

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'IRRIGATION ET DRAINAGE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Réutilisation des Eaux Non Conventionnelles « RENC »

THEME DU PROJET :

**Application des techniques membranaires dans le traitement
des eaux usées de la STEP de la commune
d'El Kerma. W.Oran**

PRESENTE PAR

Mlle BERROUANE Hajar

Devant les membres du jury

Noms et Prénoms	Grade	Qualité
M^{me} : DJOUDAR Dahbia	M.C.A	Président
M^{me} : BETATACHE Hayat	M.C.B	Examinatrice
M^{me} : TAFAT Leila	M.A.A	Examinatrice
M^{me} : MAJDOUB Sonia	M.A.A	Promotrice

Novembre – 2020

طالما كان الإجهاد المائي مصدر قلق للناس في جميع أنحاء العالم منذ عقود. الحل الذي تم اعتماده للمحافظة على موارد المياه هو "إعادة استخدام المياه العادمة المعالجة" ومعالجتها ثم إعادة استخدامها بالشكل المناسب. يستخدم هذا البديل بشكل أساسي في القطاع الزراعي، حتى تتمكن من إعادة استخدام هذه المياه، يجب معالجتها لتلبية المعايير التي وضعتها منظمة الصحة العالمية. لذلك، فإن تطبيق تقنيات الأغشية في معالجة المياه العادمة يعطي صفات أفضل من المعالجة التقليدية "الحمأة المنشطة"، ويلبي أكثر المتطلبات صرامة. الهدف من رسالتي هو تحليل مياه الصرف الصحي من محطة معالجة الكرامة بولاية وهران ودراسة المعلمات التي تميزها، وتركيب مفاعل حيوي غشائي مغمور في حوض تهوية في محطة المعالجة، من أجل تحسين جودة المياه التي يتم تصريفها. وأخيرًا إعادة استخدام هذه المياه العادمة النقية لري محيط مليتا.

الكلمات المفتاحية: إعادة الاستخدام، مفاعل حيوي غشائي، معالجة، مياه الصرف الصحي.

Résumé

Le stress hydrique est un problème qui préoccupe les populations du monde entier depuis des décennies. La solution qui a été adoptée pour préserver les ressources en eaux est « la réutilisations des eaux usées traitées », le traitement puis la réutilisation proprement dite. Cette alternative est utilisée en majeure partie dans le domaine agricole, afin de pouvoir réutiliser ces eaux, elles doivent être traitées pour répondre aux normes établies par OMS 'organisation mondiale de santé'. De ce fait, l'application des techniques membranaires dans le traitement des eaux usées donne de meilleures qualités que le traitement classique 'boue activée', et répondent aux exigences les plus drastiques. Le but de mon mémoire est l'analyse des eaux usées de la station d'épuration el karma (W.ORAN) et l'étude des paramètres qui les caractérises (BDO, DCO, MES ...), l'implantation d'un bioréacteur à membrane immergée 'BRMi' dans un bassin d'aération de la station d'épuration dans le but d'améliorer la qualité des eaux rejetées, et enfin la réutilisation par la suite des eaux usées épurées pour l'irrigation du périmètre Mleta.

Mots clés : réutilisations, bioréacteur à membrane, traitement, eaux usées.

Abstract

Water stress has been a concern of people around the world for decades. The solution that has been adopted to preserve water resources is the reuse of treated wastewater, treatment and then reuse. This alternative is used mainly in the agricultural sector. In order to be able to reuse this water, it must be treated to meet the standards set by WHO 'World Health Organization'. Therefore, the application of membrane techniques in the treatment of wastewater gives better qualities than the conventional "activated sludge" treatment, and meets the most stringent requirements. The goal of my thesis is the analysis of wastewater from the El Karma treatment plant (W.ORAN), the study of the parameters that characterize them (BDO, DCO, MES ...), and then the installation of a bioreactor with a 'MBRs' submerged membrane in an aeration basin of the wastewater treatment plant in order to improve the quality of the water discharged. Finally, the subsequent reuse of this purified wastewater for the irrigation of the Mleta perimeter.

Keywords : membrane bioreactor, treatment, wastewater reuse.

Remerciement

Ce travail n'a pu être mené à bien qu'avec le soutien de plusieurs personnes que je voudrais, à travers ces quelques lignes, remercier du fond du cœur.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance à la directrice de ce mémoire, Madame MAJDOUB Sonia, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses conseils judicieux, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

J'adresse avec émotion, toute ma gratitude à mes parents et mes sœurs, pour leurs encouragements, leur incroyable dévouement, leur soutien indéfectible et conseils ainsi que leur amour inconditionnel.

Je désire aussi remercier les professeurs de L'ENSH, Mr. BENKACI, Mme AZIEZ, Mme DJOUDAR pour leurs précieux conseils et orientations, et tous les professeurs et personnels de l'école pour leur professionnalisme et leur disponibilité tout au long de ces trois ans de scolarité.

Je tiens à témoigner toute ma reconnaissance aux personnes suivantes, pour leur aide dans la réalisation de ce mémoire :

Mr. BOUCHENAFFA ingénieur à la SEOR pour ces orientations et son aide dans la récolte de données.

Mr. hammache ingénieur à l'ONID et tout le personnel de l'agence pour sympathie, leur confiance et leur soutien inestimable.

Mr. MEFTAHИ chef de station (station d'épuration el karma) pour m'avoir accordé la faveur de visiter la station d'épuration et m'avoir délivré les informations qui sont indispensables à la réalisation de ce mémoire.

Mr. Samir ingénieur chez cosider canalisations ancien étudiant de l'école pour son aide, ses conseils et le temps qui m'a consacré malgré ses occupations.

Un spécial remerciement à tous mes camarades de la promotion 2017-2020 et toutes mes amies que j'ai rencontré à la cite universitaire avec lesquels j'ai passé une scolarité exceptionnelle, riche d'enseignements, d'expériences de rencontres et de folie, je veux ici dire ma sincère amitié.

Enfin, que toutes les personnes qui ont permis que ce travail voit le jour soient assurées de ma profonde reconnaissance.

Dédicace

Gloire soit rendu au Dieu tout puissant créateur de toutes choses, le très miséricordieux pour tous ses bienfaits dont il m'a comblé et de m'avoir donné le courage et la force pour réaliser ce modeste travail que je dédie :

À mes héros ma très chère mère et mon père, je ne les remercierai jamais assez pour leur dévouement et leur amour, que dieu les protège

À mes tres chère grande sœurs Fatima Zohra Asmaa et Majda.

À mon grand-père « Baa » que dieu le garde près de nous.

À mes amies : Yasmine Batoul, Leyla, Fatima, Ahlem, Romaiassa, Hannane, Saliha, Malak, Liza, Lamia, Samia, Sihem, Nana, Lina « des amies en Or » et toutes celle et ceux que je n'ai pas cité.

À toute la promotion 2020 sans exception.

Merci de faire partie de ma vie

BERROUANE Hajar

Table des matières

.....	
Introduction Générale.....	1
CHAPITRE I	4
I. Introduction	5
I.1 Eau dans le monde	5
I.1.1 Situation des pays sud et l'est de la méditerranée PSEM	6
I.1.2 Situation de l'Algérie	7
I.2 Réutilisation des eaux usée traitée (REUT)	8
I.2.1 La référence Singapour.....	10
I.2.2 Les eaux usées traités dans les PSEM.....	10
I.2.3 La REUT en Algérie.....	11
I.3 Les usages de l'EUT	12
I.3.1 Réutilisation municipale.....	12
I.3.2 Réutilisation industrielle.....	12
I.3.3 La production d'eau potable.....	12
I.3.4 Réutilisation agricole.....	13
I.3.5 La recharge des nappes.....	13
I.4 Avantage et inconvénient de la réutilisation des EUT.....	14
I.4.1 Intérêt, avantages et bénéfices.....	14
I.4.2 Défis et contraintes	15
I.4.3 Problèmes de santé liés à la REUT	15
I.5 Réglementation	16
I.5.1 Les normes de L'OMS	16
I.5.2 Les normes Algérienne.....	16
Conclusion.....	19
CHAPITRE II	20
II. Introduction	21
II.1 Caractéristique de l'effluent entrant en station d'épuration.....	21
II.1.1 Origine des eaux usées	21
II.1.1.1 Les effluents domestiques.....	21
II.1.1.2 Les effluents industriels	21

II.1.1.3	Les effluents d'agriculture	21
II.1.2	Caractéristiques des eaux usées.....	22
II.1.2.1	Paramètres physiques	22
II.1.2.1.1	Température (T)	22
II.1.2.1.2	Odeur	22
II.1.2.1.3	Couleur	22
II.1.2.1.4	Turbidité	22
II.1.2.1.5	Matières en suspension (MES).....	23
II.1.2.2	Paramètres chimiques.....	23
II.1.2.2.1	Conductivité électrique (CE).....	23
II.1.2.2.2	Le potentiel Hydrogène (pH)	23
II.1.2.2.3	Demande biochimique en oxygène (DBO).....	24
II.1.2.2.4	Demande chimique en oxygène (DCO)	24
II.1.2.2.5	Notion de biodégradabilité	24
II.1.2.2.6	Azote Global (NGL).....	24
II.1.2.2.7	Nitrates (NO ₃).....	25
II.1.2.2.8	Phosphore Total (PT)	25
II.1.2.2.9	Métaux lourds.....	25
II.1.2.2.10	TDS (solides totaux dissous).....	25
II.1.2.2.11	Charge massique et volumique et âge des boues	26
II.1.2.2.12	L'Alcalinité SAR.....	26
II.1.2.2.13	L'oxygène dissous	27
II.1.2.3	Paramètres biologiques	27
II.1.2.3.1	Les virus	27
II.1.2.3.2	Les bactéries	28
II.1.2.3.3	Protozoaires	28
II.1.2.3.4	Helminthes.....	28
II.2	L'épuration des eaux usées	28
II.2.1	Traitement classique.....	28
II.2.1.1	Prétraitement	28
II.2.1.1.1	Dégrillage	28
II.2.1.1.2	Dessablage.....	29

