les particuliers pour satisfaire tous les usages ménagers. Lorsque les habitations sont en zone d'assainissement collectif, les eaux domestiques se retrouvent dans les égouts. On distingue généralement deux « types » d'eaux usées domestiques qui arrivent toutes deux dans le réseau d'assainissement :

- Les eaux vannes, qui correspondent aux eaux de toilettes.
- Les eaux grises, qui correspondent à tous les autres usages : lave-linge, lave-vaisselle, douche/bain, etc.

La composition des eaux usées d'origine domestique peut être extrêmement variable, et dépend de trois facteurs :

- La composition originelle de l'eau potable, qui elle-même dépend de la composition de l'eau utilisée pour produire l'eau potable, de la qualité du traitement de cette eau, des normes sanitaires du pays concerné, de la nature des canalisations, etc.
- Les diverses utilisations par les particuliers qui peuvent apporter un nombre quasi infini de polluants : tous les produits d'entretien, lessives mais aussi, solvants, peintures, mercure de thermomètre, colle, etc.
- Les utilisateurs eux-mêmes qui vont rejeter de la matière organique dans les égouts (urines et fèces) ; la matière organique est le polluant majoritaire des eaux domestiques. Ce type de rejets apporte également des micro-organismes et des contaminants divers (médicaments), etc.

1.5.2.2 Les rejets industriels

Tous les rejets résultant d'une utilisation de l'eau autre que domestique sont qualifiés de rejets industriels. Cette définition concerne les rejets des usines, mais aussi les rejets d'activités artisanales ou commerciales : blanchisserie, restaurant, laboratoire d'analyses médicales, etc.

Les rejets industriels peuvent donc suivre trois voies d'assainissement :

- Soit ils sont directement rejetés dans le réseau domestique.
- Soit ils sont pré-traités puis rejetés dans le réseau domestique.
- Soit ils sont entièrement traités sur place et rejetés dans le milieu naturel. Ce dernier cas ne nous intéresse pas dans le cadre de la réutilisation des eaux usées épurées.

Dans le cas d'un rejet dans le réseau domestique, avec ou sans pré-traitement, les effluents industriels peuvent fortement modifier la composition des eaux usées. Cette modification est très étroitement liée à l'activité industrielle concernée et peut prendre des formes innombrables.

1.5.2.3 Eaux de ruissellement

Les eaux de pluie qui ruissellent sur les surfaces imperméabilisées, en général en zone urbaine, sont collectées par un réseau qui peut-être le même que celui qui collecte les eaux usées, ou non. On distingue :

- Les réseaux unitaires : un seul collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. La qualité et le volume des eaux qui arrivent alors à la station d'épuration sont très variables. Pour éviter qu'un débit supérieur à sa capacité n'arrive à la station d'épuration, des ouvrages de déviation (réservoirs et déversoirs d'orage) sont répartis sur le réseau.
- Les réseaux séparatifs : deux réseaux sont mis en place, l'un pour collecter les eaux usées, l'autre pour les eaux de ruissellement. En principe seules les eaux usées arrivent à la station d'épuration pour traitement, c'est-à-dire que les eaux de pluie ne sont pas traitées et rejetées directement. La station ne doit donc théoriquement recevoir qu'un effluent brut de qualité relativement régulière et de débit relativement bien déterminé.

Les deux types de réseau présentent des inconvénients et des avantages et sont adaptés à des situations différentes. De manière très générale, les vieux réseaux sont plus souvent des réseaux unitaires. Il est souvent très difficile de passer d'un réseau unitaire à un réseau séparatif, à cause des travaux très importants que cela nécessite. Les réseaux séparatifs sont donc plus souvent envisagés pour la construction de nouvelles zones urbaines que pour l'aménagement d'anciens quartiers.

Les eaux de pluie peuvent être récupérées avant d'atteindre le réseau ou le milieu naturel pour être utilisées à des fins diverses : il s'agit d'une utilisation des eaux de pluie (UEP). L'UEP est, au même titre que la REUE, une forme de recyclage de l'eau.

1.5.3 Les eaux usées : un réservoir à polluants

La composition des eaux usées est extrêmement variable en fonction de leur origine (industrielle, domestique, etc.). Elles peuvent contenir de nombreuses substances, sous forme solide ou dissoute, ainsi que de nombreux micro-organismes. En fonction de leurs caractéristiques physiques, chimiques, biologiques et du danger sanitaire qu'elles représentent, ces substances peuvent être classées en quatre groupes : les micro-organismes, les matières en suspension, les éléments traces minéraux ou organiques, et les substances nutritives.

1.5.3.1 Quatre « familles » de micro-organismes

Les micro-organismes comprennent, par ordre croissant de taille : les virus, les bactéries, les protozoaires et les helminthes. Ils proviennent dans leur immense majorité des matières fécales ; on distingue alors la flore entérique (i.e. intestinale) normale et les micro-organismes pathogènes. Ils ont des effets divers sur la santé : ils sont la cause d'infections bénignes (gastro-entérite par exemple) comme de maladies mortelles (choléra).

1.5.3.2 Les matières en suspension (MES)

Ce sont des matières biodégradables pour la plupart. Les micro-organismes sont le plus souvent adsorbés à leur surface et sont ainsi « transportés » par les MES. Elles donnent également à l'eau une apparence trouble, un mauvais goût et une mauvaise odeur. Cependant, elles peuvent avoir un intérêt pour l'irrigation des cultures.

1.5.3.3 Les micro-polluants organiques et non organiques

Les micro-polluants sont des éléments présents en quantité infinitésimale dans les eaux usées. La voie de contamination principale, dans le cas d'une réutilisation des eaux usées épurées, est l'ingestion. C'est la contamination par voie indirecte qui est généralement préoccupante. Ainsi, certains micro-polluants, comme les métaux lourds ou les pesticides, peuvent s'accumuler dans les tissus des êtres vivants, et notamment dans les plantes cultivées. Il peut donc y avoir une contamination de la chaîne alimentaire et une concentration de ces polluants dans les organismes. La crispation actuelle de l'opinion publique à leur sujet, et le manque de connaissances sur leurs effets à long terme incite à analyser avec soin la nature et la présence de ces micro-polluants dans les eaux usées.

1.5.3.4 Les métaux lourds

Les métaux lourds que l'on trouve dans les eaux usées urbaines sont extrêmement nombreux ; les plus abondants (de l'ordre de quelques $\mu\text{g}/\text{l}$) sont le fer, le zinc, le cuivre et le plomb. Les autres métaux (manganèse, aluminium, chrome, arsenic, sélénium, mercure, cadmium, molybdène, nickel, etc.) sont présents à l'état de traces. Leur origine est multiple : ils proviennent « des produits consommés au sens large par la population, de la corrosion des matériaux des réseaux de distribution d'eau et d'assainissement, des eaux pluviales dans le cas de réseau unitaire, des activités de service (santé, automobile) et éventuellement de rejets industriels » (**Cauchi, 1996**).

Les éléments cités dans la littérature comme étant les plus dangereux sont le plomb (Pb), l'arsenic (As), le mercure (Hg), le cadmium (Cd) et le nickel (Ni) (**Vilaginès, 2003**). Les descriptions suivantes se basent sur une étude synthétique réalisée par **Gérin et al. (2003)**.

Parmi les éléments traces se trouvant dans les eaux usées, certains, dits oligo-éléments, sont indispensables à la croissance des plantes. Citons entre autres le manganèse, le fer, le cuivre, le molybdène ou encore le zinc. Ils peuvent trouver un intérêt en cas de réutilisation agricole.

1.5.3.5 Les micro-polluants organiques

Les micro-polluants d'origine organique sont extrêmement nombreux et variés, ce qui rend difficile l'appréciation de leur dangerosité. Ils proviennent de l'utilisation domestique de détergents, pesticides, solvants, et également des eaux pluviales : eaux de ruissellement sur les terres agricoles, sur le réseau routier, etc. Ils peuvent aussi provenir de rejets industriels quand

ceux-ci sont déversés dans les égouts ou même des traitements de désinfections des effluents par le chlore (haloformes). La concentration totale moyenne des micro-polluants d'origine organique dans les eaux usées est de 1 à 10 µg/l (**Faby, 1997**).

Quelques études mettent plus ou moins en évidence le danger représenté par certains produits, lorsqu'ils contaminent les eaux potables notamment. Ainsi, il a été observé chez des patients exposés au trichloréthylène de hauts déficits cognitifs. Ces perturbations du système nerveux central étaient attribuables à l'exposition à ce solvant (**White et coll., 1997, in Froese, 1998**).

Concernant les pesticides, c'est l'incertitude relative à leur dangerosité chronique qui soulève des inquiétudes. Si en général on connaît les effets d'une intoxication aiguë, la toxicité à long terme et à faible dose est très mal connue.

Le danger représenté par tous les autres polluants organiques est encore mal apprécié actuellement. Les contrôles de routine ne permettent pas de repérer toutes les toxines. Par ailleurs, on ne connaît rien de la toxicité des mélanges complexes qui peuvent se former par réaction entre les différents contaminants.

1.5.3.6 Les substances nutritives : potassium, phosphates et nitrates

Leur présence dans les eaux usées peut avoir un impact négatif sur la santé humaine et la qualité des eaux superficielles et dans une moindre mesure un impact bénéfique sur les cultures dans le cas d'une réutilisation agricole.

Le potassium est présent dans les effluents secondaires à hauteur de 10 à 30 mg/l (**Faby, 1997**). Il peut donc couvrir une partie des besoins des plantes.

Les phosphates sont présents dans les effluents secondaires à hauteur de 6 à 15 mg/l (**Faby, 1997**). Cette quantité est en général trop faible pour modifier le rendement, et en cas d'excès, les phosphates se fixent dans le sol. Ils peuvent alors être entraînés par l'érosion et participer au phénomène d'eutrophisation.

Les nitrates, qui permettent de fournir de l'azote à la plante, sont les plus problématiques. En effet, apportés en excès, ils peuvent avoir plusieurs impacts négatifs :

- Sur les cultures : ils entraînent des retards de maturation, une altération de la qualité, etc.
- Sur le milieu naturel : les nitrates sont les principaux responsables de l'eutrophisation des milieux aquatiques
- Sur la santé humaine : les nitrates peuvent être à l'origine de la formation de nitrites et de nitrosamines, responsables de deux phénomènes potentiellement pathologiques : la méthémoglobinémie et un risque de cancer. Les nitrites sont de puissants oxydants qui ont la capacité de transformer l'hémoglobine en méthémoglobine, rendant le sang incapable de transporter l'oxygène jusqu'aux tissus. Les nourrissons de moins de 6 mois représentent une population à risque.

Aujourd'hui, il n'y a pas de preuves concluantes d'un effet cancérigène des nitrates sur l'homme, dans la mesure où les résultats de différentes études épidémiologiques sont non concordants. En revanche, de tels effets ont été observés chez de nombreuses espèces animales (**Miquel, 2003**).

1.5.4 Caractéristiques des eaux usées

Les normes de rejet des eaux usées, fixent des indicateurs de qualité physico-chimique et biologiques. Ce potentiel de pollution généralement exprimé en mg/l, est quantifié et apprécié par une série d'analyse. Pour les eaux usées domestiques, industrielles et les effluents naturels, on peut retenir les analyses suivantes :

1.5.4.1 Paramètres physiques

1.5.4.1.1 Température (T)

La température est un facteur écologique important des milieux aqueux. Son élévation peut perturber fortement la vie aquatique (pollution thermique). Il est important de connaître la température de l'eau avec une bonne précision, en effet elle joue un rôle dans la solubilité des sels et surtout des gaz, dans la dissociation du pH, pour la connaissance de l'origine de l'eau et des mélanges éventuels. Elle agit aussi comme un facteur physiologique agissant sur le métabolisme de croissance des micro-organismes vivant dans l'eau.

1.5.4.1.2 Odeur

L'eau d'égout fraîche a une odeur fade qui n'est pas désagréable, par contre en état de fermentation, elle dégage une odeur nauséabonde.

Les eaux résiduaires industrielles (ERI) se caractérisent par une odeur de moisi. Toute odeur est signe de pollution qui est due à la présence de matière organique en décomposition.

1.5.4.1.3 Couleur

La coloration d'une eau peut être soit d'origine naturelle, soit associée à sa pollution (composés organiques colorés). La coloration d'une eau est donc très souvent synonyme de la présence de composés dissous et corrélativement la présence de solutés induit une coloration qui ne se limite pas au seul du domaine du visible.

1.5.4.1.4 Turbidité

La turbidité est un phénomène optique dû aux particules en suspension, peut être mesurée aisément en continu. Pour mesurer la valeur de turbidité on détermine l'intensité de la lumière diffusée par les particules, soit l'atténuation de la lumière transmise (coefficient de diffusion) ou l'intensité de la lumière diffusée sous un angle latéral défini. Les unités utilisées pour exprimer la turbidité proviennent de la normalisation ASTM

(American Society for Testing Material) qui considère que les trois unités suivantes sont comparables :

Unité JTU (Jackson Turbidity Unit) = Unité FTU (Formazine Turbidity Unit) = Unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit)

1.5.4.1.5 Matières en suspension (MES)

Il s'agit de matières qui ne sont ni solubilisées ni colloïdales, ils sont classés entre les particules minérales du type sable et les particules minérales du type mucilagineuse. Elles comportent des matières organiques et des matières minérales.

Les concentrations en MES dans les eaux usées sont très variables, et sont de l'ordre de 300 mg/l.

Les MES s'expriment par la relation suivante :

$$MES = 30\%MMS + 70\%MVS$$

Avec :

- MES : matières en suspension
- MMS : matières minérales en suspension
- MVS : matières volatiles en suspension

- **Matières volatile en suspension**

Elles représentent la fraction organique des matières en suspension. Elles sont mesurées par calcination à 650°C d'un échantillon dont on connaît déjà la teneur en MES. Elles constituent environ 70 à 80% de MES.

- **Matières minérales**

C'est la différence entre les matières en suspension et les matières volatiles. Elles représentent donc le résidu de la calcination, et correspondent à la présence de sels, silice, poussières par exemple.

1.5.4.2 Paramètres chimiques

1.5.4.2.1 Conductivité électrique (CE)

La conductivité électrique est la propriété que possède une eau de favoriser le passage d'un courant électrique et qui représente sa salinité. Elle est due à la présence dans le milieu d'ions qui sont mobiles dans un champ électrique. Elle dépend de la nature de ces ions dissous et de leurs concentrations.

L'unité de conductivité est le siemens par mètre (S/m).on la mesure à l'aide d'un conductimètre

$$1S/m = 104\mu S/cm = 103mS/m$$

1.5.4.2.2 Le potentiel Hydrogène (pH)

Le potentiel hydrogène représente l'acidité ou l'alcalinité d'une solution. L'acidité, la neutralité et l'alcalinité d'une solution aqueuse peut s'exprimer par la concentration en H₃O⁺ (noté H⁺ pour simplifier).

Le pH d'une eau domestique ou urbaine se situe généralement entre 6.8 à 7.8.

1.5.4.2.3 Demande biochimique en oxygène (DBO)

Demande Biochimique en Oxygène correspond à la quantité de dioxygène nécessaire aux micro-organismes aérobies de l'eau pour oxyder les matières organiques, dissoutes ou en suspension dans l'eau. Il s'agit donc d'une consommation potentielle de dioxygène par voie biologique. Ce paramètre constitue un bon indicateur de la teneur en matières organiques biodégradables d'une eau au cours des procédés d'autoépuration.

1.5.4.2.4 Demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène traduit la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement les matières organiques contenues dans l'effluent.

Il est souvent recommandé d'effectuer la mesure de la DCO avant celle de la DBO afin d'estimer la proportion des dilutions à effectuer.

Elle est exprimée en mg O₂/l. Généralement la valeur de la DCO est :

- DCO = 1.5 à 2 fois DBO Pour les eaux usées urbaines.
- DCO = 1 à 10 fois DBO Pour tout l'ensemble des eaux résiduaires.
- DCO > 2.5 fois DBO Pour les eaux usées industrielles.

La relation empirique de la matière organique (MO) en fonction de la DBO₅ et la DCO est donnée par l'équation suivante (kg/jours) :

$$MO = (2 \times DBO_5 + DCO)/3$$

1.5.4.2.5 Notion de biodégradabilité

La biodégradabilité traduit l'aptitude d'un effluent à être décomposé ou oxydé par les microorganismes qui interviennent dans le processus d'épuration biologique des eaux.

La biodégradabilité est exprimée par un coefficient K, tel que :

$$K = DCO/DBO_5$$

- Si $K < 1.5$: cela signifie que les matières oxydables sont constituées en grande partie de matières fortement biodégradables
- Si $1.5 < K < 2.5$: cela signifie que les matières oxydables sont moyennement biodégradables.
- Si $2.5 < K < 3$: les matières oxydables sont peu biodégradables.
- Si $K > 3$: les matières oxydables sont non biodégradables.

La valeur du coefficient K détermine le choix de la filière de traitement à adopter, si l'effluent est biodégradable on applique un traitement biologique, sinon on applique un traitement physicochimique.

1.5.4.2.6 Azote Total (N_T)

Quantité totale d'azote (en N mg/l) correspondant à l'azote organique (N_{org}) et ammoniacal (ion ammonium, NH_4^+) et aux formes minérales oxydées de l'azote nitrates (NO_3^-) et nitrites (NO_2^-). L'azote Kjeldahl (NTK) représente l'azote organique et ammoniacal.

1.5.4.2.7 Nitrates (NO_3^-)

Les nitrates constituent la forme azotée la plus dominante dans les cours d'eau et dans les nappes d'eau souterraine. Ils proviennent généralement de la décomposition de la matière organique par oxydation bactérienne des nitrites et constituent ainsi l'ultime produit de la nitrification. Une augmentation de la pollution azotée entraîne d'une manière générale une croissance excessive des algues et plantes dans le milieu récepteur et une consommation supplémentaire de l'oxygène dissous, d'où une dégradation du milieu aquatique (Phénomène d'eutrophisation).

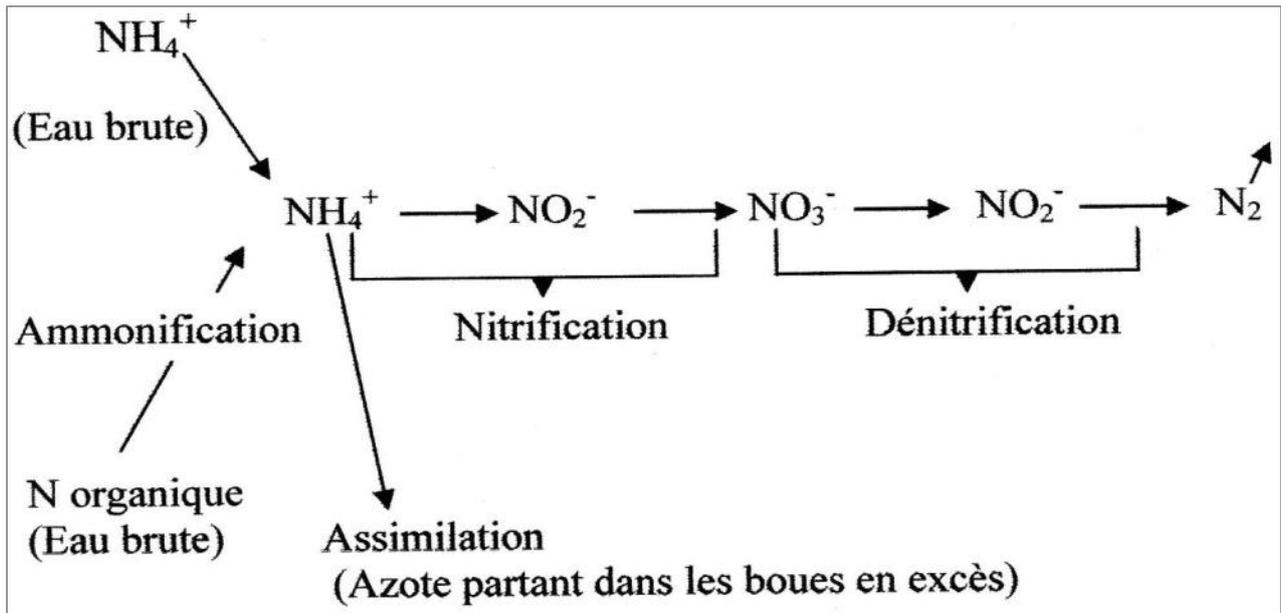


FIGURE 1.3 – Les différentes étapes de la métabolisation de la pollution azotée

1.5.4.2.8 Phosphore Total (P_T)

Quantité (en P mg/l) correspondant à la somme du phosphore contenu dans les orthophosphates (PO_4^{3-}), les polyphosphates et le phosphate organique. Le phosphore qui pollue les eaux est en majeure partie sous forme de phosphates (PO_3^-).

1.5.4.2.9 Métaux lourds

Les éléments traces métalliques sont généralement définis comme des métaux lourds. On appelle métaux lourds tout élément métallique naturel dont la masse volumique dépasse 5 g/cm^3 .

Ils englobent l'ensemble des métaux et métalloïdes présentant un caractère toxique pour l'homme : le plomb, le mercure, l'arsenic et le cadmium. D'autres comme le cuivre, le zinc, le chrome, pourtant nécessaires à l'organisme en petites quantités, peuvent devenir toxiques à doses plus importantes.

1.5.4.2.10 TDS (solides totaux dissous)

On mesure tous les sels dissous dans l'eau. L'unité de mesure est le mg/l. C'est important de connaître la concentration des TDS dans l'eau car si elle est élevée cela provoque de la corrosion et de l'incrustation. On détermine les TDS avec des testeurs à affichage digital faciles à utiliser.

1.5.4.2.11 Charge massique et volumique et âge des boues

On caractérise un bassin d'aération par :

- Charge volumique C_v : il s'agit du rapport Kg DBO₅/ m³ de réacteur.
- Charge massique C_m : il s'agit du rapport Kg DBO₅/ Kg MES et par jour.
- Charge massique C_m' : il s'agit du rapport Kg DBO₅/ Kg biomasse et par jour.

La charge massique s'exprime ainsi soit par rapport à la masse de la MES contenue dans le bassin biologique, C_m , ou soit par rapport à la masse de la MVS, C_m'

Age des boues : il s'agit du rapport entre la biomasse présente dans le réacteur et la quantité de boue purgée chaque jour. Dans la plus part des cas, l'optimum de Cm est déterminé afin d'éviter :

- Pour les faibles charges, il n'y a pas assez de nourriture et la respiration endogène a lieu.
- Au contraire, si le substrat est abondants, il y a formation de microorganismes filamenteux, les floccs prennent des dimensions anormalement élevées et décantent mal. C'est le phénomène de gonflement des boues ou « Bulking ».

1.5.4.2.12 L'Alcalinité SAR

Le rapport d'adsorption du sodium (SAR) qui exprime l'activité relative des ions de sodium dans les réactions d'échange dans les sols. Cet indice mesure la concentration relative du sodium par rapport au calcium et au magnésium.

$$SAR = \frac{[Na^+]}{\sqrt{\frac{[Ca^{2+}] + [Mg^{2+}]}{2}}}$$

Avec : [] : concentration en ion en meq/L,

TABLE 1.2 – Le risque du SAR dans l'eau d'irrigation

	SAR	Notes
Nul	< 3.0	Pas de restriction sur l'utilisation d'eau
Léger à modéré	3.0 - 9.0	Entre 3 et 6, une attention particulière doit être portée sur les récoltes sensibles. Entre 6 et 8 du gypse doit être utilisé. Récoltes non sensibles. Des échantillons de sol doivent être prélevés et examinés tous les 1 ou 2 jours pour déterminer s'il y a une augmentation des teneurs en Sodium.
Élevé	> 9.0	Domage sévère.

1.5.4.2.13 L'oxygène dissous

L'oxygène dissous est un composé essentiel de l'eau car il conditionne les réactions biologiques qui ont lieu dans les écosystèmes aquatiques. Dans le domaine de l'épuration, il est indispensable pour la dégradation des matières polluantes qui se fait principalement en aérobiose.

1.5.4.3 Paramètres biologiques

Les micro-organismes qui se trouvent dans l'eau usée sont à l'origine du traitement biologique. Ils sont cités par ordre croissant de taille : les virus, les bactéries, les protozoaires et les helminthes.

Parmi les éléments pathogènes les plus rencontrés, on cite :

1.5.4.3.1 Les virus

Les virus sont des parasites intracellulaires qui ne peuvent se multiplier que dans une cellule hôte. On estime leur concentration dans les eaux usées urbaines de 10³ à 10⁴ particules par litre.

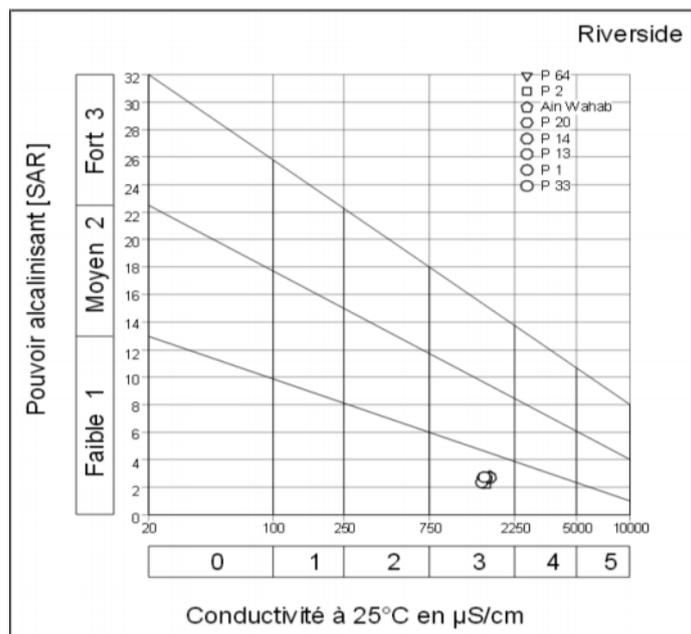


FIGURE 1.4 – Représentation graphique de la relation du SAR et CE

1.5.4.3.2 Les bactéries

Les eaux usées urbaines contiennent environ 10^6 à 10^7 bactéries /100 ml, dont 103 sont pathogènes. Les plus connus sont les salmonelles responsables de la typhoïde et des troubles intestinaux, sans oublier les colibacilles qui ont une durée de vie de 2 à 3 mois et qui se multiplient dans l'environnement.

1.5.4.3.3 Protozoaires

Les protozoaires sont des organismes unicellulaires, plus complexes et plus gros que les bactéries. La plupart des protozoaires pathogènes sont des organismes parasites, c'est-à-dire qui se développent aux dépens de leur hôte. Certains protozoaires adoptent au cours de leur cycle de vie une forme de Kyste.

1.5.4.3.4 Helminthes

Les helminthes sont des vers multicellulaires. Tout comme les protozoaires, ce sont majoritairement des organismes parasites. Les oeufs d'helminthes sont très résistants et peuvent notamment survivre plusieurs semaines, voire plusieurs mois sur les sols ou les plantes cultivées.

1.6 Traitements des eaux usées

1.6.1 Les différents traitements

On distinguera les traitements « classiques » largement utilisés par les stations d'épuration, et les traitements supplémentaires, le plus souvent de désinfection, nécessaires pour un projet de REUE. Ces derniers sont communément utilisés dans les stations de traitement qui produisent de l'eau potable. On peut considérer que les installations de traitement nécessaires pour une REUE sont l'association des techniques de l'épuration et de celles de la potabilisation.

Les traitements sont la première barrière contre les risques posés par les contaminants. Ils vont permettre de réduire considérablement la charge excrétée dans l'environnement. Pour évaluer leurs effets sur les contaminants, nous allons d'une part étudier l'efficacité spécifique de chacun d'entre eux et d'autre part nous présenterons des analyses d'eaux usées épurées.

Lors des traitements, l'élimination des micro-organismes pathogènes a lieu selon trois mécanismes :

- La décantation des MES (sachant qu'une majorité des micro-organismes s'y trouve).
- La compétition avec les micro-organismes non pathogènes (pour les traitements biologiques).
- L'action physico-chimique des procédés de désinfection et des facteurs naturels (lumière, température).

La plupart des éléments traces sont peu solubles, leur élimination a donc lieu par décantation principalement. Leur concentration dans les eaux usées étant a priori peu préoccupante, ils ont été moins étudiés que les micro-organismes.

1.6.2 Les traitements « classiques »

Une station d'épuration comporte généralement une phase de prétraitement, pendant laquelle les éléments les plus grossiers sont éliminés par dégrillage (pour les solides de grandes tailles), puis par flottaison/décantation (pour les sables et les graisses). Vient ensuite un traitement dit primaire, une décantation plus longue, pour éliminer une partie des MES. Des traitements physico-chimiques et/ou biologiques sont ensuite appliqués, afin d'éliminer la matière organique (i.e. matière carbonée). Ils sont généralement suivis d'une phase de clarification qui est encore une décantation. Enfin, un traitement des nitrates et des phosphates est exigé en fonction de la sensibilité du milieu récepteur. Il existe également des traitements dits extensifs, comme le lagunage, qui combinent des traitements biologiques, physiques et naturels.

1.6.2.1 Les traitements physiques par décantation

Les prétraitements permettent d'éliminer la fraction la plus grossière, afin de ne pas gêner les opérations ultérieures. Ce sont le dégrillage, le dessablage, le dégraissage également appelé deshuilage.

La décantation primaire permet d'alléger les traitements biologiques ou chimiques ultérieurs, en éliminant une partie des solides en suspension. L'efficacité du traitement dépend du temps de séjour et de la vitesse ascensionnelle (qui s'oppose à la décantation). La décantation primaire permet d'éliminer, pour une vitesse ascensionnelle de 1,2 m/h, 40 à 60 % des MES, soit 10 à 30 % des virus, 50 à 90 % des helminthes et moins de 50 % des kystes de protozoaires (**Faby,1997**). La décantation des MES entraîne également avec elle des micro-polluants.

La décantation secondaire, également appelée clarification, intervient après un traitement biologique ou chimique, afin d'éliminer les floes issus des traitements biologiques ou chimiques. Lors d'une phase de décantation, l'élimination des micro-organismes se fait principalement par décantation des MES (sur lesquelles ils sont adsorbés).

1.6.2.2 Les traitements physico-chimiques

Ils sont généralement utilisés dans les stations d'épuration de grande capacité, ou dans celles ayant à faire face à de grandes variations de charge dans l'année (zone touristique). Ils comportent classiquement deux phases : une phase de coagulation par des sels de fer ou d'aluminium, puis une floculation des colloïdes formés. La séparation du floc a lieu pendant la phase de clarification (décantation secondaire). Les procédés les plus modernes utilisent du microsable injecté dans l'effluent afin d'accélérer la décantation des flocs. On parle alors d'élimination à flocs lestés (**Lazarova, 2003**).

Les traitements physico-chimiques permettent un bon abattement des virus. Cependant, leur utilisation, et notamment le dosage de sels de fer et d'aluminium, n'est pas toujours bien optimisée, sinon maîtrisée. Il y a donc un risque de surcoût lié à une mauvaise utilisation, voire un risque environnemental (**Asano, 1998**).

1.6.2.3 Les traitements biologiques

Le traitement par boues activées est très largement utilisé. Il s'agit d'un réacteur qui contient les eaux à traiter, dans lequel est injectée une boue chargée de bactéries. Les bactéries consomment la matière organique et contribuent à l'élimination de l'azote et du phosphate. A la sortie du réacteur, l'effluent passe dans un clarificateur. La boue décantée est séparée en deux flux : l'un rejoint le réacteur (ensemencement) et l'autre est évacué vers la filière des boues.

L'action des bactéries dans le réacteur nécessite de l'oxygène. Selon **Faby (1997)**, une épuration biologique (boues activées puis bassin de clarification) permet d'éliminer 90% des virus, 60 à 90% des bactéries, mais par contre a peu d'effet sur les kystes de protozoaires et les œufs d'helminthes. Selon **Asano (1998)**, un traitement par boues activées élimine 90% des bactéries entériques, 80 à 99% des entérovirus et des rotavirus, 90% de Giardia et de Cryptosporidium. L'élimination a lieu grâce à la sédimentation des MES, la compétition avec les micro-organismes non pathogènes et la température ; la part la plus importante est due à la sédimentation.

L'épuration sur lit bactérien est le plus ancien procédé biologique. Des bactéries sont cultivées sur un substrat neutre, comme de la pierre concassée, du pouzzolane (sable volcanique), du mâchefer ou du plastique. On fait passer l'effluent sur le substrat. La difficulté consiste à trouver la bonne vitesse du flux d'eau, qui ne doit pas être trop rapide (pour permettre la dégradation bactérienne) ni trop lent (pour une bonne évacuation des MES en excès). Une épuration sur lit bactérien est plus efficace qu'un traitement à boues activées car elle élimine non seulement virus et bactéries (respectivement 30 à 40 % et 50 à 95 %) mais aussi les œufs d'helminthes (20 à 90 %) et les kystes de protozoaires (83 à 99 % des kystes d'*Entamoeba histolytica*) (**Faby, 1997**).

Le dernier traitement biologique mis au point est le biofiltre, qui combine les actions épuratrices de la filtration et de l'activité microbienne. C'est un traitement intensif qui est rapide à mettre en place, qui prend peu de place, et qui ne nécessite pas de bassin de clarification. Il est donc beaucoup utilisé dans les unités de traitement individuelles. Par contre, il nécessite un nettoyage fréquent du filtre. Son efficacité serait similaire à celle des boues activées.

1.6.3 Les traitements extensifs : le lagunage secondaire

Le lagunage secondaire utilise des mécanismes naturels pour traiter les eaux usées : bactéries, photosynthèse et pouvoir germicide de la lumière et de certaines algues. Un traitement par lagunage comprend en général trois types de bassins : un bassin anaérobie, un bassin facultatif et un bassin de maturation. Le bassin anaérobie permet de diminuer la charge en matière organique. L'anaérobiose est obtenue en apportant un effluent très chargé en matière organique.

Ce type de bassin pose parfois des problèmes d'odeur, notamment à cause de la formation de composés soufrés. Le bassin facultatif permet le développement d'algues photosynthétiques qui vont produire de l'oxygène, tout en diminuant la charge en matière organique. Enfin, le bassin de maturation va permettre l'élimination des pathogènes, sous l'action conjuguée des UV et du pouvoir germicide de certaines algues.

Les bactéries pathogènes sont éliminées de 90 à 99 %. L'élimination des virus est un peu moins efficace (**Asano, 1998**). Faby écrit que pour un lagunage secondaire à plusieurs bassins, dont les profondeurs sont comprises entre 0,7 et 1,2 m et pour une durée de rétention supérieure à 60 jours, la concentration finale en bactéries dans l'effluent est inférieure à $10^4 UFC/l$. Si la durée de rétention est suffisante, les œufs d'helminthes peuvent être éliminés à 100 % par décantation.

Le lagunage secondaire est donc un moyen peu coûteux et efficace de traiter les eaux usées. Il nécessite peu de moyens financiers, techniques et humains. Cependant, il requiert une surface importante. On retiendra que l'efficacité du traitement dépend surtout de la durée de rétention et des conditions climatiques. Ainsi, il est moins efficace en hiver qu'en été.

1.6.4 Les procédés de désinfections supplémentaires

A l'issue des procédés décrits précédemment, les eaux sont normalement rejetées dans le milieu naturel. Dans le cadre d'une REUE, les eaux usées nécessitent des traitements supplémentaires, essentiellement pour éliminer les micro-organismes qui pourraient poser des problèmes sanitaires. Ce ne sont pas des traitements d'épuration « classiques » (mis à part le lagunage) ; par contre ils sont fréquemment utilisés dans les usines de production d'eau potable. On peut donc supposer qu'ils constituent l'aménagement technique minimum d'une station d'épuration en vue d'une REUE.

1.6.4.1 Les traitements chimiques et les ultraviolets

Le chlore est un oxydant puissant qui réagit à la fois avec des molécules réduites et organiques, et avec les micro-organismes. Les traitements de purification et de clarification en amont ont une très grande importance pour permettre une bonne efficacité du traitement, et éviter d'avoir à utiliser trop de chlore. D'autant plus que le coût de la déchloration, qui permet de limiter considérablement l'effet toxique de certains produits dérivés formés lors du traitement, est élevé.

L'ozone est un procédé de désinfection utilisé aux États-Unis, en Afrique du Sud et au Moyen-Orient essentiellement. Il permet l'élimination des bactéries, des virus et des protozoaires. C'est le seul procédé vraiment efficace contre les virus (**Lazarova, 2003**). Les tests de toxicité effectués sur des poissons, des crustacés et des algues n'ont pas permis de mettre en évidence une quelconque toxicité (**Cauchi, 1996**).

On peut également utiliser l'acide peracétique, le dioxyde de chlore et les ferrates.

Le traitement par rayons ultraviolets utilise des lampes à mercure disposées parallèlement ou perpendiculairement au flux d'eau. Leur rayonnement s'attaque directement aux micro-organismes. Ce traitement est très simple à mettre en œuvre, car il n'y a ni stockage, ni manipulation de substances chimiques et les caractéristiques chimiques de l'effluent ne sont pas modifiées. La durée d'exposition nécessaire est très courte (20 à 30 s). L'efficacité du traitement dépend essentiellement de deux paramètres :

- Les lampes, qui doivent être remplacées régulièrement : elles sont usées au bout d'un an et demi. De plus, elles doivent être nettoyées car elles ont tendance à s'encrasser.
- La qualité de l'effluent : les MES et certaines molécules dissoutes absorbent les UV, ce qui diminue l'efficacité des lampes.

Les désinfections utilisant des produits chimiques (chlore, ozone, etc.) sont efficaces, sauf contre *Cryptosporidium*. Il a été montré que des kystes de *Cryptosporidium* pouvaient résister à des traitements à pH = 11,2, à la chloration et à d'autres traitements chimiques (Rose et coll., 1999). Cependant, la plus grande partie des kystes de *Cryptosporidium* sont éliminés pendant les phases primaires de décantation et coagulation/floculation. Par ailleurs, il faut trouver l'équilibre entre le risque posé par les désinfectants en eux-mêmes, et le risque lié aux microorganismes pathogènes (**Asano, 1998**). C'est essentiellement le cas pour le chlore dont l'utilisation crée des dérivés halogénés potentiellement cancérigènes. Pour les ultraviolets, ce problème ne se pose pas. Leur action sur les virus et les coliformes fécaux est bonne. Seules les formes de résistances, comme les œufs d'helminthes, ne sont pas trop affectées (**Cauchi, 1996**).

Le traitement aux rayons UV est plus économique et pose moins de problèmes de toxicité que le chlore. Il est beaucoup utilisé aux États-Unis et au Canada.

1.6.4.2 Les membranes

Les membranes permettent de filtrer et d'éliminer toutes les MES, tous les micro-organismes et toutes les substances qui s'y adsorbent. Seules subsistent les matières dissoutes. L'efficacité épuratrice d'une membrane dépend de son « seuil de coupure ». Selon **Lazarova (2003)**, un seuil de coupure de 0,035 μm permet de désinfecter de manière quasi-totale. Les autres avantages d'un traitement par membranes sont une réduction considérable de la surface nécessaire pour le site de traitement (moins 50% de surface totale au sol et moins 40% du volume d'un bassin biologique, toujours selon **Lazarova**) et une automatisation poussée de l'usine. Par contre, les membranes nécessitent d'être nettoyées régulièrement pour continuer à être efficaces. De plus, le traitement par membranes est un procédé dont le coût est élevé. La filtration est très efficace pour l'élimination des micro-organismes, d'autant plus que ceux-ci sont gros. L'osmose inverse, qui est une technique de filtration encore plus fine, et qui permet de séparer également les substances dissoutes, est tout aussi efficace.

1.6.4.2.1 Définition d'une membrane

La membrane est définie comme étant une barrière séparant deux compartiments et permettant le passage préférentiel d'au moins une espèce parmi les autres sous l'action d'une force de transfert chimique (concentration) ou physique (pression). En général, les constituants avec un diamètre inférieur à celui des pores de la membrane sont capables de passer à travers sous l'effet d'une pression appliquée, tandis que les substances et les molécules de taille plus importante sont retenues.

La technologie de filtration sur membrane peut être appliquée pour la séparation fluide/fluide ou particules/fluide en vue de récupérer les espèces valorisables (eau, lactose, sels minéraux...).

Les membranes ont des structures poreuses ou denses permettant de laisser passer de manière sélective les composants d'une solution sous l'action d'une différence de pression entre l'amont et l'aval de la membrane. La solution à traiter (débit Q_a) se divise au niveau de la membrane en deux parties de concentrations différentes :

- Une partie qui passe à travers la membrane appelée perméat (débit Q_p).
- Une partie qui ne passe pas à travers la membrane, appelée concentrât ou rétentât (débit Q_r), et où se concentrent les molécules ou particules retenues par la membrane.

Les performances d'une membrane sont définies par sa sélectivité et sa perméabilité.

Les membranes utilisées dans les procédés de séparation membranaire sont caractérisées par le diamètre des particules ou la masse molaire d'une molécule qui est retenue par la membrane.