II.2.1.1.3	Dégraissage déshuilage	29
II.2.1.2	Traitement primaire (décantation primaire).....	29
II.2.1.3	Le traitement secondaire (épuration biologique)	30
II.2.1.3.1	Les procédés extensifs ou naturels	30
II.2.1.3.2	Les procédés intensifs ou artificiel.....	33
II.2.1.4	Décantation secondaire	35
II.2.1.5	Traitements tertiaires ou complémentaires	36
II.2.2	Le traitement des boues.....	37
II.2.3	Procèdes de séparation membranaire	39
II.2.3.1	Définition d'une membrane	39
II.2.3.2	Définition solvant/soluté	40
II.2.3.3	Filtration membranaire (OI, NF, UF, MFT)	40
II.2.3.3.1	Osmose inverse OI	40
II.2.3.3.2	Nanofiltration NF	41
II.2.3.3.3	Ultrafiltration UF.....	41
II.2.3.3.4	Microfiltration MFT	41
II.2.3.4	Paramètres liés au fonctionnement de la séparation membranaire	42
II.2.3.4.1	Pression transmembranaire ΔP (PTM).....	42
II.2.3.4.2	Flux de perméation (J).....	42
II.2.3.4.3	Taux de rejet (taux de rétention Tr)	42
II.2.3.4.4	Taux de conversion (Y).....	43
II.2.3.4.5	La perméabilité.....	43
II.2.3.4.6	Seuil de coupure	43
II.2.3.4.7	Facteur de concentration volumique	43
II.2.3.4.8	La résistance transmembranaire	43
II.2.3.5	Mode de filtration (frontal – tangentiel)	44
II.2.3.6	Structure et matériaux des membranes	45
II.2.3.6.1	Type de membrane	45
II.2.3.6.2	Matériaux membranaires	46
II.2.3.7	Les modules	47
II.2.3.8	Les Matériaux utilisés	50

II.2.3.8.1	Le polypropylène.....	50
II.2.3.8.2	Les dérivés de cellulose.....	50
II.2.3.8.3	Les polysulfones.....	51
II.2.4	Bioréacteur à membrane BRM.....	51
II.2.4.1	Présentation du bioréacteur à membrane	51
II.2.4.1.1	Principe de fonctionnement.....	51
II.2.4.2	Les configurations des bioréacteurs à membrane	52
II.2.4.2.1	Bioréacteur à boucle externe BRME.....	52
II.2.4.2.2	Bioréacteur à membrane immergée BRMI	53
II.2.4.2.3	Bioréacteur à membrane immergée en externe BRMIE ...	53
II.2.4.3	Rôle de la membrane dans l'élimination de la pollution organique.....	54
II.2.4.4	Avantages du bioréacteur à membrane	54
II.2.4.5	Contrainte liée au bioréacteur à membrane	55
II.2.4.6	Association des deux technologies : Boues activées et membranes	55
II.2.4.7	Colmatage.....	57
II.2.4.7.1	La polarisation de concentration	58
II.2.4.7.2	Le dépôt (Dépôt irréversible de matière à la surface de la membrane).....	59
II.2.4.7.3	Le blocage de pores.....	59
II.2.4.7.4	L'adsorption	59
II.2.4.8	Entretien des membranes	59
II.2.5	Systèmes commerciaux.....	60
II.2.6	Coûts d'installation et d'exploitation.....	61
II.3	Conclusion.....	61
	CHAPITRE III	62
III.	Introduction	63
III.1	Présentation de la zone d'étude (plaine de Mleta)	63
III.1.1	Situation géographique.....	63
III.1.2	Délimitation de la zone d'étude	63
III.2	Description du schéma d'aménagement du périmètre Mleta et de son alimentation.....	64

III.2.1	Réseau d'adduction	66
III.2.1.1	Description du réseau	66
III.2.1.1.1	Conduite de refoulement SP1 – Site 1	66
III.2.1.1.2	Site 1 : stockage lagunage.....	66
III.2.1.1.3	Réservoir RB.....	67
III.2.1.1.4	Réservoir RM1	67
III.2.1.1.5	Barrage de Tlelat.....	68
III.2.1.1.6	Réservoir RH1.....	68
III.2.1.1.7	Réservoir RH2.....	68
III.2.1.1.8	Réservoir RM2.....	69
III.3	Etude du milieu naturel	70
III.3.1	Relief et aspect géomorphologique.....	70
III.3.2	Hydrographie.....	70
III.3.3	Aspect géologique	70
III.4	Les formations du Quaternaire.....	70
III.4.1	Quaternaire ancien.....	70
III.4.2	Quaternaire récent	71
III.4.3	Hydrogéologie	71
III.4.4	Aspect agro-pédologique.....	72
III.5	Données climatologiques	72
III.5.1	Pluviométrie	72
III.5.2	Température.....	73
III.5.3	Les vents.....	74
III.5.4	L'humidité relative de l'air	75
III.5.5	Insolation.....	76
III.5.6	Climat	76
III.5.6.1	Indice d'aridité de Martonne (1926)	76
III.5.6.2	Quotient pluviothermique d'Emberger (1955)	77
III.5.6.3	Climagramme de Bagnols et Gausсен	78
III.5.7	Evapotranspiration ET.....	78
III.5.7.1	L'évapotranspiration maximale (ETM)	80
III.5.8	Besoins en eaux des cultures.....	80

III.6 Réseau de distribution	83
III.7 Les paramètres de base d'irrigation	84
Conclusion.....	85
CHAPITRE IV	86
IV. Introduction	87
IV.1 Présentation de la station d'épuration EL karma	87
IV.1.1 Données de base	87
IV.2 Description de la procédure de traitement de la station d'El Karma	88
IV.2.1 Description des ouvrages	91
IV.2.1.1 Ligne eau	91
IV.2.1.1.1 Dégrillage fin	91
IV.2.1.1.2 Dessaleur, déshuileur.....	92
IV.2.1.1.3 Décanteur primaire	93
IV.2.1.1.4 Traitement biologique.....	94
IV.2.1.1.5 Décantation secondaire	95
IV.2.1.1.6 Chloration	95
IV.2.1.2 Ligne boue.....	96
IV.2.1.2.1 Recirculation et extraction des boues	96
IV.2.1.2.2 Épaississement des boues primaires	97
IV.2.1.2.3 Épaississement mécanique des boues en excès	98
IV.2.1.2.4 Digestion anaérobique des boues	98
IV.2.1.2.5 Épaississement final des boues digérées	99
IV.2.1.2.6 Déshydratation mécanique des boues.....	99
IV.2.1.2.7 Installations de transport ; de stockage et de stabilisation des boues déshydratées	100
IV.2.1.3 Ligne de gaz	100
IV.3 Consommation énergétique.....	100
IV.4 Analyse physico-chimique	101
Paramètre.....	101
Valeur (mg/l).....	101
Paramètre.....	101
Valeur (mg/l).....	101

IV.4.1	Interprétation des analyses physico-chimique de la STEP El KARMA	101
	Conclusion.....	102
	CHAPITRE V	104
V.	Introduction	105
V.1	Présentation du dispositif de bioréacteur à membrane immergé	105
V.2	Caractéristiques des eaux à l'entrée du bioréacteur à membrane .	106
V.3	Dimensionnement du bioréacteur à membrane immergée	107
V.3.1	Calcul du rendement de production de boues	108
V.3.2	Calcul de la quantité d'oxygène à fournir au système et du temps de séjour	110
V.3.3	Calcul du nombre de modules membranaire.....	111
	Conclusion.....	113
	CHAPITRE VI	115
VI.	Introduction	116
VI.1	Le choix de la technique d'irrigation	116
VI.1.1	L'irrigation localisée	116
VI.1.1.1	Définition	116
VI.1.1.2	Principe de fonctionnement	117
VI.1.1.3	Les composantes d'une installation d'irrigation localisée	117
VI.1.1.3.1	Point de fourniture d'eau	118
VI.1.1.3.2	L'unité de tête	118
VI.1.1.3.3	Description des conduites et rampes	119
VI.1.1.3.4	Différents types de distributeurs d'un goutteur	119
VI.1.1.4	Recommandation pour l'utilisation des eaux usées dans le cas de l'irrigation localisée.....	120
VI.1.1.5	Les Avantages et inconvénients de l'irrigation localisée.....	120
VI.2	Etude du quartier B9 (289 ha).....	121
VI.2.1	Le dimensionnement à la parcelle du réseau goutte à goutte.....	121
VI.2.1.1	Besoins journaliers (Bj)	121
VI.2.1.2	Besoin journalier avec l'influence du taux de couverture du sol (B _{jl})	121
VI.2.1.3	Dose nette pratique (D _p)	122

VI.2.1.4	Fréquence et intervalle des arrosages (Fr)	122
VI.2.1.5	Calcul de la dose (brute)	122
VI.2.1.6	Durée d'arrosage (θ).....	123
VI.2.1.7	Durée d'arrosage journalier (Dj).....	123
VI.2.1.8	Nombre de poste	123
VI.2.1.9	Surface du poste	123
VI.2.1.10	Calculs hydrauliques.....	124
VI.2.1.10.1	Conditions hydrauliques	124
VI.2.1.11	Dimensionnement des canalisations du réseau.....	124
VI.2.1.11.1	Calcul des rampes	124
VI.2.1.11.2	Calcul du porte rampe.....	126
VI.2.1.11.3	Calcul des diamètres de la conduite tertiaire	127
VI.2.1.12	La pression d'eau a la borne de distribution.....	128
	Conclusion.....	128
	Conclusion générale	129
	Références bibliographiques	131
	ANNEXES	I

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure 1 stress hydrique dans le monde	5
Figure 2 Pourcentage <i>u</i> potentiel hydrique de l'Algérie	8
Figure 3 Pourcentage <i>de</i> potentiel hydrique (A : Nord ; B : Sahara).....	8
Figure 4 Répartition par usage et localisation des expériences mondiales les plus importantes en REUT source : Ecosse (2001).....	9
Figure 5 Statistiques sur la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie ..	11