Les composés ayant une masse molaire supérieure au seuil de coupure de la membrane sont retenus à plus de 90% par la membrane, à l'inverse, les composés de masse molaire inférieure au seuil de coupure de la membrane sont retenus à moins de 90%. Le SC (seuil de coupure) est relié principalement à la taille des pores de la membrane, mais il est aussi beaucoup influencé par la forme de la molécule à filtrer, par sa charge, par son degré d'hydratation, par le pH et la force ionique de la solution à filtrer, par la pression appliquée et le flux de perméation.

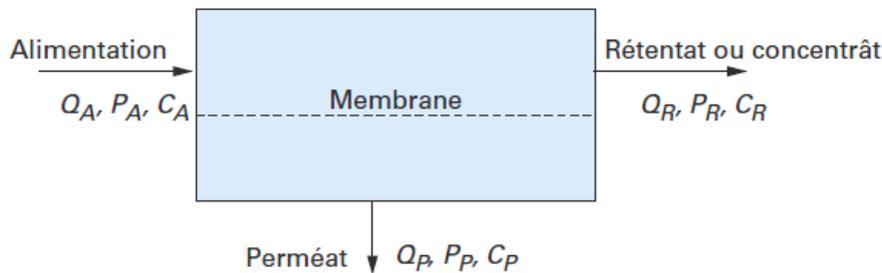


FIGURE 1.5 – Schéma de principe d'un procédé de séparation (Bacchin, et al., 2010)

1.6.4.2.2 Filtration membranaire (OI, NF, UF, MFT)

Osmose inverse, nano-filtration, ultrafiltration, micro-filtration tangentielle se définissent comme des procédés de séparation en phase liquide par perméation à travers des membranes perméables sous l'action d'un gradient de pression. Ces procédés utilisent des membranes dont les diamètres de pores diminuent progressivement quand on passe de la micro-filtration à l'ultra-filtration, puis à la nano-filtration.

1. **Osmose inverse OI** : L'osmose inverse utilise des membranes denses, c'est-à-dire qu'elle est sans porosité apparente et que sa sélectivité résulte d'un mécanisme de solubilisation-diffusion, qui laissent passer le solvant (eau dans la plupart des cas) et arrêtent à peu près tous les solutés, y compris les sels. La différence de concentration crée une pression, appelée pression osmotique. Pour inverser le passage du solvant et

augmenter la différence de concentration, il faut appliquer une pression supérieure à la pression osmotique (**Bacchin, et al., 2010**).

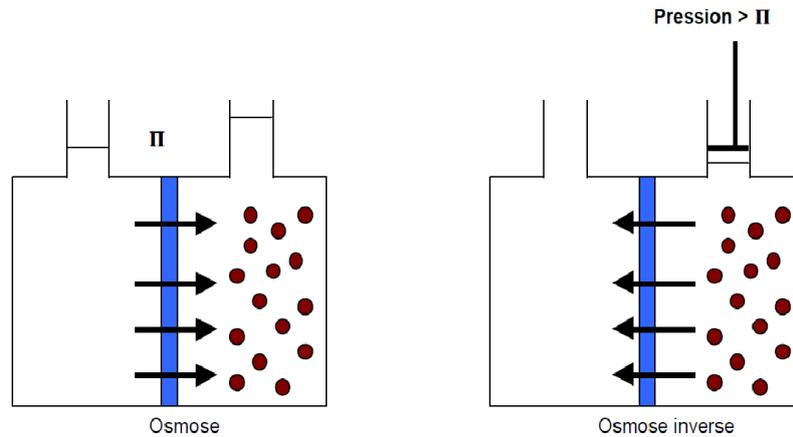


FIGURE 1.6 – Schéma osmose / osmose inverse (**Bacchin, et al., 2010**)

2. **Nano-filtration NF** : La Nano-filtration est le terme utilisé pour désigner une technique séparative à membranes permettant la rétention de composés ayant une taille en solution voisine de celle du nanomètre (soit 10 \AA), Elle se situe entre l'osmose inverse et l'ultrafiltration. Les mécanismes de transfert sont intermédiaires entre ceux de l'osmose inverse et ceux de l'ultrafiltration (**Alain, 1993**).
3. **Ultra-filtration UF** Cette technique utilise des membranes micro-poreuses dont les diamètres de pores sont compris entre 1 et 100 nm. De telles membranes laissent passer les petites molécules (eau, sels) et arrêtent les molécules de masse molaire élevée (polymères, protéines, colloïdes).
4. **Micro-filtration MFT** La micro-filtration tangentielle peut être définie comme un procédé de séparation solide-liquide qui met en œuvre des membranes dont les diamètres de pores sont compris entre 0,1 et $10 \mu m$. Ce procédé permet donc la rétention des particules en suspension, des bactéries et indirectement des colloïdes et de certains ions après fixation de ces derniers sur des plus grosses particules obtenues par complexation, précipitation ou floculation. Pour minimiser les phénomènes de colmatage et éviter que des particules solides pénètrent dans les pores des membranes, on a souvent intérêt à utiliser des membranes d'ultra-filtration. pour effectuer une opération de micro-filtration. Inversement, une membrane de micro-filtration peut se comporter comme une membrane d'ultra-filtration (1 à 100 nm) voire de nano-filtration ($< 1 \text{ nm}$) par suite de la formation en cours de fonctionnement d'une couche de gel à porosité très fine (membrane dynamique) (**Bacchin, et al., 2010**).

1.6.4.2.3 Paramètres liés au fonctionnement de la séparation membranaire

1. **Pression transmembranaire ΔP (PTM)** La pression nécessaire pour presser l'eau à travers la membrane est appelée le Pression Transmembranaire qui représente la force agissante de l'opération caractérisée par la moyenne des pressions alimentation (P_a) et rétentat (P_r) à laquelle on soustrait la pression du compartiment perméat (P_p). Elle est définie aussi comme étant la force agissante de l'opération qui détermine la productivité

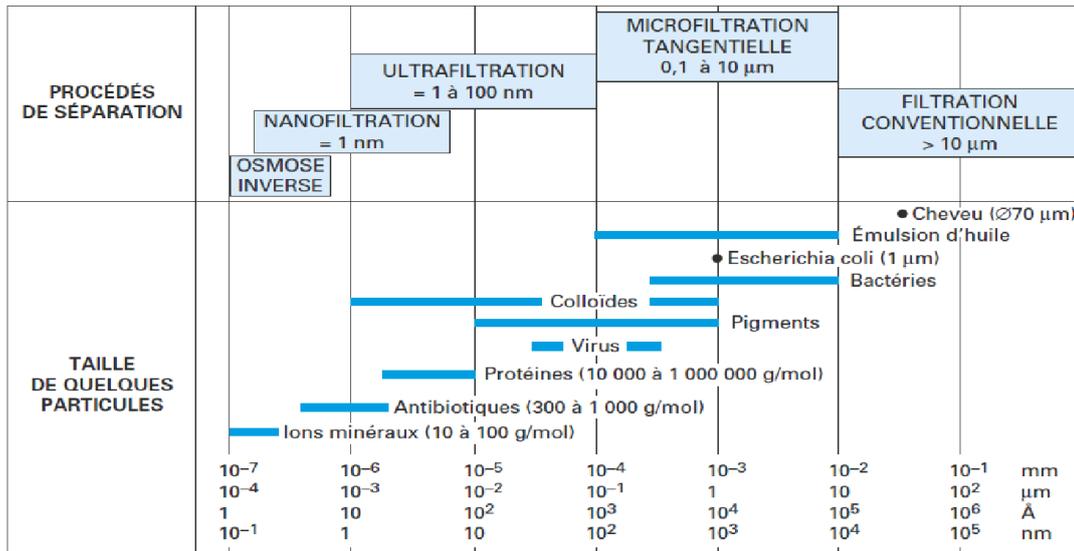


FIGURE 1.7 – Situation des techniques de séparation par membranes en fonction de la taille des particules retenues (Bacchin, et al., 2010)

(flux de perméation J) mais aussi la sélectivité (taux de rejet T_r) du procédé. Cette pression transmembranaire est entre 1 et 10 bar.

Pression transmembranaire tangentielle

$$\Delta P = \frac{P_a + P_r}{2} - P_p$$

Pression transmembranaire directe

$$P_{tm} = P_r - P_p$$

- Flux de perméation (J)** C'est la productivité du procédé, définie par le débit de perméat (Q_p) divisé par l'aire membranaire S (densité de flux). Ce flux représente aussi la vitesse moyenne du fluide perpendiculairement à la surface de la membrane, il est exprimé en $l/h.m^2$.

$$J = \frac{Q_p}{S}$$

- Taux de rejet (taux de rétention T_r)** Sélectivité du procédé : un taux de rejet de 1 signifie que le soluté est parfaitement retenu par la membrane (concentration massique dans le perméat $C_p = 0$) alors qu'un taux de rejet de 0 correspond à un soluté non retenu, concentration identique dans le perméat C_p et le rétentat C_r ($C_r = C_p$).

$$T_r = 1 - \frac{C_p}{C_r}$$

- Taux de conversion (Y)** Fraction du débit de liquide qui traverse la membrane, débit du perméat Q_p divisé par le débit d'alimentation Q_a .

$$Y = \frac{Q_p}{Q_a}$$

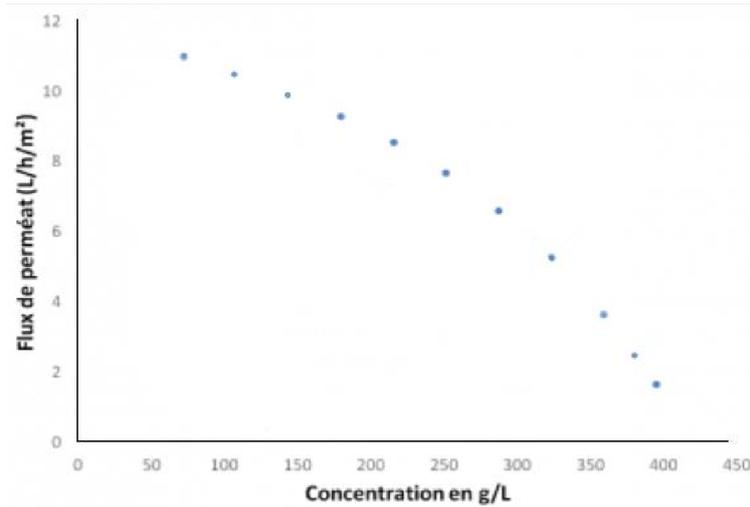


FIGURE 1.8 – Influence de la concentration de biomasse sur le flux du perméat (**Bessiere, 2005**)

5. **La perméabilité** La perméabilité est un paramètre qui caractérise l'aisance avec laquelle l'eau traverse la membrane. La perméabilité dépend principalement de la taille des pores ainsi que de l'épaisseur de la membrane pour les membranes poreuses. Elle dépend aussi des propriétés chimiques pour les membranes denses.
6. **Seuil de coupure** Le seuil de coupure est défini comme étant la masse molaire critique pour laquelle 90 % des solutés sont retenus par la membrane. Celui-ci se mesure en g/mol. Le seuil de coupure est une façon pratique de caractériser les membranes, mais pas tout à fait rigoureuse d'un point de vue scientifique, car il dépend aussi des autres caractéristiques du soluté ainsi que des conditions d'opération. Aussi le seuil de coupure doit-il être défini par rapport à un soluté donné.
7. **Facteur de concentration volumique** Le facteur de concentration volumique (FCV) est le rapport du volume final (V_f) de concentrât dans le bac d'alimentation sur le volume initial (V_i) de l'effluent à traiter.

$$FCV(\%) = (V_f - V_i) \times 100$$

Ce paramètre est souvent utilisé dans les tests à l'échelle de laboratoire.

8. **La résistance transmembranaire** Elle est exprimée par la relation suivante :

$$R_t = \frac{8\tau\Delta Z}{\pi r^4 \rho_{\text{pore}}}$$

Avec :

- τ : Tortuosité des pores ;
- ΔZ : Épaisseur de la membrane ;
- r : Rayon des pores ;
- ρ_{pore} : Densité de pores (nb/m^2).

1.6.4.2.4 Mode de filtration (frontal – tangential)

Lors d’une filtration classique, la suspension à traiter est amenée perpendiculairement au média filtrant : on parle alors de filtration frontale, certains solides et composés, selon la taille des pores de la membrane, restent derrière la membrane tandis que l’eau la traverse, un débit de concentrât Q_r nul. Dans ce mode de fonctionnement, une accumulation de matières se produit au fur et à mesure de l’opération, ce qui diminue le débit de filtration (**Figure 1.9**).

La filtration frontale est utilisée car la perte d’énergie est moindre que lorsqu’on applique une filtration tangentielle. Ceci car toute l’énergie est dans l’eau qui passe effectivement la membrane. Lorsqu’on effectue une filtration tangentielle, l’eau d’alimentation est recyclée. Lors de la recirculation de l’eau, le flux est parallèle à la membrane. Seulement une petite partie de l’eau d’alimentation est utilisée pour la production du perméat, la plus grande partie de l’eau quitte le module. La vitesse de l’eau alimentant le système de façon parallèle à la membrane est relativement élevée, le but de ce débit est de limiter l’accumulation continue des espèces (particules, molécules, ions) retenues sur la membrane (colmatage). Par conséquent la filtration tangentielle a un coût énergétique élevé car toute l’eau alimentant le système doit être apporté sous pression.

Lors de la filtration que ça soit tangentielle ou frontale, l’accumulation modifie la sélectivité et la perméabilité du procédé membranaire. Pour y remédier un nettoyage des membrane s’impose, néanmoins lors de la procédure de nettoyage dans la mode frontale, le module est temporairement hors service, par conséquent ce procédé est discontinu. Tant dit que dans le mode tangentielle les forces d’écoulement sont élevées, ce qui permet d’emporter les solides en suspension dans l’eau (le colmatage est moins important), le nettoyage se fait généralement par retrolavage ce qui permet d’avoir des débits stables (**Bessiere, 2005**).

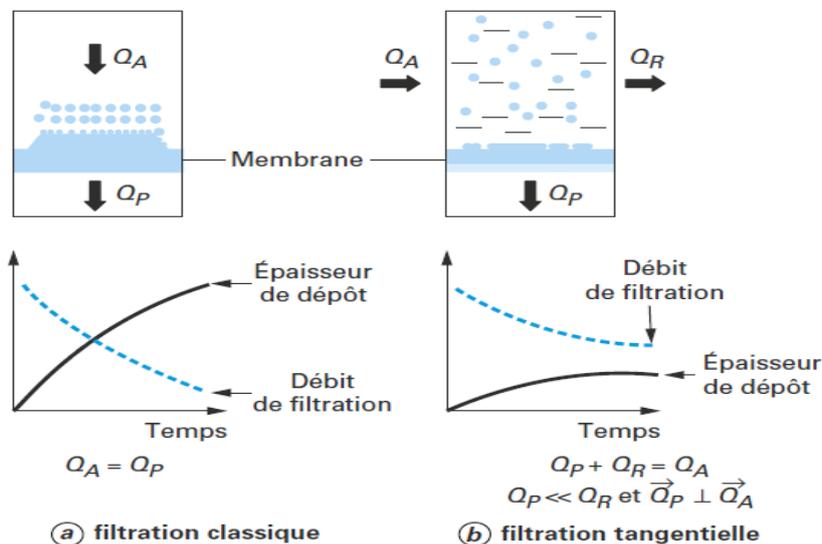


FIGURE 1.9 – Comparaison entre filtration frontale et filtration tangentielle (**Bessiere, 2005**)

1.6.4.3 Bioréacteur à membrane BRM

1.6.4.3.1 Présentation du bioréacteur à membrane

Le bioréacteur à membrane (BRM) est une technologie hybride qui couple un système biologique et une étape de séparation sur membrane poreuse. Cette technologie est une amélioration du système biologique à boues activées, vieille de près de 100 ans, qui se caractérise par le remplacement du traditionnel décanteur secondaire par une unité de filtration

membranaire (**Xing et al., 2000**), dont la sélectivité remarquable représente une Barrière infranchissable par les espèces épuratoires, quel que soit leur état de floculation. Le processus de métabolisation avec ses deux aspects (anabolisme et catabolisme) observés dans un système de boues activées est similaire à celui mis en jeu dans un BRM. La technologie de BRM a été introduite pour la première fois dans les années 1960, mais l'intérêt grandissant de son application au traitement des eaux usées est réellement apparue quelques années plus tard. Les premières installations commercialisées ont vu le jour dans les années 1970 et 1980 pour des marchés atypiques (effluents de croisière navale, lixiviats de décharge et effluents industriels très concentrés) (Stephenson et al., 2000). Puis, en Europe par exemple, c'est dans les années 1990 que les premiers systèmes de BRM ont été mis en opération pour le traitement des EUM (**Le-Clech et al., 2006 ; Lesjean et Huisjes, 2008 ; Melin et al., 2006**).

Le BRM est une installation d'épuration réalisant en continu deux fonctions : une fonction d'épuration biologique et une fonction de clarification. Ainsi, l'élimination des polluants dissous et particulaires permet d'obtenir une eau traitée d'excellente qualité pouvant être réutilisée pour un certain nombre d'applications (arrosage des espaces verts, lavage des rues, fontaines, arrosage des golfs, etc.).

1.6.4.3.2 Principe de fonctionnement

Un ensemble de micro-organismes contenus dans un réservoir dégradent la matière organique provenant d'un effluent entrant. Cette consommation entraîne la croissance de la biomasse qui décante. La séparation entre l'eau à traiter et les micro-organismes se fait donc par différence de densité. Toutefois, des problèmes de décantation sont observables lorsque la biomasse n'est pas suffisamment alimentée en oxygène ou bien lorsque la température est trop faible. Il est donc nécessaire d'installer un système de séparation physique afin de recueillir les eaux traitées et de conserver la biomasse active à forte charge dans le réacteur. Un système de membranes de micro ou ultrafiltration est alors couplé au procédé.

1.6.4.3.3 Les configurations des bioréacteurs à membrane

1. **Bioréacteur à boucle externe BRME** Dans une première génération de BRM les modules de membranes sont installés à l'extérieur du bassin d'aération. La liqueur mixte circule par pompage dans les modules (généralement tubulaires ou plans), la vitesse de circulation doit être élevée afin d'augmenter les contraintes de cisaillement, qui vont limiter le développement du colmatage par dépôt, pour conduire à des valeurs élevées de flux de filtrat. La pression transmembranaire est générée par la pompe (1 à 4 bar). La vitesse de circulation dans le module tubulaire est généralement forte (de l'ordre de 4m/s), ce qui implique une importante consommation énergétique qui peuvent être justifiés par des conditions spécifiques de traitement : effluents concentrés, place très limitée, procédés intensifs.
2. **Bioréacteur à membrane immergée BRMI** Les bioréacteurs à membranes immergées proposé par Yamamoto en 1989. Dans la seconde génération, le module de membrane est immergé dans le bassin d'aération. La pression transmembranaire est créée soit par l'utilisation d'une pompe de succion, qui aspire le perméat au travers des membranes, soit par la mise sous pression du bioréacteur. Ainsi la pression transmembranaire sera inférieure à 1 bar. Les modules utilisés sont généralement des fibres creuses (procédés Zenon®) et dans certains cas des modules plans (procédés Kubota®) ou tubulaires (Yang et al., 2005). Dans le cas de fibre ou de tubes, la filtration a lieu en filtration frontale de l'extérieur vers l'intérieur des fibres ou des tubes. Actuellement,

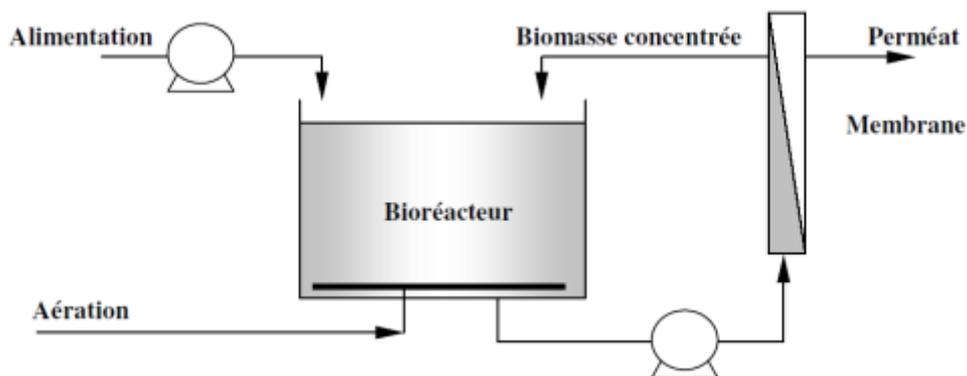


FIGURE 1.10 – Schéma du bioréacteur à membrane boucle externe (Bessiere, 2005)

deux systèmes d'aération sont utilisés : Pour un bon transfert d'oxygène un système à fines bulles pour assurer l'aération de la biomasse et un système à grosses bulles pour garder une bonne perméabilité et aussi pour limiter le colmatage des membranes. Le système à grosses bulles peut fonctionner en continu ou de manière séquencée pour limiter la consommation énergétique. Les eaux usées domestiques et municipales sont traitées par BRM immergé. Vu leurs faibles flux d'opération (15 à $50 \text{ l.h}^{-1}.\text{m}^{-2}$ comparativement à 50 à $120 \text{ l.h}^{-1}.\text{m}^{-2}$ pour le BRM à boucle externe). Les membranes immergées nécessitent certes un capital d'installation élevé, mais elles apportent une réduction significative des coûts d'exploitation.

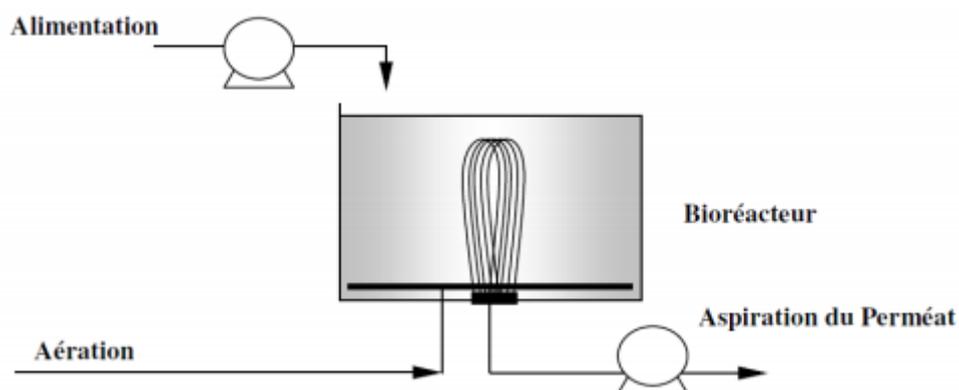


FIGURE 1.11 – Schéma du bioréacteur à membranes immergées (fibre creuse) (Bessiere, 2005)

3. **Bioréacteur à membrane immergée en externe BRMIE** Dans cette configuration, les membranes sont maintenues immergées dans un carter placé à l'extérieur du bioréacteur. Elles fonctionnent en filtration frontale, avec une très légère vitesse de circulation créée par un recyclage de la biomasse à faible débit. Ce recyclage a pour objectif d'éviter une trop forte concentration dans le carter de la membrane. Cette configuration a notamment pour but de découpler les aérations nécessaires à la biomasse et au décolmatage, afin de mieux maîtriser ces deux paramètres. Cependant, peu d'études ont été effectuées sur ce type de bioréacteur à membrane (Espinosa et al., 2003).

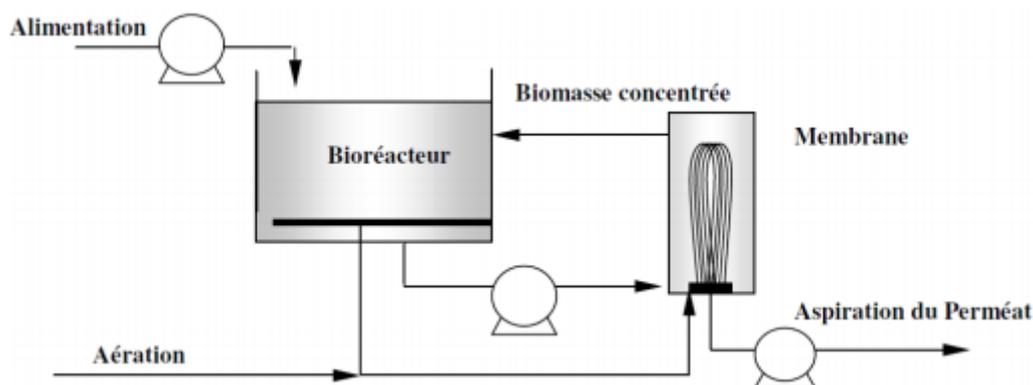


FIGURE 1.12 – Schéma d'un bioréacteur à membrane à filtration frontale externe (fibres creuses) (Bessiere, 2005)

1.6.4.3.4 Rôle de la membrane dans l'élimination de la pollution organique

Par rapport à un décanteur, le rôle de la membrane dans l'élimination de la pollution organique se situe au niveau de la rétention des colloïdes (et éventuellement des macro-molécules) non biodégradés et présents dans le surnageant des boues. La phase colloïdale retenue par la membrane et initialement non biodégradée le devient progressivement (Praderie, 1996 ; Massé, 2004). La DCO résiduelle est en partie due aux exopolymères solubles ou aux fragments cellulaires qui résultent de la lyse bactérienne. Le fait que ces produits organiques soient retenus par la membrane peut également contribuer au colmatage. Dans certains cas le taux de rejet moyen de la membrane par rapport à la DCO du surnageant est supérieur à 47% (Cicek et al., 2001 ; Massé, 2004).

De plus, les membranes pourraient retenir des enzymes (catalyseur biologique) ce qui expliquerait l'accroissement des rendements d'épuration (Cicek et al., 2001).

1.6.4.3.5 Avantages du bioréacteur à membrane

L'application des technologies membranaires a prouvé son utilité dans le domaine du traitement des eaux usées et connaît une forte expansion. L'association du système biologique et de l'étape de séparation sur membranes poreuses pour le traitement des eaux usées présentent plusieurs avantages par rapport aux systèmes conventionnels.

- Le BRM est plus compact (la surface au sol pouvant être divisée par un facteur 5) et est susceptible d'être implanté dans des espaces réduits car contrairement à une boue activée classique, il ne nécessite pas de bassin de décantation.
- Le BRM a l'avantage d'être modulaire et offre la possibilité d'augmenter ou de réduire facilement la surface membranaire mise en jeu notamment dans le cas du bioréacteur à membranes externes.
- Clarification et désinfection de l'eau traitée : le problème majeur des procédés conventionnels d'épuration biologique des eaux usées est lié au fonctionnement du décanteur. Toute modification de la nature des floccs biologiques se traduit par une efficacité de décantation plus faible et donc par une détérioration de la qualité de l'eau traitée en terme de MES et de bactéries. Avec un bioréacteur à membrane (BAM) et une membrane adaptée, l'eau est clarifiée et désinfectée en permanence. Ceci permet, en particulier d'envisager sa réutilisation sans problème sanitaire.
- Grande efficacité de biodégradation (DCO et Azote) : les bioréacteurs à membrane permettent d'obtenir une élimination de la DCO et de la DBO supérieures à 95 %. Les performances épuratoires de ce type de procédé permettent une élimination totale des

matières en suspension et l'obtention de rendements supérieurs à 90 % en termes de DCO et $N - NH_4^+$ (Lee et al., 2003).

- Le BRM permet le maintien dans le réacteur d'une teneur contrôlée et élevée en biomasse qui permet une intensification des processus biologiques et une faible production de boue. ce qui réduit les coûts d'investissement et de fonctionnement de la filière boue.

1.6.4.3.6 Contraintes liées au bioréacteur à membrane

- Le colmatage des membranes reste le problème majeur des BAM. Cet aspect sera particulièrement développé par la suite.
- Le transfert d'oxygène est plus difficile : selon les conditions opératoires, l'application de charges élevées et de fortes concentrations de boues induit une réduction du transfert d'oxygène de 10 à 20 % (diminution de la vitesse de transfert (kla) et de la concentration à saturation) (Lübbecke et al., 1995).
- Les caractéristiques de l'eau à traiter (viscosité, température, composition...) sont aussi des paramètres influençant le phénomène de transfert d'oxygène.
- Un coût d'investissement et d'exploitation important : du au prix des membranes et la forte consommation d'énergie.

1.6.4.3.7 Association des deux technologies : Boues activées et membranes

Un MBR associe une membrane d'ultrafiltration ou de microfiltration à un procédé de boues activées dans le réacteur biologique. Contrairement à des membranes associées en traitement tertiaire dans une filière classique, le placement des membranes directement dans le réacteur (le bassin d'aération ou dans un compartiment à part), présente d'importantes conséquences pour le procédé. En effet, les membranes assurent la rétention de la matière en suspension (MES) dans le bassin d'aération : les étapes de clarification et les inconvénients qui y sont associés peuvent ainsi être supprimés. Comme la membrane représente une barrière physique absolue pour les bactéries et autres solides dans le bassin, la défloculation et les bactéries filamenteuses n'ont plus d'effet négatif sur la qualité de l'eau traitée. Des conditions opératoires (température, aération, dénitrification, charge à traiter etc.) susceptibles de modifier l'aptitude à la décantation de la suspension et plus spécifiquement son aptitude à la floculation ne vont ainsi plus perturber les performances de la séparation.

En conséquence, avec le procédé MBR, la concentration en biomasse peut être maintenue à un niveau d'environ 2 à 4 fois plus élevé que dans un bassin BA classique qui est généralement limité à une valeur maximale de 5g/L, (Wisniewski, 2006).

Ceci assure un âge de biomasse plus élevé (60 à 100 jours) qui favorise une diminution des boues produites, le développement de bactéries nitrifiantes et la dégradation de complexes organiques difficilement biodégradables.

En fait, la très faible charge massique (C_m) dans le procédé oriente le métabolisme vers des processus autres que la biosynthèse et assure ainsi une production de biomasse (ou boues) moins importante.

La concentration est tout de même limitée par la nécessité de maintenir la viscosité du milieu et les coefficients de transfert d'oxygène à des valeurs acceptables et non préjudiciables au système. En réalité, la grande majorité de MBR urbaines sur le marché fonctionne avec une charge massique comprise entre 8 à 20 g/L pour optimiser les conditions de transfert d'oxygène et ainsi limiter la consommation énergétique associée. Il est également possible de concevoir des

installations avec des temps de séjour hydrauliques faibles (TSH). Ainsi l'emprise au sol de la station peut être considérablement réduite puisqu'en plus de remplacer l'étape de clarification, la taille du réacteur biologique pour une charge volumique égale est environ 4 fois inférieure à celle d'un bassin BA classique.

TABLE 1.3 – Comparaison des conditions de fonctionnement entre BA et BRM (Bacchin, et al., 2010)

Procédé	Substrat	$T_{s\text{boues}}(\text{jours})$	$P_{\text{boues}}(\text{KgMVS/KgDCO})$	Références
BAC	Effluent urbain	5	0.37	Deleris (2001)
		17	0.32	Sahli (2003)
		31	0.25	Massé (2004)
BRM	Effluent urbain	10	0.31	Massé (2004)
		37	0.21	
		53	0.20	
BRM	Effluent synthétique	20	0.16	Lee et al. (2003)
		40	0.12	
		60	0.10	

TABLE 1.4 – Comparaison en laboratoire de qualité d'effluent en sortie du BRM et de BAC pour la même concentration en entrée (Bacchin, et al., 2010)

Paramètre	EB	EE (MBR)	EE (BAC)
DCO	987±14 mg/l	35±2.6 mg/l	73±11.5 mg/l
MES	-	0 mg/l	15 mg/l
NKT	104±25 mg/l	3.2±1.1mg/l	4.5±1.1 mg/l
NT	103 mg/l	26 mg/l	25 mg/l
PT	41±2.1 mg/l	14.6±1.5 mg/l	19.1±3.8 mg/l
CF	-	0 UFC**/100ml	30 UFC**/100ml

Comme les analyses figurant sur les **Tableaux 1.3 et 1.4** le montre, les performances épuratives des BRM est supérieur à celle du procédé classique BA. Pour le premier tableau montrant la différence sur la production de boue pour les deux procédés, le BRM permet une nette diminution de la production des boues lors de la filtration, une augmentation de l'âge de boue qui peut atteindre jusqu'à 60 jours ce qui réduit la concentration de biomasse et la laisse inférieur à celle du procédé BA. Pour le deuxième tableau, on voit que les eaux épurer avec BRM ne contiennent plus de MES et la concentration de DCO est inférieur aux normes (chapitre 1) tant dit que pour BA les MES ne sont pas totalement éliminer et la DCO est légèrement supérieur à celle BRM.

Les performances épuratoires pour l'azote et le phosphore sont également très intéressantes car le BRM permet de fiabiliser et d'optimiser les réactions biologiques de biomasse dans les zones anoxies et anaérobies.

D'ailleurs, des projets de recherche sur ce sujet, comme le Projet LIFE ENREM à Berlin, devraient aboutir au développement de MBR compartimentés où une élimination d'ordre de 99 pour le phosphore (<50gP/l) sans ajout d'additifs chimiques et 95% pour l'azote (<5mgN/L) ont été observés pour une large gamme de conditions d'exploitation (Corkery, 2007).

1.6.4.3.8 Colmatage Le colmatage est généralement défini comme un processus résultant d'une chute des performances (diminution de flux de filtrat et/ou de la sélectivité) d'une membrane en raison du dépôt de matières en suspension ou dissoutes sur sa surface extérieure (**Cui et al., 2010**) ou à l'intérieur des pores de la membrane (**Fane et al., 2011**).

C'est une modification réversible ou irréversible de la membrane provoquée par des interactions physiques et/ou chimiques entre la membrane et les composants présents dans les solutions d'alimentation (**Charcosset, 2012**). Plusieurs paramètres peuvent influencer le degré d'encrassement d'une membrane : la nature et la concentration des solutés et des solvants, le type de membrane, la distribution de la taille des pores, les caractéristiques de la surface et des matériaux membranaires et l'hydrodynamique du module. L'effet net du colmatage est soit la réduction du flux d'eau à pression constante appliquée ou l'augmentation de la pression transmembranaire (PTM) pour maintenir un flux constant d'eau.

La partie réversible résulte d'un équilibre entre convection et diffusion. Le colmatage est défini comme réversible lorsque la résistance additionnelle au transfert peut être supprimée par des méthodes hydrauliques. Il peut être constitué par un dépôt ou par une précipitation de particules ou de colloïdes à la surface de la membrane.

La partie irréversible du colmatage est définie lorsqu'aucune méthode hydraulique ne parvient à éliminer la fraction colmatante : seul un nettoyage chimique de la membrane permet de retrouver une perméabilité acceptable. Le colmatage irréversible peut être dû à une adsorption de composés en surface de la membrane ou dans les pores ainsi qu'à une précipitation à l'intérieur des pores.

Naturellement, la couche de polarisation de concentration ou le dépôt sont des promoteurs de colmatage irréversible, dans la mesure où la concentration de certains composés au voisinage de la membrane augmente leur capacité à établir des liens chimiques avec la membrane. La formulation mathématique utilisée pour modéliser le colmatage est basée sur la loi de Darcy associée au modèle de résistances en série de la membrane :

$$J = \Delta P \mu (R_m + R_d + R_a + R_p)$$

Avec :

- J : Flux du perméat ($l/h.m^2$);
- ΔP : Pression transmembranaire (bar);
- R_m : Résistance de la membrane (m^{-1});
- R_d : Résistance du dépôt en surface (m^{-1});
- R_a : Résistance par adsorption (m^{-1});
- R_p : Résistance due au blocage interne des pores à la filtration (m^{-1});
- μ : Viscosité du perméat (bar.h).

Dans ce modèle, le colmatage est traduit par les résistances supplémentaires R_d , R_a , et R_p qui s'ajoutent à la résistance membranaire R_m au dénominateur, ce qui diminue le flux du perméat à pression transmembranaire P constante.

1.6.4.3.9 Modes de colmatage

Le colmatage peut être lié à différents modes tels que l'adsorption, la formation de gâteau et le blocage des pores par des particules ou polarisation de concentration :

1. **La polarisation de concentration** La polarisation de concentration est liée à l'établissement d'un gradient de concentration au voisinage immédiat de la membrane, du

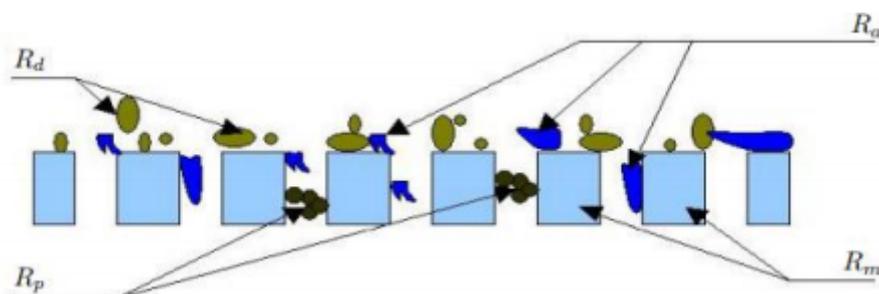


FIGURE 1.13 – Les différentes résistances dues au colmatage (Bessiere, 2005)

au dépôt espèces retenues (ions, macromolécules, colloïdes, particules) qui s'accumulent progressivement à la surface de la membrane sous l'effet de la pression. D'une manière générale, le flux de perméation tend à renforcer ce gradient, tandis que la diffusion moléculaire, de même que la convection tangentielle, tendent à l'atténuer. L'existence de ce gradient de concentration crée une contre pression osmotique opposée à la force de séparation, par conséquent la réduction de la force motrice de perméation de l'eau à travers la membrane. Une diminution de la pression transmembranaire ou un arrêt de la filtration permet d'éliminer instantanément la couche de polarisation de concentration : ce phénomène est donc réversible.

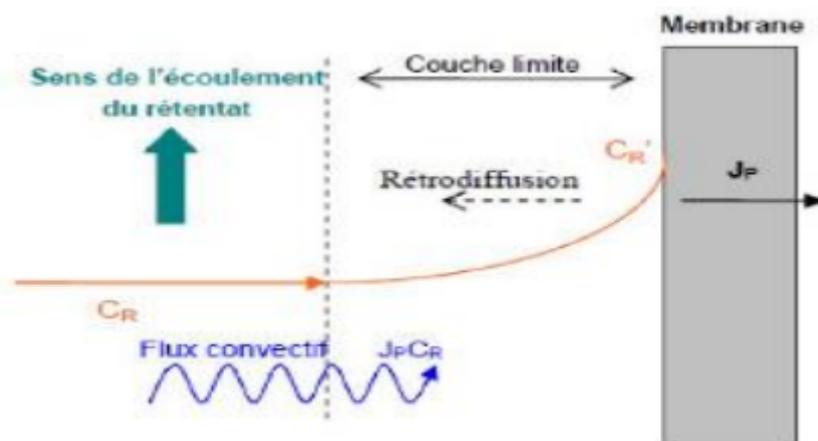


FIGURE 1.14 – Phénomène de polarisation de concentration (Bessiere, 2005)

2. **Le dépôt (Dépôt irréversible de matière à la surface de la membrane)** Lors de la filtration, la concentration à la surface de la membrane peut augmenter jusqu'à provoquer la déstabilisation des particules en une phase condensée (sous forme d'un gel ou d'un dépôt cohésif), induisant ainsi une résistance hydraulique additionnelle à celle de la membrane.
3. **Le blocage de pores** Le blocage mécanique de pore par des particules dans la membrane, il s'agit de l'intrusion de particules de tailles inférieures ou égales à celle des pores, qui entraîne donc une diminution de la surface de passage.
4. **L'adsorption** L'adsorption de molécules ou macromolécules présentant une affinité chimique avec le matériau membranaire, elle résulte d'interactions physico-chimiques entre les composés présents dans l'eau brute et la membrane.

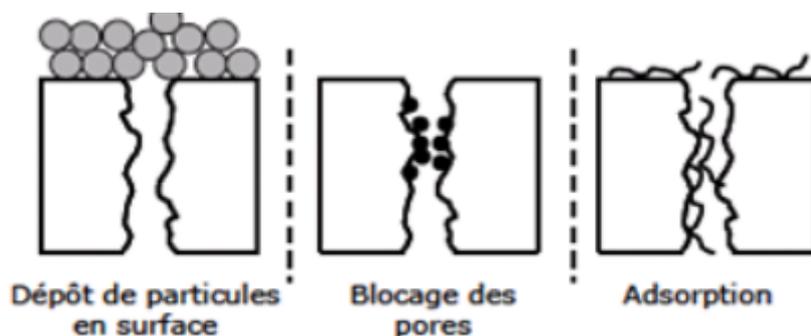


FIGURE 1.15 – Schéma des types de colmatage (Bessiere, 2005)

1.6.4.3.10 Entretien des membranes

L'impact négatif du colmatage sur le développement du BRM en a fait un sujet de recherche conduisant à des solutions de mitigation du phénomène. Il est donc nécessaire d'effectuer un nettoyage approprié de la membrane encrassée afin de retrouver ses caractéristiques initiales. L'élimination des éléments colmatant des membranes peut se faire par nettoyage physique (ou mécanique) et/ou par l'utilisation d'une solution de nettoyage spécifique contenant des détergents appropriés et/ou des produits chimiques (acides et bases). La filtration discontinue peut être une solution à prévoir : c'est une filtration qui s'arrête et reprend par intervalles. Pendant la phase de l'arrêt, le colmatage par gâteau réversible peut être plus facilement éliminé. Le nettoyage physique consiste à décoller et retirer la matière accumulée sur la membrane par des forces mécaniques, d'origine hydrodynamique. La procédure généralement utilisée est le rétro-lavage : une partie du perméat est retournée à contre-courant à travers la membrane. Une telle pratique nécessite une membrane qui soit en mesure de supporter physiquement un gradient de pression inversé. Une autre pratique consiste à utiliser des écoulements pulsés, ce qui permet d'augmenter périodiquement la vitesse tangentielle à la surface de la membrane. Enfin, par injection continue ou occasionnelle d'air (ou de gaz) à travers la membrane, la matière déposée en surface peut se décoller (Charcosset et al., 2012).

En cas de non restauration complète de la membrane, un processus de nettoyage chimique peut être appliqué. Le nettoyage chimique se compose d'une séquence de lavage acide et basique, ainsi que des phases de rinçage. Le nettoyage à base d'acide, a pour but de solubiliser les couches d'entartrage contenant les sels de calcium (carbonate et phosphate) et les oxydes métalliques et ainsi d'éviter la formation d'hydroxydes insolubles difficiles à éliminer. Le nettoyage alcalin, quant à lui, a pour but d'hydrolyser la silice, les colloïdes inorganiques, la matière organique et biologique.

1.6.4.3.11 Systèmes commerciaux

Plusieurs systèmes de BRM sont commercialisés dans le monde. La pénétration et l'extension des bioréacteurs à membrane sur le marché du traitement des eaux sont en majorité dues à la commercialisation du BRM immergé. Les systèmes commercialisés sont, entre autres :

- Le système Clereflo MBR (Conder Products, Royaume-Uni), pouvant être utilisé pour le traitement des eaux usées d'une municipalité ou d'une collectivité de 5 000 EH.
- Le système PURON® (Submerged Hollow Fiber Membrane Filtration, Koch membrane systems).
- Les systèmes ZeeMOD et ZeeWeed, commercialisés par la compagnie Zenon-GE, et pouvant traiter des débits allant jusqu'à $7\,500\text{ m}^3/\text{j}$ pour le premier et $48\,000\text{ m}^3/\text{j}$ pour le second.

- Les systèmes EFLO MBR (EFLO International Ltd, Royaume-Uni), qui sont des BRM immergés à membranes planes en polyéthersulfone, d'un diamètre de pores de 0,2 μm . Ces systèmes peuvent être installés dans ou sur le sol, ou peuvent être mobiles pour des utilisations temporaires. Ils permettent de traiter des débits allant de 120 à 1 200 m^3/j selon les modèles.
- Les systèmes BIO-CEL (Microdyn-Nadir, Wiesbaden, Allemagne), BRM immergés à membranes planes (PES, 0,04 μm).
- Les systèmes AirLiftTM Membrane BioReactor (MBR) à boucle externe et Crossflow sont des BRM à membranes tubulaires, fonctionnant à débits élevés.
- Le système AirLiftTM Membrane BioReactor (MBR) est destiné au traitement des EUM, tandis que le système Crossflow est destiné au traitement des EUI et des lixiviats de décharge.
- Le système Membrane-Biology Municipal Wastewater de Stulz-Planaqua (Allemagne) est un BRM immergé d'une capacité de 700 EH et d'un débit maximal de 290 m^3/j . Il est destiné au traitement des EUM.
- Le système MembrexTM (technologies premier tech huber technology) est un BRM à membrane immergé équipé de membranes planes.

Le marché des BRM est dominé par les fournisseurs de membranes suivants :

- Membranes planes : Kubota, A3, Toray, Martin systems, Microdyn-Nadir, Huber.
- Membranes à fibres creuses : KMS-Puron, Zenon-GE, Mitsubishi, Memcor, Asahi et US Filter.
- Membranes à fibres creuses sous pression : Rhodia-Orelis, Norit X et Wehrle environmental.

En Amérique du Nord, il y a quatre principaux fabricants de BRM. Ce sont : Zenon Environmental Inc. (Canada), US Filter (USA), Kubota (Japon) et MitsubishiRayon (Japon). En Europe, les grands groupes présentent des systèmes clé en main : le Biosep (Veolia/Membrane Puron), l'Aqua-RM et le Compact-RM de STEREAU et le procédé Ultrafor de Degremont (membrane Zenon ou Toray).

1.6.4.3.12 Coûts d'installation et d'exploitation

Les coûts de production, d'installation et d'exploitation d'une filière de traitement basée sur la technologie de BRM sont plus élevés comparativement aux autres systèmes de traitement conventionnel (ex. : système de boues activées) du fait, entre autres, de l'injection d'air (air-membrane) pour pérenniser l'étape de filtration. À l'heure actuelle, la production et l'installation d'une filière d'assainissement décentralisée, basée sur la technologie de BRM, se situe entre 480 000 DA et 15 520 000 DA. Ces coûts dépendent de la taille du système et principalement des coûts des différents équipements mis en œuvre (pompes d'alimentation, modules membranaires, pompes de soutirage du perméat, surpresseurs d'air pour aération des membranes). Les frais annuels d'exploitation sont, quant à eux, liés à la consommation énergétique et la maintenance. Ils s'élèvent en moyenne à 172 800 DA. Ils sont identiques à ceux d'un système traditionnel d'assainissement décentralisé. Les coûts annuels liés à l'exploitation de différentes tailles de BRM. On remarque que les BRM immergés (utilisant des membranes en fibres creuses et membranes planes) reviennent moins chers en matière de coûts d'exploitation que les BRM à boucle externe (utilisant des membranes tubulaires). Cependant, les BRM à boucle externe sont caractérisés par leur simplicité d'exploitation et des coûts de production et d'installation plus faibles. Pour le cas de l'Algérie ce procédé n'a pas encore vu le jour, donc les données qui concerne le coût d'exploitation ne sont pas disponible. (État actuel des connais-

sances des procédés de bioréacteur à membrane pour le traitement et la réutilisation des eaux usées industrielles et urbaines, 2011).

1.6.4.4 Le lagunage tertiaire

Le lagunage tertiaire est un procédé extensif de désinfection similaire au lagunage secondaire, si ce n'est qu'il est précédé d'un traitement d'épuration comme par exemple un traitement par boues activées. Il permet d'éliminer les micro-organismes, d'affiner l'épuration, de faire face aux variations de flux et de protéger le milieu récepteur.

1.6.4.5 L'infiltration/percolation

L'infiltration ou percolation consiste à traiter l'eau par l'intermédiaire du sol ou d'un massif filtrant. On infiltre les effluents à raison de quelques centaines de litres d'effluent par mètre carré de massif filtrant et par jour. Trois mécanismes entrent en jeu :

- la filtration des MES : plus le sable est grossier, plus la fixation des MES se fera en profondeur. Les MES finissent par colmater le filtre. Pour lutter contre le bouchage du massif filtrant, il faut donc alterner phase d'infiltration et phase de séchage. L'élimination des MES permet également l'élimination des micro-organismes qui y sont fixés.
- l'adsorption des bactéries libres par les grains de sable du filtre : il se forme alors un film biologique contaminé, surtout dans la partie supérieure.
- ce film va permettre une dégradation microbienne de la matière organique et des substances dissoutes dans l'effluent (phosphates, nitrates, etc.). Cette dégradation consomme de $l'O_2$ et produit du CO_2 , il faut donc aérer régulièrement le film pour éviter l'asphyxie du milieu.

Les techniques d'infiltration/percolation permettent l'élimination des « gros » micro-organismes (protozoaires et helminthes) par filtration/adsorption au début du massif filtrant. L'élimination des virus et des bactéries est fonction du milieu poreux, de la vitesse de percolation, de l'épaisseur du massif filtrant et du niveau d'oxydation de l'eau filtrée (**Faby, 1997**).

1.7 Conclusion

Dans le présent chapitre on a démontré l'enjeu environ mentale de la qualité des eaux ainsi que les différentes méthodes de traitement des eaux polluées.

Chapitre 2

Problématique Générale

2.1 Introduction

L'eau est indispensable à la vie pour tous les êtres vivants. Elle est aussi indispensable à toute activité économique, industrielle, agricole ou autre. Bien que globalement le cycle de l'eau soit en équilibre, et que l'eau soit suffisante théoriquement pour les besoins de l'ensemble des habitants du globe, elle est répartie tel que vu précédemment d'une manière inégale, et des régions souffrent d'excès d'eau, d'autres de déficit. Les changements climatiques et les activités anthropiques perturbent cet équilibre et aggravent la crise de l'eau.

L'eau douce est partagée entre les principales activités comme suit :

- Agriculture : 70% ;
- Industrie : 20% ;
- Eau potable : 10%.

L'agriculture irriguée constitue donc l'activité humaine qui consomme la part la plus importante de l'eau. L'irrigation est l'opération consistant à apporter artificiellement de l'eau à des cultures pour en augmenter la production. Elle permet un développement normal des cultures en cas de déficit d'eau induit par une pluviométrie insuffisante ou une baisse de nappe, en particulier dans les zones arides et semi arides. L'irrigation a contribué à la révolution verte qui a eu pour conséquence un accroissement spectaculaire de la production agricole, et qui a permis d'éviter des famines catastrophiques, suite à une augmentation très importante de la population mondiale et particulièrement dans les pays du tiers monde. La répartition entre les différents usages ne pose pas de problème dans les pays où il y a suffisamment d'eau ; par contre, dans les pays déficitaires, des remises en cause de l'eau utilisée en agriculture commencent à se produire. Le manque d'eau peut mettre en péril l'économie de ces pays, voire même mettre la vie des gens en danger. Ces remises en cause concernent particulièrement les cultures qui consomment beaucoup d'eau qui sont souvent destinées à l'exportation. Si un pays exporte vers un autre pays une denrée dont la production nécessite beaucoup d'eau, cela revient à exporter de l'eau sous une forme virtuelle et, au contraire, le pays importateur n'a pas besoin d'utiliser cette quantité d'eau pour produire lui-même cette marchandise. De cette façon, le pays importateur économisera des quantités importantes d'eau et allégera la pression sur ses ressources hydriques, surtout s'il est en déficit. Entre 1995 et 1999, le volume des échanges mondiaux d'eau virtuelle liée aux produits d'origine agricole a été, en moyenne, d'environ 695 milliards de mètres cubes par an. Cela représente environ 13% de la consommation mondiale d'eau dans l'agriculture (**Sivakuma, 2004**).

Toutes ces remises en cause trouvent par ailleurs une justification économique : en effet, $1m^3$ d'eau utilisé en industrie ou dans le secteur des services est 200 fois plus rentable que s'il est utilisé en agriculture (**Mara, 2004**). Il ressort alors que, pour tirer profit de cette ressource, il vaut mieux l'utiliser dans les secteurs où elle sera la plus rentable.

L'accroissement démographique est un autre facteur qui amplifie la pression sur la ressource. En effet, la population de la terre devrait passer de 6 à environ 9 milliards d'habitants d'ici l'an 2050 et la population urbaine de 46% à 60% avec plusieurs agglomérations dépassant les 10 millions d'habitants (**UNFPA, 2001**). Cette augmentation de la population, conjointement avec une tendance vers un mode de vie plus urbain que rural, pose de nouveaux défis pour la satisfaction en priorité des besoins en eau potable qui grandissent sans cesse. Cette situation est plus critique dans plusieurs pays des régions arides et semi-arides où la pénurie d'eau est devenue un facteur limitant au développement et constitue un défi économique, social et

politique important. La population dans ces pays augmente considérablement et le besoin en nourriture et en eau croît continuellement.

Traditionnellement, la solution consistait à mobiliser davantage de ressources pour satisfaire les besoins en eau potable et pour développer de nouveaux périmètres irrigués (**Valiron et al, 1983**). Actuellement, presque toutes les ressources accessibles d'eau douce dans ces régions sont déjà mobilisées. Comme la ressource en eau n'est pas extensible, et qu'elle est même déjà déficitaire dans plusieurs pays, il y aura donc des décisions à prendre et des choix à faire pour l'allocation de cette ressource entre les différents usages.

Il est donc normal de se tourner vers d'autres ressources en eau « non conventionnelles » pour faire face à l'accroissement de la demande en irrigation. L'agriculture, la plus grande consommatrice d'eau, doit céder une part aux autres (eau potable et industrielle). Cette diminution d'allocation d'eau de l'agriculture ne doit pas s'accompagner d'une diminution au niveau de la production. L'agriculture est aussi appelée à subvenir aux besoins de plus en plus croissants de cette population en constante augmentation. Cet accroissement de l'irrigation s'accompagne d'une forte consommation d'eau qui risque de se faire aux dépens de l'eau potable et de l'industrie qui elles aussi augmentent sans cesse. C'est vraiment la quadrature du cercle que de chercher à résoudre ce dilemme entre des besoins sans cesse croissants de l'eau potable et industrielle à satisfaire en priorité, et des besoins d'irrigation pour subvenir à des besoins aussi sans cesse croissants de nourriture.

Pour sortir de ce cercle vicieux, il est possible de rationaliser la ressource entre les différents usages. L'eau douce devrait donc servir à combler en priorité les besoins d'eau potable et industriels, qui ne peuvent s'accommoder que de cette eau, et par la suite l'irrigation.

L'agriculture, grande consommatrice d'eau (70%), est le secteur à satisfaire et où une recherche de solutions alternatives est possible. Parmi celles-ci se trouvent : l'amélioration de l'efficacité de l'irrigation, l'amélioration de la productivité du m^3 d'eau, le dessalement d'eau de mer, etc. Ces alternatives, bien qu'elles puissent améliorer la situation, ne peuvent à elles seules résoudre le problème. En effet, l'amélioration et l'efficacité sont plafonnées, le dessalement coûte très cher et l'agriculture ne peut rentabiliser le m^3 d'eau produit par cette technique. Étant donné que l'agriculture peut parfaitement s'accommoder avec une eau de qualité moindre que les deux autres secteurs, l'alternative qui consiste à substituer l'utilisation d'une partie de l'eau douce (conventionnelle) en irrigation, par une eau souvent rejetée dans le milieu naturel semble être une solution. Il s'agit alors de réutiliser les eaux usées domestiques pour l'irrigation, surtout que ces eaux proviennent des centres urbains qui grandissent sans cesse, consomment de plus en plus d'eau potable et rejettent de plus en plus d'eaux usées et où les besoins alimentaires sont de plus en plus grands. La réutilisation des eaux usées en irrigation aura donc un impact très positif sur l'assainissement qui est resté le parent pauvre et qui n'a pas été suffisamment développé. En effet, beaucoup de pays ont investi des moyens financiers importants pour mobiliser et transférer des ressources en eau potable au profit des villes et, au contraire, ils n'ont pas fait assez pour collecter ces eaux usées ou même les traiter. Celles-ci génèrent des dommages à l'environnement, occasionnent des problèmes de santé humaine et privent les communautés d'une eau supplémentaire pouvant mettre en valeur des terres.

Depuis toujours, la gestion des ressources en eau ne tient compte que du calcul statique de la relation : précipitation-ruissellement-évaporation et néglige le recyclage des eaux usées qui peut être important. La pénurie d'eau a imposé une nouvelle vision pour gérer les ressources

hydriques en y intégrant la composante recyclage des eaux usées. La réutilisation des eaux usées doit désormais faire partie intégrante de la gestion et de la planification des ressources en eau. L'exemple suivant montre bien comment une gestion intégrée des ressources en eau en y incluant le volet recyclage, peut être bénéfique économiquement, socialement et sur le plan environnemental.

Exemple : les eaux usées d'une ville de 500 000 habitants qui consomment 200 l/j par personne, permettent d'irriguer 6000 ha à raison de 5000 m³/ha par an. Cette eau enrichit le sol par des apports annuels de 250 kg/ha d'azote, de 50 kg/ha de phosphate et 150 kg/ha de potasse (**Pescod, 1992**).

Cet exemple montre comment la réutilisation des eaux usées d'un centre urbain a permis la mise en valeur agricole d'une superficie importante, qui autrement aurait concurrencé ce même centre pour l'eau potable ou serait restée sans mise en valeur. Elle a permis à l'agriculture de disposer en plus de l'eau, des fertilisants et de la matière organique contenus dans les eaux usées. Les éléments chimiques contenus dans les eaux usées, particulièrement l'azote, le phosphore et le potassium (NPK) améliorent les rendements des cultures sans pour autant augmenter les coûts de production. En effet, l'agriculteur achète habituellement les engrais chimiques qui sont souvent coûteux. Autre conséquence bénéfique : la protection de l'environnement. Les eaux usées ne sont plus rejetées dans le milieu naturel, ce qui évite des dommages environnementaux et particulièrement la pollution des cours d'eau, des nappes phréatiques et des lacs. Elle permet enfin l'amélioration du bien être des populations. L'irrigation des terres se traduit par une meilleure productivité et des gains économiques conséquents. Comme en témoigne le tableau-I qui compare les rendements dans différentes situations. Il montre que des cultures comme le blé, le riz et la pomme de terre, irriguées avec des eaux usées brutes ou traitées, par simple lagunage, donnent un meilleur rendement par rapport aux eaux fraîches auxquelles on ajoute des fertilisants chimiques. Ceci montre en quelque sorte que les eaux usées réutilisées en irrigation agricole peuvent non seulement se substituer aux eaux fraîches, mais améliorent les rendements et diminuent les coûts de production.

2.2 La réutilisation des eaux usées

Selon **Valiron et al. (1983)**, la réutilisation de l'eau est définie ainsi : « La réutilisation est une action volontaire et planifiée qui vise la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler des déficits hydriques ».

On peut distinguer cinq catégories de réutilisation :

- Réutilisation pour l'irrigation : cultures fourragères ou maraîchères, céréales, prairies, etc.
- Réutilisation industrielle : circuit de refroidissement, construction, papeteries, industries textiles, etc.
- Réutilisation en zone urbaine : lutte contre l'incendie, lavage de voirie, recyclage des eaux usées d'un immeuble, arrosage de parcs, golfs, cimetières, etc.
- La production d'eau potable.
- La recharge de nappe phréatique.

2.2.1 Objectif de la réutilisation des eaux usées

L'objectif principal de la réutilisation des eaux usées est non seulement de fournir des quantités supplémentaires d'eau de bonne qualité en accélérant le cycle d'épuration naturelle de l'eau, mais également d'assurer l'équilibre de ce cycle et la protection du milieu environnant. Par définition, cette réutilisation est une action volontaire et planifiée qui vise la production des quantités complémentaires en eau pour différents usages afin de combler des déficits hydriques. En fonction des exigences de qualité des consommateurs, deux grandes classes de Réutilisation peuvent être définies :

- Les usages potables peuvent être directs, après un traitement poussé, ou indirect, après passage dans le milieu naturel.
- Les usages non potables dans les secteurs agricole (irrigation), industriel et urbain Au plan mondial, l'utilisation de cette technique par l'agriculture, l'industrie et les usages domestiques couvre respectivement 70 %, 20 %, 10 % de leur demande en eau

La figure suivante résume les principales voies de réutilisation dans les pays ayant une expérience significative dans ce domaine. Il apparaît que la réutilisation pour l'irrigation est essentiellement présente dans les pays réputés agricoles mais dont les ressources hydriques sont faibles, comme le bassin méditerranéen, le Sud des Etats-Unis. Les plus grands projets de réutilisation ont été développés dans les régions de l'Ouest et de l'Est des Etats-Unis, l'espace méditerranéen, l'Australie, l'Afrique du Sud et dans les zones semi-arides de l'Amérique du Sud et de l'Asie du Sud.

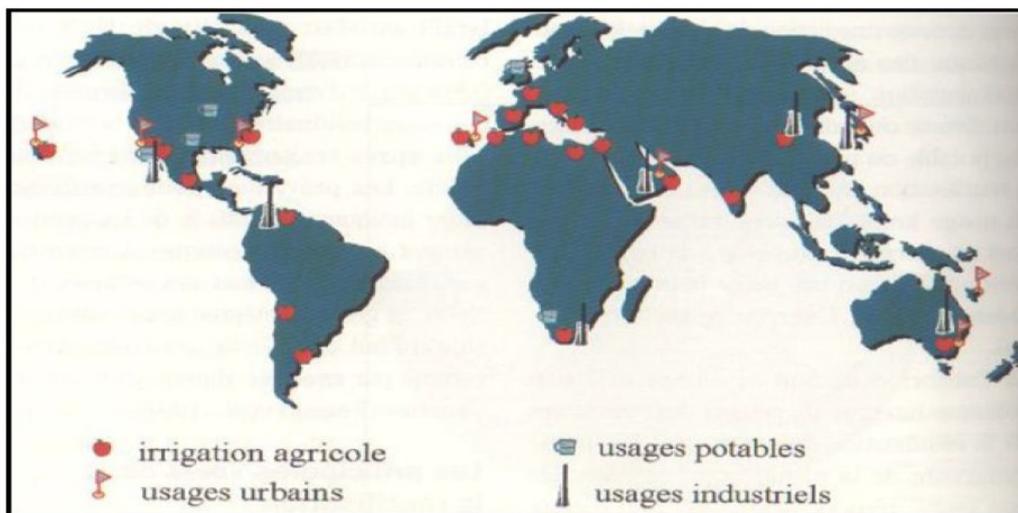


FIGURE 2.1 – Répartition par secteur et localisation des expériences mondiales les plus importantes en réutilisation des eaux résiduaires urbaines

2.2.2 Historique de la réutilisation des eaux usées

Les effluents urbains ont été depuis longtemps utilisés pour la production agricole (champ d'épandage du 19^e siècle, en Angleterre, Allemagne, les régions parisiennes). A partir de 1910 sous l'influence de l'extension urbaine, les nuisances générées par l'épandage d'eaux brutes, la pratique est entrée en régression sans que ce déclin soit dû à des considérations sanitaires objectives et précises.

TABLE 2.1 – formes de réutilisation des eaux usées

Formes de réutilisation	Application
Irrigation en agriculture	- Culture maraîchère ou fourragère - Arbres fruitiers - Culture industrielle - Aquaculture
Activité récréative	- Augmentation des cours d'eau pour le Pêche, natation
Utilisation industrielle	- Eau de refroidissement - Construction - Papeterie - Industries textiles
L'utilisation urbaine	- Irrigation de parcs, écoles - Golfs, résidences - Protection incendie - Recyclage en immeuble - Lavage de voirie
Production de l'eau potable	- Production indirecte d'eau potable - Production directe d'eau potable

Au milieu du siècle, une meilleure compréhension des phénomènes biologiques et physico-chimiques qui préside au processus de l'évolution et de la dégradation de la matière Organique, a favorisé, dans les pays industrialisés, des techniques épuratoires, qui avaient pour but de protéger le milieu naturel et en particulier, les cours d'eau récepteurs

Ces techniques ont été ensuite, peu à peu, utilisées pour le recyclage direct ou indirect, dans les pays semi arides, à déficit hydrique chronique.

C'est ainsi que les états comme la Californie, l'Arizona ont développé à partir des années soixante et, plus radicalement, ces deux dernières décennies, l'irrigation avec les eaux résiduaires, après traitement physico-chimique et biologique.

Aux états unis, un milliard de mètre cube était recyclé annuellement en 1975, dont 60 % pour l'agriculture (7 milliards pour l'année 2000). En Californie environ 180 millions de mètre cube par an étaient réutilisés dans l'agriculture en 1975.

Des pays du bassin méditerranéen ont suivi rapidement l'exemple : Espagne, Chypre, Grèce, Palestine, Tunisie (2000 ha irrigués à partir des eaux usées épurées près de Tunis).

2.2.3 La réutilisation des eaux usées en agriculture

2.2.3.1 Exemple de réutilisation des eaux épurées en agriculture dans le monde

Les projets se concentrent autour de bassin méditerranéen et en Europe, aux États- Unis ou encore en Australie. Certains pays comme la Tunisie ont une véritable politique nationale de réutilisation des eaux usées épurées.

- **La Tunisie** a développé un programme de réutilisation des eaux usées épurées dès les années soixante. La première utilisation d'eaux épurées a eu lieu aux alentours de Tunis, pour irriguer 600 ha de citronniers. La nappe qui alimentait autrefois les circuits d'irrigation avait

été surexploitée et commençait à être envahie par l'eau de mer. Il a donc fallu trouver une solution alternative. A partir des années quatre-vingt, une politique de réutilisation a été mise en place. En 1993, 6.400 ha de terres agricoles étaient irrigués avec des eaux épurées, et ce chiffre devait atteindre 20 à 30.000 ha dans les années suivantes.

Le traitement préconisé est le bassin de maturation, le plus adapté aux conditions techniques et économiques locales. Les restrictions d'utilisation ne concernent que les légumes destinés à être consommés crus ou cuits, selon la réglementation tunisienne établie en 1989

- **Les États-Unis**, 34 états disposent de réglementations concernant l'usage agricole des eaux usées. La Californie fait office de précurseur. Sa réglementation sur la qualité des eaux et leur utilisation, dénommée « Title 22 », est une référence au niveau international. Respectivement 63 % (570.000 m³/j) et 34 % (340.000 m³/j) des eaux usées épurées des états de Californie et de Floride sont réutilisées pour l'agriculture. 70 % des effluents sont réutilisés pour l'irrigation agricole après un traitement type Titre 22 (filtration tertiaire et désinfection)

- **Le Mexique**, en 1996, les eaux usées brutes (non traitées) de Mexico étaient utilisées pour irriguer 85 000 hectares de maïs, d'orge et de tomates, dans ce qui constituait le plus grand plan d'irrigation au monde. Les critères sanitaires de la réglementation ont depuis changé, ce qui est heureux au vu de l'étude épidémiologique réalisée dans cette région mettant en évidence une augmentation des maladies intestinales liées à l'irrigation par ces eaux brutes (Puil, 1998). Des pays comme la Grèce, le Portugal, l'Italie, l'Espagne ont des programmes plus ou moins avancés de REUE pour l'agriculture. En Europe du nord, l'Allemagne et la Hongrie utilisent les eaux épurées pour irriguer des céréales, des pommes de terre, etc. mais à moindre échelle. Notons que, mis à part le cas exceptionnel de Mexico, aucun des rapports concernant ces différents cas de réutilisation ne fait état de problèmes sanitaires

2.2.4 L'expérience Algérienne dans le domaine de réutilisation des eaux usées

2.2.4.1 Introduction

Le degré de vulnérabilité d'un pays pour l'eau dépend de la quantité d'eau, de sa répartition dans le temps, de sa qualité, et du niveau de la consommation et de la demande. Alors que le climat est le facteur principal déterminant la quantité d'eau et sa répartition dans le temps, la population et le développement économique sont les influences prépondérantes pour la qualité et la demande. Quand les ressources internes renouvelables en eau sont inférieures à 1000 m³ par habitant, le manque d'eau est alors considéré comme un grave frein au développement socio-économique et à la protection de l'environnement. (FAO, 1993)

D'après les statistiques de disponibilité en eau de quelques pays (année 2000), établis par la FAO sur la base de données de la banque mondiale et d'autres organismes, l'Algérie était sous la barre des 1000 m³ par an et par habitant, avec des ressources internes renouvelables estimées à 570 m³/an/habitant.

2.2.4.2 Statistiques sur la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie

Etant donné que les ressources en eau prélevées en 2000 sont estimées à 6.074 milliards de m³ dont 3.938 milliards destinées à l'irrigation (65%) (FAO. 1999.L'étude sur l'agriculture en Algérie). Et pour mieux analyser la situation, on citera les statistiques suivantes présentées par le Directeur de l'Hydraulique Agricole au Ministère des Ressources en Eau, dans le cadre d'une

communication présenté à Rabat, du 09 au 12 juillet 2007, sous le titre « la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie ».

2.2.4.2.1 Situation de la réutilisation des EE en Algérie

- Surface Agricole Utile (SAU) : 8,5 millions ha soit 3,3 % de la superficie géographique.
- Potentiel de croissance à moyen terme : 01 million d'hectares.
- Superficie irriguée (2006) : 900.000 ha soit 10,5 % de la SAU

Irriguées principalement à partir des eaux souterraines soit 78%

674.000 ha irrigués à partir de :

- 42.400 forages
- 132.000 puits
- 5.300 sources

Eaux superficielles (13%)

109.000 ha irrigués à partir de :

- 59 barrages totalisant une capacité de 440 hm³,
- 318 retenues collinaires totalisant une capacité de 33,4 hm³,
- 9.500 prises au fil d'eau,
- 77.000 ha irrigués à partir de 1.120 points d'eau (Épandages de crues, foggaras, etc.)

Irrigation avec les eaux épurées

- Superficie irriguée en 2006 : 410 ha.
- Superficie en projet : 12.000 ha.
- Superficie à irriguer à terme : 60.000 ha

2.2.4.2.2 Situation des stations d'épurations

Au cours de ces dernières années, le Ministère des Ressources en Eau a entrepris la mise en oeuvre d'un important programme d'investissement concernant la réalisation et la réhabilitation de STEP. Les STEP conçues, répondent aux critères imposés par le Ministère des Ressources en Eau et qui consistent à :

- Protéger les eaux des retenues existantes contre la pollution et l'eutrophisation
- Protéger le littoral et les zones de baignades.

Eaux usées produites

- Volume annuel : 730 hm³/an.
- Volume annuel à l'horizon 2020 : 01 milliard de m³/an.

Eaux usées épurées

- Capacité installée actuelle : 270 hm³.
- Volume actuel épuré : 150 hm³.
- Capacité installée à l'horizon 2020 : 972 hm³
- Capacité installée à l'horizon 2030 : 1.271 hm³.

STEP à boues activées

Cent une (101) STEP sont en service. Les capacités installées pour le traitement des eaux usées varient de $200 \text{ m}^3/j$ pour l'agglomération de H'Nancha (Souk-Ahras) à $750000 \text{ m}^3/j$ pour la STEP de Baraki (Alger)

Lagunage

Quatre-vingt-treize (93) STEP de type lagunage dont 20 de type aéré sont en service. Les capacités installées varient de $320 \text{ m}^3/j$ pour l'agglomération de l'Émir Abdelkader (Ain-Temouchent) à $42\,000 \text{ m}^3/j$ pour la STEP de Ouargla

TABLE 2.2 – Nombre de STEP à l'échelle nationale

Procédé de traitement	Etat	Nombre
Boue activée et lagunage	En exploitation dont six (6) en travaux de réhabilitation et une (1) en étude de réhabilitation	41
	En travaux	51
	En voie de lancement	33
	En travaux de réhabilitation (Hors service)	7
	En étude de réhabilitation (Hors service)	6
	En cours d'études	56
Total		194

2.2.4.3 Perspectives de réutilisation des EUE en agriculture

Travaux : Quatre projets totalisant une superficie de 3.000 ha

- Périmètre de Hennaya à partir de la STEP de Tlemcen (wilaya de Tlemcen) sur une superficie de 912 ha.
- Périmètre de Dahmouni (wilaya de Tiaret) sur une superficie 1214 ha.
- Périmètre d'irrigation à partir de la STEP de la ville de Bordj Bou Arreridj sur une superficie de 350 ha.
- Périmètre d'irrigation à partir de la STEP de Hamma Bouziane à Constantine sur une superficie de 327 ha..

Étude : Trois projets totalisant une superficie de 9.000 ha.

- Périmètre d'irrigation de M'leta à partir de la STEP d'Oran sur une superficie de 8100 ha.
- Aire d'irrigation à l'aval de la STEP de la ville de Médéa a sur une superficie de 255 ha.
- Périmètre d'irrigation à partir de la STEP de la vallée d'oued Saida sur une superficie 330 ha

2.2.4.3.1 Cadre réglementaire d'usage des eaux usées épurées

La loi n° 05 - 12 du 04 août 2005, relative à l'eau, a institué, à travers ses articles 76 et 78, la concession d'utilisation des eaux usées épurées à des fins d'irrigation (JO n°60 - année 2005). Le décret n° 07-149 du 20 mai 2007 fixe que le concessionnaire (personne physique ou morale) qui se propose de distribuer, à des usagers, des eaux usées épurées à des fins d'irrigation) et les

différents intervenants (direction de wilaya de l'hydraulique, de la santé, de l'agriculture et du commerce) sont tenus de procéder à un contrôle régulier de la qualité des eaux distribuées afin de s'assurer en permanence, que la qualité de eaux épurées est conforme aux normes fixées par la réglementation en vigueur (normes Organisation Mondial de la Santé (OMS) et Organisation de l'Alimentation FAO).

TABLE 2.3 – Données sur le potentiel de la REUE agricole en Algérie

	2010	2015	2020	2025	2030
Volume d'eau usée intercepté (hm ³ /an)	501	708	972	1.208	1.271
Volume d'eau usée épurée (hm ³ /an)	257	399	561	705	762
Surface à irriguer par les EUE sans stockage (ha)	21.773	34.485	48.279	59.876	64.431
Surface à irriguer par les EUE avec 100% de stockage (ha)	36.288	57.476	80.466	80.466	107.385

2.2.4.3.2 Normes et critères du JORA 2012

Les paramètres minimaux de qualité bactériologique des EE à la sortie de la STEP permettant d'assurer la protection sanitaire des agriculteurs et des consommateurs, sont ceux décret dans L'JO N°41 Arrêté interministériel du 25 Chaâbane 1433 correspondant au 15 juillet 2012 fixant les spécifications des eaux usées épurées utilisées à des fins d'irrigation.

TABLE 2.4 – Spécification des eaux usées épurées

25 Chaâbane 1433 15 juillet 2012		JOURNAL OFFICIEL DE LA REPUBLIQUE ALGERIENNE N° 41		19
ANNEXE				
SPECIFICATIONS DES EAUX USEES EPUREES UTILISEES A DES FINS D'IRRIGATION				
1. PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES				
GROUPES DE CULTURES	PARAMETRES MICROBIOLOGIQUES			
	Coliformes fécaux (CFU/100ml) (moyenne géométrique)	Nématodes intestinaux (œufs/l) (moyenne arithmétique)		
Irrigation non restrictive.				
Culture de produits pouvant être consommés crus.	<100	Absence		
Légumes qui ne sont consommés que cuits.				
Légumes destinés à la conserverie ou à la transformation non alimentaire.	<250	<0,1		
Arbres fruitiers (1).				
Cultures et arbustes fourragers (2).				
Cultures céréalières.				
Cultures industrielles (3).				
Arbres forestiers.				
Plantes florales et ornementales (4).				
Cultures du groupe précédent (CFU/100ml) utilisant l'irrigation localisée (5) (6).	pas de norme recommandée	pas de norme recommandée		

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

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

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

(4) Une directive plus stricte (<200 coliformes fécaux par 100 ml) est justifiée pour l'irrigation des parcs et des espaces verts avec lesquels le public peut avoir un contact direct, comme les pelouses d'hôtels.

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

(6) A condition que les ouvriers agricoles et la population alentour maîtrisent la gestion de l'irrigation localisée et respectent les règles d'hygiène exigées. Aucune population alentour.

TABLE 2.5 – Norme des paramètres Physico – Chimiques

	PARAMETRES	UNITÉ	CONCENTRATION MAXIMALE ADMISSIBLE
Physiques	pH	—	$6.5 \leq \text{pH} \leq 8.5$
	MES	mg/l	30
	CE	ds/m	3
	Infiltration le SAR = $0 - 3 \text{ CE}$		0.2
	3 - 6		0.3
	6 - 12	ds/m	0.5
	12 - 20		1.3
	20 - 40		3
Chimiques	DBO5	mg/l	30
	DCO	mg/l	90
	CHLORURE (Cl)	meq/l	10
	AZOTE (NO ₃ - N)	mg/l	30
	Bicarbonate (HCO ₃)	meq/l	8.5
Eléments toxiques (*)	Aluminium	mg/l	20.0
	Arsenic	mg/l	2.0
	Béryllium	mg/l	0.5
	Bore	mg/l	2.0
	Cadmium	mg/l	0.05
	Chrome	mg/l	1.0
	Cobalt	mg/l	5.0
	Cuivre	mg/l	5.0
	Cyanures	mg/l	0.5
	Fluor	mg/l	15.0
	Fer	mg/l	20.0
	Phénols	mg/l	0.002
	Plomb	mg/l	10.0
	Lithium	mg/l	2.5
	Manganèse	mg/l	10.0
	Mercure	mg/l	0.01
	Molybdène	mg/l	0.05
	Nickel	mg/l	2.0
	Sélénium	mg/l	0.02
	Vanadium	mg/l	1.0
Zinc	mg/l	10.0	

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

2.2.4.4 Les risques liés à la réutilisation agricole des eaux usées épurées

2.2.4.4.1 Risque microbiologique

Dans le cas de l'agriculture, il est prouvé depuis longtemps que les microorganismes pathogènes des animaux ne peuvent ni pénétrer ni survivre à l'intérieur des plantes. Les micro-organismes se retrouvent donc à la surface des plantes et sur le sol. Les feuilles et la plante créent un environnement frais, humide (évaporation) et à l'abri du soleil. Il peut donc y avoir une contamination pendant la croissance des plantes ou la récolte. Les trois voies de contamination que l'on retrouve classiquement sont :

- **La contamination par ingestion**

C'est la plus commune. D'une part, il y a l'ingestion directe, lorsqu'il y a consommation d'eau. Celle-ci peut être volontaire lors de la consommation d'eau potable, ou involontaire, par exemple « boire la tasse » en natation. D'autre part, il y a l'ingestion indirecte, par exemple quand les eaux épurées sont utilisées pour irriguer des cultures dont les produits sont ensuite consommés.

- **La contamination par inhalation**

Elle est moins importante et n'est pas possible pour tous les polluants. Elle se produit lors de la formation d'aérosols, dans le cas de l'irrigation par aspersion ou de l'utilisation d'un karcher.

- **La contamination par voie cutanée**

Un simple contact peut entraîner une contamination, souvent grâce à des microcoupures sur la peau. Seule la bactérie *Leptospira* est vraiment concernée par ce mode de transmission.

TABLE 2.6 – Les virus dans les eaux usées

Agent pathogène	Symptômes, maladie	Nbre pr 1L d'eau usée	Voies de contamination principales
Virus de l'hépatite A	Hépatite A		Ingestion
Virus de l'hépatite E	Hépatite E		Ingestion
Rotavirus	Vomissement, diarrhée	400 à 85 000	Ingestion
Virus de Norwalk	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Adénovirus	Maladie respiratoire, Conjonctivite, vomissement, diarrhée		Ingestion
Astrovirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Calicivirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion
Coronavirus	Vomissement, diarrhée		Ingestion/ inhalation
Réovirus	Affection respiratoire bénigne et diarrhée		Ingestion
Entérovirus :			
Poliovirus	Paralyse, méningite, fièvre	182 à 492 000	Ingestion
Coxsackie A	Méningite, fièvre, pharyngite, maladie respiratoire		Ingestion
Coxsackie B	Myocardite, anomalie Congénitale du coeur (Contamination pendant la grossesse), éruption cutanée, fièvre, méningite, maladie respiratoire		Ingestion
Echovirus	Méningite, encéphalite, maladie respiratoire, rash, diarrhée, fièvre		Ingestion
Entérovirus 68-71	Méningite, encéphalite, maladie respiratoire, conjonctivite hémorragique aiguë, fièvre		Ingestion

TABLE 2.7 – Les bactéries pathogènes dans les eaux usées

Agent pathogène	Symptômes, maladie	Nbre pr 1l d'eau usée	Voies de contamination principales
Salmonella	Typhoïde, paratyphoïde, salmonellose	23 à 80 000	Ingestion
Organisme	Dysenterie bacillaire	10 à 10 000	Ingestion
E. coli	Gastro-entérite		Ingestion
Yersinia	Gastro-entérite		Ingestion
Campylobacter	Gastro-entérite	37 000	Ingestion
Vibrio	Choléra	100 à 100 000	Ingestion
Leptospira	Leptospirose		Cutanée/Inhalation/Ingestion
Legionella	Leptospirose		Inhalation
Mycobacterium	Tuberculose		Inhalation

TABLE 2.8 – Facteurs environnementaux modifiant la survie des microorganismes

Facteur	Diminution de la survie
Température	Quand elle augmente
Eau	Quand l'humidité diminue
pH	Aux pH extrêmes (12 ou à 3)
Ensoleillement	Quand la luminosité augmente
Oxygène	Effet variable selon le type respiratoire des bactéries ; effet négatif sur les Virus
Matière organique (nutriments)	Quand la quantité de nutriments diminue
Organismes vivants	Quand l'activité biologique augmente. L'activité biologique du milieu (présence d'organismes saprophytes tels que certains champignons) diminue la résistance des organismes par compétition pour les nutriments et sans doute par prédation.