CHAPITRE II

Figure 6 Les différentes étapes de la métabolisation de la pollution azotée...	25
Figure 7 Représentation graphique de la relation du SAR et CE	27
Figure 8 Ouvrage de dégrillage	29
Figure 9 Ouvrage de dessablage-déshuilage combinés.....	29
Figure 10 Lagunage naturel	31
Figure 11 Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.	31
Figure 12 Schéma de principe d'un lagunage aéré	32
Figure 13 Synoptique d'une station d'épuration principe comportant un disque biologique	33
Figure 14 synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien .	34
Figure 15 Filière d'épuration	38
Figure 16 Schéma de principe d'un procédé de séparation	39
Figure 17 schéma osmose / osmose inverse.....	40
Figure 18 Situation des techniques de séparation par membranes en fonction de la taille des particules retenues (source T.I).....	42
Figure 19 Influence de la concentration de biomasse sur le flux de perméat .	43
Figure 20 Comparaison entre filtration frontale et filtration tangentielle.....	44
Figure 21 Représentation schématique de membranes symétriques (IT)	45
Figure 22 Membranes asymétriques ou anisotropes	45
Figure 23 Membranes composites	46
Figure 24 représentation d'un module tubulaire ©Boucif.....	48
Figure 25 Représentation schématique d'un module tubulaire	49
Figure 26 Représentation schématique d'un module fibre creuse configuration ext-int/int-ext.....	49
Figure 27 Bioréacteur à membrane assemblé en cassette	52
Figure 28 Schéma du bioréacteur à membrane boucle externe	52
Figure 29 Schéma du bioréacteur à membranes immergées (fibre creuse)	53
Figure 30 Schéma d'un bioréacteur à membrane à filtration frontale externe (fibres creuses)	54
Figure 31 Les différentes résistances dues au colmatage	58

Figure 32 Phénomène de polarisation de concentration	58
Figure 33 Schéma des types de colmatage.....	59

CHAPITRE III

Figure 34 Carte de la situation du périmètre d'étude (la plaine de la M'léta) 63	
Figure 35 Image satellitaire du système de lagune	67
Figure 36 Schéma de fonctionnement du réseau d'ossature.....	69
Figure 37 Carte géologique du bassin de la Sebkha (Sogreah, 2004)	71
Figure 38 Histogramme des températures	74
Figure 39 Evolution de la vitesse moyenne du Vent	75
Figure 40 Histogramme de l'humidité relative en %.....	75
Figure 41 Climagramme d'EMBERGER	77
Figure 42 Diagramme ombrothermique de Gaussen	78

CHAPITRE IV

Figure 43 Schéma général de la station El karma	91
Figure 44 Les dégrilleurs.....	92
Figure 45 Dessablage- déshuilage.....	93
Figure 46 Classificateur et laveur de sables	93
Figure 47 Décanteur primaire (photo prise des bacs de stockage des boues). 94	
Figure 48 Bassin d'aération	95
Figure 49 decanteur secondaire.....	95
Figure 50 Bassin de chloration.....	96
Figure 51 Pompe à vis (recirculation des boues)	97
Figure 52 Bassin d'homogénéisation de la boue	97
Figure 53 Table d'égouttage	98
Figure 54 Digesteur anaérobie	99

CHAPITRE V

Figure 55 Assemblage en cassette du BRM Ultrafor.....	106
Figure 56 Concentration de biomasse dans un BA (step Elkarma)	108
Figure 57 Evolution du rendement de production des boues.....	108
Figure 58 Evolution du volume BRM et débit de boues en fonction de l'âge de boues	109
Figure 59 Récapitulatif du dimensionnement du BRMi ... Erreur ! Signet non défini.	

CHAPITRE VI

Figure 60 Schéma de principe de la micro-irrigation	117
Figure 61 Système d'irrigation en goutte à goutte (FAO, 1983)	118
Figure 62 Schéma type de la station de tête (Tiercelin, 2006)	119

Liste des tableaux

CHAPITRE I

Tableau 1- bilan d'eau dans les pays arabe	7
Tableau 2- volumes d'eaux usées collectées, traitées et utilisées (en millions de m ³ par an), au Maghreb 2013	10
Tableau 3- Les normes de rejets des eaux usées selon l'OMS	17
Tableau 4 Recomendation de l'OMS (categorie des EUT).....	18
Tableau 5 Les valeurs limites des paramètres de rejet dans un milieu récepteur (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006).....	18

CHAPITRE II

Tableau 6 Le risque du SAR dans l'eau d'irrigation	27
Tableau 7 récapitulatif des Avantages et inconvénients	32
Tableau 8 récapitulatif des avantages et inconvénients	35
Tableau 9 avantages et inconvénients des membranes organiques	47
Tableau 10 Comparaison entre différentes type de modules à membranes....	49
Tableau 11 Comparaison des conditions de fonctionnement entre BA et BRM	56
Tableau 12 Comparaison en laboratoire de qualité d'effluent en sortie de MBR et de BAC pour la même concentration en entrée.	56

CHAPITRE III

Tableau 13 Superficies nettes et brutes et allocation par étage et par tranche	65
Tableau 14 Consistance de l'aménagement	66
Tableau 15 Besoins globaux du périmètre et mode de satisfaction	66
Tableau 16 récapitulatif du linéaire du réseau d'ossature	69
Tableau 17 Classification des sols	72
Tableau 18 Précipitations mensuelles (1994/2019)	73
Tableau 19 Les températures mensuelles de l'année 2019.en C°	74
Tableau 20 Vitesse moyenne mensuelle du vent.	74
Tableau 21 L'humidité relative de l'air de l'année 2010.....	75

Tableau 22 Insolation mensuelle moyenne en heures.....	76
Tableau 23 Température moyenne et précipitation moyenne (1994/2019)....	76
Tableau 24 Classification du climat selon de Martonne.....	76
Tableau 25 calcul de ET0 avec CROPWAT (ENHYD/ONID).....	79
Tableau 26 Données climatologiques et coefficients cultureux	80
Tableau 27 Besoins nets en eau d'irrigation (ENHYD/ONID).....	82
Tableau 28 Besoins en eau du périmètre Mleta (ENHYD/ONID)	82
Tableau 29 Classes de borne et leurs mode de couverture	83
Tableau 30 Répartition des bornes par classe de pression.....	83
Tableau 31 Récapitulatif du linéaire du réseau de distribution.....	84
Tableau 32 Occupation du sol du périmètre Mleta.....	85

CHAPITRE IV

Tableau 33 Les différents débits des eaux usées dans la STEP d'El Karma .	88
Tableau 34 La charge massique de différentes paramétrées physico-chimiques	88
Tableau 35 Les dimensions d'une grille	92
Tableau 36 4.Dimensions d'un dessaleur, canal de déshuilage	92
Tableau 37 . Dimensions d'un décanteur primaire	93
Tableau 38 Dimensions d'un bassin d'aération.....	94
Tableau 39 Dimensions des décanteurs secondaire	95
Tableau 40 Caractéristique des pompes de recirculation des boues	96
Tableau 41 Dimensions d'un épaisseur gravitaire	97
Tableau 42 Dimensions d'un digesteur anaérobie	98
Tableau 43 Dimensions d'un épaisseur final	99
Tableau 44 . Dimensions d'un gazomètre.....	100
Tableau 45 Analyse des métaux lourds après traitement.....	101
Tableau 46 Analyses complémentaires après traitement	101
Tableau 47 Analyse physico-chimique de la step (à l'entrée /à la sortie) 2018	103

CHAPITRE V

Tableau 48 omparaison entre les BRM à boucle externe et les BRM immergés.	105
Tableau 49 Caractéristiques du BRMi Ultrafor	106
Tableau 50 Qualité de l'eau après traitement par BRM Ultrafor	Erreur !
Signet non défini.	
Tableau 51 données nécessaire pour le dimensionnement du BRM	107
Tableau 52 Avantages et inconvénients du goutte à goutte	120
Tableau 53 Récapitulatif des caractéristiques des postes	128

Liste des annexes

ANNEXE I : Les cartes

ANNEXE I. 1 La carte de situation du périmètre Mleta et la STEP El Karma

ANNEXE I. 2 Schéma d'aménagement du perimetre Mleta

ANNEXE I. 3 Echelle lithographique de la zone étudiée (SOGREAH-2003)

ANNEXE II : Réseau de distribution et d'adduction (B9)

ANNEXE II. 1 Superficie des quartiers par étage et par tranche

ANNEXE II. 2 Dimensions du réseau de distribution du quartier B9

ANNEXE II. 3 Reseau d'adduction Etage bas (STEP - quartier B18)

ANNEXE III : Besoin en eaux des cultures quartier B9

ANNEXE III. 1 Ajustement à la loi normale

ANNEXE III. 2 Année de calcul

ANNEXE III. 3 Calcul de ET0 (cropwat)

ANNEXE III. 4 Calcul des besoins de l'Olivier

ANNEXE III. 5 Calcul des besoins de l'Orge

ANNEXE III. 6 Calcul des besoins du Blé dur

ANNEXE III. 7 Calcul des besoins de Blé tendre

ANNEXE III. 8 Calcul des besoins de l'abricot

ANNEXE III. 9 débits de borne (quartier B9)

ANNEXE III. 10 Surfaces et débits des parcelles de l'ilot 9B9

Liste des planches

Planche 1 : Plan de situation de la station d'épuration El Karma – quartier B9 – W. Oran.

Planche 2 : Plan de masse de la station d'épuration El Karma.

Planche 3 : Profil en long du réseau de distribution du quartier B9.

Planche 4 : Plan du réseau goutte à goutte (Ilot 9B9 parcelle 01).

Liste des abréviations

BA	Boues Activées Conventionnelles
BRM	Bioréacteur à Membranes
BRME	BRM configuration externe
BRMI	BRM configuration interne
CE	Conductivité électrique
COT	Carbone organique total
Cp	Concentration du perméat
DBO	Demande biologique en oxygène
DCO	Demande chimique en oxygène
EUM	Eaux usées municipales
EUS	Eaux usées synthétiques
Qa	débit alimentation pilote OI
Qe	débit à l'entrée
Qp	débit de perméat
Qr	débit de purge
MES	Matière en suspension
MVS	Matière volatile en suspension
MS	Matière Sèche
MF	Microfiltration
NH₄-N	Azote ammoniacal
NTK	Azote total Kjeldahl
NF	Nanofiltration
OI	Osmose Inverse
P	Phosphore
PTM	Pression transmembranaire
REUS	Réutilisation des eaux usées
STEP	Stations d'épuration
TSB	Age de boues
TSH	Temps de séjour hydraulique
UF	Ultrafiltration

Introduction Générale

On dit souvent que la prochaine crise pour l'Humanité sera celle de l'eau potable et que, par conséquent, sa préservation est une priorité. Pourtant, n'est-il pas fréquent de constater son emploi pour des usages ne le justifiant pas tels que le nettoyage des trottoirs, celui des voitures ou encore l'arrosage de parcs par exemple ? Afin de limiter cette utilisation déraisonnée de l'eau potable, il convient de chercher des approvisionnements alternatifs. La Réutilisation des Eaux Usées Epurées (REUT) pourrait alors en être un.