TABLE 2.9 – Temps de survie des pathogènes excrétés à 20–30 °C

	Temps de survie en jours			
	Dans les matières de vidange et les boues	Dans les eaux claires et les eaux usées	Sur le sol	Sur les plantes
Virus Entérovirus	100(20)	120 (50)	100 (20)	60 (15)
Bactéries Coliformes fécaux	< 90 (<50)	< 60 (<30)	< 70 (< 20)	< 30 (<15)
Salmonella	< 60 (< 30)	< 60 (< 30)	< 70 (< 20)	< 30 (<15)
Protozoaires	30 (15)	30 (15)	20 (10)	10 (2)
Helminthes	Plusieurs mois	Plusieurs mois	Plusieurs mois	60 (30)

2.2.4.4.2 Risques chimiques

- **Eléments traces**

Les éléments traces sont, en général, immobilisés dans les couches supérieures du sol, par adsorption et échange d'ions. Cette accumulation peut avoir pour conséquence à terme des risques pour le développement des plantes, la santé humaine et animale; Les métaux qui présentent les risques les plus notables sont :

- Le cadmium et molybdène, peuvent être toxiques pour les animaux et les humains, à des concentrations bien inférieures aux seuils de phytotoxicité
- Le nickel, zinc et cuivre sont d'abord phytotoxiques

TABLE 2.10 – Concentrations maximales d'éléments à l'état de trace recommandée pour les eaux d'irrigations

Élément	Concentration maximale recommandée (mg/l)	Observations
Al (aluminium)	5,0	Peut provoquer la stérilité des sols acides (pH <5,5), mais les sols sodiques précipitent l'ion et éliminent la toxicité à pH > 7,0.
As (arsenic)	0,10	La toxicité à l'égard des plantes varie fortement, à moins de 0,05 mg/l pour le riz.
Be (beryllium)	0,10	La toxicité vis-à-vis des cultures varie fortement de 5mg/l pour le chou à 0,5 mg/l pour les haricots blancs.
Cd (cadmium)	0,01	Toxique pour les haricots, les betteraves et les navets à de faibles concentrations (0,1 mg/l dans la solution nutritive). Des limites prudentes sont recommandées en raison des possibilités de formation des concentrations, dans les végétaux et les sols, dangereuses pour l'homme.
Co (cobalt)	0,05	Toxique pour la tomate à 0,1 mg/l dans la solution nutritive. A tendance à être neutralisée par les sols à pH > 7.
Cr (Chrome)	0,10	N'est en général pas considéré comme un élément essentiel de la croissance. En raison d'un manque d'information sur ses effets toxiques, on recommande des limites prudentes.
Cu (cuivre)	0,20	Toxique pour un certain nombre de plantes à partir de concentrations comprises entre 0,1 et 1,0 mg/l, dans la solution nutritive.
F (fluor)	1,0	Neutralisé par les sols à pH 7.
Fe (Fer)	5,0	Pas toxique pour les plantes dans les sols aérés, mais peut contribuer à l'acidification des sols et à la baisse de la disponibilité du phosphore et du molybdène essentiel. Peut provoquer, en aspersion "haute", des dépôts peu esthétiques sur les plantes, l'équipement et les bâtiments.
Li (Lithium)	2,5	Toléré par la plupart des cultures jusqu'à 5mg/l, mobile dans le sol. Toxique pour les agrumes à des concentrations faibles (<0,075 mg/l). Agit comme le bore.

2.2.4.4.3 Substances nutritives

Ces impacts sont d'importance particulière puisqu'ils peuvent réduire la productivité, la fertilité et le rendement des terres.

L'azote

En quantité excessive peut :

- Perturber certaines productions
- Retarder la maturation de certaines cultures, abricots, agrumes

Mn (manganèse)	0,20	Toxique pour un certain nombre de plantes, à partir de quelques dixièmes de mg/l à quelques mg/l, mais en général seulement dans les sols acides.
Mo (molybdène)	0,01	Non toxique pour les cultures à des concentrations normales dans le sol et l'eau. Peut-être toxique pour le bétail lorsque le fourrage pousse sur des sols à forte concentration en molybdène disponible.
Ni (nickel)	0,20	Toxique pour un certain nombre de plantes à partir de concentrations variant de 0,5 mg/l à 1,0 mg/l, toxicité réduite avec un pH neutre ou alcalin.
Pb (plomb)	5,0	Peut inhiber la croissance des cellules végétales à des concentrations très élevées
Se (sélénium)	0,02	Toxique pour les cultures à des concentrations aussi faibles que 0,025 mg/l et toxique pour le bétail si le fourrage est cultivé sur des sols avec un niveau relativement élevé de sélénium apporté. Essentiel aux animaux mais à des concentrations très basses.
Sn (étain)		Exclu efficacement par les plantes ; tolérance spécifique inconnue.
V (vanadium)	0,10	Toxique vis-à-vis de nombreux végétaux à des Concentrations relativement faibles.
Zn (zinc)	2,0	Toxique pour de nombreuses plantes à des concentrations très variables, toxicité réduite à pH > 6,0 et dans les sols à texture fine ou organiques.

- Altérer leur qualité, comme par exemple réduire la teneur en sucres des fruits
- Accentuer la sensibilité des cultures aux maladies, la tendance à la verse pour les céréales
- Limiter le développement des jeunes racines

Les nitrates

L'origine des nitrates dans l'eau souterraine est principalement due aux engrais et les eaux d'épuration. L'azote n'est pas absorbé par les plantes, volatilisé, ou emporté par le nettoyage des surfaces dans les eaux souterraines sous forme de nitrate. Ceci rend l'azote non disponible pour les plantes, et peut également augmenter la concentration dans les eaux souterraines au-dessus des niveaux admissibles pour la qualité de l'eau potable. Les systèmes septiques éliminent seulement la moitié de l'azote des eaux usées, laissant l'autre moitié dans les eaux souterraines, ceci conduit à une augmentation des concentrations en nitrate.

Méthémoglobinémie : une maladie causée par un excès en nitrate

La condition clinique se produisant à partir de la conversion de l'hémoglobine en méthémoglobine, qui est incapable de relier ou de transporter l'oxygène. La méthémoglobine est formée lorsque le fer de la molécule d'hémoglobine est oxydé de Fe²⁺ en Fe³⁺.

Le potassium

La concentration en potassium dans les effluents secondaires varie de 10 à 30 mg/l. Un excès de fertilisation potassique conduit à une fixation éventuelle du potassium et une augmentation des pertes par drainage en sols légers.

Le phosphore

Le principal problème causé par le phosphore est l'eutrophisation des milieux aquatiques, no-

tamment des lacs.

L'eutrophisation est "l'asphyxie des eaux d'un lac ou d'une rivière" due à un apport exagéré de substances nutritives - notamment le phosphore - qui augmente la production d'algues et de plantes aquatiques.

La décomposition et la minéralisation de ces algues, lorsqu'elles meurent, consomment de l'oxygène dissous. Autrement dit, plus il y a d'algues, moins il y a d'oxygène, particulièrement dans les eaux du fond. En dessous d'un certain seuil, on parle généralement de 4 mg d'oxygène par litre, les conditions de vie deviennent difficiles pour la faune et la flore.

2.2.4.4.4 La concentration saline des eaux

Au cours des irrigations successives, la plante prélève l'eau qui lui est nécessaire et abandonne dans le sol une large fraction des sels apportés. Ces résidus s'accumulent et la salinité propre du sol s'élèvera en même temps que les volumes d'eau appliqués. Les eaux d'irrigation doivent donc renfermer des quantités de sel notable inférieures au niveau de salinité de la solution de sol considéré comme dangereux. Dans le cas contraire, il faut pratiquer des irrigations supérieures aux besoins de la culture de manière que l'eau en excès entraîne en profondeur hors de portée des racines les éléments solubles.

Les risques de salinisation peuvent être minorés de 10 à 30% si la fraction de lessivage correspond à celle d'une irrigation bien réalisée (10 à 20% de lessivage).

Les principaux sels responsables de la salinité de l'eau sont les sels de calcium (Ca^{2+}), de magnésium (Mg^{2+}), de sodium (Na^+), les chlorures (Cl^-), les sulfates (SO_4^{2-}) et les bicarbonates (HCO_3^-).

Le Sodium

Le sodium est l'un des éléments les plus indésirables dans l'eau d'irrigation ; le problème principal avec une grande quantité de sodium est son effet sur la perméabilité du sol et sur l'infiltration de l'eau. Le sodium remplace le calcium et le magnésium adsorbés sur les particules d'argile et provoque la dispersion des particules du sol. Il y a donc éclatement des agrégats du sol ce qui conduit à une structure compacte lorsque cette dernière est sec et excessivement imperméable à l'eau.

La concentration de sodium dans l'eau d'irrigation est estimée par le ratio d'adsorption du sodium (SAR). Le SAR décrit la quantité de sodium en excès par rapport aux cations calcium et magnésium, qui eux, peuvent être tolérés en relativement grande quantité dans l'eau d'irrigation.

2.2.4.4.5 Les eaux souterraines (nappes)

Les nappes libres (nappes qui ne possèdent pas de couche imperméable au-dessus permettant leur protection) sont les plus exposées à la contamination par l'infiltration des eaux usées épurées après irrigation, non seulement parce qu'elles ne bénéficient pas d'une protection, mais encore parce qu'elles sont en général peu profondes.

Les nappes captives (nappes qui ont une couche imperméable au-dessus qui empêche l'eau et donc les polluants de s'infiltrer) sont plus protégées mais peuvent être éventuellement contaminées par des forages ou une autre mise en communication avec la surface ou un autre aquifère pollué

2.2.5 Stockage des eaux épurées

2.2.5.1 Recharge de nappes aquifères

Il y a deux possibilités de recharge des nappes aquifères :

- Déversement direct des eaux épurées après un haut degré de traitement par un forage.
- L'infiltration-percolation : cette technique utilise les capacités épuratrices des sols en combinant l'épuration complémentaire et recharge de nappes.

2.2.5.2 Réservoirs de stabilisation

Ce sont des réservoirs de profondeur variable de 5,5 à 15 mètres, le stockage des eaux épurées dans ces réservoirs sur de longues durées (de quelques jours à quelques semaines voir des mois) constitue un véritable traitement complémentaire; il permet la diminution des matières en suspension, l'azote (nitrates) et les micro-organismes. Ces diminutions sont très variables selon la qualité de l'eau d'entrée et la conception du réservoir (en particulier sa profondeur)

2.2.6 Les bénéfices et les contraintes de la réutilisation des eaux usées

La Réutilisation des eaux usées peut être un atout important dans la politique d'aménagement du territoire des collectivités locales. Les avantages et les bénéfices les plus importants de la réutilisation de ces eaux, ainsi que les défis et les contraintes les plus fréquemment rencontrés dans l'exécution et l'exploitation de tels projets, sont les suivants :

2.2.6.1 Bénéfices et avantages de la réutilisation des eaux usées

2.2.6.1.1 Ressource alternative

- Augmenter la ressource en eau et la flexibilité d'approvisionnement tout en diminuant la demande globale
- Différer le besoin de mobilisation d'autres ressources en eau
- Assurer une ressource fiable, disponible et indépendante des sécheresses pour l'irrigation et les usages industriels
- Dans certains cas, une exécution rapide et plus facile que la mobilisation de nouvelles ressources en eau de première main
- Garantir une indépendance vis-à-vis du fournisseur d'eau potable (par exemple pour des raisons politiques)

2.2.6.1.2 Conservation et préservation des ressources

- Economiser l'eau potable pour la réserver aux usages domestiques
- Contrôler la surexploitation des ressources souterraines

2.2.6.1.3 Valeur économique ajoutée

- Éviter les coûts du développement, du transfert et de pompage de nouvelles ressources en eau fraîche
- Dans certains cas, éviter les coûts de l'élimination des nutriments des eaux usées
- Réduire ou éliminer l'utilisation des engrais chimiques en irrigation
- Assurer des revenus complémentaires grâce à la vente de l'eau recyclée et des produits dérivés

- Assurer des bénéfices économiques pour les usagers grâce à la disponibilité de l'eau recyclée en cas de sécheresse
- Favoriser le tourisme dans les régions arides
- Augmenter la valeur foncière des terrains irrigués.

2.2.6.1.4 Valeur environnementale

- Réduire les rejets de nutriments et de polluants dans le milieu récepteur
- Améliorer et maintenir les plans d'eau en cas de sécheresse
- Éviter les impacts négatifs liés à la construction de nouveaux barrages, réservoirs, etc...
- Améliorer le cadre de vie et l'environnement (espaces verts, etc.)
- Proposer une alternative fiable aux rejets d'eaux usées dans les milieux sensibles (zones de baignade ou conchylicoles, Réserves naturelles, etc.)
- Profiter des nutriments apportés par l'eau d'irrigation pour augmenter la productivité des cultures agricoles et la qualité des espaces verts.

2.2.6.1.5 Développement durable

- Réduire les coûts énergétiques et environnementaux par rapport à ceux de l'exploitation des aquifères profonds, du transport d'eau à longues distances, du dessalement, etc.
- Assurer une ressource alternative à faible coût pour les régions arides, la protection des milieux sensibles et la restauration des zones humides
- Augmenter la production alimentaire en cas d'irrigation

2.2.6.2 Défis et contraintes de la réutilisation des eaux usées

2.2.6.2.1 Aspects législatifs et sanitaires

- Problèmes de santé publique liés aux pathogènes éventuels dans les eaux usées non Traitées
- Absences de réglementation et des incitations à la réutilisation
- Exploitation inappropriée et/ou qualité non-conforme

2.2.6.2.2 Aspects sociaux

- Malgré les réticences psychologiques à utiliser les EUE, la rareté de l'eau et les réalités économiques poussent les agriculteurs de certaines régions à la REU
- Il faut établir un système de surveillance de la qualité des EUE pour instaurer une confiance entre le distributeur et l'utilisateur
- En vertu de l'incertitude des risques liés à la REU, des stratégies nationales de réutilisation des eaux usées pourraient s'orienter uniquement vers les espaces verts et l'agroforesterie (ex : Egypte)

2.2.6.2.3 Aspects économiques

- Considérer la REU comme faisant partie de la trilogie : assainissement, épuration et réutilisation. Cette trilogie devrait s'insérer dans des stratégies nationales
- Le coût de la réutilisation doit être comparé au coût de l'inaction qui a des impacts environnementaux, sanitaires et qui augmente le coût de traitement de l'eau potable
- Le coût de la réutilisation doit aussi être comparé à d'autres alternatives comme le dessalement
- La réutilisation est devenue une nécessité et peut contribuer au développement de certains secteurs économiques (tourisme et loisirs)
- Le coût de la réutilisation varie d'un bassin hydrologique à un autre et en fonction de l'usage final souhaité

2.2.6.2.4 Aspects environnementaux et agronomiques

- La présence de beaucoup de sels, bore, sodium et autres micropolluants peut avoir des effets négatifs sur certaines cultures et les sols

2.2.6.2.5 Aspects technologiques

- Une grande fiabilité d'exploitation est requise.
- Importance du choix de la filière de traitement

2.3 Conclusion

Dans ce chapitre, on a démontré l'intérêt de la REUE comme ressource alternative d'eaux d'irrigation ainsi que le cadre technique et législatif de celle-ci.

Chapitre 3

Présentation de la zone d'étude

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter la station de Béni Mered, en indiquant sa situation géographique et climatique, la situation démographique, son aspect géologique et l'aspect hydrographique ainsi que la filière de traitement de la station et sa capacité.

3.2 Situation géographique

La station d'épuration (STEP) de Béni Mered est à boue activée. Elle est située à l'Est de la route nationale N° 1 à proximité de l'oued Béni Aza et fait partie des installations de protection des cours d'eau de la wilaya de Blida contre la pollution. Cette station construite sur six hectares traite les eaux usées domestiques issues de la ville de Blida.

La station d'épuration de la ville de Beni Mered a été réalisée afin de recevoir uniquement les rejets urbains (les eaux d'égout) de quatre communes (Blida, Ouled-Yaich, Bouarfa et Beni Mered).

3.3 Situation géologique

La ville de Beni Merad est située au sud de la Mitidja, nous avons rencontré sur cette zone, des cailloutis, sables, limons et d'argiles. En contrebas et le long des oueds, nous trouvons des terrasses fluviales du quaternaire. Celles-ci renferment des galets recouverts d'un sol végétal (ANRH, n.d.).

3.4 Caractéristiques sismiques

L'Algérie est découpée en cinq zones sismiques, allant de 0 à 3 ; avec la zone 0 qui correspond à une sismicité négligeable et la zone 3 qui correspond à une sismicité élevée. La région de Blida, de par sa situation sur la bordure sud du bassin sismologique de la Mitidja, connaît une sismicité plutôt modérée. Elle est classée en zone III (sismicité élevée) dans le zonage sismique du Nord de l'Algérie (Taleb, 2017).

3.5 Situation climatique

3.5.1 Climat

Le climat de la ville de Beni Mered est dit tempéré chaud, du fait qu'elle subit l'influence de la mer qui est loin de 22 km. En hiver, les pluies sont bien plus importantes à Beni Mered qu'elles ne le sont en été. Il tombe en moyenne 718 mm de pluie par an. Pour une estimation climatique convenable pour une étude zonale ; on choisit la station pluviométrique de SOUMAA qui convient le mieux pour notre aire d'étude.

3.5.2 Pluviométrie

L'étude de précipitation constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale, afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques comme les égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales, ainsi que le coût des réseaux de drainage. D'après la station pluviométrique de Soumaa, les valeurs de précipitation sont représentées dans le **Tableau 3.2**

TABLE 3.1 – Données de la station pluviométrique de Soumaa (ANRH, n.d.)

Code de la station	021234
Nom de la station	SOUMAA
X	517.45
Y	355.9
Z	177
Années	2000-2018
N	18 ans

TABLE 3.2 – Répartition annuelle de la pluviométrie (2000-2018) (ANRH, n.d.)

Année	Pmoy (mm)
2000	608.9
2001	487.8
2002	957.8
2003	773.8
2004	652.2
2005	760.8
2006	678.1
2007	636.8
2008	81.7
2009	748.8
2010	790.8
2011	867.3
2012	793.5
2013	588.3
2014	610.1
2015	626.5
2016	687.2
2017	882.4
2018	660.8

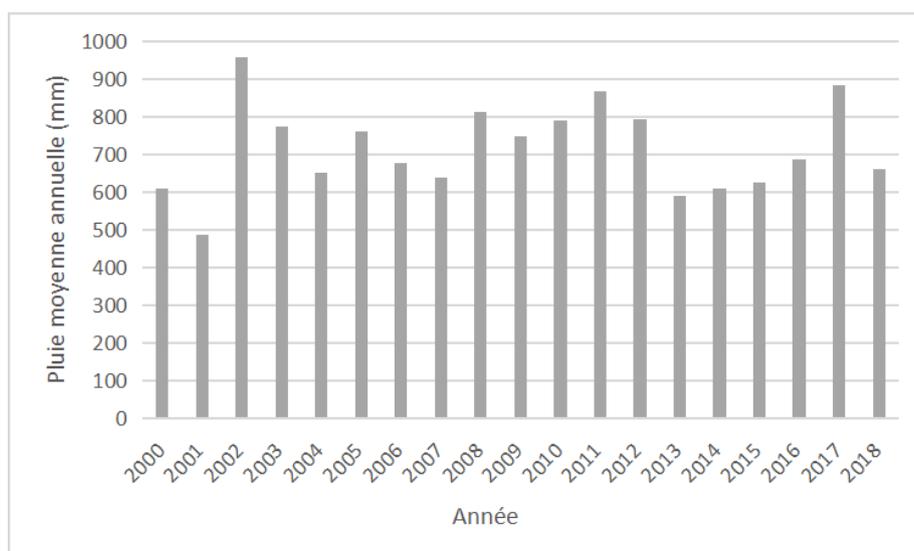


FIGURE 3.1 – Évolution des précipitations pendant les années (2000-2018) (ANRH, n.d.)

3.5.3 Température

Les régimes thermiques varient en fonction de l'éloignement par rapport à la mer. Les données de la température sont représentées dans le **Tableau 3.3** :

TABLE 3.3 – Évolution des Températures mensuelles moyennes, minimales et maximales (2007-2008) (ANRH, n.d.)

Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout
$T_{moy}(^{\circ}C)$	24.8	17.1	14.1	11.4	12.4	12.8	14.5	18.3	19.6	24.7	28.6	29.4
$T_{min}(^{\circ}C)$	18.5	11.0	3.5	3.0	4.0	3.0	3.0	10.5	14.5	17.0	21.5	23.0
$T_{max}(^{\circ}C)$	34.5	23.0	26.5	22.0	20.5	22.0	23.0	28.5	26.0	34.5	36.0	36.0

Les températures sont relativement douces et variables : basses en hiver ($< 13^{\circ}C$) et relativement élevées en été et plus particulièrement en juillet et août ($28,6, 29,4^{\circ}C$).

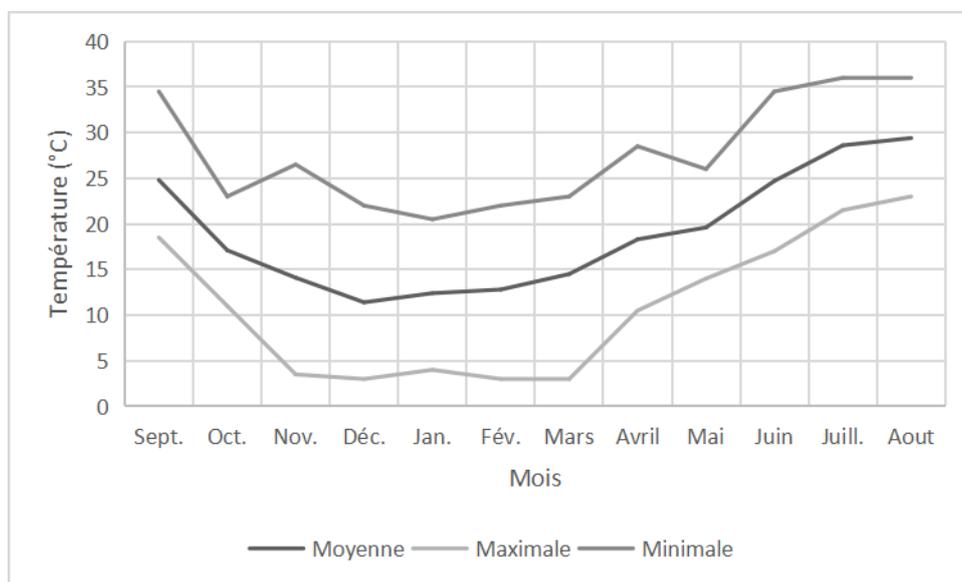


FIGURE 3.2 – Évolution des températures mensuelles (2007-2008) (ANRH, n.d.)

3.5.4 Vents

Les moyennes mensuelles de la vitesse des vents sont affichées dans le tableau suivant :

TABLE 3.4 – Évolution des vents moyens mensuels (2007-2008) (ANRH, n.d.)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout
V_{vent} (km/h)	2.94	4.27	3.93	4.63	4.3	3.2	3	3	2.9	3	2.4	2.96

D'après le tableau, on remarque que les vents dans la région sont plutôt calmes, et soufflent avec une vitesse annuelle moyenne d'environ $3,37$ km/h.

3.5.5 Humidité relative

L'humidité est un état climatique, représentant le pourcentage en volume d'eau existant dans l'atmosphère sous forme de vapeur ou de grammes de vapeur d'eau contenue dans un mètre cube d'air. Elle est mesurée avec un hygromètre. Les données d'humidité relative mensuelles moyennes sont présentées au tableau ci-dessous :

TABLE 3.5 – Moyennes mensuelles de l'humidité relative (2007-2008) (ANRH, n.d.)

Mois	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Aout
Humidité%	93	93	92	91	91	92	93	91	91	90	89	89

Sur la base des données disponibles pour la commune de Béni Mered, on remarque que la plus grande valeur d'humidité relative de l'air est atteinte pendant la période hivernale, avec 93 % au mois de mars, et la plus basse valeur est atteinte pendant la période estivale avec 89 % au mois de juillet.

3.6 Description de la station d'épuration

3.6.1 Historique

La STEP de Béni Mered a été mise en service en 1985 et est pilotée actuellement par l'ONA. Cette station, d'une capacité de traitement de 70 000 EH avant sa réhabilitation et extension et 383 000 EH après sa réhabilitation (2015) pour un débit de pointe de 51 560 m^3/j , recycle les eaux usées des quatre grandes agglomérations de la wilaya à savoir Blida, Béni Mered, Bouarfa et Ouled Yaïch. Elle a permis d'atténuer la pollution de la nappe phréatique de la Mitidja, et de certains cours d'eau, tel que oued Béni Azza.

TABLE 3.6 – Données de base de la STEP de Béni Mered (ONA, 2015)

Capacité nominale (EH)	383 000
Débit moyen journalier (m^3/j)	39 500
Débit moyen horaire (m^3/h)	1 647
Débit horaire de pointe (temps sec) (m^3/h)	3 310



FIGURE 3.3 – Vu sur la STEP de Béni Mered

3.6.2 Capacité

Cette station construite sur six hectares, traite les eaux usées domestiques et industrielles issues de la ville de Blida. Sa capacité nominale depuis 2015 est de 383000 EH pour un débit de pointe de 51 560 m^3/j .

La station d'épuration de Béni Mered est alimentée par deux postes de refoulement (PR) :

- Le PR 18 avec un débit de 4000 m^3/h depuis 2015 et 6200 m^3/j à l'horizon 2030 ;
- Le PR 22 avec un débit nominal de 800 m^3/h depuis 2015 et 1000 m^3/j à l'horizon 2030.

3.6.3 Procédé d'épuration

La station d'épurations de Béni Mered est en cours d'exploitation avec un procédé d'épuration à boue activée.

Le procédé d'épurations par boues activées à moyenne charge comprend 2 filières l'une pour les eaux et l'autre pour les boues dont le processus est le suivant :

- Mise en contact de l'eau brute avec une masse bactérienne en présence d'oxygène (aération), suivie par une phase de séparation et décantation des floccs bactériens (clarification).
- Épaississement des boues biologiques et primaires, digestion et déshydratation.
- Permettre la réutilisation des eaux usées épurées.

3.6.4 Mode de fonctionnement

D'une manière générale, on distingue dans la STEP de Béni Mered les traitements suivants :

3.6.4.1 Filière de traitement des eaux

1. Prétraitement

(a) Dégrillage

Le dégrillage grossier a pour fonction de retenir les éléments solides les plus volumineux afin de protéger les équipements de pompage et assurer le bon fonctionnement des autres équipements de prétraitement en aval. Depuis le poste d'arrivée, l'eau brute passe à travers des grilles d'entrefer 10 mm, les débris les plus volumineux sont retenus. Chaque dégrilleur est équipé d'un système de nettoyage (râteaux) qui extrait les débris, les transporte et les compacte vers des bennes de stockages.



FIGURE 3.4 – Dégrilleurs automatiques de la STEP de Béni Mered

TABLE 3.7 – Caractéristiques du dégrilleur

Paramètre	Unité	Grille grossière	Grille fine
La hauteur d'eau (h max)	m	0.90	0.90
Épaisseur des barreaux (d)	m	2	1
Espacement des barreaux (e)	cm	5	2
Largeur de la grille (L)	m	1.64	1.75
Surface (S)	m ²	0.61	0.61
Pertes de charge (δH)	m	0.033	0.045

(b) **Dégraissage et dessablage**

Cette étape a deux objectifs vis-à-vis du prétraitement :

- L'extraction par décantation des résidus les plus denses transportés par l'effluent (sables et matières lourdes dont la granulométrie est supérieure à 200 microns).
- L'extraction par flottation des déchets plus légers (graisses et déchets fins).

L'élimination du sable pour éviter l'abrasion des équipements, et le dépôt ultérieur de ces particules qui pourrait provoquer des bouchages de canalisations et l'ensablage des ouvrages. L'élimination des graisses favorise le transfert d'oxygène dans les bassins d'aération.

TABLE 3.8 – Caractéristiques du dessableur-dégraisseur

Paramètre	Unité	Valeur
Surface horizontale (S_h)	m ²	175.2
Volume (V)	m ³	876
Hauteur (H)	m	5
Longueur (L)	m	75
Largeur (l)	m	2.34
Temps de séjour (par temps sec) (ts)	min	20

La flottation des graisses est assurée par l'utilisation d'air pressurisé pour créer un bullage dans le dessableur-dégraisseur. Les graisses qui flottent en surface sont évacuées par un racleur solidaire au pont.

Le sable accumulé au fond du dessableur-dégraisseur est évacué par un système d'air lift intégré au pont. Des pompes à vide (une par pont) permettent d'aspirer le sable et de le transférer vers le canal de collecte le long du dessableur-dégraisseur.



FIGURE 3.5 – Déssableur-dégraisseur de la STEP de Béni Mered



FIGURE 3.6 – Stockage des graisses de la STEP de Béni Mered



FIGURE 3.7 – Classification des sables de la STEP de Béni Mered

2. **Traitement primaire (Décantation primaire)** Placée après le prétraitement, la décantation primaire a pour but d'effectuer un premier abattement sur les paramètres MES (55%), DCO (30%) et DBO (30%) avant l'arrivée des eaux dans les bassins biologiques. Cela se traduit par l'accumulation de boues en fond du décanteur. Ces boues sont alors extraites vers la fille de traitement des boues via la bêche de mélange des boues.

La décantation primaire se fait sans ajout de réactifs et est basée uniquement sur la gravité. Les eaux venant du prétraitement sont injectées en partie basse des décanteurs. Les eaux décantées sont évacuées par les goulottes en partie haute des décanteurs. Les ouvrages sont dimensionnés par rapport au débit de pointe afin de garantir une vitesse ascensionnelle (vitesse au miroir) suffisamment faible pour permettre la décantation des particules les plus lourdes.

Un pont racleur fonctionne en continu lorsque le décanteur est en service. Il remplit deux fonctions :

- Raclage des boues au fond du décanteur afin de les diriger vers le puits central pour évacuation gravitaire vers la bêche de mélange des boues.
- Nettoyage de la surface du décanteur et évacuation des flottants vers le poste à flottants.

TABLE 3.9 – Caractéristiques du décanteur primaire

Paramètre	Unité	Valeur
Nombre de bassins	-	3
Volume totale	m ³	5544
Volume	m ³	1848
Surface horizontale	m ²	462
Diamètre	m	25
hauteur	m	4



FIGURE 3.8 – Décanteur primaire de la STEP de Béni Mered

3. Traitement secondaire

(a) Bassin d'aération

En aval des décanteurs primaires, les effluents sont dirigés vers le traitement biologique. L'épuration de l'eau s'effectue grâce à une population spécifique de bactéries. Cette population bactérienne, appelée biomasse ou boues activée, dégrade et assimile la pollution. Ce mécanisme génère une croissance bactérienne qui permet un renouvellement et un développement continu des bactéries.

Le bassin biologique présente trois objectifs :

- Oxydation des produits carbonés ;
- Oxydation et réduction des produits azotés ;
- Oxydation et réduction du phosphore.

Pour atteindre ces objectifs, trois actions sont nécessaires :

- Aération du bassin ;
- Recirculation des boues ;
- Extraction des boues en excès.

Chaque bassin biologique est constitué de quatre aérateurs de surface, 2 mesures d'oxygène, 1 mesure Red/Ox Dans notre cas il s'agit d'un traitement d'une moyenne charge ce qui présente trois avantages :

- Traitement de la pollution carbonée avec un meilleur rendement que les fortes charges.
- Production de boues stables non fermentescibles.
- Traitement partiel de l'azote.



FIGURE 3.9 – Bassin d'aération de la STEP de Béni Mered

TABLE 3.10 – Caractéristiques du bassin d'aération

Paramètre	Unité	Valeur
Charge massique	DBO5/Kg MVS/j	0.35
Charge Volumique	kg DBO5/j/m ³	0.8
Nombre de bassins	-	3
Volume totale	m ³	13938
Volume	m ³	4646
Surface horizontale	m ²	1162
Longueur	m	48
Largeur	m	24
hauteur	m	4
Temps de séjour	h	5
Charge en DBO5 éliminée (Le)	kg DBO5/j	7176.83
Charge en DBO5 à la sortie (Ls)	kg DBO5/j	1185.6
Concentration de boues ([Xa])	kg/m ³	3
La masse de boues dans le bassin (Xa)	kg	41812.15

TABLE 3.11 – Besoins en oxygène du bassin d'aération

Paramètre	Unité	Valeur
Besoin en oxygène (qO2)	kg O2/j	14802.85
Besoin en oxygène horaire (qO2 h)	kg O2/h	616.8
Besoin en oxygène par m ³ du bassin (qb)	kg/m3/j	1.06

(b) **Clarificateur (Décantation secondaire)**

Sur chacune des files, l'effluent en sortie du bassin biologique est envoyé vers un ouvrage pour permettre la décantation des boues biologiques. Le décanteur secondaire (ou clarificateur) assure la séparation gravitaire de la boue et de l'eau épurée. Ils remplissent trois fonctions :

- Séparation de la boue et de l'eau traitée. L'eau traitée part en surverse vers la partie désinfection de la station.
- Concentration des boues et transfert vers le poste de recirculation.
- Collecte et évacuation des flottants.

La séparation des boues et de l'eau traitée est gravitaire. Le décanteur secondaire est dimensionné pour avoir une vitesse ascensionnelle maximale (ou vitesse miroir) de 0.72 m/h

Chaque clarificateur est équipé des éléments suivant :

- Pont suceur pour le transfert des boues vers la recirculation via la partie centrale du décanteur.
- Collecte des eaux traitées par surverse vers la partie désinfection.
- Système de raclage et d'évacuation des flottants de surface.



FIGURE 3.10 – Clarificateur de la STEP de Béni Mered

TABLE 3.12 – Caractéristiques du clarificateur

Paramètre	Unité	Valeur
Nombre de bassins	-	3
Volume totale	m ³	5234
Volume	m ³	1745
Surface horizontale	m ²	582
Diamètre	m	27
Hauteur	m	3
Le temps de séjour (ts)	h	2

TABLE 3.13 – Bilan des boues secondaires

Paramètre	Unité	Valeur
Quantité de boues en excès (x)	kg/j	4678.25
Concentration des boues en excès (Xm)	kg/m ³	6.67
Débit de boues en excès ($Q_{excès}$)	m ³ /j	701.39
Débit spécifique par m ³ du bassin (qsp)	kg/m ³ /j	0.34
Le taux de recyclage en (R)	%	81
Débit de boues recyclées (Qr)	m ³ /j	32011.2
Âge des boues (Ab)	j	9

3.6.4.2 Filière de traitement des boues

1. Traitement des boues

La filière de traitement retenue est suivante :

- Extraction des boues en excès par ligne de traitement biologique ;
- Extraction des boues en excès depuis un poste de recirculation des clarificateurs ;
- Épaississement gravitaire des boues dans deux épaisseurs hersés ;
- Stabilisation des boues dans deux bassins identiques ;
- Déshydratation mécanique des boues par 4 combinés tables d'égouttage et filtre à bandes ;
- Stockage des boues : déshydratées dans des bennes et sur aire de stockage complémentaire.

2. Production des boues biologiques

La production de boues, liée à l'activité biologique est exprimée selon la relation suivante :

$$PB = MES_{min} + MES_{organique\ dure} + B_{DBO_5\ éliminé}$$

Avec :

- MES_{min} : matières en suspension de l'effluent brut ;
- $MES_{organique\ dure}$: matière en suspension organiques dures de l'effluent brut ;
- $B_{DBO_5\ éliminé}$: boues biologiques issues de l'élimination de DBO_5 .

Les boues en excès sont extraites depuis les puits à boue des trois files de traitement biologique à l'aide de deux pompes centrifuges par file dont une dispose d'un secours automatique.

Les boues primaires en excès sont extraites pour chaque file depuis le centre du décanteur primaire par une pompe volumétrique, située dans un local commun aux 3 files au pompage de celles-ci, un secours commun automatique est installé.

Ces boues sont refoulées vers les ouvrages d'épaississement.

3. Épaississement gravitaire

L'épaississement gravitaire permet de concentrer les boues cette technologie offre l'avantage d'une consommation électrique très basse.

Les boues en excès sont concentrées avant stabilisation dans deux épaisseurs gravitaires identiques, ce qui donne plus de souplesse de fonctionnement et plus facilité lors des opérations de maintenance.

4. Stabilisation des boues

La stabilisation aérobie des boues a pour but la réduction de matières dans la masse globale de la matière à un taux voisinant 60% cette réduction s'effectue par aération de

la boue sans apport de substrat carboné, ceci favorisant une auto-synthèse de la masse cellulaire, donc dégradation de la masse organique.

Le temps de traitement des boues lors d'une stabilisation aérobie est de 14 jours.

5. La déshydratation des boues

Les boues aspirées dans l'ouvrage de stabilisation sont refoulées vers l'atelier de déshydratation, elles sont floculées par injection d'un polymère en tête de chaque machine, ce qui permet d'améliorer la formation des floes.

3.7 Conclusion

Les traitements des eaux usées peuvent être réalisés de manière collective dans la STEP de Béni Mered à Blida.

Ainsi, la station assure un traitement global des eaux usées pour garantir la pérennité de l'écosystème dans son ensemble.

Il faut encore effectuer des analyses pour s'assurer d'avantage que les eaux usées épurées ne présenteront pas de risque à long terme car on envisage une réutilisation des eaux à divers usages.

Chapitre 4

Bilan qualitative des eaux usées

4.1 Introduction

Les eaux usées sont susceptibles de renfermer et véhiculer une grande variété de polluants et d'agents pathogènes pour l'homme. Les organismes pathogènes présents dans les eaux usées d'une collectivité en reflètent l'état sanitaire.

Le traitement de l'eau usée a pour but principale d'éliminer ou détruire ces polluants et ces micro-organismes.

L'objectif principale de ce travail est de faire évaluer la qualité de traitement physico-chimique et microbiologique de la station d'épuration des eaux-STEP de Béni Mered et cela en effectuant les analyses physico-chimique et le dénombrement des indicateurs d'irrigation des eaux usées de la station d'épuration en deux points de traitement, l'eau brute et l'eau de sortie.

L'étude présente est une contribution à l'évaluation de l'efficacité du traitement dans la station d'épuration des eaux usées de Béni Mered, dans une perspective de réutilisation agricole et/ou de la protection des milieux naturels récepteurs.

4.2 Composition des eaux usées

La composition des eaux usées, est extrêmement variable en fonction de leur origine, elle est caractérisées par un certain nombre de paramètres, les plus utilisés sont les suivants :

- Température.
- PH.
- DBO5 : demande biochimique en oxygène en cinq jours.
- DCO : demande chimique en oxygène.
- MES : matières en suspension.
- Azote nitrique (NO₃-N)
- Azotes nitrites (NO₂-N)
- Azotes ammoniacal (NH₄-N).
- Phosphore total (PT).

Elles peuvent contenir de nombreuses substances, sous forme solide ou dissoute, ainsi que de nombreux micro-organismes. En fonction de leurs caractéristiques physiques, chimiques, biologiques et du danger sanitaire qu'elles représentent, ces substances peuvent être classées en quatre groupes : les matières en suspension, les micro-organismes, les éléments traces minéraux ou organiques, et les substances nutritives.

4.3 Méthodes

4.3.1 Échantillonnage

Les analyses ont été effectuées du 10 février jusqu'au 15 mai 2021 à raison de deux prélèvements par mois. Durant cette étude, nous avons choisi deux types d'échantillonnage :

- L'échantillonnage automatique pour les paramètres physico-chimiques de l'eau brute. Les prélèvements sont réalisés avec un échantillonneur automatique (figures 4.1 et 4.2).

- L'échantillonnage manuel instantané pour les paramètres physico-chimiques de l'eau épurée et microbiologiques de l'eau brute et épurée réalisé à l'aide d'une canne.

4.3.1.1 Échantillonneur automatique

Un échantillonneur automatique peut être programmé en fonction de tranches horaires ou du débit selon le besoin, il permet d'obtenir des échantillons représentatifs qui renseigneront sur la qualité et la charge polluante de l'eau.

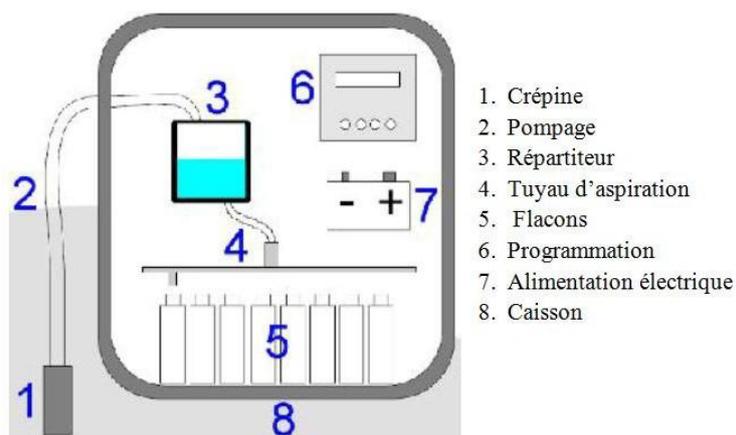


FIGURE 4.1 – Schéma détaillé de l'échantillonneur automatique



FIGURE 4.2 – Échantillonneur automatique de la STEP de Béni Mered

4.3.1.2 Mode de prélèvement

Deux points de prélèvement ont été choisis à savoir :

- Un prélèvement d'eau brute à l'entrée de la station ;
- Un prélèvement d'eau épurée sortant du clarificateur.

Ces deux points ont fait l'objet :

D'analyses physico-chimiques au niveau du laboratoire de la station d'épuration de Béni Mered. Le prélèvement se fait dans des flacons en polyéthylène 1 litre. L'ensemble de ces prélèvements ont été transportés directement dans une glacière dont la température doit être comprise entre 4 à 6°C. L'analyse bactériologique doit être effectuée le plus rapidement possible, dans un délai ne dépassant pas 8 heures.