La REUT recouvre deux notions : le traitement puis la réutilisation proprement dite d'eaux usées traitées. Les eaux usées sont celles rejetées par les collectivités, les industries et les particuliers, puis collectées et acheminées par les réseaux d'égouts vers les stations de traitement des eaux usées afin d'y être traitées. La REUT propose de récupérer ces eaux usées traitées de leur apporter éventuellement un traitement complémentaire, au lieu d'être normalement restituées dans les cours d'eau, de s'en servir pour différents usages dont l'irrigation.

Pour ce faire, le traitement des eaux usées est obligatoire afin d'éliminer toute matière polluante risquant de provoquer de graves problèmes environnementaux et sanitaires.

Le traitement des eaux résiduaires urbaines est réalisé dans la plupart des cas par un système à boues activées classique. La gestion du procédé est la plus simple, et les coûts d'installation et d'opération sont les moins chers. Cependant, la qualité d'eau produite et le contrôle d'un système stable sont très sensibles aux variations de débit et de composition de l'effluent à traiter. Alors que le traitement de l'eau est devenu obligatoire et réglementé, les procédés biologiques sont sans cesse revus et améliorés. A l'heure actuelle, ils continuent à être les moins chers, les plus compétitifs. Deux objectifs principaux sont ciblés dans le développement de nouveaux systèmes, un objectif de qualité et un objectif de coût, avec une préoccupation générale de souplesse de procédé et de fiabilité. Les systèmes de boues activées couplés avec une membrane sont proposés sur la base de ces attentes, en un procédé appelé bioréacteur à membranes.

Les recherches sur les bioréacteurs à membranes ont débuté il y a une trentaine d'années. Cette technologie a été introduite par l'entreprise japonaise Dorr-Oliver et Sanki Engineering CO. La technologie des bioréacteurs à membrane a par la suite connu un rapide développement pour des applications larges. D'un point de vue scientifique, les objectifs principaux de recherches vont tendre à favoriser le fonctionnement du réacteur en périodes aussi longues que possibles.

La synthétisation de ce mémoire vient répondre à cette problématique au niveau de la wilaya d'Oran, par implantation d'un bioréacteur à membrane immergée, et la réutilisation des eaux traitées dans l'irrigation du périmètre Mleta (W.Oran)

Ce mémoire s'appuie sur le plan de travail suivant :

- Le premier chapitre de notre étude est une synthèse bibliographique de la réutilisation des eaux usées à travers le monde et en Algérie, ainsi que la réglementation et normes liées à cette pratique.
- Le deuxième chapitre cite les généralités des eaux usées (origine, paramètres caractéristiques ...), et les procédés de traitement en particulier les procédés membranaires.

- Le troisième chapitre est dédié à la présentation de la zone d'étude qui le périmètre Mleta, par ça situe géographique caractéristique climatologique, hydrologique, géologique
- Le quatrième chapitre s'attache à présenter la station d'épuration El karma, son fonctionnement, ouvrages de la station, ainsi que l'interprétation des analyses des eaux usées prélevées à l'entrée et à la sortie de la station.
- Le cinquième chapitre nous avons dimensionnement le bioréacteur à membrane immergée, prévu pour implantation dans un bassin d'aération de la STEP El karma.
- Le sixième et dernier chapitre consiste à la réutilisation des eaux usées traitée sortant de la station dans l'irrigation du périmètre Mleta, pour ce fait, le dimensionnement d'un réseau goutte à goutte a été établi.
- En conclusion, une récapitulation des résultats obtenue et l'appréciation du procédé membranaire dans le traitement des eaux usées.

CHAPITRE I

Historique de la réutilisation des eaux usées traitées

I. Introduction

Face à une pénurie d'eau mondiale, la réutilisation des eaux usées, aussi appelée « reuse » (issue de l'expression wastewater reuse en anglais) est une voie d'avenir. Une fois traitées, les eaux usées peuvent en effet être destinées à différents usages : l'irrigation des espaces verts ou des cultures, la lutte contre les incendies, le lavage des voiries ou encore la recharge des nappes phréatiques.

Cette alternative se présente comme un enjeu politique et socioéconomique pour le développement futur des services d'eau potable et d'assainissement. De nombreux pays dans le monde se sont déjà lancés dans la réutilisation des eaux usées traitées et l'Algérie en fait partie. A travers cette partie, une bref description des eaux usées est présentée et éventuellement, un aperçu global sur le contexte de la REUT dans le monde et en Algérie.

I.1 Eau dans le monde

Le manque des ressources en eaux est un problème qui anime les populations du monde entier depuis des décennies. Les poussées démographiques, l'agriculture extensive, le réchauffement climatique sont quelques-uns des nombreux exemples mettant en péril la pérennité des ressources.

Le stress hydrique - définit comme le manque de ressources en eaux pour répondre aux activités humaine et aux besoins de l'environnement - lorsque la demande en eau dépasse les ressources disponibles ou encore, lorsque la disponibilité en eau par an et par habitant est inférieure à 1 700 m³. (; FUTURAPLANETE, 2018)

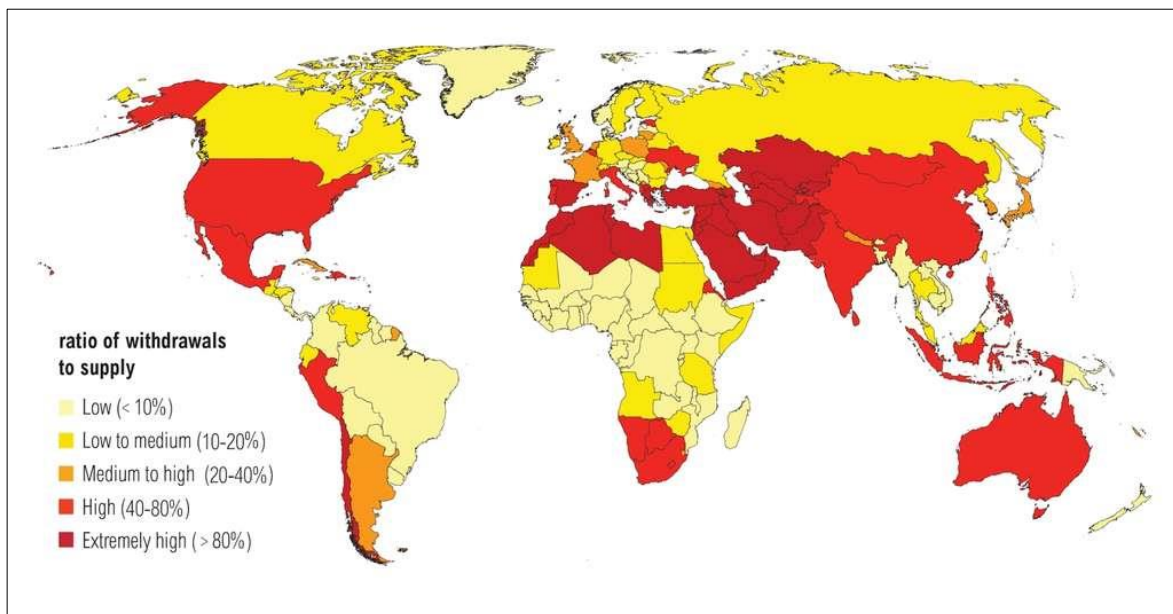


Figure 1 stress hydrique dans le monde - Source : www.futura-sciences.com

Selon les Nations Unies, près de 3 milliards de personnes devraient avoir à faire face à un stress hydrique d'ici 2025. Cette carte, éditée par le World Resources Institute, montre les projections de stress hydrique pour la planète en 2040 (en rouge foncé, les zones subissant le stress le plus important). © WRI

Les pays centraux allant de l'Amérique du nord jusqu'à l'Asie de l'est, souffrent d'un taux de stress hydrique très élevés qui dépasse les 80%. Contrairement au pays situé au nord comme au sud de cette « ceinture » le taux de stress hydrique est moins important, sans négliger le fait qu'il peut y avoir des variations au sein d'un même pays. La figure 1 montre que l'Algérie est parmi les pays souffrant d'un stress hydrique important mais ne semble pas indiquer en détail les variations selon les régions du pays sachant que les principales ressources d'eaux sont concentrées au nord.

On remarque que les pays en développement ne sont pas les seuls touchés par la crise. D'ici 2050, les besoins en eau devront augmenter de 55 % (une population estimée à 9,5 milliards de personnes) les besoins de l'industrie devraient exploser de 400 % d'ici-là. Quant au secteur agricole, ses prélèvements actuels ne sont pas soutenable, estiment les experts. Entre 1961 et 2009, les terres cultivées se sont étendues de 12 %, tandis que les superficies irriguées augmentaient de 117 %. (valo, 2019)

I.1.1 Situation des pays sud et l'est de la méditerranée PSEM

Résumé de la COP 21 organisé par SUEZ, le 1er décembre, au Bourget, Seine-Saint-Denis, France.

La situation, en matière d'eau, est dramatique dans les pays du Sud et de l'Est de la Méditerranée (PSEM) et cette situation va s'aggraver.

En effet, avec une population globale de 280 millions d'habitants, soit environ 4% de la population mondiale, les pays du Sud et de l'Est de la Méditerranée (PSEM) totalisent à peine 1%, en moyenne, des ressources mondiales d'eau naturelle renouvelable.

Il s'ensuit un stress hydrique structurel ; la région méditerranéenne hébergeant 60% de la population mondiale faiblement pourvue en eau.

Pourtant, malgré cette situation défavorable, les PSEM ont atteint en 2015 de bons résultats en ce qui concerne les Objectifs Millénaires pour le Développement (OMD), en termes d'accès de leur population à une source d'eau améliorée et à l'assainissement. Mais ces succès vont être rattrapés par les pressions anthropiques et les effets du changement climatique.

D'une part, la situation va s'aggraver car la population des PSEM va augmenter de 280 à 360 millions en 2030 et l'urbanisation croissante va exiger un surcroît d'eau.

D'autre part, l'aggravation viendra, aussi et surtout, du changement climatique. Les experts du GIEC considèrent, en effet, que la région méditerranéenne sera la plus vulnérable avec des hausses de température de 2 à 4°C, une baisse de la pluviométrie qui pourrait atteindre 30% et avec une diminution de plus de la moitié des ressources en eau pour les bassins du Maroc, de l'Algérie, du Proche-Orient et du Sud de l'Espagne. (La raréfaction des ressources en eau en Méditerranée, 2015)

Tableau 1- bilan d'eau dans les pays arabe

pays	Population totale (1000habitants)	Total des ressources en eaux renouvelables (TARWR) par personne (m ³ habitant/an)	Prélèvement total d'eau en pourcentage du TARWR	Prélèvement d'eau agricole en pourcentage du prélèvement total d'eau
ALGERIE	39.208	297.6	49.0% (2001)	61.2% (2001)
EGYPTE	82.056	710.5	-	-
JORDANIE	7.274	128.8	100.0% (2005)	65.0% (2005)
LIBAN	4,822	933,8	29,0 % (2007)	59,5 % (2005)
LIBYE	6,202	112,9	-	-
MAROC	33,008	878,6	36,0 % (2010)	87,8 % (2010)
TUNISIE	10,997	419,7	61,7 % (2001)	76,0 % (2001)
PALESTINE	4,326	193,5	49,9 % (2005)	45,2 % (2005)

Source : al-Baz & al. (GIZ, 2016), Gestion intégrée des eaux usées dans le bassin méditerranéen.

I.1.2 Situation de l'Algérie

Avec une superficie de 2 381 741 km², l'Algérie est divisée en 48 wilayas, dont près de 80% du territoire représente une zone désertique où les précipitations sont quasi-nulles et les ressources en eau superficielles sont très faibles et limitées essentiellement à la partie du flanc septentrional de l'Atlas. Selon MOZAS et ALEXIS (2013), les potentialités hydriques de l'Algérie sont estimées en moyenne à 18 milliards de m³/an, dont 12.5 milliards de m³ dans les régions Nord (10 milliards de m³ d'écoulements superficiels et 2.5 milliards de m³ de ressources souterraines renouvelables), 5.5 Milliards de m³ dans les régions sahariennes (0.5 milliards m³ d'écoulements superficiels, 5.0 milliards de m³ ressources souterraines fossiles) renouvelables, 60% pour les eaux de surface et 15% pour les eaux souterraines.

L'Algérie est classée à la 29e place sur 44 pays selon le degré de stress hydrique subi, selon le dernier classement établi par le think tank américain World Ressources Institute (Institut des ressources mondiales). Cette situation menace réellement la disponibilité de l'eau, car le pays vit au-dessous du seuil de pénurie établi (1000 m³ eaux/an/habitant) alors que la demandes en eaux est de 300km³/an et devraient augmenter de 20% d'ici 2025.

Le pays n'ayant pas consacré une importance à la gestion et l'exploitation de manière intelligente et plus durable dans les infrastructures hydrauliques et les ressources en eaux un déficit de 1 milliards de m³ sera enregistré en 2025. Les barrages de Taksebt, à Tizi Ouzou, de Keddara à Boumerdès et de Béni Haroun dans la wilaya de Mila en sont un exemple édifiant. D'autres problèmes s'ajoutent à la liste : les fuites d'eaux dans les réseaux de distributions, la défaillance des systèmes d'assainissement.

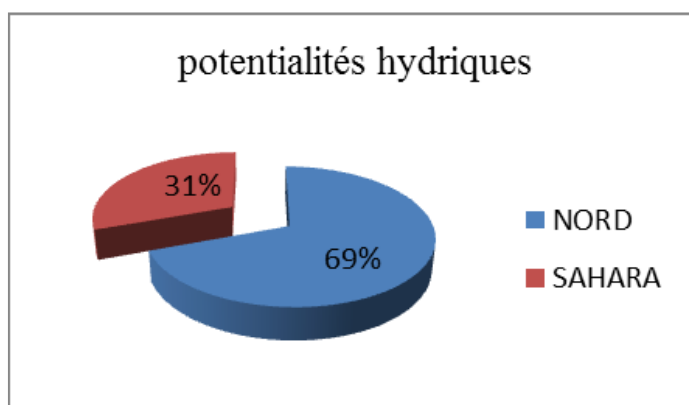


Figure 2 Pourcentage u potentiel hydrique de l'Algérie

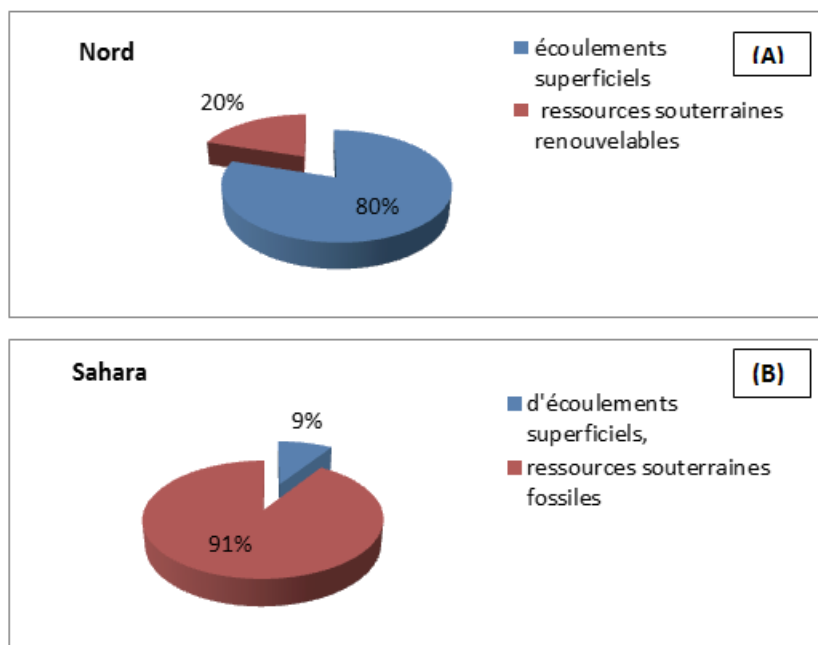


Figure 3 Pourcentage de potentiel hydrique (A : Nord ; B : Sahara)

I.2 Réutilisation des eaux usée traitée (REUT)

La réutilisation des eaux usées est pratiquée dans plusieurs coins du monde depuis des milliers d'années (Abu-Madi et Al-Sa'ed, 2009). En effet, Mechebbek (1993) et l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS, 1989) ont rapporté qu'à la fin du 19ème siècle, les effluents urbains, sans traitement préalable, ont été utilisés pour la production agricole, en particulier en Angleterre, en Allemagne, en Australie, aux Etats-Unis, en Inde et en France, et en 1904 au Mexique. Au milieu du 20ème siècle, une meilleure compréhension des phénomènes biologiques et physico-chimiques a favorisé le développement, dans les pays industrialisés, et la mise en œuvre des techniques épuratoires et de réglementations sur l'eau, qui vise la protection du milieu naturel et en particulier des cours d'eau récepteurs.

Le recyclage de l'eau est un processus de réutilisation des eaux usées traitées à des fins utiles telles que les processus industriels, l'irrigation agricole et paysagère, l'utilisation domestique et commerciale et la recharge des eaux souterraines.

Aujourd'hui, seuls 2% des 165 milliards de m³ d'eaux usées collectés et traités annuellement dans le monde sont réutilisés. Pourtant, de nombreux procédés et systèmes de traitement existent qui permettent d'utiliser les eaux usées traitées pour répondre aux besoins en eau croissants des villes, de l'industrie et de l'agriculture. (Réutilisation des eaux usées : un enjeu majeur, partout dans le monde, mars 2017)

Certains pays ou États – comme l'Australie, la Californie, Chypre, l'Espagne, la Floride, la Jordanie, Malte ou Singapour – ont pour objectif de satisfaire de 10 à 60 % de leurs besoins en eau par la réutilisation des eaux usées épurées.

Aujourd'hui, seuls 2% des 165 milliards de m³ d'eaux usées collectés et traités annuellement dans le monde sont réutilisés. Pourtant, de nombreux procédés et systèmes de traitement existent qui permettent d'utiliser les eaux usées traitées pour répondre aux besoins en eau croissants des villes, de l'industrie et de l'agriculture.

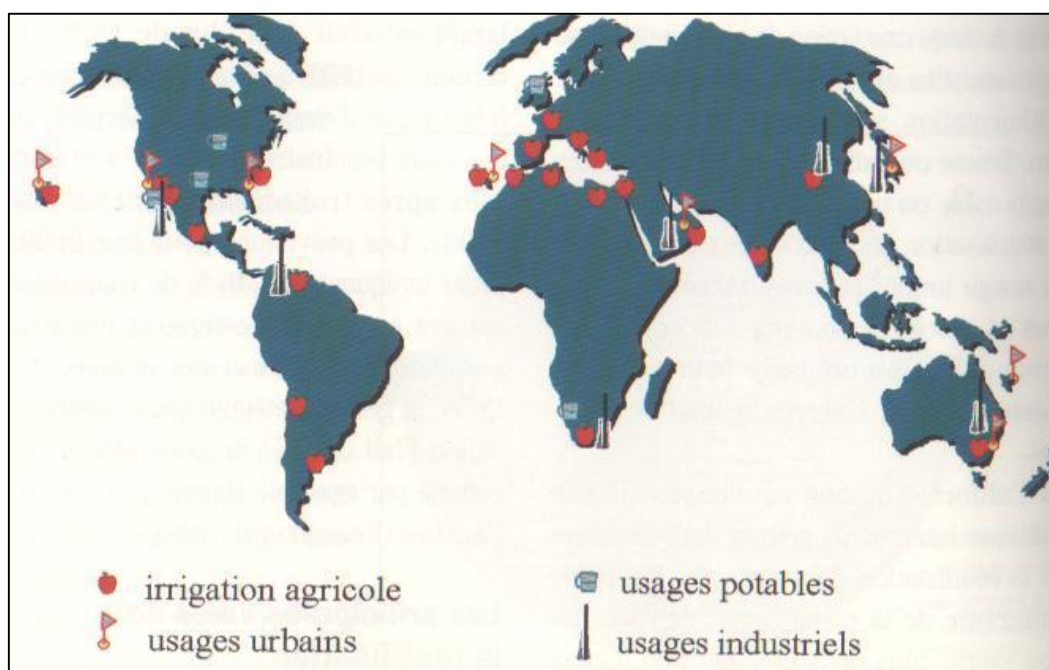


Figure 4 Répartition par usage et localisation des expériences mondiales les plus importantes en REUT source : Ecosse (2001)

La figure (4) 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 ou encore 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.