4.3.2 Analyses physico-chimiques

Les analyses physico-chimiques portent sur les paramètres suivants :

- La température ;
- Le potentiel d'hydrogène (pH) ;
- La conductivité électrique ;
- Les matières en suspension ;
- La demande chimique en oxygène ;
- La demande biochimique en oxygène ;
- L'oxygène dissous ;
- L'azote total ;
- Les nitrates ;
- Les nitrites ;
- L'ammonium ;
- Le phosphore total et les ortho-phosphate.

4.3.2.1 Mesure de la température

La mesure de la température a été effectuée par l'utilisation d'une sonde thermométrique Pocket Pro™ (Hach) qui est trempée soigneusement dans la prise d'essai. La lecture est faite après stabilisation du thermomètre. **Expression des résultats** Les résultats sont exprimés en °C.

4.3.2.2 Mesure du potentiel d'hydrogène (pH) NF T 90-008

Il consiste à mesurer la différence de potentiel existant entre une électrode de verre et une électrode de référence plongés dans une même solution. Le pH-mètre sensION™ (Hach) est doté d'une électrode en platine. Le protocole expérimentale est le suivant :

1. Allumer le pH-mètre et rincer plusieurs fois l'électrode avec de l'eau distillée ;
2. Prendre environ 100 ml d'eau à analyser dans un bécher ;
3. Plonger ensuite l'électrode dans le bécher et agiter doucement ;
4. Laisser stabiliser un moment, puis noter la valeur finale du pH.

4.3.2.3 Mesure de la conductivité électrique NF EN 27888 /Norme ISO 7888

La conductivité électrique est une mesure de courant conduit par les ions présents dans l'eau. La détermination se fait directement à l'aide d'un conductimètre HACH HQ430d. Nous avons procédé comme suit :

- Allumer le conductimètre et rincer plusieurs fois la sonde du conductimètre avec de l'eau distillée ;
- Prendre une quantité suffisante d'eau à analyser dans un bécher ;
- Mettre l'électrode dans le bécher, laisser stabiliser puis noter la valeur de la conductivité.

Expression des résultats

La conductivité électrique est exprimée en micro-siemens par centimètre ($\mu\text{S}/\text{cm}$).

4.3.2.4 Détermination des matières en suspension (méthode par filtration) NF EN 872- 2005

A l'aide d'un équipement de filtration sous vide ou sous pression, l'échantillon est filtré sur un filtre en fibres de verre. Le filtre est ensuite séché à (105 ± 2) °C et la masse du résidu retenu sur le filtre est déterminée par pesée (AFNOR, 2005). Le protocole est le suivant :

1. Laisser les échantillons s'équilibrer à température ambiante ;
2. Laisser le filtre s'équilibrer à température ambiante à proximité de la balance et le peser à 0,1 mg près à l'aide de la balance. Éviter soigneusement de contaminer le filtre en utilisant un dessiccateur ;
3. Placer le filtre (la partie lisse en bas) dans l'entonnoir du dispositif de filtration et connecter à un dispositif d'aspiration sous vide (ou sous pression) ;
4. Agiter vigoureusement le flacon et transférer immédiatement et d'un seul trait un volume convenable d'échantillon dans une éprouvette graduée.

Remarque

- Pour les eaux brutes, le volume versé doit être compris entre 25 et 100 ml.
- Pour les eaux épurées, le volume doit être compris entre 250 et 1000 ml.

5. Filtrer l'échantillon, puis rincer l'éprouvette graduée avec environ 20 ml d'eau distillée et utiliser cette portion pour laver le filtre. Rincer les parois internes de l'entonnoir avec un autre volume de 20 ml d'eau distillée ;
6. Libérer le dispositif sous vide (ou sous pression) lorsque le filtre est pratiquement sec ;
7. Retirer avec précaution le filtre de l'entonnoir à l'aide de pinces à extrémité plates ;
8. Placer le filtre sur le support de séchage et le sécher dans l'étuve à (105 ± 2) °C pendant au moins 1 h et au plus 14 h à 16 h ;
9. Retirer le filtre de l'étuve puis le peser ;

Expression des résultats

La teneur en MES est calculée d'après l'expression suivante :

$$P = \frac{1000 (M_1 - M_0)}{V}$$

Où :

- P : Teneur en matières en suspension en milligrammes par litre.
- V : Volume de l'échantillon en millilitre.
- M_1 : La masse du filtre après filtration en milligrammes.
- M_0 : La masse du filtre avant filtration en milligrammes

4.3.2.5 Détermination de la demande chimique en oxygène (DCO)

La demande chimique en oxygène, notée DCO, représente la quantité d' O_2 consommé par toutes les matières réductrices.

Les substances oxydables réagissent avec le bichromate de potassium sulfurique, en présence de sulfate d'argent. Le chlorure est masqué avec du sulfate de mercure. La coloration verte du Cr^{3+} sera déterminée photométriquement.

La DCO est dosée par la méthode du Kit Hach LCK 514 dont le protocole est le suivant :

1. Mélanger le contenu pour avoir une solution homogène.
2. Pipeter 2 ml d'échantillon avec précaution.
3. Fermer la cuve et nettoyer l'extérieur de celle-ci et mélanger.
4. Chauffer dans le thermostat pendant 2h à 148°C.
5. Sortir la cuve chaude retournée avec précaution.
6. Laisser refroidir à température ambiante.
7. Bien nettoyer l'extérieur de la cuve et mesurer.

Expression des résultats

La valeur de la concentration de DCO s'affichera directement sur l'écran du spectrophotomètre en mg/l, (la concentration en masse d'oxygène consommé par la matière organique présente dans l'échantillon).

4.3.2.6 Détermination de la demande biochimique en oxygène (DBO_5)

Les micro-organismes présents dans un échantillon d'eau qui contient de la matière organique biodégradable consomment l'oxygène et produisent une quantité équivalente en anhydride carbonique (CO_2). La détermination de la DBO_5 se fait selon le protocole suivant :

1. Contrôler le pH de l'échantillon, le pH optimal se situe entre 6,5 et 7,5.
2. Bien mélanger l'échantillon d'eau, le laisser brièvement reposer et ensuite l'homogénéiser.
3. Choisir le volume de l'échantillon qui correspond à la plage de mesure adéquate.
4. Mesurer avec précision la quantité d'échantillon requise à l'aide d'une fiole jaugée adaptée et la verser dans le flacon d'échantillonnage (flacons bruns du DBO mètre).
5. Le gaz carbonique (CO_2) qui est produit par les micro-organismes est absorbé par l'Hydroxyde de lithium placé dans la cupule (une cupule par flacon).
6. Ajouter l'inhibiteur de la nitrification ATH selon les dosage indiqués.
7. Ajouter un barreau magnétique pour assurer l'agitation et insérer le flacon dans un incubateur de DBO.
8. Mettre le DBO mètre BOD Direct Plus (HACH LANGE) en marche à 20°C pendant 5 jours.
9. Expression des résultats : La lecture est effectuée après 5 jours d'incubation à 20°C.

4.3.2.7 Détermination de la concentration en oxygène dissous EN 25813/ EN 25814

Il consiste à mesurer la quantité d'oxygène dissous présente dans l'échantillon d'eau à analyser. Le protocole est le suivant :

- Ouvrir le flacon contenant l'eau à analyser en prenant soin de ne pas l'agiter afin d'éviter une éventuelle aération de l'échantillon.
- Mettre la sonde de l'oxymètre HQ 430d dans le flacon
- Appuyer sur Mesure et attendre le bip sonore indiquant la fin de la mesure.
- Lire le résultat sur l'écran de l'oxymètre.

Expression des résultats

Les résultats sont exprimés en mg d'oxygène par litre (mg/l)

4.3.2.8 Détermination de l'azote total (N_T)

L'azote de composition organique et inorganique s'oxyde en présence de peroxydisulfate et se transforme donc en nitrate. Les ions nitrates réagissent dans une solution d'acides sulfurique et phosphorique avec du diméthylphénol-2.6 en formant du nitrophénol.

L'azote total est mesuré par la méthode kit Hach LCK 338/ LCK 238 dont le protocole est le suivant :

1. Doser à la suite, consécutivement dans une éprouvette de réaction sèche : 0,5 ml d'échantillon, 2 ml de solution A, 1 tablette B. Fermer immédiatement et ne pas mélanger ;
2. Chauffer directement pendant 15 min avec le programme standard HT ;
3. Laisser refroidir et ajouter 1 MicroCap C ;
4. Fermer l'éprouvette de réaction et mélanger jusqu'à ce que le lyophilisat se soit complètement dissous du MicroCap C et qu'il n'y ait aucune particule restante ;
5. Ajouter dans le test en cuve 0,5 ml d'échantillon désagrégé et 0,2 ml de solution D.
6. Fermer immédiatement la cuve et mélanger le contenu en la retournant plusieurs fois de suite jusqu'à qu'aucun dépôt ou agrégat ne soit observable, bien nettoyer l'extérieur de la cuve et l'insérer dans le spectrophotomètre (DR3900).

Expression des résultats

Les résultats sont exprimés en mg par litre (mg/l).

4.3.2.9 Dosage spectrophotométrique des nitrates

Dans une solution d'acide sulfurique et phosphorique, les ions nitrates réagissent avec le 2.6-diméthylphénol pour donner du 4-nitro-2.6-diméthylphénol. Les nitrates sont dosés par la méthode de Kit Hach LCK 339 dont le protocole est le suivant :

1. Ajouter 1 ml d'échantillon puis 0,2 ml de la solution LCK 339 A dans la cuve à code barre ;
2. Fermer la cuve et mélanger le contenu en la retournant plusieurs fois de suite jusqu'à ce que le mélange soit complet ;
3. Après 15 minutes d'attente, bien nettoyer l'extérieur de la cuve et l'insérer dans le spectrophotomètre (DR3900).

Expression des résultats

Les résultats sont exprimés en mg par litre (mg/l)

4.3.2.10 Dosage spectrophotométrique des nitrites

Les nitrites réagissent en solution acide avec les amines primaires et aromatiques pour donner des sels diazonium. Ceux-ci forment avec des composés aromatiques contenant un amino-groupe ou un hydroxyle un colorant azoïque de couleur intense. Les nitrites sont dosés par la méthode de Kit Hach LCK 341 dont le protocole est le suivant :

1. Enlever délicatement la feuille de protection du Dositap Zip détachable puis dévisser et ajouter 2 ml d'échantillon ;
2. Revisser immédiatement en dirigeant le cannelage vers le haut et secouer énergiquement jusqu'à dissolution du lyophilisat ;
3. Attendre 10 min avant de mélanger à nouveau ;
4. Bien nettoyer l'extérieur de la cuve et mesurer en l'insérant dans le spectrophotomètre (DR3900).

Expression des résultats

Les résultats sont exprimés en mg par litre (mg/l).

4.3.2.11 Dosage de l'azote ammoniacal

En présence de sodium nitroprussique agissant comme catalyseur et à une valeur du pH d'environ 12,6 ; les ions ammonium réagissent avec les ions hypochloreux et salicyliques et donnent une coloration bleue indophénol. L'azote ammoniacal est dosé par la méthode kit Hach LCK 303 selon le protocole suivant :

1. Enlever délicatement la feuille de protection du Dositap Zip détachable,
2. Dévisser la cuve et ajouter 2 ml d'échantillon,
3. Revisser immédiatement en dirigeant le cannelage vers le haut,
4. Secouer énergiquement puis attendre 15 min, bien nettoyer l'extérieur de la cuve et mesurer en l'insérant dans le spectrophotomètre (DR3900).

Expression des résultats

Les résultats sont exprimés en mg par litre (mg/l).

4.3.2.12 Dosage du phosphore total et des orthophosphate

Les ions phosphate réagissent en solution acide avec les molybdate et antimoine pour donner un complexe de phosphore molybdate d'antimoine. Celui-ci est réduit par l'acide ascorbique en bleu de phosphore molybdène. Le phosphore total et les orthophosphates sont mesurés par la méthode kit Hach LCK 350/LCK 348 selon le protocole suivant :

4.3.2.12.1 Les orthophosphate

1. Ajouter soigneusement 0,4 ml d'échantillon et 0,5 ml du réactif B dans la cuve à code barre ;
2. Visser un DosiCap C gris sur la cuve ;
3. Retourner là plusieurs fois jusqu'à ce que le lyophilisat se soit complètement dissous.
4. Retourner de nouveau après 10 minutes ;
5. Bien nettoyer l'extérieur de la cuve et mesurer en l'insérant dans le spectrophotomètre (DR3900).

4.3.2.12.2 Le phosphore total

1. Ajouter soigneusement 0,4 ml d'échantillon et 0,5 ml du réactif B dans la cuve à code barre ;
2. Enlever délicatement la feuille de protection du DosiCap Zip détachable, dévisser et ajouter 0,4 ml d'échantillon ;
3. Revisser en dirigeant le cannelage vers haut, secouer et chauffer dans le thermostat pendant 30 min à 120°C ;
4. Ajouter dans la cuve une fois refroidie 0,5 ml du réactif B et visser avec un DosiCap C gris ;
5. Mélanger le contenu de la cuve en la retournant plusieurs fois de suite jusqu'à ce que le lyophilisat se soit complètement dissous ;
6. Après 10 minutes retourner de nouveau, bien nettoyer l'extérieur de la cuve et l'insérer dans le spectrophotomètre (DR3900).

4.3.3 Aptitude des eaux à l'irrigation

L'irrigation avec les eaux usées épurées exige, en plus des paramètres communs d'une irrigation avec des eaux conventionnelles, la maîtrise d'autres paramètres liés à la qualité physico-chimique et micro-biologique des effluents (microorganismes pathogènes, éléments toxiques, salinité, matières en suspension, etc.). Des tests de contrôle et de surveillance doivent être fait pour définir certains paramètres physiques et chimiques dans des échantillons d'eau prélevés à la station d'épuration. Les indices de qualité de l'eau qui doivent être mesurés sont interprétés à base des différentes organisations et laboratoires parmi lesquelles :

— Guide de l'U.S Salinity Laboratory

L'eau utilisée pour irriguer contient toujours des quantités mesurables de substances dissoutes qui selon une terminologie collectivement admises sont appelés sels, on y trouve en quantités relativement faibles, mais ayant des effets importants. Une eau convient ou non à l'irrigation selon la quantité et le type de sels qu'elle contient. Avec une eau de qualité médiocre, on peut s'attendre à divers problèmes pédologiques et agronomiques, il faut alors mettre en œuvre des méthodes d'aménagement spéciales afin de maintenir une pleine productivité agricole. Les problèmes qu'entraînent l'utilisation d'une eau médiocre varient tant en nature qu'en gravité, les plus communes sont les suivantes : Salinité ; toxicité. Un guide pour l'évaluation de la qualité de l'eau usée traitée, utilisée à des fins d'irrigation, en termes de constituants chimiques tels que les sels dissous, le contenu en sodium et les ions toxiques, selon les normes en vigueur.

— Contraintes chimiques

Selon les recommandations, la qualité chimique à laquelle doivent répondre ces eaux est la suivante : Les effluents à dominante domestique (le rapport DCO/DBO₅ < 2,5, DCO < 75 mg/l) et (NTK : Azote total Kjeldhal < 100 mg/l), peuvent être utilisés, après épuration, pour l'irrigation des cultures et l'arrosage des espaces verts. L'utilisation d'effluents à caractère non domestique, du fait de la présence possible en quantité excessive de micropolluants chimiques minéraux ou organiques, reste assujettie à un examen particulier de leur qualité chimique ; dans certains cas, elle pourra être interdite.

4.3.3.1 Classification des eaux d'irrigation

Parmi les différents paramètres physico-chimiques d'une eau d'irrigation, la salinité en constitue l'aspect le plus important. L'irrigation conduite avec des eaux chargées en sels entraîne une accumulation de ces sels dans le sol susceptible de ralentir la croissance des végétaux avec baisse des rendements pouvant aller jusqu'au dépérissement, parallèlement un excès de sodium peut engendrer l'alcalinisation et la dégradation de la structure du sol. Deux paramètres permettent d'apprécier, pour une étude sommaire les risques dus à la salinité : Conductivité électrique (CE) exprimée en (mmhos/cm) ; Le SAR (% de Na échangeable). La salinité d'une eau est un terme utilisé pour faire référence à la concentration totale d'ions inorganiques majeurs (Na^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , K^+ , HCO_3^- , SO_4^- et Cl^-) dissous dans cette eau. Elle exprime la concentration totale des cations ou anions en solution et non la somme des concentrations de ces cations et anions. Pour des raisons de commodité analytique, un indice pratique de salinité électrique « CE » exprimée en ds/m ou en mmhos/cm est prescrit. Les eaux d'irrigations, en fonction des dangers que peuvent entraîner leur utilisation, sont réparties en plusieurs classes. Plusieurs auteurs s'étant intéressés de très près à la qualité des eaux d'irrigations ont proposé différentes classes d'eau salée. Le SAR est défini par l'équation suivante (**Richards, 1969**) :

$$SAR = \frac{[Na^+]}{\sqrt{\frac{[Ca^{2+}] + [Mg^{2+}]}{2}}}$$

4.3.3.1.1 Classification USSL (United States Salinity Laboratory)

C'est la classification la plus utilisée en ce qui concerne l'irrigation. Proposée par le laboratoire de Riverside (Richards, 1954), elle est basée essentiellement sur deux (02) paramètres essentiels : Selon la salinité et le risque d'alcalinisation des eaux pouvant être destinées à l'irrigation.

C'est-à-dire :

- Conductivité électrique « CE » exprimée en (mmhos/cm).
- Le SAR (% de Na échangeable).

Selon la salinité de l'eau, exprimée par sa conductivité électrique CE à 25 °C, on distingue cinq(5) classes :

- C1 : $0 < CE < 0,25$ mmhos/cm : L'eau à faible salinité. Elle peut être utilisée pour irriguer la plupart des cultures sur la plupart des sols et il est peu probable qu'elle provoque des difficultés. Un certain lessivage est nécessaire, mais celui-ci fait partie des pratiques normales d'irrigation, sauf sur les sols de très faibles perméabilités.
- C2 : $0,25 < CE < 0,75$ mmhos/cm : l'eau à salinité moyenne, peu de danger si elle est utilisée avec un léger lessivage pour les plantes modérément tolérantes aux sels.
- C3 : $0,75 < CE < 2,25$ mmhos/cm : l'eau à forte salinité, inutilisable pour les sols à drainage restreint.
- C4 : $2,25 < CE < 5$ mmhos/cm : l'eau à très forte salinité et inutilisable pour les conditions normales, elle n'est autorisée que si on pratique un lessivage intense et sur des cultures très tolérantes.
- C5 : $CE > 5$ mmhos/cm : l'eau est inutilisable sauf sur des sables lessivés et drainés et pour des cultures extrêmement tolérantes (ex : palmiers et dattiers).

Le risque d'alcalinisation d'un sol par l'eau d'irrigation est apprécié selon le sodium adsorbable par ce sol. Ainsi, selon le taux adsorbable de sodium (SAR) d'irrigation, on

distingue quatre (4) classes :

- S1 : $SAR < 10$: L'eau contenant une faible quantité de sodium, peut être utilisée pour l'irrigation de presque tous les sols sans qu'il y ait à craindre que des difficultés ne surgissent du point de vue alcalinisation.
- S2 : $10 < SAR < 18$: Les eaux contenant une quantité moyenne de sodium, peuvent présenter quelques difficultés dans les sols à texture fine, à moins qu'il n'y ait du gypse dans le sol. Ces eaux peuvent être utilisées sur des sols à texture grossière ou sur des sols organiques qui absorbent bien l'eau.
- S3 : $18 < SAR < 26$: Les eaux contenant une quantité de sel élevée, peuvent provoquer des difficultés dans la plupart des sols et ne peuvent être employées qu'avec des précautions spéciales : bon drainage, lessivage important et addition de matières organiques. S'il y a une forte quantité de gypse dans le sol, il peut ne pas surgir de difficultés pendant quelque temps.
- S4 : $SAR > 26$: Les eaux contenant une quantité très élevée de sodium, sont généralement impropres à l'irrigation, sauf pour un degré de salinité très faible et si on ajoute du gypse ou autre source de Ca soluble pour améliorer le bilan ionique.

La qualité d'une eau d'irrigation doit être évaluée en fonction des conditions spécifiques dans lesquelles elle est utilisée, c'est à dire la nature des cultures, le type de sol, les modes d'irrigations, les pratiques culturales et les conditions climatiques. En raison de toutes ces réserves, les classifications existantes doivent être utilisées comme indicateurs et être vérifiées en fonction des conditions locales d'utilisation.

4.4 Résultats et discussion

4.4.1 Paramètres physico-chimiques

Un ensemble d'analyses a été effectué afin d'évaluer le rendement épuratoire du traitement par boues activées au niveau de la station d'épuration de Béni Mered.

Ces résultats ont été comparés aux normes de rejet des eaux usées recommandées par l'OMS (2006), le JORA (2006, 2012, 2013) et aux normes extrêmes limitées aux eaux d'irrigation.

TABLE 4.1 – Résultats d'analyses des paramètres physico-chimiques des effluents de la STEP de Béni Mered (ONA,2021)

Paramètres/ Prélèvements		P1 01/02 2021	P2 14/02 2021	P3 03/03 2021	P4 17/03 2021	P5 19/04 2021	P6 27/04 2021	P7 06/05 2021	P8 13/05 2021	moyenne	écart-type
pH	EB	7.77	7.69	7.68	7.79	7.9	7.47	8.08	6.95	7.67	0.30
	EE	7.69	7.57	7.55	7.42	7.55	7.52	7.37	7.55	7.53	0.09
T(°C)	EB	20.1	18.3	19.7	19.2	18.8	21.3	18.7	19	19.39	0.85
	EE	19	18.1	19.5	17.9	18.9	22.3	19.8	17.8	19.16	1.29
CE (s/cm)	EB	1630	1696	1693	1709	1824	1831	1477	1578	1679.75	104.84
	EE	1571	1589	1446	1489	1058	1477	1344	1326	1412.50	151.02
MES(mg/l)	EB	239	332	367	256	243	201	323	186	268.38	57.49
	EE	13.6	5	24.6	16	16	15	59	33	22.78	14.80
OD(mg/l)	EB	0.15	0.14	0.18	0.24	0.14	0.17	0.6	0.46	0.26	0.15
	EE	5.84	4.59	5.22	4.16	6.7	5.12	6.68	4.02	5.29	0.92
DCO(mg/l)	EB	746	826	715	891	830	1145	698	442	786.63	175.17
	EE	71	58.9	69	60	44	48	109	87.6	68.44	18.85
DBO5(mg/l)	EB	210	292	333	305	295	320	328	213	287.00	43.08
	EE	10	9	10	10	9	13	22	15	12.25	3.94

4.4.1.1 Température

Les résultats obtenus durant la période d'étude **Figure 4.3** montrent que les valeurs de la température des 8 prélèvements sont proches (eaux brutes (EB) et eaux épurées (EE)). A l'entrée de la STEP, la température des eaux brutes oscille entre un minimum de 18°C et un maximum de 21°C, avec 19,35°C comme valeur moyenne. A la sortie, les valeurs des eaux épurées sont comprises entre un minimum de 17°C et un maximum de 22°C, avec 19,16°C comme valeur moyenne.

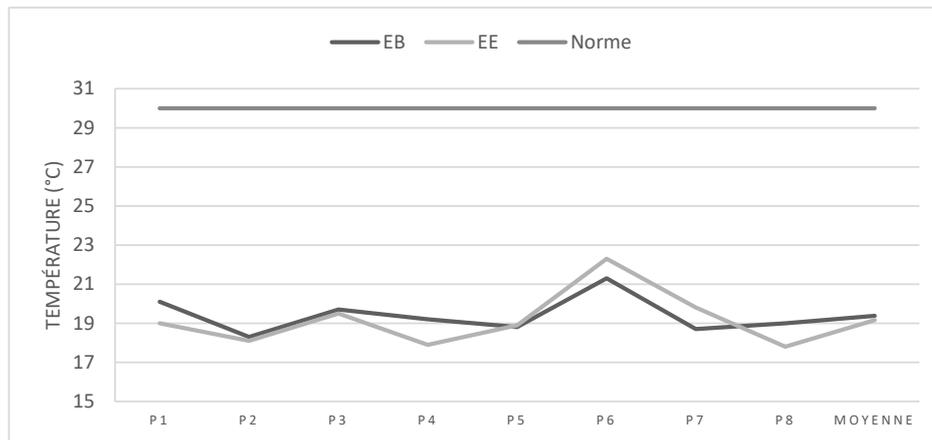


FIGURE 4.3 – Variation de la température

Ces différentes valeurs enregistrées sont étroitement liées aux conditions climatiques et à la température de la saison et restent acceptables car elles ne dépassent pas la norme fixée à 30°C par le JORA (2006, 2012, 2013) et l'OMS (2006).

La température de l'eau est un facteur écologique important agissant sur la densité, la viscosité, la solubilité des gaz dans l'eau, la dissociation des sels dissous, de même que sur les réactions chimiques et biochimiques, le développement et la croissance des organismes vivants dans l'eau et particulièrement les micro-organismes (**Makhoukh, et al., 2011**).

D'après **Bechac, et al., (1984)**, le fonctionnement de certains ouvrages de la chaîne de traitement (dégraisseur) nécessite un effluent présentant une température inférieure à 30°C.

4.4.1.2 Variation du potentiel hydrogéné pH

Les résultats obtenus durant la période d'étude sont illustrés par la figure 5.2. À l'entrée, les valeurs sont comprises entre un minimum de 6.95 et un maximum de 8,08 avec 7,66 comme valeur moyenne.

Selon **Sevrin Reyssac, et al., (1995)**, un pH alcalin et une température modérée sont des conditions de milieu idéal qui favorisent la prolifération des micro-organismes. Ces derniers établissent un parfait équilibre biologique, permettant la dégradation de la matière organique ce qui conduit à la décontamination de l'eau.

A la sortie de la STEP, les valeurs du pH des eaux épurées sont comprises entre un minimum de 7,37 et un maximum de 7,55 avec 7,52 comme valeur moyenne.

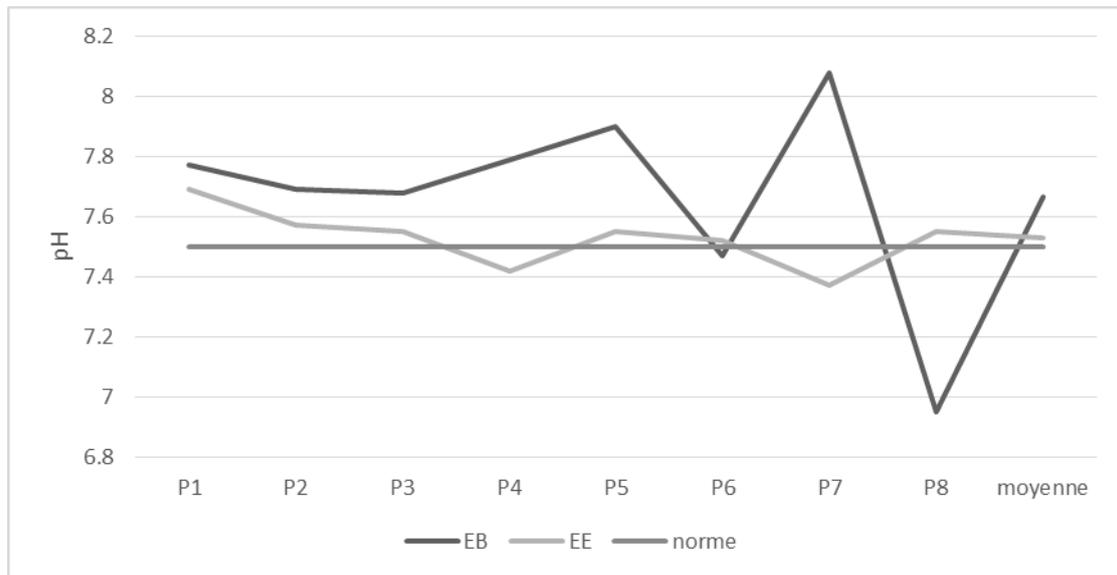


FIGURE 4.4 – Variation du pH

Les faibles variations dans les valeurs du pH entre l'eau usée brute et l'eau usée épurée sont dues selon **Rejesk (2002)** aux réactions chimiques et/ou réactions biologiques qui produisent des ions basiques et entraînent une basification du milieu.

4.4.1.3 Conductivité électrique

Les valeurs enregistrées durant la période d'étude varient pour l'eau brute entre 1477 $\mu\text{S}/\text{cm}$ et 1831 $\mu\text{S}/\text{cm}$ avec une valeur moyenne de 1679 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

A la sortie de la STEP (Figure 4.5), les valeurs enregistrées sont comprises entre 1058 $\mu\text{S}/\text{cm}$ et 1589 $\mu\text{S}/\text{cm}$ avec une valeur moyenne de 1412 $\mu\text{S}/\text{cm}$. Ces valeurs sont conformes aux normes des eaux destinées à l'irrigation ($<3000\mu\text{S}/\text{cm}$). la valeur moyenne de conductivité des eaux usées brutes et épurées dépassent 1000 S/cm ce qui indique selon **Rodier et al. (2005)**, que ces eaux présentent une minéralisation élevée, ceci est probablement dû à un apport massif de détergents et produits chimiques apportés par les eaux usées.

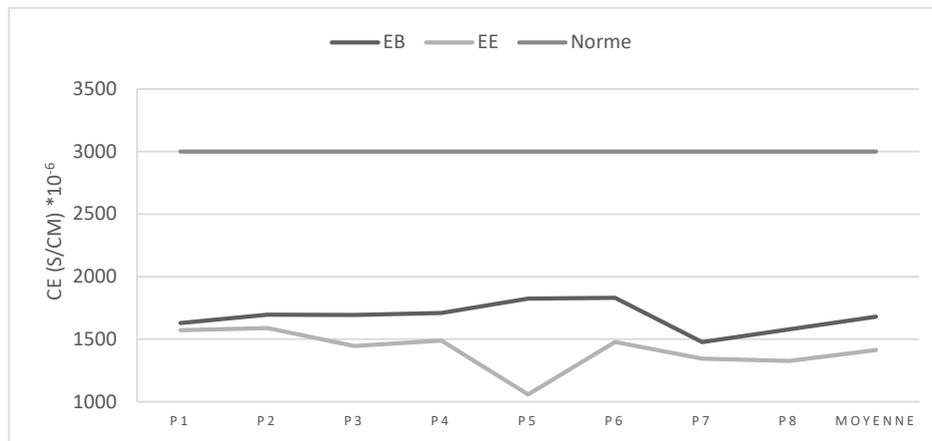


FIGURE 4.5 – Variation de la conductivité électrique

4.4.1.4 Oxygène dissous

Dans le domaine de l'épuration, l'oxygène dissous (OD) est indispensable pour la dégradation des matières polluantes qui se fait principalement en aérobiose (**Makhoukh, et al., 2011**).

Les résultats obtenus durant notre étude sont illustrés dans la figure ci-dessous. A l'entrée de la STEP les valeurs de l'OD sont comprises entre 0,14 mg/l et 0.6 mg/l avec une moyenne de 0.26mg/l. En revanche à la sortie de la STEP, les valeurs sont comprises entre 4.02 mg/l et 6.7 mg/l avec une valeur moyenne de 5,29 mg/l. Ces valeurs sont supérieures au seuil inférieur fixé par l'OMS (5mg/l).

Les teneurs en OD enregistrées à la sortie de la STEP sont globalement supérieures à celles de l'entrée, ceci est dû à une bonne aération des eaux au niveau du bassin d'aération, nécessaire pour le développement des micro-organismes aérobies assurant l'oxydation des matières organiques, ce qui conduit à une bonne épuration biologique des eaux usées.

Le taux d'OD enregistré à l'entrée caractérise selon **Hazourli et al., (2007)**, une arrivée d'eau usée riche en matières organiques et inorganiques dissoutes ainsi que la perturbation des échanges atmosphériques à l'interphase due à la présence des graisses et des détergents.

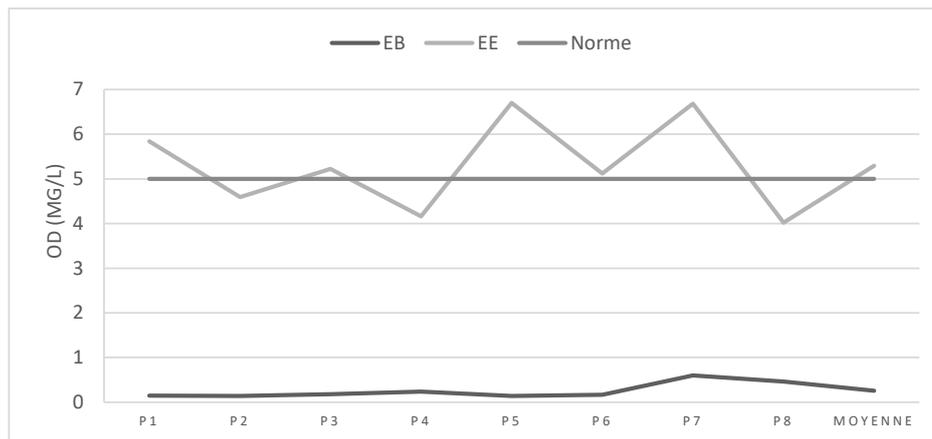


FIGURE 4.6 – Variation de l'oxygène dissous

4.4.1.5 Matières en suspension (MES)

Les valeurs des MES obtenus durant l'étude sont illustrés par la figure ci-dessous. Elles se situent entre 186 mg/l et 367 mg/l avec une moyenne de 642.38 mg/l pour les eaux brutes. Pour les eaux épurées, le taux des MES varie entre 5 mg/l et 59 mg/l avec une moyenne de 22.77 mg/l. Ces faibles valeurs sont dues à la décantation des matières décantables. Ces valeurs restent cependant inférieures à la norme du journal officiel algérien limitée à 30 mg/l (JORA, 2006).

Selon **Gondard (1996)**, la présence des MES dans les différents rejets peut compromettre de manière sensible le fonctionnement du réseau d'égouts. En effet, le maintien d'une concentration importante en MES dans les eaux usées gêne considérablement l'efficacité des traitements destinés à éliminer les germes pathogènes (**Baumont, 2005**).

Par ailleurs une présence excessive de MES peut entraîner des difficultés de transport et de distribution des effluents ainsi que le bouchage des systèmes d'irrigation (**Belaid, 2010**).

Néanmoins la présence des MES dans les eaux usées épurées n'est pas un obstacle à leur réutilisation. Bien au contraire, elles contribuent à la fertilité des sols (**FAO, 2003**).

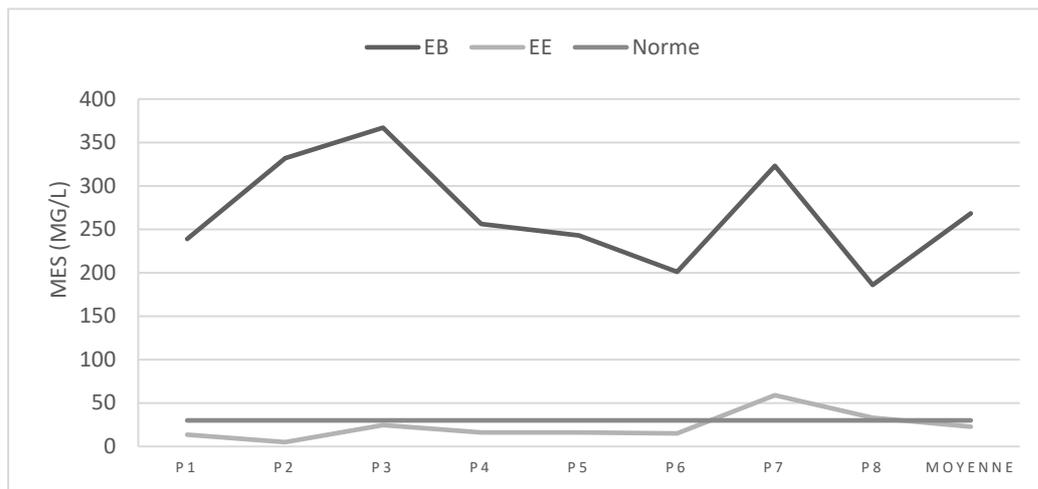


FIGURE 4.7 – Variation des MES

4.4.1.6 Rendement d'élimination des MES

Le taux d'abattement des MES après traitement est illustré dans la figure ci-dessous, il est de l'ordre de 93%. Ce taux est supérieur à 90% ce qui caractérise une épuration efficace selon **Rejesk (2002)**. Il est cependant important de signaler que l'élimination des MES se fait par sédimentation dans les décanteurs, les bassins d'aération et les clarificateurs.

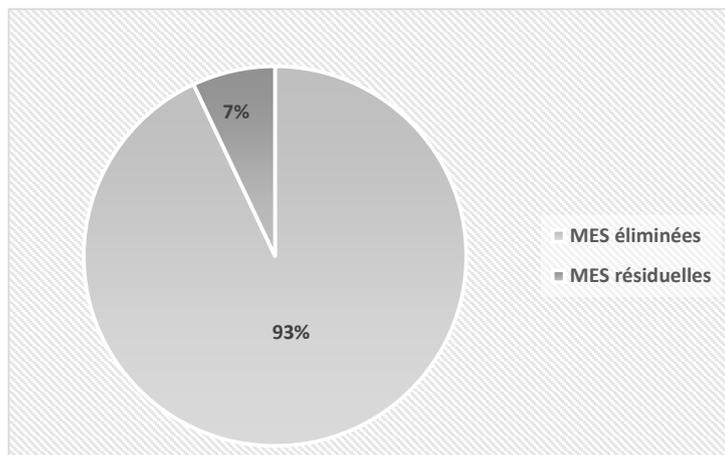


FIGURE 4.8 – Rendement d'élimination des MES

4.4.1.7 Demande chimique en oxygène (DCO)

D'après la figure ci-dessous, à l'entrée de la STEP, les concentrations enregistrées dans cette étude varient entre 442 mg/l et 1145 mg/l avec une moyenne de 573.65 mg/l.

Par ailleurs, après traitement de ces eaux, la valeur minimale est de 44 mg/l et la valeur maximale est de 109 mg/l avec une moyenne de 68.63 mg/l.

L'objectif fixé par la STEP est atteint étant donné que les valeurs sont conformes aux normes du JORA et de l'OMS (<90 mg/l) mais supérieures à celles des eaux destinées à l'irrigation (<40 mg/l).

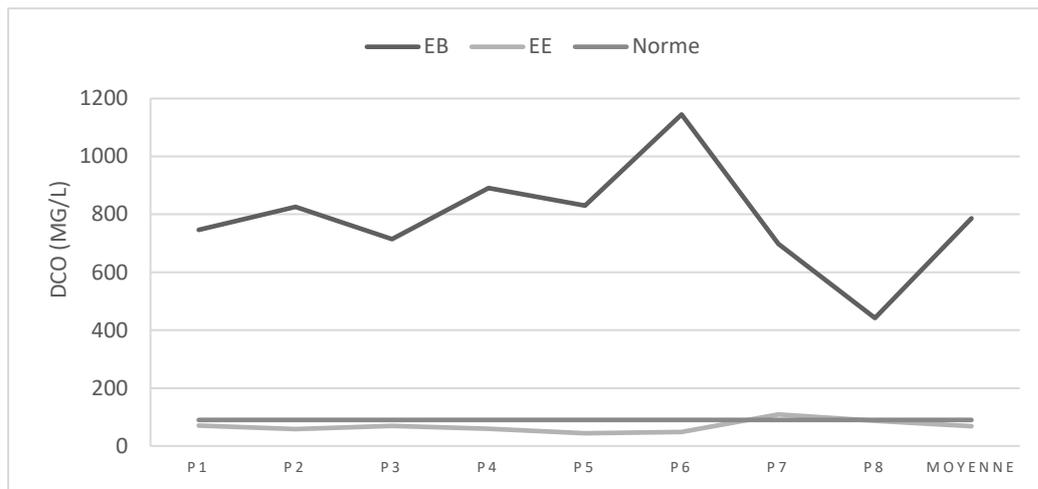


FIGURE 4.9 – Variation de la DCO

4.4.1.8 Demande biologique en oxygène DBO_5

La mesure de ce paramètre permet d'évaluer le contenu d'une eau en matières organiques biodégradables, donc son degré de pollution ou sa qualité (**Moumouni, 2005**).

A partir de la figure ci-dessous, on note qu'à l'entrée de la STEP, les valeurs de ce paramètre sont comprises entre 210 mg/l et 333 mg /l avec une moyenne de 249.5 mg /l. À la sortie, les valeurs varient entre 9 mg/l et 22 mg/l avec une valeur moyenne de 12.25 mg/l. Ces valeurs sont conformes aux normes du JORA, l'OMS et celle de l'irrigation (30 mg /l).

La diminution de la DBO_5 s'explique probablement par le passage de l'eau usée dans le dessableur, qui permet l'élimination d'une quantité de la DBO_5 (pourcentage considérable des matières organiques et des matières minérales), et par la suite dans les bassins d'aération où une grande quantité de la la DBO_5 est éliminée.

Selon **Cardot (1999)**, cette réduction est due à l'activité des micro-organismes épurateurs qui assurent la dégradation et la transformation de la matière organique en CO_2 , H_2O et NH_3 permettant ainsi l'élimination de la pollution organique.