Ces dix dernières années, le volume des eaux usées réutilisées a augmenté de 10 à 29 % par an, en Europe, aux Etats-Unis et en Chine, et jusqu'à 41 % en Australie (Lazarova et Brissaud, 2007). Ces résultats ne doivent pas faire oublier que seulement 5 % des eaux usées traitées sont réutilisées, soit un volume de 7,1 km³ par an, à comparer avec les 10 000 à 14 000 km³ par an d'eau douce renouvelable et facilement accessible (site Internet de l'UNESCO, 2003).

I.2.1 La référence Singapour

Le cas de Singapour est mondialement connu et fait référence dans ce domaine. Du fait d'une densité de population très élevée, cette île de 699 km² a dû faire face à une pénurie en eau accrue et s'est tournée vers la réutilisation des eaux usées après un traitement de pointe associant microfiltration, osmose inverse et rayonnement UV.

Cette eau, dénommée « Newater », est utilisée pour des applications industrielles et dans les tours de refroidissement mais une fraction est aussi mélangée avec de l'eau d'origine naturelle et alimente le réseau d'eau potable. De tels exemples de réutilisation directe pour la potabilisation sont rares, principalement en raison de barrières psychologiques.

La station de traitement des eaux usées de Windhoek, en Namibie, est ainsi le seul exemple de réutilisation directe pour la potabilisation à grande échelle (21 000 m³/jour). (Mendret Julie, 2019)

I.2.2 Les eaux usées traitées dans les PSEM

En 2011, on estimait à 8 134 km³ le volume d'eaux usées produites dans l'ensemble des PSEM. Il est difficile d'accéder à des données exactes, actualisées et harmonisées sur le volume d'eaux usées produites, le taux de collecte des eaux usées ou encore le taux de traitement des eaux usées collectées dans les pays des deux rives de la Méditerranée. Selon les estimations, le taux de traitement diffère selon les pays : alors que certains atteignent des niveaux comparables aux pays de la rive Nord de la Méditerranée, comme la Jordanie (88%), la Tunisie (79%) a été l'un des premiers pays arabes à considérer la réutilisation des eaux usées, Maroc (20%), de la Libye (7%). Ainsi, dans l'ensemble des pays arabes, seulement 23 % des eaux usées traitées en toute sécurité ont été réutilisées en 2013, le plus souvent pour l'irrigation.

La FAO lance un projet dans trois pays (Algérie, l'Égypte et Sultanat d'Oman) portant sur l'utilisation des eaux non conventionnelles pour le développement durable de l'agro-aquaculture intégrée au Proche-Orient et en Afrique du Nord. Le représentant de la FAO en Égypte a déclaré dans son discours : « Ce projet vise à coordonner, promouvoir et développer le potentiel national portant sur la production intégrée de l'agriculture et l'aquaculture avec des solutions d'arrosages intelligents dans la région, en améliorant l'emploi rural et la sécurité alimentaire, tout en conservant l'utilisation durable cruciale et la conservation des ressources aquatiques. » (FAO, 2017)

Tableau 2 volumes d'eaux usées collectées, traitées et utilisées (en millions de m³ par an), au Maghreb 2013

Pays	Volume d'eaux usées collectées	Traitement primaire	Traitement secondaire	Traitement tertiaire	Volume d'eaux usées traitées en toute sécurité	Volume d'eaux usées traitées utilisées	Utilisation des eaux usées traitées (pourcentage des eaux usées traitées en toute sécurité)
Algérie	1 570,4	0	275,2	0	275,2	19,3	7
Libye*	291,1	0	45,8	0	45,8	14,7	32
Maroc	144,2	38,2	0,1	6,1	6,2	n.d.	n. d.
Tunisie	235,0	0	222,0	6,6	228,6	60,0	26

NB : non disponible.

Source : compilé à partir de données de la LEA, de la CESAO et de l'ACWUA (2016).

I.2.3 La REUT en Algérie

En Algérie, pour l'année 2020 le volume d'eaux usées produit est estimé à 2 milliards de m³/an, Pour un taux de couverture du réseau d'assainissement de l'ordre de 85%, seules 20% des eaux usées collectées en Algérie sont traitées. La réutilisation des eaux usées non traitées est formellement interdite par la loi n° 83-03 du 5 février 1983, relative à la protection de l'environnement et la loi n° 83-17 du 16 juillet 1983, portant le code des eaux. Par ailleurs, 8% des superficies irriguées tant dans les Hauts-Plateaux qu'à la périphérie des grandes villes reçoivent des eaux usées brutes, alors que la réutilisation après traitement est quasi inexistante (hartani, 2004). Les valeurs maximales de rejets d'effluents liquides par les établissements industriels sont définies par le décret 93-160 du 10 juillet 1993 qui charge également les Inspections de l'Environnement des wilayas (IEW) d'effectuer les contrôles.

Selon des études faites par le Centre de Recherche en Biotechnologies (C.R.Bt) (Constantine, Algérie) il se distingue deux types de réutilisations des eaux usées dont les réutilisations domestiques et industrielles (3,1 millions de m³/an) et les réutilisations pour irrigation des grands et petits périmètres agricoles (3,4 millions de m³/an).

Le ministère de l'Agriculture, du Développement Rural et de la Pêche en Algérie, et l'Organisation des Nations unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO), ont lancé un projet sur le déblocage du potentiel des eaux usées traitées et des eaux de drainage

Mr Abdourahman Maki, l'expert des eaux et sols à la FAO a déclaré que ce projet vise à confirmer la valeur des eaux usées traitées et les eaux de drainage, et favoriser leur utilisation optimale pour achever le développement agricole. (FAO, 2019)

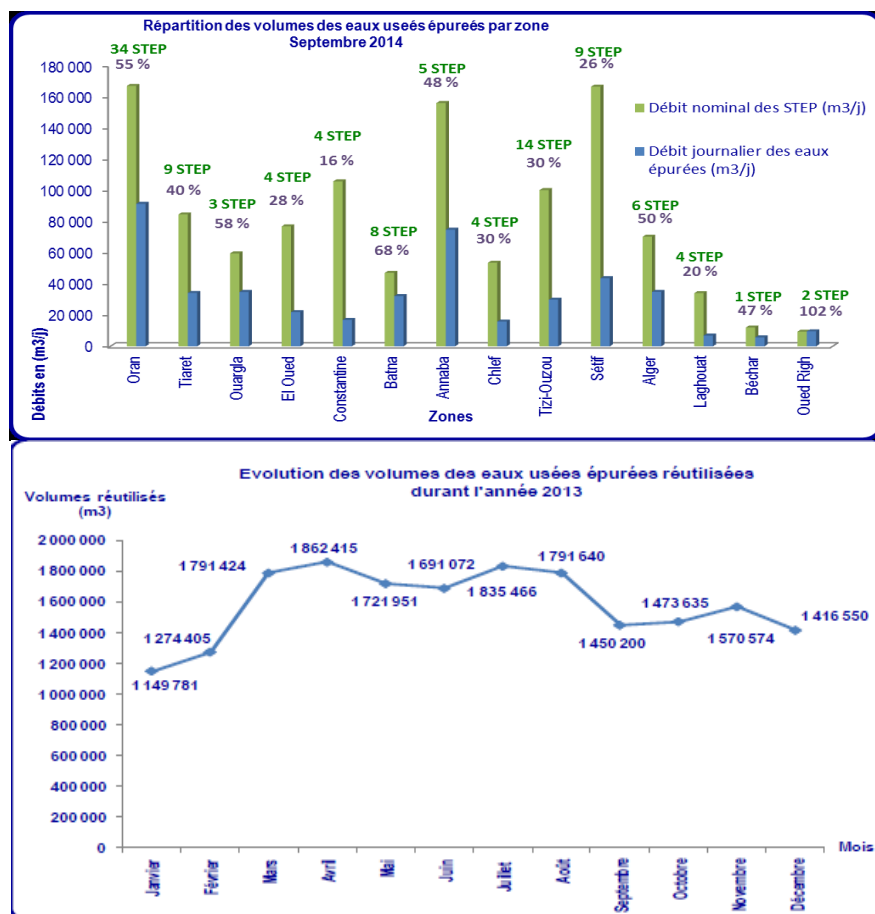


Figure 5 Statistiques sur la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie Source : (C.R.Bt)

I.3 Les usages de l'EUT

I.3.1 Réutilisation municipale

Les réutilisations d'eaux épurées en zone urbaine sont extrêmement nombreuses

L'irrigation d'espaces verts, qui est l'usage le plus commun et qui comprend l'irrigation des parcs publics ou privés, des terrains de sport, des terrains de golf, ainsi que des zones résidentielles et des jardins privés.

Autres utilisations urbaines tels que le nettoyage des rues, le lavage de voitures, la protection incendie, l'alimentation des chasses d'eau et certaines applications commerciales.

Le recyclage en immeuble qui se réfère essentiellement au recyclage de l'eau dans les bâtiments de grande hauteur, y compris des immeubles de bureaux, des centres commerciaux et des immeubles résidentiels privés.

Amélioration de l'environnement et les usages récréatifs pour la reconstitution et l'alimentation des plans d'eau, des lacs et des cours d'eau urbains, y compris ceux utilisés pour la natation (avec ou sans contact physique).