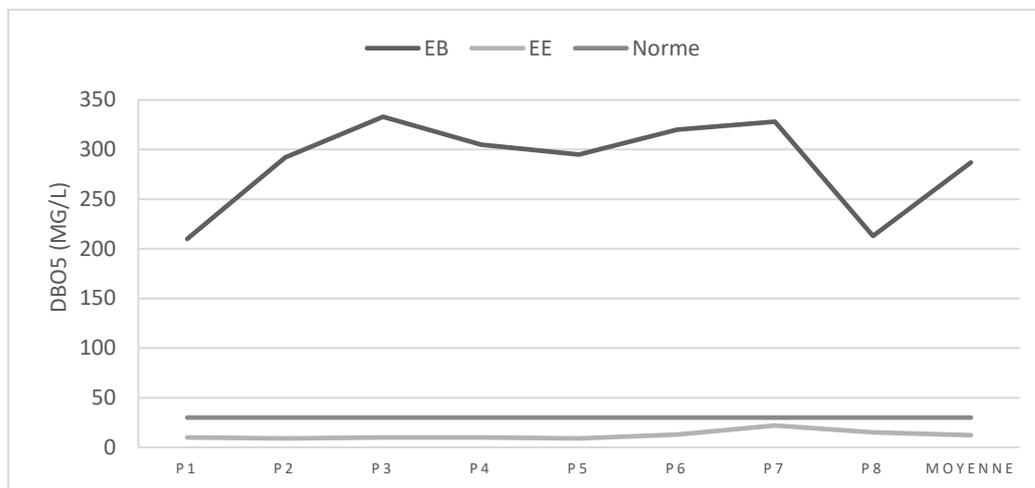


FIGURE 4.10 – Variation de la DBO_5

4.4.1.9 Rendement d'élimination de la DCO et DBO₅

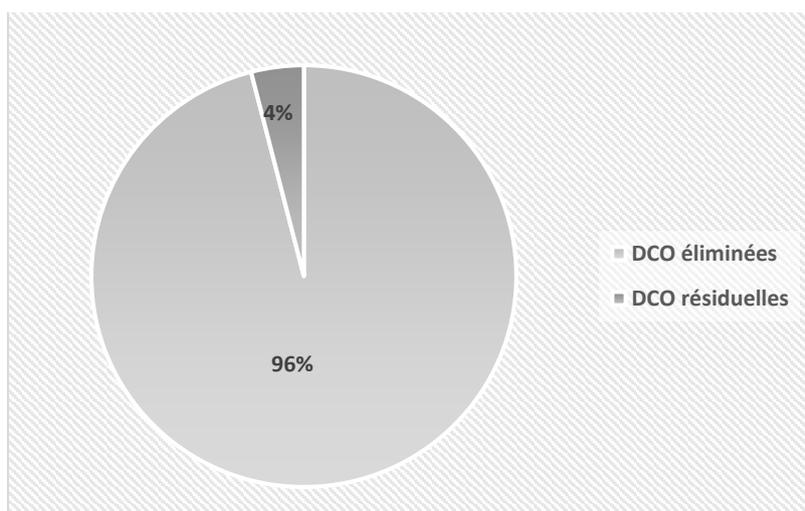


FIGURE 4.11 – Rendement d'élimination de la DCO

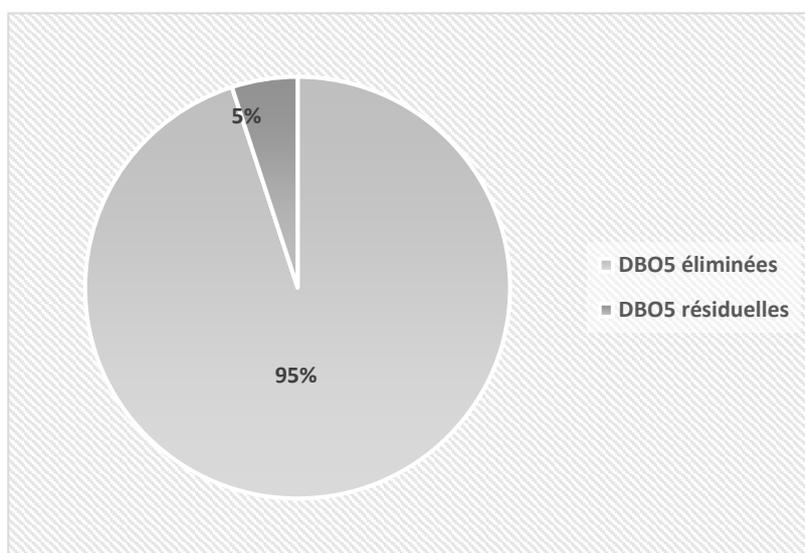


FIGURE 4.12 – Rendement d'élimination de la DBO₅

D'après les figures ci-dessus, nous constatons que le rendement épuratoire de la DCO et de la DBO₅ est plus que satisfaisant avec un taux de 96% et de 95% respectivement. Ce résultat est supérieur à celui mentionné par **Rejesk (2002)** (90%).

4.4.1.10 Rapport DCO/DBO₅

L'estimation du coefficient de biodégradabilité K est très importante pour déterminer le mode de traitement à adopter et la qualité de l'effluent à traiter.

Les résultats obtenus durant cette étude sont présentés dans le tableau 4.2. Les valeurs sont comprises entre 2.08 et 3.55.

TABLE 4.2 – Résultats d'estimation du coefficient de biodégradabilité K de la STEP de Béni Mered (ONA,2021)

Prélèvements	DCO (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	K
P1 :01/02/2021	746	210	3.55
P2 :14/02/2021	826	292	2.83
P3 :03/03/2021	715	333	2.15
P4 :17/03/2021	891	305	2.92
P5 :19/04/2021	830	295	2.81
P6 :27/04/2021	1145	320	3.58
P7 :06/05/2021	698	328	2.13
P8 :13/05/2021	442	213	2.08
moyenne	786.63	287	2.74

Selon **Rodier et al. (2009)** :

- DCO/DBO₅ < 3 effluent facilement biodégradable.
- 3 < DCO/DBO₅ < 5 effluent moyennement biodégradable.
- DCO/DBO₅ > 5 effluent difficilement biodégradable, voir non biodégradable.

Globalement, les valeurs enregistrées dans cette étude sont inférieures à 3 ce qui signifie que l'effluent est facilement biodégradable et confirme que les eaux usées traitées au niveau de la STEP sont d'origine domestique (**Rodier et al., 2009**). A l'exception du prélèvement P1 et P6 le coefficient de biodégradabilité k est supérieur à 3, Dans ce cas, les eaux qui arrivaient à la STEP étaient mélangées avec des eaux d'origine industrielle, ce qui traduit selon **Metahri (2012)**, la présence des éléments inhibiteurs de la croissance bactérienne dans l'eau tels que les détergents et les hydrocarbures.

4.4.1.11 Paramètres de la pollution azotée

1. Azote total (N_T)

D'après les résultats obtenus (Tableau 4.3), les valeurs de l'azote total varient à l'entrée de la STEP entre un minimum de 72 mg/l et un maximum de 114 mg/l avec une valeur moyenne de $95 \pm 14,52$ mg/l. Par ailleurs à la sortie du traitement, les valeurs sont comprises entre 5 mg/l et 24 mg/l avec $16,88 \pm 6,43$ mg/l comme une valeur moyenne, avec un taux de réduction moyen de 82%, cela montre que le procédé de traitement à boues activées permet en plus de l'oxydation des composés carbonés l'oxydation et la réduction des composés azotés.

TABLE 4.3 – Résultats d'analyses de l'azote total (ONA,2021)

Paramètres	$N_T(mg/l)$		Taux de réduction (%)
	EB	EE	
Prélèvements	EB	EE	-
P1 :01/02/2021	100	24	76
P2 :14/02/2021	98	18	81,63
P3 :03/03/2021	114	20	82,45
P4 :17/03/2021	79	5	93,67
P5 :19/04/2021	72	20	72,22
P6 :27/04/2021	89	9	89,88
P7 :06/05/2021	97	19	80,41
P8 :13/05/2021	111	20,1	81.89
Moyenne	95	16,88	82.23
Écart-type	14,52	6.42	-

2. Azote ammoniacal (NH_4^+), Nitrites (NO_2^-) et Nitrate (NO_3^-)

L'azote provient essentiellement sous des déjections animales et humaines et des rejets agro-alimentaires (Metcalf et Eddy, 2003). Le Tableau 4.4 représente les résultats de la pollution azotée.

Dans cette étude, de faibles teneurs en nitrates sont notées au niveau des eaux brutes. Elles varient entre 0,98 mg/l et 1 mg/l. Tandis que dans les eaux épurées, ces valeurs oscillent entre 0 mg/l et 22 mg/l. On constate que le taux des nitrates a augmenté considérablement au niveau des eaux traitées par rapport aux eaux brutes mais en moyenne, elles restent inférieures aux normes du JORA, l'OMS (2006).

A l'entrée de la STEP, on a constaté que les concentrations en nitrites (NO_2^-) sont très faibles. À la sortie, les concentrations sont comprises entre 0,02 et 0,60 mg/l avec une valeur moyenne de $0,24 \pm 0,20$ mg/l.

Selon Choubert (2002), les nitrites proviennent soit d'une oxydation incomplète de l'ammonium ou la nitrification n'est pas conduite à son terme soit d'une réduction des nitrates sous l'influence d'une action dénitrifiante.

TABLE 4.4 – Résultats d’analyses de la pollution azotée (ONA, 2021)

Paramètres	NH4 (mg/l)		Taux de réduction (%)	NO2 (mg/l)		NO3 (mg/l)	
	EB	EE		EB	EE	EB	EE
P1 :01/02/2021	52	1	98,07	0,16	0,17	1	22
P2 :14/02/2021	54	0	100	0,16	0,19	1	12
P3 :03/03/2021	56	0	100	0,17	0,38	1	20
P4 :17/03/2021	61	0	100	0,15	0,03	1	4
P5 :19/04/2021	52	16	69,23	0,14	0,02	0,98	0
P6 :27/04/2021	66	2	96,96	0,16	0,60	1	12
P7 :06/05/2021	48	0	100	0,18	0,16	1	11
P8 :13/05/2021	62	2	96,77	0,17	0,41	1	12
Moyenne	57,12	2,62	95,41	0,16	0,24	0,99	11,62
Ecart-type	7,16	5,47	-	0,01	0,20	0,007	7,28

On note également la réduction des valeurs de l’azote ammoniacal (NH_4^+) dans les eaux traitées avec un taux moyen de 95%. Cela montre que l’azote ammoniacal a été oxydé par nitrification en nitrite (NO_2^-) un état intermédiaire, puis ce dernier est rapidement oxydé en nitrate (NO_3^-). Cette transformation est effectuée en présence d’oxygène par des bactéries autotrophes nitrifiantes en deux étapes, la première étant assurée par des bactéries Nitrosomonas et la deuxième par des bactéries Nitrobacter (Aubrey, 2003).

- Nitritation : $NH_4^+ + 3/2O_2 \rightarrow NO_2^- + 2H^+ + H_2O$
- Nitratation : $NO_2^- + 1/2O_2 \rightarrow NO_3^-$

La présence de nitrate dans l’eau soulève habituellement moins d’objection que celle de l’azote ammoniacal (Ramalho, 1983). Cependant, comme ce composé peut nuire à la réutilisation de l’eau, il s’avère parfois nécessaire de l’éliminer en ayant recours à la dénitrification, un processus anoxie au cours duquel les bactéries hétérotrophes vont changer leur métabolisme pour utiliser les formes oxydées d’azote (NO_2^- , NO_3^-) comme accepteurs d’électron au lieu de l’oxygène moléculaire (O_2). La réduction biologique du nitrate au cours de la dénitrification mènera à la production finale de N_2 (produit gazeux inerte) (Faurie et al., 2005). Ces processus peuvent néanmoins coexister dans un même bassin à boues activées si l’on prend le soin d’alterner des phases d’aération et d’anoxie.

4.4.1.12 Paramètres de la pollution phosphorée

L'origine du phosphore dans les eaux usées domestiques est déduite de la connaissance des sources de phosphore naturel et de son utilisation (**Villebrun, 1989**).

D'après les résultats obtenus, les valeurs des orthophosphates (PO_4^{3-}) varient d'un minimum de 1,6 mg/l à un maximum de 6,3 mg/l pour les eaux brutes concernant les eaux épurées, les concentrations oscillent entre 1,7 mg/l à 3,9 mg/l (Tableau 4.5).

La grande partie du phosphore organique provient des détergents, des déchets du métabolisme des protéines et de son élimination sous forme de phosphates dans les urines par l'homme (**N'diaye et al., 2011**).

Les teneurs obtenues des orthophosphates dans les eaux usées traitées dépassent la valeur limite acceptable d'un rejet direct dans le milieu récepteur (2 mg/l) (**JORA, 2006**).

En ce qui concerne les valeurs du Phosphore Total obtenues après analyse, elles varient entre 4,9 et 12,2 mg/l à l'entrée de la STEP et de 1,2 à 3,3 mg/l au rejet, avec une valeur moyenne de $2,46 \pm 0,71$ mg/l (Tableau 4.5).

TABLE 4.5 – Résultats d'analyses de la pollution phosphorée (**ONA,2021**)

Paramètres	PO_4^{3-} (mg/l)		Pt (mg/l)		Taux de réduction (%)
	EB	EE	EB	EE	
Prélèvement	EB	EE	EB	EE	-
P1 :01/02/2021	3,8	3,6	8,9	2,8	68,54
P2 :14/02/2021	4,3	2,7	10,5	2	80,95
P3 :03/03/2021	3,8	3,9	12,2	3,3	72,95
P4 :17/03/2021	4,8	2,8	7,7	1,2	84,41
P5 :19/04/2021	1,6	1,7	5,7	2,1	63,15
P6 :27/04/2021	3,8	1,8	4,9	3,3	32,65
P7 :06/05/2021	6,3	2,5	7,3	2,7	63,01
P8 :13/05/2021	4,1	2,2	7,7	2,3	70,12
Moyenne	4,06	2,65	8,11	2,46	66,98
Ecart-type	1,30	0,78	2,39	0,71	-

Ces valeurs sont élevées et dépassent les normes algériennes et internationales des rejets (<2 mg/l) et celle des eaux d'irrigation ($<0,94$ mg/l) de l'OMS (1989). Dans une station d'épuration à boues activées, l'élimination du phosphore Total peut s'avérer difficile sans ajout de produit chimique (**Dernat, 1994**). Cependant au niveau de la STEP de Béni Mered, le procédé biologique seul a permis une réduction de 67% du phosphore admis à la STEP.

Les micro-organismes assurant la dégradation du carbone et de l'azote intègrent le phosphore à leur matériel cellulaire (structure membranaire, ATP et ARN). La part de phosphore éliminée, simplement par cette voie, représente environ 25% de la quantité journalière à dégrader (**Deronzier et Choubert, 2004**).

4.4.2 Paramètres bactériologiques

Les résultats de la recherche et du dénombrement obtenus durant cette période d'étude sont consignés dans le Tableau 4.6 et montrent que les concentrations en CT et CF, enregistrées au niveau des échantillons d'eaux sont très importantes et diffèrent entre l'entrée et la sortie de la station.

TABLE 4.6 – Résultats d'analyses des paramètres biologiques des effluents de la STEP de Béni Mered (ONA, 2021)

Paramètres	CT		CF		Salmonelle	
	EB	EE	EB	EE	EB	EE
P1 :01/02/2021	1.6E+07	5.4E+05	2.4E+06	7.0E+04	0	0
P2 :14/02/2021	9.2E+06	2.4E+05	5.4E+06	2.8E+05	0	0
P3 :03/03/2021	5.4E+06	1.8E+05	3.5E+06	1.7E+05	0	0
P4 :17/03/2021	9.2E+06	7.0E+04	1.7E+06	7.0E+04	0	0
P5 :19/04/2021	5.4E+06	2.2E+05	3.5E+06	1.4E+05	0	0
P6 :27/04/2021	3.5E+06	1.7E+05	2.8E+06	1.0E+05	0	0
P7 :06/05/2021	9.2E+06	2.2E+05	3.5E+06	1.7E+05	0	0
P8 :13/05/2021	5.4E+06	1.4E+05	2.4E+06	1.4E+05	0	0
moyenne	7.2E+06	1.9E+05	3.0E+06	1.3E+05	0	0
écart-type	3.69E+06	1.30E+05	1.05E+06	6.40E+04	0	0

4.4.2.1 Recherche et dénombrement des Coliformes Totaux (CT)

Les résultats obtenus durant la période d'étude montrent que le nombre de coliformes totaux retrouvés dans l'effluent brute est très élevés (figure 4.13).

Il oscille entre un minimum de 35×10^5 UFC/100 ml et un maximum de 160×10^5 UFC/100 ml d'eau analysée, avec une valeur moyenne de $79,125 \times 10^5$ UFC/100 ml.

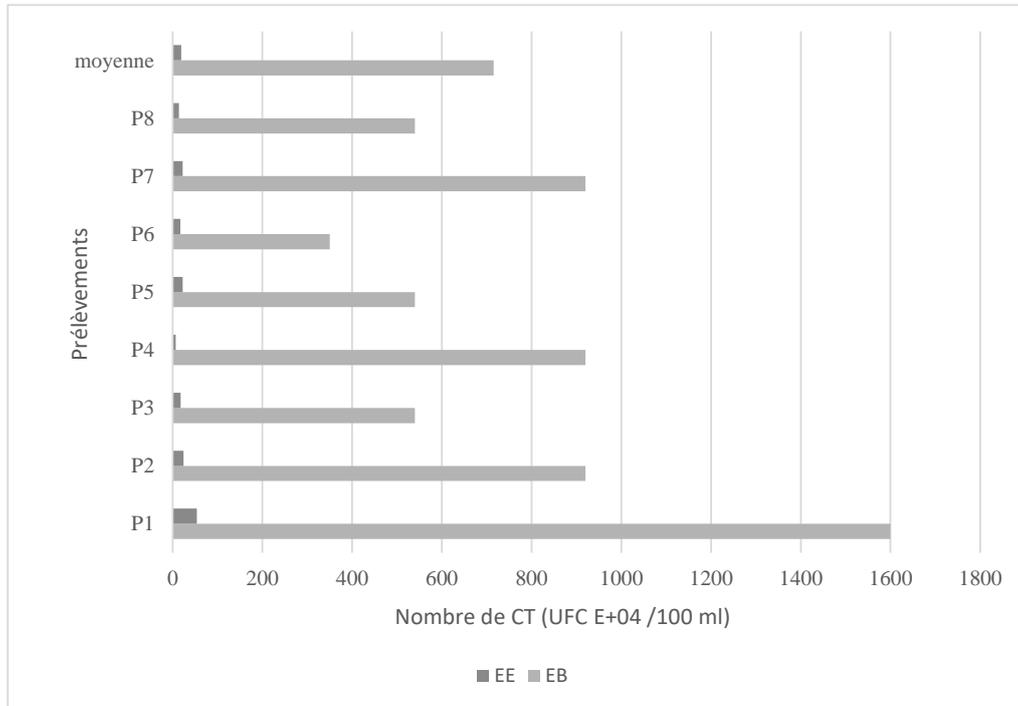


FIGURE 4.13 – Réduction du nombre de coliformes totaux après traitement

4.4.2.2 Recherche et dénombrement des Coliformes Fécaux (CF)

Sur la base des données représentées par la figure **Figure 4.14**, on constate que l'effluent brute est caractérisé par des teneurs très élevées en CF oscillant entre 54×10^5 et 17×10^5 UFC/100 ml d'eau analysée avec une valeur moyenne de $31,5 \times 10^5$ UFC/100 ml.

Le nombre élevé de CF dans l'eau brute est dû d'après **Leson et Winer (1991)** à la capacité des germes à résister aux conditions environnementales difficiles. Cependant, la quantité de ces germes a subi une réduction considérable dans l'effluent traité. En effet, à la sortie de la STEP, l'eau épurée présente des valeurs oscillant entre 28×10^4 et 7×10^4 UFC/100 ml d'eau analysée avec une moyenne de $14,25 \times 10^4$ UFC/100ml. Ces valeurs sont conformes aux normes de l'OMS mais non conformes aux normes d'irrigation. L'abondance en coliformes dans les effluents traités dépend de la qualité microbiologique des eaux brutes d'une part, et d'autre part, de l'efficacité de la filière de traitement à éliminer ces coliformes. La présence de coliformes, résulte de leur abondance dans les matières fécales des animaux à sang chaud et constitue un indicateur fécal de première importance (**Dupray et Derrien, 1995**).

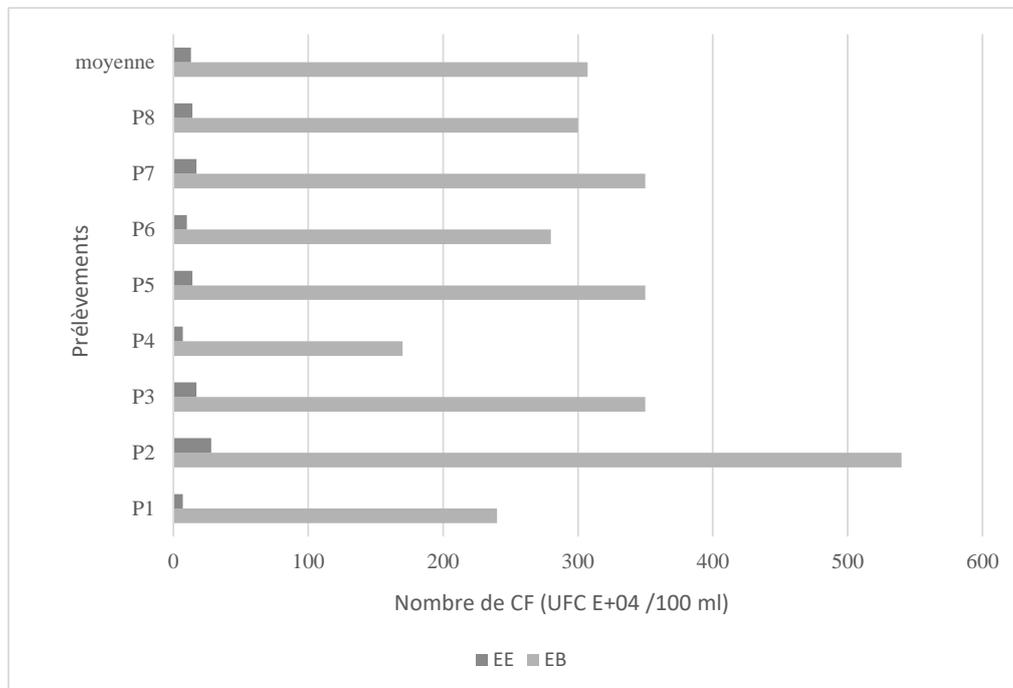


FIGURE 4.14 – Réduction du nombre de coliformes fécaux après traitement

4.4.2.3 Recherche des bactéries du genre *Salmonella*

Les micro-organismes pathogènes tels que les salmonelles sont Généralement transmis à l'homme par ingestion d'eau contaminée et sont responsables de diverses maladies (**Momba et al., 2006**). La recherche de ce germe revêt une importance particulière car sa présence dans l'environnement hydrique est le signe d'une contamination fécale (**Cavallari et al., 2011**).

Durant la période d'étude, aucun prélèvement ne s'est révélé positif lors de la recherche des bactéries du genre *Salmonella*. Cette absence est due probablement aux conditions du milieu qui sont défavorables pour la survie et la prolifération de ce germe. Selon **Aboukacem et al., (2007)** l'absence des Salmonelles peut être expliquée d'une part par l'absence des porteurs asymptomatiques de la population habitante dans cette région, et d'autre part la difficulté de recherche de ces germes du fait de leur nombre très faible par rapport aux germes communément retrouvés.

4.4.3 Aptitude des eaux à l'irrigation

4.4.3.1 Résultats d'analyse d'ions inorganiques majeurs

Le bilan d'analyse d'ions inorganiques majeurs des EUE de la STEP de Béni Mered est résumé dans le tableau 4.7

Paramètre	Unité	Valeur
Ca ²⁺	mg/l	6.25
Mg ²⁺	mg/l	4.22
Na ⁺	mg/l	3.12
SO ₄ ⁻	mg/l	4.32
Cl ⁻	mg/l	4.81

TABLE 4.7 – Bilan d'analyse d'ions inorganiques majeurs

4.4.3.2 Classification USSL

On doit d'abord calculer SAR selon la formule de Richards (1969) :

$$SAR = \frac{3.12}{\sqrt{\frac{6.25+4.22}{2}}} = 1.36$$

La valeur du SAR est inférieure à 10, donc les EUE de la STEP de Béni Mered appartiennent à la Classe S1. La valeur moyenne de CE des EUE de la STEP est de 1412 S/cm, ce qui est équivalent à 1.412 mmhos/cm, donc les EUE de la STEP de Béni Mered appartiennent à la classe C3. Donc les EUE de la STEP appartiennent à la classe C3S1 selon la classification USSL, c'est des eaux à faible risque d'alcalinisation mais qui présentent une forte salinité . Elles ne peuvent pas être utilisées sur des sols faiblement drainés. Même lorsque le drainage est suffisant.

4.4.3.3 Normes et cadre législatif

La comparaison des résultats d'analyses des paramètres des EUE aux normes d'irrigation est résumée dans le **Tableau 4.8** :

TABLE 4.8 – Comparaison des résultats d'analyses aux normes liées à l'irrigation

Paramètre	Unité	Valeur	Normes	
			OMS (1989)	JORA (2012)
pH	-	7.53	6.5-8.4	6.5-8.5
T	°C	19.16	30	30
CE	ds/m	1.41	<0,7 Aucune restriction 0,7 - 3,0 restriction modérée > 3,0 Forte restriction	3
OD	mg O ₂ /l	5.29	Non disponible	5
MES	mg/l	22.78	30	30
DCO	mg O ₂ /l	68.44	40	90
DBO ₅	mg O ₂ /l	12.25	10	30
NT	mg/l	16.88	50	30
PO ₄ ³⁻	mg/l	2.64	0,94	2
SAR	meq/l	1.36	<3 Aucune restriction 3-9 restriction modérée >9 Forte restriction	Non disponible
CT	UFC/100ml	1.9E+05	-	<100 Aucune restriction <250 Légumes cuits <1000 Arbustes >1000 Irrigation localisée
SF	UFC/100ml	-	1000	Non disponible
Salmonelles	UFC/ 1L	0	Absence	Non disponible

D'après le tableau on remarque que deux paramètres dépassent les normes du **JORA (2012)** concernant l'irrigation qui sont le phosphore ainsi que les coliformes totaux. Si on considère les normes de l'OMS, les paramètres qui dépassent le seuil fixé deviennent quatre paramètres (DBO_5 , DCO, PO_4^{3-} et CT).

4.4.4 Conclusion

Les EUE de la STEP de Béni Mered nécessitent un traitement poussé pour les ramener aux normes d'une réutilisation agricole sans restrictions. Sans oublier de mentionner les éléments toxiques que ces eaux peuvent contenir (métaux lourds et micro-polluants).

Chapitre 5

Recommandation et valorisation agricole

5.1 Introduction

En se basant sur les résultats et les constats du chapitre IV et afin de minimiser les défaillances et les dysfonctionnements qui existent au niveau de la STEP en vue d'améliorer son rendement et ses performances épuratoires en vue de la réutilisation de ces eaux pour l'irrigation, dans ce chapitre on vise les anomalies enregistrées au niveau de cette STEP et on propose quelques solutions pour y remédier.

5.2 Capacité d'irrigation de la STEP

Les EUE de la STEP de Béni Mered représentent une ressource intéressante d'eaux d'irrigation dans la région, dans la partie suivante on va énumérer les cultures envisageables ainsi qu'estimer la capacité d'irrigation de la STEP.

5.2.1 Ressource en sol

Le sol constitue l'un des facteurs de productions les plus importants, et la connaissance de la variabilité spatiale de ses propriétés est indispensable comme support d'aide à la décision pour le pilotage des travaux ; ainsi avant investissement, il est nécessaire d'établir un diagnostic de la variabilité des sols du périmètre projeté. En effet, il faut connaître la nature des sols, estimer leur surface et analyser leurs caractères pédologiques susceptibles de jouer un rôle majeur dans le développement, et la croissance des cultures.

Des investigations pédologiques sont nécessaires pour permettre une classification détaillée de la texture des parcelles concernées et leurs aménagements en matière d'irrigation.

A titre indicatif ,on peut d'ores et déjà distinguer trois classes de sols qui dominent la région :

- Les sols peu évolués,
- Les sols hydromorphes,
- Les vertisols.

5.2.1.1 Fertilité

En général on peut dire que :

- Ces sols sont pauvres en matière organique, les vertisols étant souvent les mieux pourvus ;
- Les teneurs en azote oscillent autour de 1% ;
- Les teneurs en calcium (CaCO_3 et calcaire actif) sont relativement faibles ;
- Le sodium présente des teneurs insuffisantes qui ne pose pas des problèmes de salinité ;
- La teneur en bases échangeables est généralement moyenne et s'améliore sur les vertisols où l'on note un complexe absorbant élevé.

5.2.1.2 Occupation des sols

- Terrains à faible rendement ;
- **Zones de maraîchage et arboriculture** : Ces terrains sont spécialisés dans, les maraîchages et l'arboriculture, même non dotés d'un système d'irrigations, ces parcelles restent un support agricole non négligeable sa mise en valeur génère un impact important.

- **Zones de céréaliculture** : Elles concernent surtout les grandes cultures (Zone de céréaliculture), leurs sols permettent une mécanisation du travail, la disponibilité en eau est assurée par la pluviométrie.
- **Contrainte d'irrigation actuelle** : Les problèmes que rencontrent les exploitations agricoles de la région sont liés en grande partie à l'insuffisance des ressources en eaux. Les déficits concernent la période sèche qui s'étend pratiquement du mois de mai au mois d'octobre. Les difficultés que rencontrent les fellahs c'est l'irrégularité de la ressource qui reste liée directement à la pluviométrie. La mobilisation d'une ressource sûre permanente et régulière viendrait améliorer l'irrigation des terres. Aussi les eaux provenant de la STEP si leur état écologique le permet peuvent répondre dans une large mesure à la prise en charge d'une irrigation convenable d'un périmètre. L'importance de ce périmètre est liée à la quantité d'eau que produit la STEP.

5.2.2 Besoin en eaux des cultures

Les besoins en eau des cultures sont conditionnés par :

- Les conditions climatiques,
- Les cultures envisageables,
- Les systèmes agronomiques,
- L'intensité culturale,
- Les potentialités des sols,
- L'eau disponible,
- Fertilité des sols,
- Pratique culturale,
- Méthodes d'irrigation.

L'irrigation du périmètre qui sera retenu aura un complément d'irrigation du fait que les précipitations ne couvrent qu'une partie des besoins en eau des cultures. Ce déficit est dû essentiellement à l'évapotranspiration des cultures est nettement supérieure à la pluviométrie moyenne de la région. Cette dernière couvrent relativement dans une large mesure, les besoins des plantes dans des périodes bien précises.

Toutefois, en raison d'une répartition défavorable des pluies et du caractère d'averses, le degré de satisfaction des plantes en saison sèche est très faible, il est évident que ce déficit en eau provoque des chutes considérables de rendement, d'où la nécessité de bien quantifier les besoins en eau des cultures envisagées.

5.2.3 Les cultures envisageables

Les besoins en eau des cultures, restent liés à l'évolution de la répartition culturale de la situation existante et celle projetée :

L'augmentation des superficies occupées par les cultures rémunératrices, tels que : le maraîchage en plein champ et sous serre, ainsi que l'arboriculture fruitière, avec tendance vers les arbres a entrée rapide en production.

La mise en place de cultures fourragères. Afin de redynamiser la production laitière.

Les céréales par contre, seront maintenues avec des superficies très réduites par rapport à celles existantes ; elles seront cultivées pour des raisons purement agronomiques.

La gamme des cultures envisageables, est très large :

Maraîchages

Ces cultures font partie de la tradition actuelle des agriculteurs. Leurs superficies n'ont pas pu connaître des extensions en raison de l'insuffisance de la ressource en eau mobilisée et de l'irrégularité du régime pluviométrique avec l'irrigation. Cette pratique connaîtra une amélioration par l'irrigation.

La plaine de Mitidja a une vocation spéciale pour les productions sous serres, notamment en tomate, mais aussi pour des cultures diverses, sous petits tunnels plastiques pour les cultures basses. Avec un apport en eau, ces cultures connaîtront un accroissement sensible dans la zone et seront plus diversifiées.

Vigne de table

Étant donné que les exploitants sont satisfaits des valorisations obtenues par cette culture, par rapport au taux de leur occupation, on retiendra pour l'avenir une stabilisation des superficies au niveau actuel.

Agrumes et autres cultures arboricoles fruitiers

Les cultures pérennes tels que ; poiriers, pommiers, pêchers et néfliers, ont tendance à diminuer en Algérie au cours de la dernière décennie. Le vieillissement des plantations n'étant généralement pas compensé par de jeunes vergers, à celà, viennent s'ajouter les effets de la sécheresse qui ont marqué cette décennie. Un court délai pour l'entrée en production des arbres est considéré comme un avantage par l'exploitant.

On retiendra pour le périmètre étudié, un encouragement de la croissance des plantations d'agrumes, ainsi que l'arboriculture fruitière en générale,

Cultures fourragères

Les cultures fourragères destinées à la production du fourrage vert, ne peuvent être envisagées d'une part à cause de l'absence d'un élevage soutenu est traditionnel et d'autre part la disponibilité limité de la ressource provenant de la STEP. Céréaliculture :

Elle sera maintenue grâce au le rôle positif qu'elle joue dans la rotation des assolements et compte tenu des limitations pédologiques. Cette culture continuera donc à exister, avec des superficies réduites.

5.2.4 Eau d'irrigation

En terme général, le besoin en eau d'une culture est équivalent au niveau d'évapotranspiration nécessaire à sa croissance optimale.

Le besoin en eau est défini comme le niveau d'évapotranspiration d'une culture poussant

dans une parcelle d'une surface supérieure à un hectare dans des conditions optimales de sol. Ces dernières consistent en une fertilité et une humidité suffisantes pour atteindre le potentiel de production de la culture dans le milieu considéré.

Les besoins nets théoriques en eau d'irrigation sont calculés sur la base de :

- Données climatiques : évapotranspiration potentielle (ETP) et pluviométrie (pluie efficace)
- Coefficients culturaux des spéculations envisagées ;
- L'occupation des terres (répartition des cultures irriguées projetées).
- L'évapotranspiration représente la quantité d'eau perdue sous forme de vapeur à partir d'une surface couverte de végétation. Cette quantité est généralement exprimée par unité de surface et par unité de temps, en m³/ha/jour, en m³/ha/mois ou en m³/ha/an. Bien entendu, l'évapotranspiration peut également s'écrire en mm/jours par mois ou par an.

On distingue : l'évapotranspiration de référence (ET₀), L'évapotranspiration potentielle (ETP) et l'évapotranspiration réelle (ETR) :

- L'évapotranspiration de référence : est définie comme « le niveau d'évapotranspiration d'une surface importante d'un gazon de hauteur uniforme (entre 8 et 15 cm), en croissance active, recouvrant complètement le sol et alimenté en eau de façon non restrictive ».
- L'évapotranspiration potentielle : est définie comme l'ensemble des pertes en eau d'un couvert végétal abondant, bien alimenté en eau, lorsque l'énergie (évaporation de l'atmosphère) est le seul facteur qui limite cette évaporation. On peut définir l'ETP comme l'évapotranspiration d'un couvert végétal présentant un développement foliaire maximum (au stade de pleine croissance) couvrant bien le sol, ce dernier étant à la capacité au champ, l'ETP correspond à la « demande d'évaporation » en eau « pouvoir » évaporant de l'air.
- L'évapotranspiration réelle : pendant une période déterminée (jour, mois, cycle végétatif complet), chaque parcelle va perdre, par transpiration et évaporation directe, une certaine quantité d'eau appelée évapotranspiration réelle ETR : celle-ci pourra bien sûr être inférieure ou égale à l'ETP selon que les conditions de celle-ci sont réunies ou non.

5.2.5 Calcul des besoins en eau

Les besoins théoriques mensuels sont déterminés par le bilan hydrique

$$B = ETM - (P_{eff} + RFU)$$

- ETP : évapotranspiration (mm/jour)
- RFU : réserve facilement utilisable
- Peff : Pluie efficace

$$RFU = Y(H_{cc} - H_{pf}).D_a.Z$$

- Y : degré tarissement
- D_a : Densité apparente
- Z : profondeur d'enracinement mm
- H_{cc} : Humidité à la capacité au champ
- H_{pf} : Humidité au point de flétrissement

Pour avoir une idée sur les besoins en eau d'une terre agricole de haute potentialité comme celle située à proximité de la station d'épuration il sera énuméré les besoins en eau de quelques cultures envisageables pour l'irrigation à partir des EUE dans la région (Mitidja) (Annexe A).

La ventilation des besoins unitaires bruts en eau de ces cultures est donnée dans le tableau 5.1 :

TABLE 5.1 – Ventilation des besoins unitaires bruts en eau

Culture	Besoin (mm)	Qc (l/s/ha)
Tomate	164,51	1,30
PT/S	202,60	1,60
carotte	3,79	0,03
Haricot	101,01	0,80
Aubergine	108,50	0,86
Courgette	77,83	0,62
Blé Dur	129,03	1,02
Vigne	159,44	1,26
moyen	112,47	0,89

5.2.6 Conclusion

Partant à titre indicatif de la moyenne par rapport aux besoins d'une multiculture soit 0.90 l/s/ha il ressort que la STEP de Béni Mered peut irriguer une superficie de l'ordre de 500 ha.

5.3 Récapitulatif des débits et des charges polluantes

Il s'agit de déterminer :

- Le débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ (m^3/j) ;
- Le débit moyen horaire $Q_{moy,h}$ (m^3/h) ;
- Débit de pointe par temps sec Q_{pts} (m^3/h) ;
- Débit de pointe par temps de pluie Q_{ptp} (m^3/h) ;
- Charge polluante journalière (kg/j).

Les résultats de calcul sont affichés dans le **Tableau 5.2**

TABLE 5.2 – Données de base de la STEP

Paramètre	Unité	Valeur
EH	250	383000
Charge hydraulique		
Q moy,j	(m ³ /j)	39520
Q moy,h	(m ³ /h)	1635
Cpts	-	1.6
Qpts	(m ³ /h)	2617
Cptp	-	3
Qptp	(m ³ /h)	4905
Charge polluante		
DBO5 à l'entrée	(kg/j)	12884
	(mg/l)	326
DCO à l'entrée	(kg/j)	32604
	(mg/l)	825
MES à l'entrée	(kg/j)	14069
	(mg/l)	356
Azote N-NTK à l'entrée	(kg/j)	3755
	(mg/l)	95
Phosphore à l'entrée	(kg/j)	514
	(mg/l)	13

5.4 Problèmes et solution proposés

Pour envisager une réutilisation des EUE de la STEP en épuration, il faut que celles-ci répondent aux normes de la réutilisation agricole. Dans la partie qui suit du chapitre on va essayer de proposer un traitement poussé qui peut éliminer les polluants qui posent des problèmes dans les EUE de la STEP i.e. phosphates, micro-organismes, DCO, DBO_5 et les différents micro-polluants et éléments toxiques qui peuvent être présents dans ces eaux.

5.5 Variante I : Désinfection, déphosphatation et adsorption sur charbon actif

5.5.1 Bassin de désinfection

L'eau épurée provenant du clarificateur contient des germes pathogènes, la désinfection de cette eau est obtenue par l'action d'agents chimiques soit une solution d'hypochlorite de sodium (eau de javel). L'eau désinfectée traverse un bassin de contact constitué par des chicanes.

La dose de chlore nécessaire dans les conditions normales est de 3 à 5 mg/l avec un temps de contact de 30 minutes.

Adopté 5 mg/l pendant 30 minutes, les doses journalières seront de :

$$\text{Dose } j = Q_j \times \text{Dose (mg/l)}$$

$$\text{Dose } j = 39520 * 10^3 \times 5 \text{ (mg/l)} = 168 \text{ kg/j}$$

5.5.1.1 Dimensionnement du bassin

Pour un $Q_p = 1635 \text{ m}^3/\text{h}$ et un temps de contact de 30 minutes le volume du bassin sera :

$$V = \frac{1635}{2} = 699.5 \text{ m}^3$$

On prend la hauteur d'eau du bassin de désinfection : $h = 1.6 \text{ m}$, donc :

$$S = \frac{V}{h} = \frac{699.5}{1.6} = 437.19 \text{ m}^2$$

TABLE 5.3 – Résultats du dimensionnement du bassin de désinfection

Débit d'eau décantée (m^3/h)	1635
Temps de contact au débit maximal par temps sec (min)	30
Volume d'eau utile (m^3)	699.5
Hauteur d'eau (m)	1.6
Surface du bassin (m^2)	437.19
Largeur du bassin (m)	20
Longueur du bassin (m)	25
distance entre chicanes (m)	2
Nombre de chicane	20
Volume bassin adopté (m^3)	800

5.5.1.2 Produit désinfectant

Le produit désinfectant utilisé dans ce bassin est l'hypochlorite de sodium à un degré chlorométrique de 47° qui a une teneur en chlore équivalente à 149 g/l.

5.5.1.3 Dimensionnement des pompes doseuses

On a :

$$\text{débit pompe doseuse} = \frac{\text{consommation moyenne journalière en hypochlorite (kg/j)}}{\text{teneur en chlore Cl (g/l) à 47°}}$$

Les résultats de dimensionnement des pompes doseuses sont affichés dans le **tableau 5.3** :

TABLE 5.4 – Résultats du dimensionnement des pompes doseuses

Consommation journalière moyenne envisageable en hypochlorite (kg/j)	168
Débit des pompes doseuses (l/j)	1128
Débit des pompes doseuses (l/h)	47
Quantité par an (m^3/an)	402

5.5.1.4 Estimation de l'investissement

Les coûts d'installation sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE 5.5 – Coût d'installation du bassin de désinfection

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
Déblais	m^3	100	250	25 000
Remblais	m^3	-	700	-
Béton de propreté	m^3	50	8000	400 000
Béton dosé à 350 kg/ m^3	m^3	128.8	38 000	4 894 400
			Total	5 319 400

Les coûts opérationnels annuels sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE 5.6 – Coûts opérationnels annuels du bassin de désinfection

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
Pompage	Kwh	0.55	7	28 105
Réactif	kg/j	168	164	10 056 480
			Total	10 084 585

5.5.2 Déphosphatation

La concentration en phosphore dans l'effluent aqueux en sortie du traitement biologique n'atteint pas les normes d'irrigation requises de 0.94 mg/l. En effet, on obtient un flux de 97.17 kg/j soit une concentration de 2,46 mg/l. On atteint 67% d'abattement du phosphore par assimilation bactérienne, mais cela n'est pas suffisant. La step étant situé en zone sensible à l'eutrophisation et le phosphore étant le moteur de ce processus, il est impératif de prévoir une étape de déphosphatation dans notre procédé.

5.5.2.1 Choix du procédé de déphosphatation

Il existe différentes méthodes pour éliminer le phosphore des eaux usées. Les deux principales voies utilisées sont la voie physico-chimique, et la voie biologique. Il existe également d'autres techniques de traitement combinant par exemple physico-chimie et biologie de manière à exploiter les avantages des deux filières. Le choix du procédé à mettre en œuvre se fait notamment en fonction de la taille de la station et de la charge en phosphore dans les eaux. La déphosphatation chimique est plus adaptée aux petites installations, tandis que la déphosphatation bactériologique est plus adaptée aux grandes.

5.5.2.1.1 La déphosphatation biologique

Le principe de la déphosphatation biologique consiste à utiliser le relargage du phosphore comme moyen permettant d'obtenir par la suite son assimilation forcée par les bactéries déphosphatantes PAOs (« phosphorus accumulating organisms »). Ainsi, dans une boue activée déphosphatante, la teneur en phosphore organique peut atteindre 8 à 10 % par gramme de biomasse. Pour mettre en œuvre ce procédé, il faut exposer les bactéries à une alternance de conditions anaérobies (absence d'oxygène et de nitrate) et aérobies. Il faudrait alors ajouter un bassin anaérobie en tête de notre procédé même s'il existe différentes configurations possibles.

Les PAOs sont capables de stocker le phosphore sous forme de polyphosphate au sein de leurs cellules. Pendant la phase anaérobie, ces bactéries se servent de l'énergie libérée par l'hydrolyse intra-cellulaire des polyphosphates stockés pour assimiler du substrat facilement biodégradable tout en relarguant du phosphore inorganique dans le milieu externe. En condition aérobie, les substrats stockés sont oxydés ce qui engendre une production d'énergie et permet la croissance bactérienne. La respiration (de l'oxygène) produit l'énergie nécessaire aux bactéries pour reconstituer le stock de polyphosphates à partir du phosphore inorganique puisé dans le milieu. Ce stock augmente avec la croissance des cellules et on obtient alors une assimilation de phosphore supérieure à la quantité relarguée.

5.5.2.1.2 La déphosphatation chimique

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

Nous avons choisi de mettre en place une déphosphatation physico-chimique, très efficace, car nous avons une faible quantité de phosphore à éliminer ce qui nécessite une quantité de réactif peu importante et donc un coût qui restera raisonnable. Pour la même raison, nous pensons que la surproduction de boue ne sera pas excessive et n'atteindra pas les 20% théoriques. De plus, ce traitement n'aura pas d'impact sur le traitement des boues en aval. Le traitement chimique ne dépend pas d'un processus biologique ce qui lui permet d'être indépendant de la température. Enfin, cette technique nous permet de ne pas complexifier le procédé avec un bassin en plus.

5.5.2.2 Dimensionnement de la déphosphatation chimique

5.5.2.2.1 Positionnement de l'injection

L'ajout de réactifs peut se faire en différents points du procédé :

- Au niveau du décanteur primaire : on parle de pré-précipitation.
- Au niveau du bassin d'anaérobie, d'anoxie ou d'aération : on parle de précipitation simultanée.
- Au niveau du traitement tertiaire : on parle de post-précipitation.

D'un part, La pré-précipitation peut induire une carence en phosphore au niveau des bassins biologiques si le traitement est trop poussé. D'autre part, la post-précipitation nécessite l'ajout d'un décanteur supplémentaire. Finalement, nous pensons que la précipitation simultanée avec injection dans le bassin d'aération est la technique la plus adaptée à notre station. En effet, elle est facile à mettre en œuvre et produit peu de boues supplémentaires. De plus, la précipitation est plus efficace quand l'injection est réalisée dans un milieu agité de manière à assurer une bonne dispersion et un mélange complet. La séparation du phosphore sous forme particulaire de l'eau est réalisée dans le clarificateur.

5.5.2.2.2 Choix du réactif

Les différents sels métalliques Les réactifs utilisés pour la précipitation du phosphore dissous sont à base de fer, d'aluminium ou de calcium.

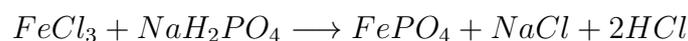
Parmi les sels métalliques à base de fer, on distingue ceux associés au fer ferrique (fer III ou Fe^{3+}), et ceux associés au fer ferreux (fer II ou Fe^{2+}). On peut notamment citer le chlorure ferrique ($FeCl_3$), le chlorosulfate ($FeClSO_4$) et le sulfate ferreux ($FeSO_4$).

Les sels métalliques à base d'aluminium les plus couramment utilisés sont le sulfate d'aluminium ($Al_2(SO_4)_3$), l'aluminate de sodium ($Na_2OAl_2O_3$), les polymères d'aluminium et les polyhydrochlorures mixtes d'aluminium et de fer.

Les réactifs à base de calcium, principalement la chaux (CaO) ne sont utilisés que très rarement.

En général, le coût (transport inclus) des réactifs à base de fer est moindre que celui des réactifs à base d'aluminium. Ainsi, même si ces derniers engendrent une surproduction de boue moins importante, on choisit de fonctionner avec du chlorure ferrique en raison de son prix.

Réactions de précipitation La réaction dominante entre les ions ferriques et les phosphates (ici sous forme phosphate monosodique) est :



En parallèle, il se déroule également des réactions parasites. En effet, les ions ferriques ajoutés précipitent en parallèle avec les ions hydroxydes et les ions carbonates de l'eau pour former des précipités d'hydroxyde de fer selon la réaction suivante :

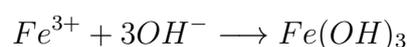
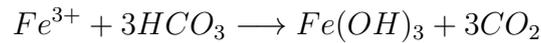


TABLE 5.7 – Caractéristiques du chlorure ferrique

Forme	Liquide
% en poids de fer dans le produit	14
Masse volumique (kg/l)	1,4 - 1,5
Précipités formés	$FePO_4$ et $Fe(OH)_3$
Rapport molaire stœchiométrique Fe/P	1
Rapport massique stœchiométrique Fe/P	1,81
1 g de fer utilisé produit :	2,7 g $FePO_4$ et 1,9 g $Fe(OH)_3$
1 g de P éliminé produit :	4,87 g de $FePO_4$



Ainsi, si en théorie, une mole de Fe est nécessaire pour précipiter une mole de P, en pratique, le rapport molaire à appliquer Fe/P est supérieur pour tenir compte de ces réactions « parasites ». Le rapport molaire à choisir dépend de la concentration en phosphore initial et du rendement d'élimination du phosphore souhaité.

Caractéristiques du chlorure ferrique Ces valeurs sont obtenues à partir de la stœchiométrie donnée par les équations des réactions, et en connaissant les masses molaires des différents constituants : Fe : 56 g/mol, P : 31 g/mol, $FePO_4$: 151 g/mol, $Fe(OH)_3$: 107 g/mol.

5.5.2.2.3 Calcul de la quantité de réactifs à injecter

Quantité de phosphore à éliminer par précipitation La quantité de phosphore à éliminer par précipitation est donnée par la formule suivante :

$$P_{\text{à-précipiter}} = P_{\text{entrée-soluble}} - P_{\text{assimilé}} - P_{\text{sortie-soluble}}$$

$P_{\text{entrée-soluble}}$: Correspond à la quantité de phosphore sous forme soluble dans l'effluent en tête du traitement secondaire. Il s'agit donc de la part précipitable par les molécules de chlorure ferrique. En général, elle est comprise entre 60 et 85 % du phosphore total. Nous prendrons une valeur de 85% pour se placer dans les conditions telles que les besoins en réactifs sont les plus importants. L'effluent d'entrée contient 338 kg/L de phosphore total.

$$P_{\text{entrée-soluble}} = 0,85 \times 514 = 287,3 \text{ kg/j}$$

$P_{\text{assimilé}}$: Correspond à la quantité de phosphore assimilée par les bactéries pour leur activité métabolique. On sait que la teneur en phosphore organique est de l'ordre de 2% par gramme de biomasse (MVS), donc on déduit la quantité de phosphore assimilée en connaissant la quantité de boue produite (sans prendre en compte la surproduction due à la déphosphatation). La quantité de boue produite a été estimée à 12084 kgMVS/j.

$$P_{\text{assimilé}} = 0,02 \times 12084 = 242 \text{ kg/j}$$

Le phosphore soluble dans le courant d'eau de sortie ($P_{\text{sortie,soluble}}$) est choisi à 0,4 mg P/l permettant en première approche de respecter un rejet de 0.9 mg P total/l, en considérant 0,5 mg P/L sortant sous forme particulaire. Le débit de sortie est de $39520 \text{ m}^3/\text{j}$.

$$P_{\text{sortie-soluble}} = \frac{0,4 * 39520}{1000} = 13.5 \text{ kg/j}$$

On en déduit donc la quantité de phosphore à éliminer par précipitation de 32 kg/j.

Masse de fer à ajouter Le rendement d'élimination du phosphore dépend de différents facteurs. On peut citer la nature du réactif employé, la concentration initiale en phosphore et aussi le rapport molaire Fe/P. Pour un rapport molaire donné, plus les eaux usées sont concentrées en phosphore, meilleur est le rendement de déphosphatation.

En fait, le dosage requis en produits chimiques pour effectuer la déphosphatation des eaux usées ne peut pas être établi de façon précise uniquement à partir de calculs théoriques à cause des réactions secondaires, ou de l'effet du pH. Il faut en général réaliser des essais en laboratoire avec les eaux usées à traiter. Cependant, cela n'est pas possible dans notre cas, et ce dosage sera déterminé sur une base théorique.

Nous avons vu qu'il est nécessaire de considérer un rapport molaire supérieur à la stœchiométrie pour prendre en compte les réactions parasites menant à la formation des ions hydroxydes. D'autre part, il faut éviter les surdosages pour économiser le coût des réactifs. Ainsi, un rapport molaire stœchiométrique $Fe/P_{\text{àprécipiter}} = 1.5$ a été choisi. D'après le tableau présentant les caractéristiques de $FeCl_3$, on déduit un rapport massique stœchiométrique $Fe/P_{\text{àprécipiter}} = 2.7$.

La quantité de Fe à introduire est donc de : $13.5 \times 2,7 = 36.5 \text{ kg Fe/j}$.

Volume de réactif à injecter Le produit commercial $FeCl_3$ contient 14% en poids de fer, donc il faudra introduire 261 kg/j de $FeCl_3$ dans le bassin d'aération pour avoir 36.5 kgFe/j. Enfin, connaissant la densité de $FeCl_3$, on déduit le volume à injecter de 180 l/j.

Cette quantité est calculée pour un fonctionnement avec les débits moyens et pour les résultats obtenus à 20°C, il faudra l'ajuster en fonction des besoins de la stations. Différents moyens de régulation du dosage des produits chimiques sont possibles dont l'ajustement manuel, le dosage proportionnel au débit, le dosage préprogrammé ou le système à rétroaction. Il est important de s'assurer régulièrement que le dosage appliqué permet réellement d'atteindre le rendement visé, au moyen d'analyses d'orthophosphates qui peuvent être réalisées fréquemment sur place à peu de frais.

TABLE 5.8 – Résultats du dimensionnement des pompes doseuses

Consommation journalière moyenne envisageable en $FeCl_3$ (kg/j)	261
Débit des pompes doseuses (l/j)	180
Débit des pompes doseuses (l/h)	7.5
Quantité par an (m^3/an)	66

5.5.2.2.4 Stockage du réactif

La cuve de stockage est généralement dimensionnée de manière à contenir la quantité de réactif nécessaire à une durée d'environ six mois de fonctionnement. Il faudra donc prévoir sur le site un bac de stockage de $33,5 m^3$.

5.5.2.2.5 Précautions pour la mise en œuvre

Évolution du PH L'utilisation de réactifs à base de fer pour précipiter les phosphates entraîne la formation d'acide chlorhydrique ou sulfurique. La production d'une telle acidité dans un système dont la réserve alcalimétrique est insuffisante peut provoquer une forte diminution du pH défavorable à la nitrification dès lors que le pH est inférieur à 6,0. Il est donc important de mesurer et réguler le PH pour s'assurer qu'il ne descend pas au dessous de 6.

Dispositif de stockage et d'injection de $FeCl_3$ Les réactifs chimiques de précipitation du phosphore sont très corrosifs. La cuve de stockage sur site doit donc être constituée d'un matériau résistant comme du polyester renforcé de fibre de verre ou bien du métal caoutchouté. De même, le dispositif d'injection comprenant pompes, canalisations et robinetteries doit être résistant aux propriétés corrosives du chlorure de fer et facilement accessible au nettoyage.

5.5.2.3 Estimation de l'investissement

Le coût d'installation inclut le bac de stockage et le prix de la pompe doseuse, qu'on peut négliger par rapport au coût total de la STEP. Les coûts opérationnels sont résumés dans le tableau suivant :

TABLE 5.9 – Coûts opérationnels annuels de la déphosphatation

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
Pompage	Kwh	0.55	7	28 105
Réactif	kg/j	261	18 851	6 880 615
			Total	6 908 720

5.5.3 Adsorption sur charbon actif

L'adsorption sur charbon actif en grains (CAG) est un procédé utilisé comme traitement tertiaire des eaux usées municipales et industrielles (traitement physico-chimique, suivi d'un traitement secondaire) ou comme étape du traitement physico-chimique (coagulation, sédimentation, filtration, adsorption sur CAG) à la place du traitement secondaire. Dans le cas d'une application en tant que traitement tertiaire, le CAG est fondamentalement utilisé pour l'adsorption des molécules organiques incorporées à l'effluent du traitement biologique. Il nécessite normalement un prétraitement, tel que la précipitation de la chaux suivie d'une filtration rapide.

5.5.3.1 Principes fondamentaux de l'adsorption sur charbon actif

5.5.3.1.1 Facteurs influençant l'adsorption

En résumé, on peut énumérer un certain nombre de facteurs influençant le processus d'adsorption dans le charbon actif :

- Surface de l'adsorbant ;
- Caractéristiques physiques et chimiques de l'adsorbat : comme le poids moléculaire et la solubilité dans l'eau ;
- Polarité de l'adsorbat : Un soluté polaire est de préférence adsorbé par un adsorbant polaire, tandis qu'un soluté non polaire est plus facilement adsorbé par un adsorbant non polaire. Le charbon actif adsorbe mieux les molécules non polaires que les molécules polaires ;
- pH : L'adsorption de la plupart des composés organiques est plus élevée dans des conditions de pH neutre (autour de pH 7) ;
- Température : La température influence les affinités avec les solvants et la diffusion des composés dans l'eau ;
- Porosité de l'adsorbant : La porosité totale est généralement classée en trois groupes : les micropores de moins de 2 nm, les mésopores dont les pores sont compris entre 2 et 50 nm et les macropores dont les pores sont supérieurs à 50 nm. La plupart de la surface totale se trouve dans les micropores et la contribution des macropores à la surface totale est très faible ;
- Caractéristiques chimiques de surface : On a constaté que les capacités d'adsorption des charbons activés thermiquement sont relativement plus élevées que celles des charbons activés chimiquement, bien qu'elles varient en fonction de l'adsorbat.

5.5.3.1.2 Cinétique de l'adsorption

Le taux d'adsorption est généralement limité par divers mécanismes de transport de masse et dépend à la fois des propriétés de l'adsorbant et de l'adsorbat. La **Figure 5.1** montre les principaux mécanismes de transport d'un adsorbat vers une surface de carbone et les phénomènes d'adsorption.

5.5.3.2 Conception et fonctionnement

5.5.3.2.1 Description

Les systèmes CAG à flux continu sont généralement composés de filtres à charbon, d'un stockage de charbon vierge et usé, de systèmes de transport du charbon et de systèmes de régénération du charbon. Le filtre à charbon est généralement constitué d'une colonne linéaire en acier ou d'un réservoir rectangulaire en acier ou en béton dans lequel le charbon est déposé en tant que "lit filtrant".

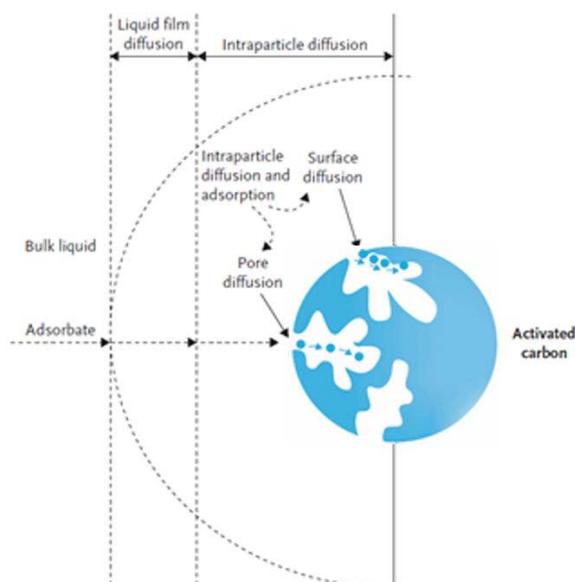


FIGURE 5.1 – Transport externe et intraparticulaire d’un adsorbate dans une particule de charbon actif (Martin, 1997)

5.5.3.2.2 Fonctionnement

Choix du type d’adsorbent CAG Une colonne de CAG à lit fixe est utilisée le plus souvent pour mettre en contact les eaux usées avec le CAG. Les adsorbents de carbone à lit fixe peuvent fonctionner sous pression ou par gravité. L’eau usée est appliquée en haut de la colonne de carbone, s’écoule vers le bas à travers le lit de carbone, et est retirée en bas de la colonne. Au fur et à mesure que l’eau usée traverse la colonne, les contaminants sont adsorbés. Le charbon est maintenu en place par un système de drainage au bas du contacteur. Des dispositions pour le lavage à contre-courant et le lavage de surface du lit de carbone sont nécessaires pour empêcher l’accumulation d’une perte de charge excessive due à l’accumulation de solides et pour empêcher le colmatage de la surface du lit.

Les principales configurations de réacteurs pour les systèmes d’adsorption par CAG sont les lits fixes (tassés), expansés et fluidisés. Un adsorbent à flux descendant avec de faibles vitesses de fluide fonctionne essentiellement comme un réacteur à lit fixe. Le fonctionnement en lit fixe permet la filtration ainsi que l’adsorption. La configuration à lit fixe est appropriée dans le cas d’eaux usées peu chargées contenant peu ou pas de solides en suspension.

Pour notre cas d’étude on choisit des colonnes de CAG à lit fixe car la teneur en MES est minime après la sortie du clarificateur.

On prends comme référence le produit commercial d’usage courant dans le traitement des eaux résiduaires Chemviron Ultrasorb 400 (F400) dont les caractéristiques sont cités dans le **tableau 5.6**.

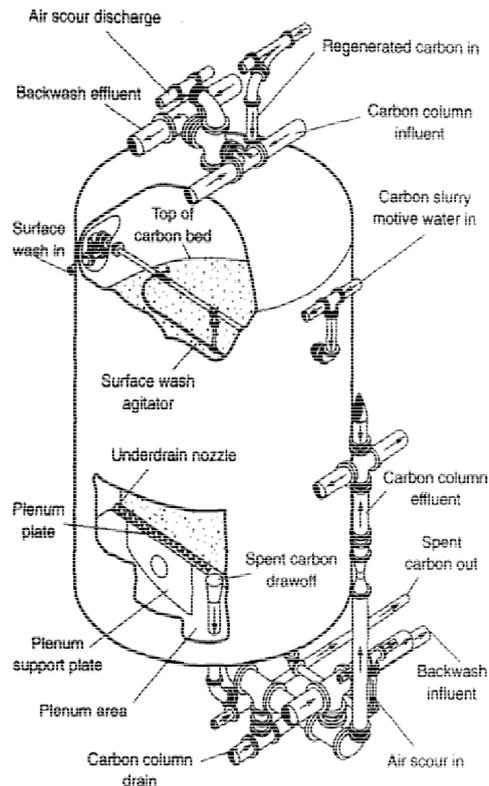


FIGURE 5.2 – Contacteur à charbon actif typique dans un récipient sous pression (Metcalf et Eddy, 2002)

TABLE 5.10 – Caractéristiques du CAG commercial Chemviron Ultrasorb 400

Caractéristiques	F400
Origine	Fossile
Activation	Physique
Masse volumique apparente (kg/m ³)	750
Diamètre moyen (mm)	0.91
Coefficient d'uniformité	1.61
Surface BET (m ² /g)	1200
Volume moyen poreux (cm ³ /g)	0.58
Diamètre poreux (Å)	9.2
Potentiel Zêta (mV) (pH = 5.5 m)	-15
Fonctions de surfaces acides (meq/g)	0.379
Fonctions de surfaces basiques (meq/g)	0.308
n	2.94

5.5.3.3 Variables de conception

Lors du dimensionnement des colonnes de CAG, les facteurs suivants sont principalement pris en considération : le temps de contact en lit vide (TCLV), le taux de charge hydraulique, la profondeur du charbon et le nombre de contacteurs. Les filtres à CAG peuvent être conçus comme des systèmes à flux ascendant ou descendant constitués d'un ou plusieurs récipients en série ou en parallèle. Les principaux paramètres caractérisant le fonctionnement du GAC sont les suivants :

5.5.3.3.1 temps de contact en lit vide (TCLV)

Le TCLV est calculé comme le volume total du lit de charbon divisé par le débit d'eau :

$$TCLV = \frac{V_b}{Q}$$

Où :

- V_b : volume du lit de CAG m^3
- Q : débit dans la colonne m^3/j

On prend un temps de contact égal à 30 min et un volume total du lit de charbon égal à 50 m^3 , donc :

$$Q = \frac{50}{\frac{30}{60 \times 24}} = 2400 m^3/j$$

On prend également la hauteur du lit $L_b = 5m$ et sa surface $A = 10m^2$.

5.5.3.3.2 le taux de charge hydraulique Le TCH est calculé comme le débit d'eau divisé par la surface de charbon :

$$TCH = \frac{\frac{2400}{24}}{10} = 10m/h$$

5.5.3.3.3 Temps de contact effectif

Le TCLV représente le temps de séjour théorique dans le filtre en l'absence de média de garnissage. Il s'agit donc en réalité d'un paramètre fictif dont la signification a été sujet de discussion dans le traitement de l'eau.

Temps de contact effectif : Comme le lit de CAG a une fraction de vide, le temps de contact effectif (τ) du fluide est le suivant dans un adsorbent :

$$\tau = \frac{V_B \varepsilon_B}{Q}$$

On prend une valeur de ε_B (fraction de vide dans le lit de charbon) égale à 0.6 (m^3/m^3), donc :

$$\tau = \frac{50 \times 0.6}{2400 / (24 \times 60)} = 18min$$

5.5.3.3.4 Vitesse de filtration

Dans le traitement de l'eau et des eaux usées, la vitesse superficielle indique la vitesse du liquide dans un lit vide ayant une section transversale A et correspond au taux de charge hydraulique (TCH). Elle est également appelée taux de charge superficielle.

$$V_f = \frac{Q}{A} = 10m/h$$

En revanche, la vitesse interstitielle dans un adsorbent est un paramètre plus significatif, et est définie comme suit :

$$V_i = \frac{Q}{A \varepsilon_B} = 16.66m/h$$

5.5.3.3.5 Durée d'utilisation du filtre

Le temps de fonctionnement du filtre (t_F) est le temps jusqu'au remplacement du charbon actif par du charbon actif régénéré ou neuf.

5.5.3.3.6 Le volume de production

Le volume de production est le volume d'eau passant par le filtre durant t_F . On prends $t_F = 6$ mois, donc :

$$V_L = Q \times t_F = 2400 \times (6 \times 31) = 446400m^3$$

5.5.3.3.7 Le volume du lit

Le volume du lit (BV) indique la normalisation du volume de production par rapport au volume du lit de charbon V_b . En tant que tel, il permet une comparaison des efficacités d'élimination de différents adsorbants.

$$BV = \frac{V_L}{V_b} = \frac{t_F}{TCLV} = \frac{446400}{50} = 8928m^3/m^3$$

5.5.3.3.8 Taux d'utilisation du charbon

La courbe de percée peut être utilisée pour déterminer le taux d'utilisation du charbon actif (CUR), qui est défini comme la masse de charbon actif nécessaire par unité de volume d'eau traitée jusqu'à la percée.

$$TUC = \frac{\text{masse du CAG dans la colonne}}{\text{Volume traité jusqu'à la percée}}$$

On calcule la masse du CAG (masse volumique du CAG est égale à 750 kg/m^3) :

$$\text{masse du CAG dans la colonne} = 750 \times 50 = 37500kg = 37.5t$$

On estime la valeur du TUC de 0.2 kgCAG/m^3 , donc :

$$V_{\text{percée}} = \frac{37500}{0.2} = 187500m^3$$

5.5.3.4 Courbe de percée

Lorsque les eaux usées s'écoulent naturellement à travers l'adsorbant CAG, les contaminants sont éliminés par adsorption. L'adsorption des contaminants a lieu dans la zone A, appelée zone de transfert de masse (ZTM) (Figure 5). En fonctionnement, la zone de transfert se déplace dans le sens de l'écoulement. Dans cette zone se déplace vers le bas, générant la zone de saturation (Zone-Sat) qui est saturée en polluants et est en équilibre avec la concentration de l'influent.

À l'intérieur d'un filtre AC, la concentration de polluants change le long de la colonne d'adsorption, la zone de changement rapide de la longueur est connue sous le nom de front d'onde des concentrations. À l'intérieur d'un adsorbant, les concentrations de polluants changent en fonction du temps et de la longueur du réacteur. La région de changement rapide de la concentration avec la longueur z est appelée front d'onde front d'onde.

Le tracé de la concentration de l'effluent divisée par la concentration de l'influent (S/S_0) en fonction du temps écoulé, du volume traité ou du volume du lit génère la "courbe de percée".

Le point auquel une concentration prédéterminée (S_B) apparaît est défini comme le "point de percée". Ce point est plutôt arbitraire et est choisi en fonction des exigences de pureté.

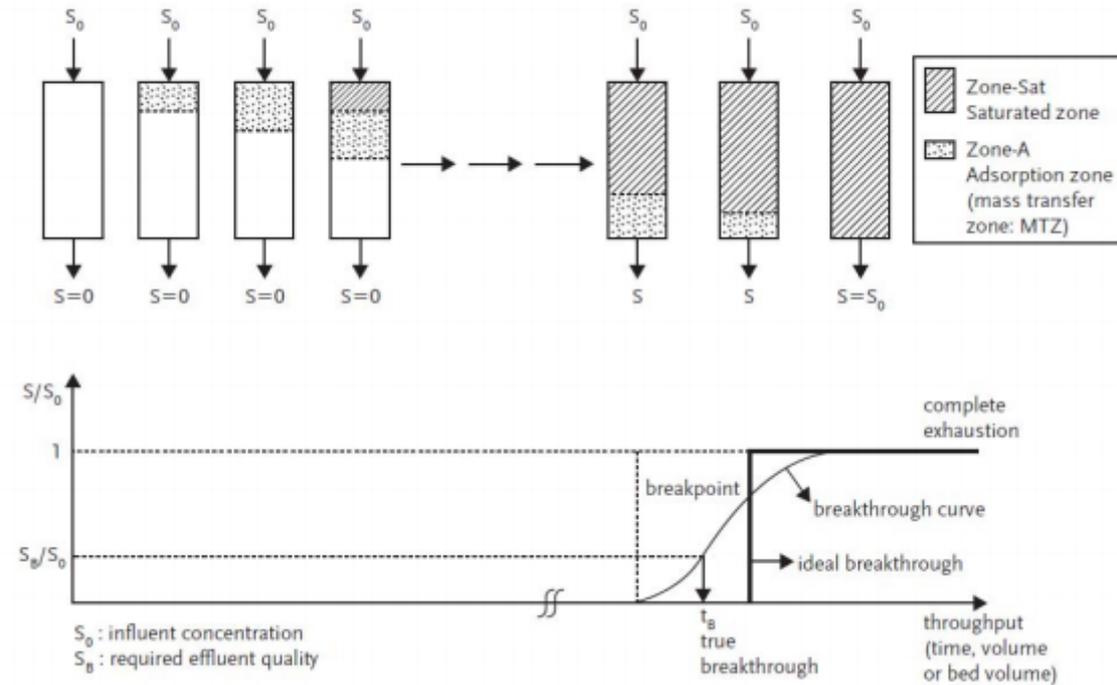


FIGURE 5.3 – Caractéristiques de percée dans un adsorbent CAG à lit fixe (Çeçen, 2012)

5.5.3.5 Régénération et activation du charbon actif

La capacité d'adsorption du charbon se détériore progressivement à l'usage. Lorsque la qualité de l'effluent atteint le niveau minimum fixé par les normes de qualité, le charbon utilisé doit être régénéré, réactivé ou retiré.

Le charbon actif représente un investissement en capital et un coût d'exploitation élevés, que ce soit en mode discontinu ou continu, principalement en raison de la nécessité de régénérer le système. La régénération de l'adsorbant utilisé est la partie la plus difficile et la plus coûteuse de la technologie d'adsorption. Elle représente environ 75% du coût d'exploitation et de maintenance d'une unité de filtration en CAG à lit fixe.

La régénération représente l'élimination des contaminants du charbon sans destruction des contaminants. La réactivation implique la destruction des matières contenues et la réactivation du charbon, ce qui se produit normalement à des températures élevées.

Si la régénération du charbon utilisé n'est pas possible ou s'il est contaminé de manière irréversible par la substance adsorbée, le charbon utilisé sera éliminé. Les techniques de régénération les plus utilisées sont la régénération thermique, chimique et électrochimique.

5.5.3.6 Dispositifs de charbon actif

Le dispositif de CAG choisi dans cette étude est un assemblage de colonnes en parallèle avec flux descendant. Le nombre de colonnes est de 17 colonnes chacune pouvant circuler un débit de $2400 \text{ m}^3/j$.

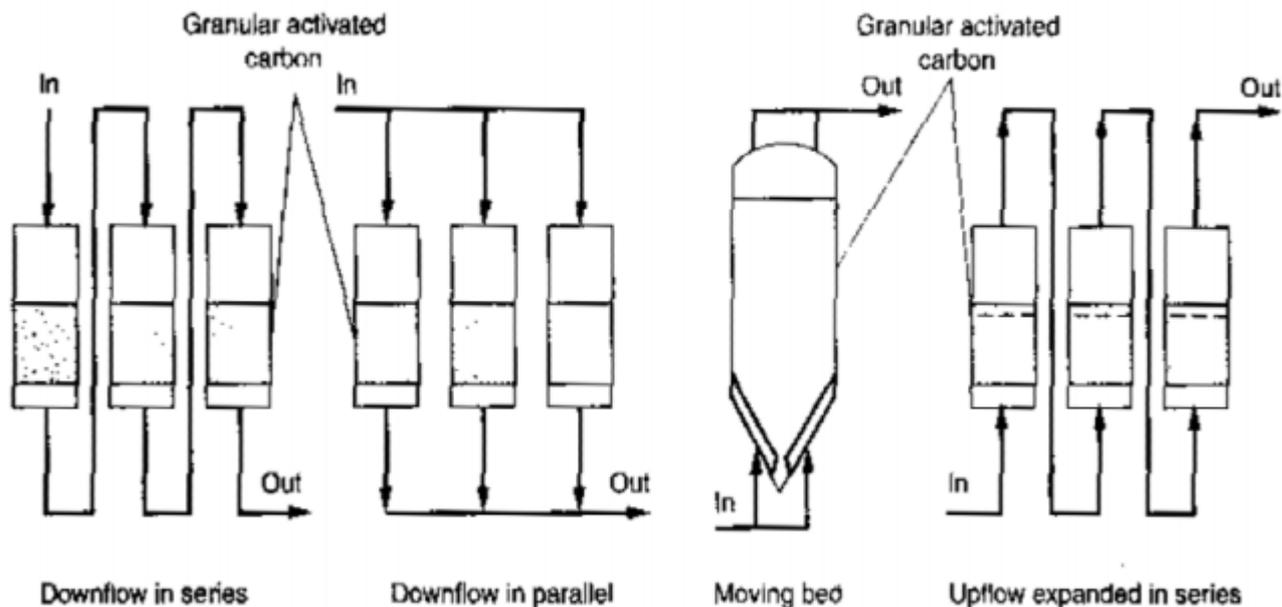


FIGURE 5.4 – Dispositifs de charbon actif. A) Flux descendant en série. B) Flux descendant en parallèle. C) Lit mobile. D) Lit élargi à flux ascendant. (Metcalf, 2002)

5.5.3.7 Estimation de l'investissement

Il est possible d'investir dans une installation de filtre à charbon mais souvent pour s'affranchir des contraintes liées à son suivi (essentiellement la régénération du matériau qui nécessite des opérations et du matériel spécifique, le remplacement du charbon actif) sa gestion est souvent confiée à un prestataire de service. Le sous-traitant se chargera :

- Du suivi plus régulier et plus rigoureux du fonctionnement et des performances des installations,
- Des opérations de régénération du charbon saturé (enlèvement des cuves et leur remplacement, etc),
- la recharge de nouveau matériau en cas de dégradation de performances, etc.

Les fournisseurs d'installations proposent des tailles standards de filtres à charbon qui peuvent traiter différentes gammes de débits. Il est possible donc de mettre en place une installation modulaire adaptée au débit à traiter, en respectant le temps de contact et la vitesse de filtration.

TABLE 5.11 – Estimation de l'investissement pour le traitement par CAG de la STEP de Béni Mered

Coûts	Investissement en cas d'achat (DZD) Hors GC	Dans le cas de sous - traitance (DZD)
Unitaire	6 283 126 - 9 424 689 DZD + ~315 DZD/kg de CAG	157 079 - 204 202 DZD/mois + 283 DZD/kg de CAG
Par colonne	19 634 908 DZD	180 640 DZD/mois + 283 DZD/kg de CAG
Total	333 793 424 DZD	3 070 878 DZD/mois + 283 DZD/kg de CAG

5.5.4 Conclusion

La filière proposée dans la variante I peut permettre aux EUE de la STEP de Béni Mered d'atteindre les normes en vigueur (**JORA, 2012 ; OMS, 1989**). Mais de point de vue économique, les coûts d'installation et d'exploitation de la filière sont trop importantes ce qui nous pousse à envisager d'autres filières de traitement tertiaire pour la STEP.

5.6 Variante II : Bioréacteur à membrane immergé avec co-précipitation des phosphates

Dans cette variante on a pour but de transformer les bassins biologiques de la STEP de Béni Mered chacun d'un volume de $4646 m^3$, en bioréacteurs à membranes de type immergé. Ce dispositif est choisi pour l'excellente qualité épuratoire qu'il offre, pour une réutilisation agricole des EUE sans risques.

5.6.1 Présentation du dispositif du BRMi

C'est un procédé BRMi combinant un traitement biologique par boues activées et une clarification par immersion de membranes d'ultrafiltration. Outil standard de haute performance destiné aux : effluents municipaux et aux effluents industriels. Les BRM immergé ont démontré leur efficacité dans le traitement des eaux usées, ce type de BRM a été créé suite à un développement du BRM externe. L'avantage que présente BRMi est la baisse de la consommation énergétique qui est due à la basse pression nécessaire pour le fonctionnement contrairement au BRMe qui nécessite une pression atteignant les 5 bars, implantation des BRMi se fera dans les 3 bassins d'aération de la STEP.

Le procédé produit une eau de grande qualité, conforme aux réglementations en vigueur dans les situations les plus exigeantes : eaux de baignade, réutilisation de l'eau traitée en irrigation (cultures consommées crues) ou encore recyclage à usage industriel. Le type de membranes choisi est organiques d'ultrafiltration de type GE Zenon ZeeWeed série 500 - fibre creuse à peau externe supportée avec 0,035 mm de seuil de coupure créant une barrière physique contre les bactéries, œufs d'helminthes, et une réduction des coliformes fécaux.

TABLE 5.12 – Caractéristiques des membranes GE ZENON ZW 500

Caractéristique	Valeur
Matériaux	Fibre creuse renforcée (PET+PVDF)
Taille des pores (um)	0,04
Diamètre externe et interne des pores (mm)	1,9/0,8
Flux nets ($L.h^{-1}.m^{-2}$)	15~35
Surface membranaire (m^2)	100
Perméabilité ($L.h^{-1}.m^{-2}.bar^{-1}$)	150
Mode de filtration	Extérieur vers intérieur
Pression trans-membranaire (bar)	0,55

Les membranes sont regroupées dans des modules assemblés dans des cassettes qui sont placées les unes à côté des autres en immersion dans un bassin (**Memento degremont®, n.d.**).



FIGURE 5.5 – Cassette bioréacteur à membranes Ultrafor (Memento degremont®, n.d.)

5.6.2 Principe de fonctionnement

Immergée au sein de la liqueur biologique, la membrane assure la séparation de la biomasse épuratrice et de l'eau épurée. Elle remplace ainsi la clarification traditionnelle et la filtration tertiaire éventuelle.

Dans la configuration Ultrafor I les membranes sont directement immergées dans le réacteur biologique. Cette configuration économise l'énergie mais peut poser un problème au niveau du traitement de l'azote (impact de l'aération membranes sur la dénitrification) et de la maintenance. L'Ultrafor fonctionne par cycles de filtration/lavage.

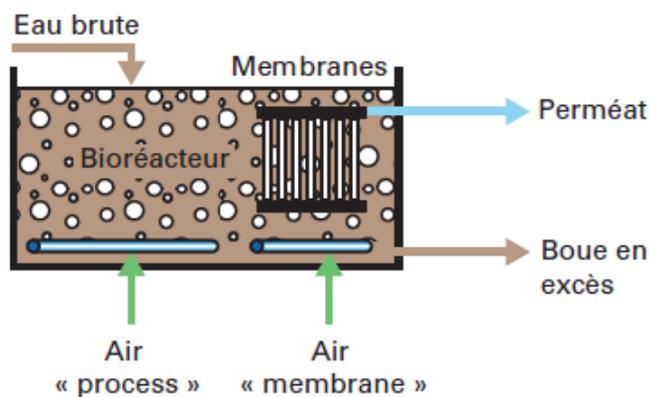


FIGURE 5.6 – Schéma du BRMi Ultrafor I de SUEZ (Memento degremont®, n.d.)

5.6.3 Dimensionnement du bioréacteur à membrane immergée

Ce dimensionnement se fait en trois étapes, fixer le volume du réacteur (bassin d'aération) existant de la STEP, calculer la quantité d'oxygène à fournir pour l'aération et enfin le nombre de modules membranaires en définissant leurs caractéristiques.

Afin de mener à bien ce dimensionnement, il nous faut connaître un certain nombre de paramètres du système, notamment les entrées. Voici un tableau récapitulatif :

TABLE 5.13 – Données nécessaires pour le dimensionnement du BRMi

Paramètre	Unité	Valeur
Débit d'entrée (Q)	m^3/j	39520
Charge polluante EB	mg MES /l	89
	mg DBO5 /l	228.2
	mg DCO /l	536.25
Charge polluante EE	mg MES /l	5
	mg DBO5 /l	5
	mg DCO /l	50
Age de boue (Ab)	jours	20
Concentration de biomasse dans le réacteur (X)	g MES /l	6
Taux de décès (Kd)	J^{-1}	0,04
Taux de conversion (Yh)	g MVS /g DCO	0,44
Surface membranaire (s)	m^2	100
Perméabilité membranaire (P)	$Lh^{-1}m^{-2}bar^{-1}$	150
Pression du retro-lavage (Prtl)	bar	1,5
Flux brut de production par module (J)	$Lh^{-1}m^{-2}$	18 ; 30
Temps de retro-lavage (tr)	s	30
Temps de filtration (tf)	h	1
Nombre de module (N) par cassette	-	50
Volume des bassins d' aérations	m^3	4646*3

Pour entamer le dimensionnement, il faut fixer les données à l'entrée de la station, le calcul se fera avec les valeurs maximales (cas de pointe), pour ce qui est des valeurs de rejet, elles sont fixées par le concepteur de telle façon a respecté les normes les plus exigeantes de rejet et produire une eau de très bonne qualité (irrigation sans restrictions).