En Algérie, les eaux usées épurées sont réutilisées principalement par la protection civile qui récupère un volume de 18763 m³/mois d'eau usée épurée de la STEP de Tipaza pour lutter contre les incendies, et les collectivités locales qui récupèrent 12 m³/mois des eaux épurées pour le nettoyage de la ville à partir de la STEP de Boumerdès.

I.3.2 Réutilisation industrielle

Pour certains pays, l'eau recyclée fournit 85% des besoins globaux en eau pour l'industrie, Les applications sont nombreuses et on peut classer les secteurs où se pratique la REUT en fonction des différentes catégories d'activités industrielles : Le secteur chimique et para chimique ; Le secteur agro-alimentaire ; celui du cuir et du textile ; le secteur des industries mécaniques, métallurgiques et électroniques. En Algérie, le seul exemple à citer est celui de la STEP de Jijel, qui cède un volume de 15000 m³/mois d'eau usée au profit de la tannerie de Jijel.

➤ Le risque lié à la réutilisation industrielle

La qualité requise est spécifique à chaque industrie parce que sa composition chimique peut avoir des répercussions sur les processus industriels. Les préoccupations concernant principalement les phénomènes d'entartage, de corrosion, de développement de bactéries, d'encrassement, de formation de mousse, et de d'inhalation d'aérosols par les travailleurs. Il n'y a pas de problèmes sanitaires spécifiques à l'industrie et on retrouve les mêmes contaminants que pour les autres usages. (ASANO, 1998).

I.3.3 La production d'eau potable

La production d'eau potable est l'aboutissement le plus extrême de la réutilisation des eaux usées épurées. Elle a lieu essentiellement dans les zones arides ou semi – arides, et peut être directe ou indirect :

La réutilisation est direct quand l'eau ne revient jamais dans le milieu naturel ; les eaux épurées sont directement acheminées de la station d'épuration à l'usine de traitement pour l'eau potable (système « pipe to pipe »). L'unique exemple dans le monde de réutilisation directe se trouve en Afrique, à Windhoek, capitale de la Namibie. (ASANO, 1998). Cependant, ce mode de REUE est déconseillé ; il doit être mis en œuvre uniquement quand aucune autre solution n'est possible. (CROOK et al, 1999).

La réutilisation est indirecte et non planifiée quand les eaux épurées sont rejetées dans un cours d'eau ou une réserve souterraine qui sert à l'alimentation d'une usine de traitement, sans que ce lien soit volontaire. Cette notion est limite de la définition d'une REUE.

La réutilisation est indirecte et planifiée quand elle consiste à rejeter des effluents de station volontairement en amont d'une usine de traitement, au niveau le, plan d'eau ou de la nappe qui sert d'ultime réservoir naturel avant le pompage et le traitement c'est le cas du comté d'Essex en Angleterre ou une ville de 140000 habitants, Chelmsford, est alimentée en eau potable pendant l'été par des eaux épurées, après un passage dans la rivière chelem. (LUNN, 2001).

I.3.4 Réutilisation agricole

Avec l'augmentation de la demande de produits agricoles, les agriculteurs se tournent vers des sources d'eau non conventionnelles. En raison de leur forte teneur en nutriments, les eaux usées domestiques et municipales offrent une possibilité intéressante, notamment lorsque les ressources en eau classiques sont rares ou absentes.

La réutilisation des eaux usées en agriculture est une pratique millénaire qui a été développée par les anciennes civilisations et qui a été utilisée également jusqu'au 20ème siècle comme système d'épuration des eaux usées dans les champs d'épandage. En fait, le sol représente un filtre efficace avec jusqu'à une ou deux tonnes de micro-organismes « épurateurs » par hectare. Après le traitement adéquat des eaux usées, et le recours au traitement tertiaire jusqu'à un niveau de qualité spécifique au type d'usage.

L'utilisation de ces EUT apportent non seulement de l'eau pour les cultures, mais aussi contribuent à l'amélioration des rendements par l'apport de nutriments au plante, (notamment l'azote, phosphore et le potassium) ce qui réduit le besoins en engrais chimique, et l'amélioration des caractéristiques physique des sols grâce aux matières organique qu'elle contient ce qui prévient de l'érosion.

En Algérie Selon l'enquête, 25 STEP sont actuellement concernées par les projets de REUE pour l'irrigation de plus de 70 000 hectares de terres agricoles. Le ratio entre la réutilisation des eaux usées et l'affectation des ressources permet d'estimer la contribution de la réutilisation des eaux usées en irrigation. Cette contribution est de 13.37% dans le cas de la région hydrographique Chelif Zahrez, de 21.4% dans la région hydrographique Constantine- Seybousse-Mellegue, et de 34.92 % dans la région hydrographique Oranie-Chott-Chergui , on notera que la contribution des EUT frôle les 100% dans le cas du périmètre de Mléta dans la région de l'Oranie de l'Ouest algérien. (SEOR)

I.3.5 La recharge des nappes

La recharge artificielle, introduction artificiellement d'une quantité d'eau dans une formation aquifère perméable à travers un dispositif aménagé (Chaieb, 2010), est utilisée pour prévenir la réduction des niveaux d'eaux souterraines et pour préserver ses ressources pour leur utilisation future. La recharge d'un aquifère présente plusieurs avantages, comme une évaporation négligeable, une contamination par les animaux très faible et pas de floraison d'algues. De plus, la construction de canalisation n'est pas nécessaire. C'est aussi un moyen pour protéger les eaux souterraines de l'intrusion marine de prévenir l'affaissement des sols (UNEP et Global Environment Centre Foundation, 2005), d'accroître les ressources en eau et d'optimiser le régime d'exploitation des aquifères (Chaieb, 2010).

Un autre avantage de la recharge artificielle d'un aquifère est d'ôter aux effluents d'eaux usées leur identité, avec un impact psychologique positif pour l'acceptation par l'opinion de la réutilisation des eaux usées (UNEP, 2003).

I.4 Avantage et inconvénient de la réutilisation des EUT

I.4.1 Intérêt, avantages et bénéfices

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.
- 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.

2. Conservation et préservation des ressources

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

3. Aspects législatifs et sanitaires

- Anticiper la compatibilité avec les nouvelles tendances réglementaires.

4. Valeur économique ajoutée

- Éviter les coûts du développement, du transfert et de pompage de nouvelles ressources en eau douce.
- 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.

5. 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.
- Améliorer le cadre de vie et l'environnement.
- Proposer une alternative fiable aux rejets d'eaux usées dans les milieux sensibles.
- Profiter des nutriments apportés par l'eau d'irrigation pour augmenter la productivité des cultures agricoles et la qualité des espaces verts.

6. 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.

I.4.2 Défis et contraintes

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.

• Droit sur l'eau : qui possède l'eau recyclée et qui récupère les revenus ?

• Exploitation inappropriée et/ou qualité non-conforme.

2. Aspects sociaux-légaux

• Acceptation publique de la réutilisation.

• Répartition des responsabilités et gestion des litiges.

3. Aspects économiques

• Financement des infrastructures et des coûts d'exploitation.

• Recouvrement des coûts aléatoire.

• Demande saisonnière pour l'irrigation et besoin de stockage.

• Responsabilité pour la perte potentielle du revenu de la vente d'eau potable.

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.

5. Aspects technologiques

• Une grande fiabilité d'exploitation est requise.

• Importance du choix de la filière de traitement.

I.4.3 Problèmes de santé liés à la REUT

Le traitement des eaux usées doit se faire selon les normes afin d'éliminer toutes substances nocives et micro-organismes avant de l'utiliser pour l'irrigation car la présence de des substances toxique, de forte concentration de sel de agents pathogènes, cause de diverses problèmes de santé chez les êtres vivants.

Selon les organisme de santé mondiale, les risques liés à l'irrigation par eaux usées sont à l'origine de transmission de parasite intestinaux et de bactéries (les vers ronds, les trichures et les ankylostomes) provenant des champs irriguées qui provoque des maladies tels que la dysenterie, a diarrhée , le choléra et la typhoïde chez les consommateurs de cultures.

Les agents pathogènes microbiens provoquant des maladies chez l'homme, les types d'agents pathogènes entériques contaminant l'eau comprennent les bactéries, les protozoaires, les virus et les helminthes ; les facteurs de maladie d'origine hydrique : nombre d'agents pathogènes / leur degré dispersion dans l'eau/degré de contamination fécales de l'eau

Les parasites helminthes couramment observés dans les eaux usées et les boues d'épurations non traitées présentant des risques considérables pour la santé sont le ver rond, le ver à crochet et le ver à fouet.

Théoriquement, les bactéries pathogènes sont capables de s'auto-répliquer dans leur environnement, soit en dehors du corps de leur hôte ou à l'intérieur.

Les agents pathogènes entériques protozoaires sont des eucaryotes monocellulaires qui sont des parasites obligatoires. L'infection par ces protozoaires pourrait survenir après l'ingestion d'aliments ou d'eau contaminés par les oocystes.

I.5 Réglementation

La réglementation exige des niveaux de qualité pour les eaux usées épurées, déterminés par les taux de concentration des divers composants de ces eaux.

I.5.1 Les normes de L'OMS

L'Organisation Mondiale de la Santé (OMS) impose des normes concernant uniquement les quantités de micro-organismes. Les protozoaires ne sont pas inclus directement car il est considéré qu'ils sont éliminés en même proportion que les helminthes. Les virus ne sont pas considérés non plus, leur présence étant difficile à détecter lors des contrôles de routine. Ces normes sont destinées à une utilisation internationale, et sont donc adaptées aux pays en voie de développement. (alain, 2011)

I.5.2 Les normes Algérienne

Les eaux usées doivent impérativement obéir à des normes établies pour protéger les milieux récepteurs contre la pollution.

Le contexte réglementaire :

La réglementation algérienne est assez succincte concernant la réutilisation des eaux usées épurées. Les textes de la loi n° 05/12 du 04 Août 2005 relative à l'eau sont :

Art.2.- Les objectifs assignés à l'utilisation, à la gestion et au développement durable des ressources en eau visent à assurer :

- la préservation de la salubrité publique et la protection des ressources en eau et des milieux aquatiques contre les risques de pollution à travers la collecte et l'épuration des eaux usées domestiques et industrielles ainsi que des eaux pluviales et de ruissellement dans les zones urbaines.