La détermination de la concentration de biomasse dans le réacteur est primordiale pour le dimensionnement du volume du BRM. Les valeurs de la concentration de biomasse dans le bassin sont au voisinage de 3 g/l, pour les BRM, la concentration augmente par rapport un procédé à BAC. Pour le procédé choisi, elle varie entre 6 et 8 g/L et peut atteindre jusqu'à 10 g/l. Le flux de perméat varie selon la concentration, le flux et la concentration de biomasse sont inversement proportionnels. Concernant le temps de séjour, les valeurs classiques s'échelonnent entre 20 et 30 jours.

5.6.3.1 Calcul du rendement de production de boues

Les paramètres à définir pour déterminer le rendement de production de boues sont les taux de décès et de maintenance de cette biomasse. D'après Grasmick et al. (2007), nous choisirons un taux de décès valant $0,04 \text{ j}^{-1}$ et un taux de maintenance de $0,44 \text{ gMVS/gDCO}$. Selon notre fourchette d'âge de boue, le rendement de production des boues va varier de 0,31 à 0,25 gMVS/gDCO.

$$Y = \frac{Y_h}{1 + K_d \times A_b}$$

Avec :

- Y_h : constante de conversion égale à $0,44 \text{ (gMVS/gDCO)}$;
- K_d : constante de décès k_d égale à $0,04 \text{ (j}^{-1}\text{)}$;
- A_b : âge de boues L'âge de boues est fixé à 20 jours

Application numérique :

$$Y = 0,44 / (1 + 0,04 \times 20); \quad \mathbf{Y = 0,24 \text{ gMVS/gDCO}}$$

5.6.3.2 Calcul des débits

De nombreux scénarios de dimensionnement sont accessibles pour le bioréacteur à membrane. Ces derniers sont souvent choisis en fonction de la taille de réacteur voulu, de son coût ou de son énergie consommée.

En connaissant le rendement de production des boues (Y) et le rapport de la concentration en biomasse sur la concentration en substrat dégradé, on peut trouver le débit de purge par rapport au débit d'entrée par cette formule :

$$Q_p = \frac{Q \times Y \times (DCO_e - DCO_s)}{X}$$

Avec :

- Q : débit d'entrée de station (m^3/j).
- DCO_e , DCO_s : demande chimique en oxygène à l'entrée et à la sortie du bioréacteur (c'est à calculer car le traitement primaire éliminer 30% de la DCO initiale)
- X : concentration de biomasse (gMES/L)

Nous pouvons ensuite calculer le débit de boue produit avec une concentration en biomasse donnée (fixé à 60000 mg/l) et une concentration en substrat dégradée (différence des quantités

de DCO entrantes et sortantes). Pour le débit de dimensionnement, vu que les BRMi seront installés dans 3 bassins d'aération. Donc le débit est de $39520 \text{ m}^3/j$.

Application numérique :

$$Q_p = \frac{39520 \times 0.24 \times (536.25 - 50)}{60000} = 76.86 \text{ m}^3/j$$

Et delà on déduit le débit du perméat produit par l'installation qui est la différence entre le débit d'alimentation et le débit de purge des boues :

$$Q_{prod} = Q - Q_p = 39520 - 76.86 = 39443 \text{ m}^3/j$$

5.6.3.3 Calcul de la quantité d'oxygène

Pour faire un calcul simple de la quantité d'oxygène à fournir, il suffit de soustraire deux termes. Le premier correspond à la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes lors de la fermentation. Le deuxième, à soustraire, correspond à l'apport d'oxygène par la production de la biomasse. En considérant une DCO de $1,44 \text{ g/g MVS}$, voici la formule utilisée :

$$DO_2 = (1 - 1,44 \times Y) \times Q \times DCO_e - DCO_s$$

Avec : DO_2 : la quantité d'oxygène nécessaire ($\text{kgO}_2 \cdot j^{-1}$). Y : Rendement de production des boues (gMVS/gDCO). Q : débit d'entrée de station. DCO_e , DCO_s : concentration de DCO à l'entrée et à la sortie du bioréacteur

Application numérique :

$$\begin{aligned} DO_2 &= (1 - 1,44 \times 0,24) \times 39520 \times (536.25 - 50); \\ DO_2 &= 12575.34 \text{ kgO}_2 \cdot j^{-1} \end{aligned}$$

Considérant une part d' O_2 dans l'air de 21% en volume (donc en moles), 29 et 32 étant les masses molaires approximatives de l'air et du dioxygène (eng/mol). Soit :

$$Q(\text{ air }) = (D(O_2) / 0,21) * (29/32)$$

Application numérique :

$$\begin{aligned} Q(\text{ air }) &= (12575.34 / 0,21) \times (29/32) \\ Q(\text{ air }) &= 54268.59 \text{ kg/j} \end{aligned}$$

5.6.3.4 Calcul du volume du BRMi

Le temps de séjour (TSH) correspond à la durée théorique du contact entre l'effluent et la biomasse. Il doit être égale à un minimum de 4 heures dans un BRM pour usage municipal selon **Engelhardt (2003)**. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$TSH = \frac{V}{Q}(h)$$

Donc :

$$V = 4 \times 545 = 2180 \text{ m}^3$$

Donc les volumes unitaires des trois BRMi sont égaux à 2180 m^3 .

5.6.3.5 Calcul du nombre de modules membranaires

Rappellent que le BRMi avec des membranes organiques d'ultrafiltration de type GE Zenon ZW série 500- fibre creuse à peau externe supportée. Pour connaître le nombre de module utilisé, il nous suffit de définir les grandeurs liées à la membrane qui sont le flux de perméat, perméabilité, surface membranaire et temps de filtration (tableau 5.13). On choisit ensuite si l'installation fonctionne avec des rétro-lavages ou des périodes de relaxation. De nombreux document montrent que le nombre de modules augmente lorsque qu'il s'agit d'une installation utilisant la relaxation. Nous allons donc choisir des rétro-lavages pour notre installation (tr,Prtl).Le nombre de module membranaire est égal au rapport du débit total de perméat produit dans l'installation par le débit net produit par module en ajoutant un. Voici la formule :

$$N = E \left(\frac{Q_{\text{prod}}}{Q_{\text{mnet}}} \right) + 1$$

Avec : E : La partie entière. Qprod : débit de perméat produit par BRM (l/h) Qmnet : Débit net produit par module membranaire (l/h) Sachant que :

$$Q_{\text{mnet}} = \frac{Q_{\text{mbrut}} \times \text{tf} - P \times \text{Prtl} \times S \times \text{trl}}{\text{tf} + \text{trl}}$$

Et :

$$Q_{\text{mbrut}} = J \times S$$

Avec :

- Qmbrut : Débit brut produit par module membranaire (l/h) ;
- tf : temps de filtration (h) ;
- P : Perméabilité membranaire ($Lh^{-1}m^{-2}bar^{-1}$) ;
- Prtl : pression du retro-lavage (bar) ;
- S : surface membranaire (m^2) ;
- trl : temps de retro-lavage (h)
- J : Flux brut de production par module ($Lh^{-1}m^{-2}$)

Application numérique :

$$Q_{\text{mnet}} = \frac{18 \times 10 \times 1 - 150 \times 1.5 \times 100 \times 30/3600}{1 + 30/3600} = 1599.7 \quad l/h$$

$$N = E \left(\frac{39315 \times \frac{1000}{24}}{1599,7} + 1 \right) = 1025$$

L'installation contient 1025 modules, sachant qu'un BRMi est assemblé en cassette qui se compose de 50 modules/BRM. Donc avec un débit de $39520 \text{ m}^3/j$ pour les trois bassins d'aération, le nombre de BRMi prévu pour l'installation est de 21 cassettes réparties sur 3 bassins d'aération soit 7 cassettes par bassin de la STEP de Béni Mered.

5.6.4 Maintenance

Afin d'éliminer le risque de colmatage, le procédé Ultrafor utilise une aération de membranes avec séquençage continue. Le rétrolavage et le lavage de maintenance sont effectués automatiquement chaque 10 minutes et 2 semaines respectivement. Un lavage de régénération est requis deux fois par an. En plus des prétraitements présents dans la STEP, il est impératif d'installer un tamisage fin (1 mm) en tête du bassin biologique pour protéger les membranes.

5.6.5 Performance du BRMi

Les BRMi se caractérisent par des performances intéressantes en termes d'élimination de polluants biodégradables et de polluants considérés comme difficilement biodégradables par les procédés usuels de traitement des eaux usées. Les eaux traitées par le BRMi ont une excellente qualité en termes de MES et de désinfection.

Holakoo et al. (2007) ont observé dans une étude de faisabilité de la nitrification et dénitrification simultanée dans le BRM conventionnel aéré, que le taux d'abattement de l'azote total n'est pas élevé (32-45%), malgré le taux d'abattement élevé de la matière organique (95%). Il en ressort que le type d'aération peut avoir un effet significatif sur la croissance et le développement des bactéries responsables de la nitrification et la dénitrification. La concentration d'oxygène dissous nécessaire pour une oxydation du carbone et une nitrification simultanée, doit être supérieure ou égale à $2 \text{ mgO}_2/\text{l}$ (**Sorensen et Jorgensen, 1993**). L'aération par intermittence serait intéressante. L'élimination de l'azote peut également être améliorée avec la création d'une zone anoxie séparée de la zone aérobie (**Cote et al., 1997**). Ce type de configuration du BRM (configuration anoxie-aérobie) a permis à **Baek et Pagilla (2008)** d'obtenir des taux d'abattement de N-NH⁺ et de Nt de 97% et 89% respectivement. **Birima et al. (2005)** ont noté pour cette même configuration, des valeurs comparables (98,2-99,9% d'élimination de N-NH₄). En général, les performances du BRM en termes d'élimination biologique du phosphore sont faibles. **Vera et al. (1997)** ont observé un taux d'abattement de 45% de phosphore, par voie biologique. Une étude réalisée par **Battistoni et al. (2006)** rapporte une élimination de 67% de phosphore. Par contre, **Cicek et al. (1998)** ont mesuré un taux d'abattement de 96,6% de phosphore. Le BRM est également une barrière totale aux MES (>99,9%), turbidité (>90%) et agents pathogènes (100%) (**Vera et al., 1997**; **Cicek et al., 1998**; **Barrios-Martinez et al., 2006**).

5.6.6 Estimation du coût

En se basant sur les coûts estimés pour un seul module membranaire, le tableau suivant résume le coût d'investissement et d'exploitation des BRMi choisis pour la STEP de Béni Mered :

TABLE 5.14 – Estimation des coûts d'installation et d'exploitation des BRMi dans la STEP de Béni Mered

Coûts	Unité	Prix unitaire	Quantité	Prix total
CAPEX	DZD	51 522	1 025	52 810 050
OPEX	DZD.an ⁻¹	11 938	1 025	12 236 450
Coûts annuels	DZD.an ⁻¹	16 808	1 025	17 228 200

5.6.7 Conclusion

Les BRMi constituent une solution intéressante techniquement parlant parce qu'ils assurent une meilleure réduction de pollution organique qu'un traitement à boues activées classique et une désinfection totale des effluents. Pour la pollution phosphorée présente dans la STEP, les BRMi ne peuvent pas assurer un meilleur rendement d'élimination. Donc, il faut envisager une déphosphotation chimique simultanée dans le bassin biologique pour remédier à ce problème.

5.7 Conclusion

La filière de traitement de la STEP de Béni Mered permet une réutilisation très limitée des EUE au sens des recommandations de l'organisation mondiale de la santé. Une irrigation sans restrictions (produit consommés crus, espaces publics), impose une épuration plus poussée pour mieux éliminer la pollution des EUE. Dans le cas des eaux épurées de Béni Mered, l'installation des BRMi avec co-précipitation des phosphates serait recommandée pour traiter tout ou une partie du débit. En sachant que la réutilisation de l'ensemble des EUE peut répondre aux besoin en eau d'irrigation de 500 ha de terres agricoles dans la région.

Chapitre 6

Organisation du chantier

6.1 Introduction

L'organisation d'un chantier est l'ensemble des dispositions envisagées pour l'exécution dans les meilleures conditions possible d'un travail pour abaisser les coûts de production en favorisant à l'homme et à la machine un contexte favorable de façon à accroître la productivité.

Une reconnaissance meilleure du lieu de chantier aide énormément à dresser un planning technologique des engins et leur utilisation rationnelle dans les diverses opérations, afin de pouvoir répondre aux conditions d'espace et temps dictés par le marché. Donc une bonne organisation de chantier intervient grossièrement dans la diminution du prix de l'ouvrage pour qu'il ne soit pas onéreux.

Ces constructions présentent des difficultés énormes, mais pour se faire, et quelques que soient les problèmes rencontrés, il est impératif d'avoir une connaissance exacte de l'organisation de chantier. Afin d'atteindre ces objectifs, il faut :

- Définir avec précision les méthodes d'exécution, les modes opératoires permettant la mise en pratique des techniques modernes de construction avec un haut rendement ;
- Repartir et coordonner les tâches par la contraction d'une main d'œuvre spécialisée ;
- Structurer convenablement les postes de travail stabilisés pour les quels, on adopter une mécanisation de plus en plus poussée ;
- Arrêter en quantité et en qualité le personnel à employer, le coût de la main d'œuvre ayant une influence importante sur le prix de revient.

6.2 Rôles et responsabilités des intervenants sur chantier

Avant d'entrer dans le vif du sujet relatif au chantier de réalisation d'un barrage, il nous paraît indispensable de rappeler les rôles des différentes personnes amenées à intervenir dans l'acte de construction.

6.2.1 Le maître de l'ouvrage

C'est une personne physique ou morale pour le compte de laquelle sont exécutés les travaux. Son rôle est de définir le but à atteindre (programme), d'organiser un financement, de passer et de régler les marchés des travaux. Après la réception des ouvrages, il en est le propriétaire et parfois le gestionnaire.

6.2.2 Le maître d'œuvre

C'est une personne physique ou morale, chargée par le maître de l'ouvrage de recevoir l'ouvrage, d'établir le dossier de consultation des entreprises, d'assister le maître d'ouvrage dans le dépouillement des offres, de contrôler l'exécution des travaux et de proposer leur réception et leur règlement, après en avoir établi le décompte.

Pour le cas d'un barrage, le maître d'œuvre est souvent chargé, en outre d'interpréter son osculation jusqu'à l'achèvement de la phase de la mise en eau et de régler le rapport de la première mise en eau.

6.2.3 L'entrepreneur

Personne physique ou morale, titulaire d'un marché de travaux conclu avec le maître d'ouvrage, chargée de l'exécution des travaux et, parfois, de la conception détaillée des ouvrages. L'entrepreneur est responsable du chantier et de l'ouvrage en cours de construction tant que celui-ci n'a pas été réceptionné.

6.3 Devis quantitatif et estimatif du projet

Le tableau suivant donne les montants de réalisation des variantes retenues :

TABLE 6.1 – Le devis de l'installation de la variante retenue

Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire (DZD)	Montant (DZD)
Pompe doseuse	-	1	117 415	117 415
Bassin de stockage	-	1	425 489	425 489
Colonnes Membranaires	-	1 025	51 522	52 810 050
Montant total				53 352 954
TVA (%)				19
Montant total + TVA				63 490 016

6.4 La Planification

6.4.1 Définition

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonnancer les tâches du projet et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation. Autrement dit, c'est une méthode dont dispose le cadre opérationnel pour rendre son travail efficace. Les objectifs du planning sont les suivants :

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La simplification des méthodes.

6.4.2 Techniques de la planification

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

6.4.2.1 Méthodes basées sur le réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches** : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



- **Réseau à nœuds** : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération A précède l'opération B. Le graphique ne peut se faire sans le réseau, car le réseau n'est qu'un outil de calcul permettant d'aboutir à des résultats répondant à certaines questions qui nous sont posées. Le graphique est une forme d'interprétation du réseau et de ses résultats mais mieux lisible et compréhensible.

6.4.2.2 Construction du réseau

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

1. **Établissement d'une liste des tâches** : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet ;
2. **Détermination des tâches antérieures** : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes ;

3. Construction des graphes partiels ;
4. Regroupement des graphes partiels ;
5. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
6. Construction du réseau.

6.4.3 Différentes méthodes basées sur le réseau (Benlouakli, 2004)

6.4.3.1 Méthode C.P.M (Méthode française)

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases.

- **1ère phase** : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- **2ème phase** : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenu ;
- **3ème phase** : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

6.4.3.2 Méthode P.E.R.T (Program Evaluation and Review Technical)

C'est-à-dire technique d'ordonnement des tâches et contrôle des programmes, c'est une méthode consistant à mettre en ordre sous forme de réseau plusieurs tâches qui grâce à leur chronologie et leur dépendance concourent toutes à l'obtention d'un produit fini.

6.4.3.3 Méthodes basées sur le graphique

- **Méthode linéaire (ligne of balance technic)** : Cette méthode est destinée à la planification des projets de construction dont les travaux son répétitifs ;
- **Méthode à barres** : Cette technique consiste à déterminer deux réseaux et un diagramme à barres (plan de travail).

6.4.4 Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

6.4.4.1 Collection des informations

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation du projet.

6.4.4.2 Décomposition du projet

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels

6.4.4.3 Relations entre les tâches

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation. L'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

6.4.4.4 Choix de la méthode de calcul (Benlouakli,2004)

Le choix de la méthode de calcul repose essentiellement sur le type d'ouvrage construire. Il est préférable dans le cas où les opérations se suivent comme dans notre cas d'opter pour la méthode C.P.M.

6.4.5 Les paramètres de calcul dans la méthode C.P.M

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants : DCP, tr, DFP, DCPP, DFPP et MT.

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- T_r : temps de réalisation ;
 - DCP : date de commencement au plus tôt ;
 - DCPP : date de commencement au plus tard. DFP : date de finition au plus tôt ;
 - DFPP : date de finition au plus tard ;
 - MT : marge totale, intervalle de temps nécessaire pour le déroulement de l'opération.
- tels que :

$$DFP = DCP + tr \quad DCPP = DFPP - tr$$

6.4.5.1 Chemin critique (C.C)

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$MT = 0 \quad et \quad tr = DTP$$

6.4.6 Diagramme de Gantt

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'oeil :

- Les différentes tâches à envisager ;

- La date de début et la date de fin de chaque tâche ;
- La durée est comptée de chaque tâche ;
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement ;
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplir pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont reportés dans le tableau suivant :

Le tableau 7.2 résume la liste des taches pour la réalisation de la variante de traitement :

TABLE 6.2 – Liste des opérations avec leurs durées pour la réalisation de la variante de traitement proposée

Désignation d'opération	code	Durée (jours)
Installation du chantier	A	15
Installation de la cuve de stockage du réactif	B	4
Installation de la pompe doseuse	C	2
Remplissage de la cuve de stockage	D	2
Installation des cassettes dans le bassin d'aération 1	E	35
Installation des cassettes dans le bassin d'aération 2	F	35
Installation des cassettes dans le bassin d'aération 3	G	35
Déménagement du chantier	K	15

On présente les successions des tâches par le tableau 7.3 :

TABLE 6.3 – Succession des tâches de la réalisation de la variante de traitement proposée

Opérations	Succède	Précède	Durée (jours)
A	B,E	-	15
B	C	A	4
C	D	B	2
D	K	B	2
E	F	A	35
F	G	E	35
G	K	F	35
K	-	D,G	15

Le réseau de planification des taches avec la méthode CPM de la variante de traitement est représenté par la figure 6.1 :

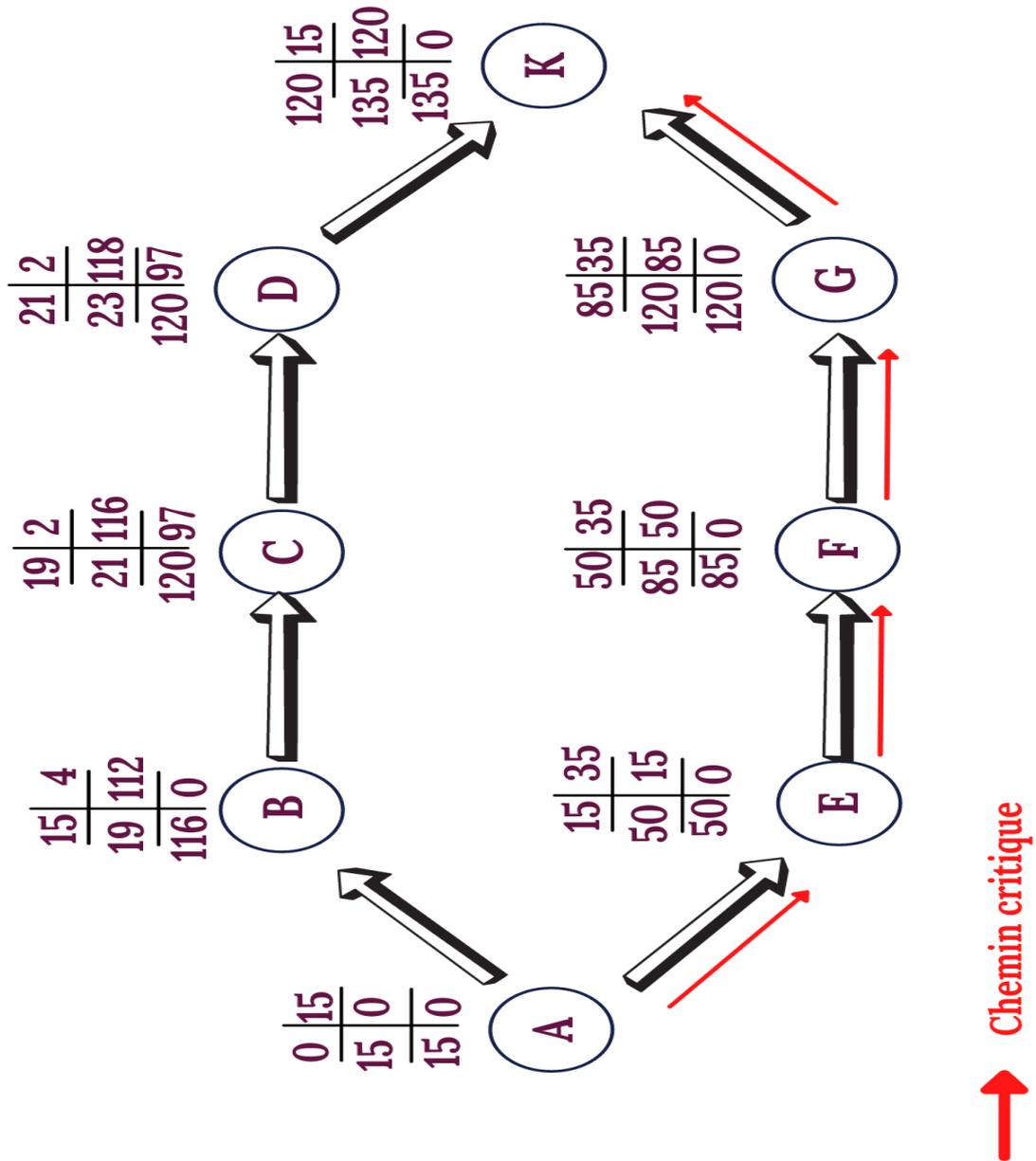


FIGURE 6.1 – Réseau de planification des tâches avec la méthode CPM de la variante de traitement

Le chemin critique est : AEF GK, Le projet de réalisation de la variante de traitement proposée dure 135 jours.

6.5 Conclusion

L'exécution d'un ensemble de travaux par gestion rationnelle de temps ; demande conjointement des moyens humains, techniques et matériels, afin d'aboutir à un but ultime qui est la livraison du projet dans les délais prévus, sans sortir des coûts d'investissement initiaux. A l'issue de ce volet nous avons pu estimer le coût global du projet à **63 490 016 DZD** qui est égal à **soixante-trois-millions-quatre-cents-quatre-vingts-dix-milles-seize dinars algériens**.

Conclusion générale

L'objectif de cette étude a visé le suivi de la qualité physico-chimique et bactériologique des eaux usées brutes et épurées de la STEP de Béni Mered afin de détecter les anomalies qui peuvent exister au niveau de la STEP et pouvoir réutiliser ses eaux épurées en irrigation. Les résultats physico-chimiques et bactériologiques obtenus ont révélé que les eaux usées brutes entrant à la STEP présentent une pollution organique, phosphorée et bactériologique assez élevée.

On peut également conclure que la STEP de Béni Mered permet une bonne élimination de la DCO, DBO_5 et MES. Mais le procédé choisi ne permet pas une aussi bonne réduction de la pollution phosphorée.

L'évaluation de l'aptitude des EUE de la STEP de Béni Mered à l'irrigation a montré que les niveaux des phosphates dans les EUE peuvent poser des problèmes de carence en éléments essentiels pour le développement des plantes tels que le Zinc et le Fer. En ce qui concerne la pollution bactériologiques et la salinité des EUE, celles-ci peuvent être convenables pour une irrigation localisée pour des cultures non crues avec un drainage suffisant.

Pour une irrigation non restrictive, on propose un traitement poussé à base de BRMi accompagnés d'une précipitation chimique des phosphates pour remédier aux problèmes mentionnés.

En perspective, il serait intéressant de compléter ce travail par la recherche et le dénombrement des Nématodes Intestinaux et des éléments toxiques pour pouvoir détecter la catégorie exacte de l'eau en précisant le degré d'exposition des travailleurs et/ou la population ainsi que les techniques d'irrigation.

Il serait aussi intéressant de faire l'isolement et l'identification des germes responsables de biodégradation provenant des boues activées.

Références

AFNOR, (2005) Associations Françaises de Normalisation.

Ait Hamlet, S. (1998). Contribution à l'étude la qualité de huit oueds de la Wilaya d'EL Taref; Aspects microbiologiques et écologiques. Thèse de magister en microbiologie appliquée. Université Badji Mokhtar- Annaba. 150p.

Asano, T., (1998). Wastewater reclamation and reuse. Water quality management library, 1475 pages.

Aubrey, G. (2003). Enlèvement de l'azote des eaux usées par un procédé à culture fixée immergée. Université Laval Faculté des sciences et de Génie département de génie civil.

Aussel, H., LE BACLE, IC. et DOMIER, G. (2004). Le point de connaissances sur le traitement des eaux usées. Revue : travail et sécurité, INRS (Institut National de Recherches et de Sécurité) .4 p.

Badia Gondard, F. (1996). L'assainissement des eaux usées. Ed. La lettre du Cadre Territorial. Série Dossier d'Expert. 194p

Bahroun, S., Kherici Bosnoubra, H. (2011). Évaluation de l'indice de pollution organique dans les eaux naturelles cas de la région d'El Tarf nord-est algérien. Larhyss journal. 1112-3680. n° 09. pp : 171-178.

Baumont, S. (2005) . Réutilisation des eaux usées épurées : risques sanitaires et faisabilité en ile de France. ORS (Observatoire régional de santé d'Ile-de-France), Institut d'aménagement et d'urbanisme de la région Ile-de-France.222 p.

Bechac, J.C., Boutin, P., MERCIER, B. et NUER, P. (1984). Traitement des eaux usées. Paris : Eyrolles. 281p.

Belaid, N. (2010). Évaluation des impacts de l'irrigation par les eaux usées traitées sur les plantes et les sols du périmètre irrigué d'El Hajeb-Sfax : salinisation, accumulation et phytoabsorption des éléments métalliques. Thèse pour obtenir le grade de Docteur de l'université de Limoges Sfax. pp : 3-4

Barlow, M., et T. Clarke. (2005). L'or bleu : l'eau, nouvel enjeu stratégique et commercial, Nouv. éd.,mise à jour. Coll. «Boréal Compact ; 170». Montréal : Boréal, x, 390 p

Bigirindavyi, S. (2003). Élaboration d'une méthode de sélection des techniques d'assainissement : application au cas du Burundi. Montréal : Université du Québec à Montréal, ix, 92 f.

Boswinkel, JA. (2000). Information Note, International Groundwater Resources Assessment Centre (IGRAC). Netherlands Institute of Applied Geoscience, Netherlands.

Cardot, C. (1999). Génie de l'environnement : les traitements de l'eau. Paris : Ellipses. 247 p.

Cardot, C. (2010). Génie de l'environnement : les traitements de l'eau. Nouvelle édition. Paris : Ellipses. 302 p.

Cauchi, H., Nakache, S., Zagury, B., (1996). Dossier : la réutilisation des eaux usées après épuration. Techniques, Sciences et Méthodes, 2 : 81-118.

Chartier, M. (1974). Les types de pollutions de l'eau. Rev Norois.82. pp 183-193.

Chobert, J.M. (2002). Analyse et optimisation du traitement de l'azote par les boues activées à basse température. Thèse de Doctorat. Université Louis Pasteur Strasbourg. pp : 29-32.

Church, TM. (1996) An underground route for the water cycle. Nature 380 : 579-580

Deronzier, G., Choubert, J.M. (2004). Traitement du phosphore dans les petites stations d'épuration à boues activées : Comparaisons techniques et économiques des voies de traitement biologique et physico-chimique. Cémagref, Lyon. Document Technique FNDAE pp : 29-49.

Eaufrance. (2019). L'assainissement des eaux usées domestiques. <https://www.eaufrance.fr/lassainissement-des-eaux-usees-domestiques>

Engelhardt, N. (2003). Membranbelebungsverfahren – eine beherrschbare und erfolgreiche Technik – Erfahrungen nach vierjährigem Betrieb ; Membrantechnik 5

Faby J.A., Brissaud F., (1997). L'utilisation des eaux usées épurées en irrigation. Office International de l'Eau, 76 pages.

FAO (2005). AQUASTAT Information System on Water and Agriculture : Online database. Food and Agriculture Organization of the United Nations(FAO), Land and Water Development Division, Rome, www.fao.org/nr/water/aquastat/maps/index.stm

Froese K.L., Kindzierski W.B. (1998). Health effects associated with wastewater treatment, disposal, and reuse. Water environment research, 70(4) : 962-968.

Gérin M., Gosselin P., Cordier S., Viau C., Quénel P., Dewailly E., (2003)., Environnement et santé publique – Fondements et pratiques. TechDoc, Canada, 1023 pages.

Gleick, P., (1996) Water Resources. In : Schneider SH (ed) Encyclopedia of Climate and Weather. Oxford University Press, New York, volume 2, pp 817-823

Horrigan L, Lawrence RS, Walker, P., (2002). How sustainable agriculture can address the environmental and human health harms of industrial agriculture. Environmental Health Perspectives 110 : 445-456

JORA. (2006). Décret Exécutif n°06-141, Définissant les valeurs limites des rejets d'effluents liquides industriels. Ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, Algérie :

Konikow L, Kendy E (2005) Groundwater depletion : A global problem. *Hydrogeology* 13 : 317-320

Kosek M, Bern C, Guerrant RL (2003) The global burden of diarrhoeal disease, as estimated from studies published between 1992 and 2000. *Bulletin of the World Health Organization* 81 : 197-204

Kummu M, Ward PJ, de Moel H, Varis O (2010) Is physical water scarcity a new phenomenon ? Global assessment of water shortage over the last two millennia. *Environmental Research Letters* 5 : 034006

Lazarova V., Gaid A., Rodriguez-Gonzales J., Alday Ansola J. (2003). L'intérêt de la réutilisation des eaux usées : analyses d'exemples mondiaux. *Techniques, Sciences et Méthodes*, 9 : 64-85.

Leclercq, L., Maquet, B. (1987). Deux nouveaux indices chimique et diatomique de qualité d'eau courante. Application au Samson et à ses affluents (bassin de la Meuse belge). Comparaison avec d'autres indices chimiques, biocénotiques et diatomiques.

Margat J, Andréassian V (2008). *L'Eau, les Idées Reçues*. Editions le Clavier Blue, Paris, 125 pp

Mara, D. (2004). Domestic wastewater treatment in developing countries. London; Sterling, VA : Earthscan Publications, xvi, 293 p. En ligne. <<http://www.loc.gov/catdir/toc/ecip0410/2003023959.html>>.

Metcalf, M et Eddy, E. (2003). *Waste water engineering : treatment and reuse*. 4e Ed, revise par G. Tchobanoglous, F. L. Burton et H.D. Stensel, McGraw-Hill Inc, New York. 62p.

Miquel G. (2003). *La qualité de l'eau et de l'assainissement en France*. Office parlementaire d'évaluation des choix scientifiques et technologiques, tome I, 198 pages.

Oelkers, E. H., Hering, J. G., Zhu, C. (2011). Water : Is There a Global Crisis ? *Elements*, 7(3), 157–162. <https://doi.org/10.2113/gselements.7.3.157>

Oki T, Kanae S (2006). Global hydrological cycles and world water resources. *Science* 313 : 1068-1072

OMS (1989). *Utilisation des eaux usées en agriculture et aquaculture : recommandations à visées sanitaires*. Genève, OMS. 778 : 205 p

ONA. (2021). (organisme national de l'assainissement).

Pescod, M.B. (1992). *Wastewater treatment and use in agriculture*. FAO Irrigation and Drainage Paper 47, Rome : FAO. 125 p.

Rodier, J. (2005). *L'analyse de l'eau naturelle, eaux résiduaires, eaux de mer*. 8ème Edition Dunod technique. Paris. p. 1008-1043.

Sivakuma, S. K. (2004). « Si vous n'avez pas d'eau, importez vos céréales! ». Courrier international (Paris). 29 juillet.

Valiron, F., Colin, L., (1983). La Réutilisation des eaux usées. Paris : Editions du B.R.G.M., viii, 207 p.

Vilagines R., (2003). Eau, environnement et santé publique. Introduction à l'hydrologie, 2^e édition, Editions TecDoc, 198 pages.

UNFPA. (2001). L'état de la population mondiale 2001. 76 p. En ligne : <<http://www.unfpa.org/swp/2001/francais/index.html>>.

Annexe A

Besoin en eau des cultures envisagées

A.1 Besoins en eau de la tomate

TABLE A.1 – Besoins en eau de la tomate

Mois	Peff mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6		1,7			
Février	34,3		2,18			
Mars	31,8		2,86			
Avril	28,5	40,20	3,58	0,5	53,7	15,00
Mai	25,1	40,20	4,52	0,85	115,26	-49,96
Juin	4,4	0,00	5,52	1,02	168,912	-164,51
Juillet	1,3	0,00	6,1	0,85	155,55	-154,25
Août	1,6	0,00	5,96	0,75	134,1	-132,50
Septembre	16,2		4,59			
Octobre	28,9		3,13			
Novembre	48,7		2,16			
Décembre	62,6		1,65			

A.2 Besoins en eau de la pomme de terre

TABLE A.2 – Besoins en eau de la pomme de terre

Mois	Peff mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6		1,7			
Février	34,3		2,18			
Mars	31,8	40,20	2,86	0,6	53,20	18,80
Avril	28,5	40,20	3,58	1,25	134,25	-65,55
Mai	25,1	0,00	4,52	1,38	193,37	-168,27
Juin	4,4	0,00	5,52	1,25	207,00	-202,60
Juillet	1,3		6,1			
Août	1,6		5,96			
Septembre	16,2		4,59			
Octobre	28,9		3,13			
Novembre	48,7		2,16			
Décembre	62,6		1,65			

A.3 Besoins en eau de la carotte

TABLE A.3 – Besoins en eau de la carotte

Mois	Pe _{eff} mm	RFU mm	ET ₀ (mm/j)	K _c	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6	40,20	1,7	0,57	30,04	54,76
Février	34,3		2,18			
Mars	31,8		2,86			
Avril	28,5		3,58			
Mai	25,1		4,52			
Juin	4,4		5,52			
Juillet	1,3		6,1			
Août	1,6		5,96			
Septembre	16,2	40,20	4,59	0,42	57,83	-1,43
Octobre	28,9	40,20	3,13	0,7	67,92	1,18
Novembre	48,7	0,00	2,16	0,81	52,49	-3,79
Décembre	62,6	0,00	1,65	0,77	39,39	23,21

A.4 Besoins en eau de l'haricot

TABLE A.4 – Besoins en eau de l'haricot

Mois	Pe _{eff} mm	RFU mm	ET ₀ (mm/j)	K _c	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6		1,7			
Février	34,3		2,18			
Mars	31,8	40,20	2,86	0,6	53,20	18,80
Avril	28,5	40,20	3,58	0,8	85,92	-17,22
Mai	25,1	0,00	4,52	0,9	126,11	-101,01
Juin	4,4	0,00	5,52	0,6	99,36	-94,96
Juillet	1,3		6,1			
Août	1,6		5,96			
Septembre	16,2		4,59			
Octobre	28,9		3,13			
Novembre	48,7		2,16			
Décembre	62,6		1,65			

A.5 Besoins en eau de l'aubergine

TABLE A.5 – Besoin en eau de l'aubergine

Mois	Peff mm	RFU mm	ET0 (mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6		1,7			
Février	34,3		2,18			
Mars	31,8	40,20	2,86	0,5	42,90	29,10
Avril	28,5	40,20	3,58	0,6	64,44	4,26
Mai	25,1	0,00	4,52	0,9	122,04	-96,94
Juin	4,4	0,00	5,52	0,6	99,36	-94,96
Juillet	1,3	0,00	6,1	0,6	109,80	-108,50
Août	1,6		5,96			
Septembre	16,2		4,59			
Octobre	28,9		3,13			
Novembre	48,7		2,16			
Décembre	62,6		1,65			

A.6 Besoins en eau de blé dur

TABLE A.6 – Besoin en eau de blé dur

Mois	Peff mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6	64,32	1,7	0,7	36,89	72,03
Février	34,3	64,32	2,18	0,75	45,78	52,84
Mars	31,8	64,32	2,86	0,8	70,93	25,19
Avril	28,5	64,32	3,58	0,95	102,03	-9,21
Mai	25,1	0,00	4,52	1,1	154,13	-129,03
Juin	4,4	0,00	5,52	0,8	132,48	-128,08
Juillet	1,3		6,1		0,00	
Août	1,6		5,96		0,00	
Septembre	16,2		4,59		0,00	
Octobre	28,9		3,13		0,00	
Novembre	48,7	64,32	2,16	0,3	19,44	93,58
Décembre	62,6	64,32	1,65	0,7	35,81	91,12

A.7 Besoins en eau de vigne

TABLE A.7 – Besoin en eau de vigne

Mois	Peff mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6	96,48	1,7	0,3	15,81	125,27
Février	34,3	96,48	2,18	0,3	18,31	112,47
Mars	31,8	96,48	2,86	0,3	26,60	101,68
Avril	28,5	96,48	3,58	0,3	32,22	92,76
Mai	25,1	96,48	4,52	0,85	119,10	2,48
Juin	4,4	96,48	5,52	0,85	140,76	-39,88
Juillet	1,3	0,00	6,1	0,85	160,74	-159,44
Août	1,6	0,00	5,96	0,85	157,05	-155,45
Septembre	16,2	0,00	4,59	0,45	61,97	-45,77
Octobre	28,9	0,00	3,13	0,45	43,66	-14,76
Novembre	48,7	0,00	2,16	0,45	29,16	19,54
Décembre	62,6	96,48	1,65	0,45	23,02	136,06

A.8 Besoins en eau de l'agrumes

TABLE A.8 – Besoin en eau de l'agrumes

Mois	Peff mm	RFU mm	ET0(mm/j)	Kc	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6	96,48	1,7	0,64	33,73	107,35
Février	34,3	96,48	2,18	0,66	40,29	90,49
Mars	31,8	96,48	2,86	0,68	60,29	67,99
Avril	28,5	96,48	3,58	0,7	75,18	49,80
Mai	25,1	96,48	4,52	0,71	99,49	22,09
Juin	4,4	96,48	5,52	0,72	119,23	-18,35
Juillet	1,3	0,00	6,1	0,72	136,15	-134,85
Août	1,6	0,00	5,96	0,7	129,33	-127,73
Septembre	16,2	0,00	4,59	0,68	93,64	-77,44
Octobre	28,9	0,00	3,13	0,67	65,01	-36,11
Novembre	48,7	0,00	2,16	0,66	42,77	5,93
Décembre	62,6	0,00	1,65	0,65	33,25	29,35

A.9 Besoins en eau de la courgette

TABLE A.9 – Besoin en eau de la courgette

Mois	Pe _{eff} mm	RFU mm	ET ₀ (mm/j)	K _c	ETM mm	Besoin mm
Janvier	44,6		1,7			
Février	34,3		2,18			
Mars	31,8		2,86			
Avril	28,5		3,58			
Mai	25,1		4,52			
Juin	4,4		5,52			
Juillet	1,3		6,1			
Août	1,6		5,96			
Septembre	16,2	40,20	4,59	0,75	103,275	-46,88
Octobre	28,9	0,00	3,13	1,1	106,733	-77,83
Novembre	48,7	0,00	2,16	1	64,8	-16,10
Décembre	62,6		1,65			