Art. 4.- les eaux usées épurées et utilisées dans un but d'utilité publique font partie du domaine public hydraulique naturel.

Art. 43.- conformément aux dispositions des articles 48 à 51 de la loi n° 03-10 du 19 Joumada El-Oula 1424 correspondant au 19 Juillet 2003 relative à la protection de l'environnement dans le cadre du développement durable.

Les milieux hydriques et les écosystèmes aquatiques doivent être protégés de toute forme de pollution susceptible d'altérer la qualité des eaux et de nuire à leurs différents usages.

Art. 46.- Sont interdits :

- tout déversement ou rejet d'eaux usées en toute nature dans les puits, forages, galerie de captage, fontaines et abreuvoirs publics, oueds à sec et canaux.

Art. 52.- Les caractéristiques techniques des systèmes d'épuration des eaux usées sont fixées par voie réglementaire en prenant en compte notamment les critères relatifs aux agglomérations, aux possibilités d'utilisation des eaux épurées, aux risques de contamination et de pollution.

Art. 77.- Sont soumises au régime de la concession d'utilisation des ressources en eau, les opérations portant sur la réalisation d'infrastructures destinées à l'utilisation d'eaux usées épurées pour des usages agricoles individuels ou collectifs ou pour des usages industriels.

Art. 82.- Les cahiers de charges portant sur la concession d'utilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation de certaines cultures ou l'arrosage d'espaces vert doit tenir compte des mesures préventives liées aux risques sanitaires et aux impacts sur l'environnement.

Art. 93.- Des aides et soutiens de toute nature peuvent être accordés aux personnes physiques ou morales, de droit public ou privé, qui initient et mettent en œuvre des opérations portant notamment sur l'utilisation des eaux usées épurées en vue de valoriser les eaux traitées.

Art. 130.- L'utilisation des eaux usées brutes pour l'irrigation est interdite. (Journal officiel de la république Algérienne n° 06, 2005)

➤ Normes de qualité des eaux en irrigation (conductivité)

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

- C1 : $0 < 0,25$ mmhs/cm ou ds/m : 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 : $0,25 < CE < 0,75$ mmhs/cm ou ds/m : l'eau à salinité moyenne, peu de danger si elle est utilisée avec un léger lessivage pour les plantes modérément tolérantes aux sels.

- C3 : $0,75 < CE < 2,25$ mmhs/cm ou ds/m : l'eau à salinité à prendre en considération, pour les sols à drainage restreint.

- C4 : $2,25 < CE < 5$ mmhs/cm ou ds/m : 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 tolérante.

- C5 : $CE > 5$ mmhs/cm ou ds/m : l'eau est inutilisable sauf sur des sables lessivés et drainés et pour des cultures extrêmement tolérantes (ex : palmiers et dattiers)

Tableau 3- Les normes de rejets des eaux usées selon l'OMS

Caractéristiques	Normes utilisées (OMS)
PH	6.5-8.5
DBO ₅	<30 mg/l
DCO	<90 mg/l
MES	<20 mg/l
NH ₄ ⁺	<0.5 mg/l
NO ₂	1 mg/l
NO ₃	<1 mg/l
P ₂ O ₅	<2 mg/l
Température	<30°C
Couleur	Incolore
Odeur	Inodore

Tableau 4 Recommandation de l'OMS (categorie des EUT)

catégories	Groupe exposé	Conditions de réutilisation	Œuf d'helminthes (NPP/ml)
A	Travailleur /consommateurs/public	Irrigation de cultures pouvant être consommées crues, terrain de sport, parc public	≤ 1
B	travailleurs	Irrigation de culture céréalières, industrielles, de fourrage, d'arbres fruitier et de pâturages	≤ 1
C	personne	Irrigation localisée de la catégorie B, sans exposition possible avec les travailleurs ou lepublic	Non applicable

Tableau 5 Les valeurs limites des paramètres de rejet dans un milieu récepteur (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006)

Paramètres	Unités	Normes
Température	°C	30
Ph	mg/l	6.5-8.5
MES	mg/l	35
Turbidité	mg/l	50
DBO ₅	mg/l	35
DCO	mg/l	120
Azote Kjeldahl	mg/l	30
Phosphates	mg/l	02
Phosphore total	mg/l	10
Cyanures	mg/l	0.1
Aluminium	mg/l	03
Cadmium	mg/l	0.2
Fer	mg/l	03
Manganèse	mg/l	01
Mercure total	mg/l	0.01
Nickel total	mg/l	0.5
plomb total	mg/l	0.5
Cuivre total	mg/l	0.5
Zinc total	mg/l	03
Huiles et Graisses	mg/l	20
Hydrocarbures totaux	mg/l	10
Indice Phénols	mg/l	0.3
Fluor et composés	mg/l	15
Etain total	mg/l	02
Composés organiques chlorés	mg/l	05
Chrome total	mg/l	0.5
(*) Chrome III+	mg/l	03
(*) Chrome V I+	mg/l	0.1
(*) Solvants organiques	mg/l	20
(*) Chlore actif	mg/l	1.0
(*) PCB	mg/l	0.001
(*) Détergents	mg/l	02
(*) Tensioactifs anioniques	mg/l	10

(*) Valeurs fixées par le Décret exécutif n° 93-160 du 10 Juillet 1993

Conclusion

Lors de ces dernières années l'eau devient rare, en particulier dans les régions arides et semi-arides. Pour remédier à cette situation, les chercheurs envisagent depuis longtemps utilisation des eaux usées comme une alternative à l'eau d'irrigation.

Actuellement, environ 20 millions d'hectares de terres agricoles ont été irrigués avec des eaux usées dans le monde entier, contribuant ainsi de manière significative à la sécurité alimentaire.

Cependant, les eaux usées peuvent contenir plusieurs substances, minéraux et produits toxique qui ont des effets néfastes sur l'environnement, le sol, les eaux souterraines et la santé de l'homme, si ils ne sont pas utilisées avec une bonne stratégie.

De nombreuses stratégies de traitement telles que le procédé par boues activée le traitement membranaire ont été établi afin d'éliminer les substances nocives des eaux usées.

Ces alternatives peuvent orienter sur des recherches pour la mise au point d'une stratégie de gestion respectueuse de l'environnement, économiquement, efficace et durable pour l'utilisation des eaux usées pour l'irrigation.

CHAPITRE II

Généralités sur les eaux usées et leur traitement

II. Introduction

L'effluent entrant en station est dénommé "eaux usées», les eaux usées sont des liquides de composition hétérogène, chargées de matières minérales ou organiques, pouvant être en suspension ou en solution, et dont certains peuvent avoir un caractère toxique.

Cette partie a pour but de rappeler les connaissances de base liés aux eaux usées et processus d'épuration de ces eaux non conventionnels.

II.1 Caractéristique de l'effluent entrant en station d'épuration

II.1.1 Origine des eaux usées

II.1.1.1 Les effluents domestiques

Les effluents domestiques sont un mélange d'eaux contenant des déjections humaines : eau de vanne (urines, fèces) et eaux ménagères (eaux de toilette et de nettoyage des sols et des aliments) et on peut y assimilé les eaux pluviales. Ces eaux sont généralement constituées de matières organiques dégradables et de matières minérales, ces substances sont sous forme dissoute ou en suspension.

En Algérie, la pollution journalière produite par une personne utilisant de 150 à 200 litres d'eaux est évaluée :

- de 70 à 90 g de matières en suspension
- de 60 à 70 g de matières organiques
- de 15 à 17 g de matières azotées
- 4 g de phosphores
- Plusieurs milliards de germes pour 100 ml

II.1.1.2 Les effluents industriels

Ces eaux sont l'origine d'activités industrielles. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques, azotées ou phosphorées, elles sont chargées en différentes substances chimiques organiques et métalliques. Selon leur origine industrielle

Elles peuvent également contenir :

- Des graisses (industries agroalimentaires...).
- Des hydrocarbures (raffineries).
- Des métaux (traitements de surface, métallurgie).
- Des acides des bases et divers produits chimiques (industries chimiques diverses, tanneries)
- De l'eau chaude (circuit de refroidissements des centrales thermiques).
- Des matières radioactives (centrales nucléaires, traitement des déchets radioactifs).

II.1.1.3 Les effluents d'agriculture

L'agriculture constitue la première cause des pollutions diffuses. Les pollutions d'origine agricole englobent à la fois celles qui ont trait aux cultures (pesticides et engrais) et à l'élevage, ces eaux agricoles issues de terres cultivées chargés d'engrais nitrates et phosphatés, conduisent par ruissellement peuvent causer la pollution des nappes les plus superficielles et des eaux des cours d'eau ou des retenues.

II.1.2 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 :

II.1.2.1 Paramètres physiques

II.1.2.1.1 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.

II.1.2.1.2 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.

II.1.2.1.3 Couleur

La coloration d'une eau peut être soit d'origine naturelle, soit associée à sa pollution (composées organiques colorées). 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.

II.1.2.1.4 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 :

$$\text{Unité JTU (Jackson Turbidity Unit)} = \text{Unité FTU (Formazine Turbidity Unit)} = \text{Unité NTU (Nephelometric Turbidity Unit)}$$

II.1.2.1.5 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 :

$$\text{MES} = 30\% \text{ MMS} + 70\% \text{ MVS}$$

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.

II.1.2.2 Paramètres chimiques

II.1.2.2.1 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

$$1 \text{ S/m} = 10^4 \mu\text{S/cm} = 10^3 \text{ mS/m}$$

II.1.2.2.2 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 H_3O^+ (noté H^+ pour simplifier).

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

II.1.2.2.3 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.

II.1.2.2.4 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) :

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

II.1.2.2.5 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.

II.1.2.2.6 Azote Global (NGL)

Quantité totale d'azote (en N mg/l) correspondant à l'azote organique (N_{org}) et ammoniacal (ion ammonium, NH₄⁺) et aux formes minérales oxydées de l'azote nitrates (NO₃⁻) et nitrites (NO₂⁻). L'azote Kjeldahl (NTK) représente l'azote organique et ammoniacal.

II.1.2.2.7 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).

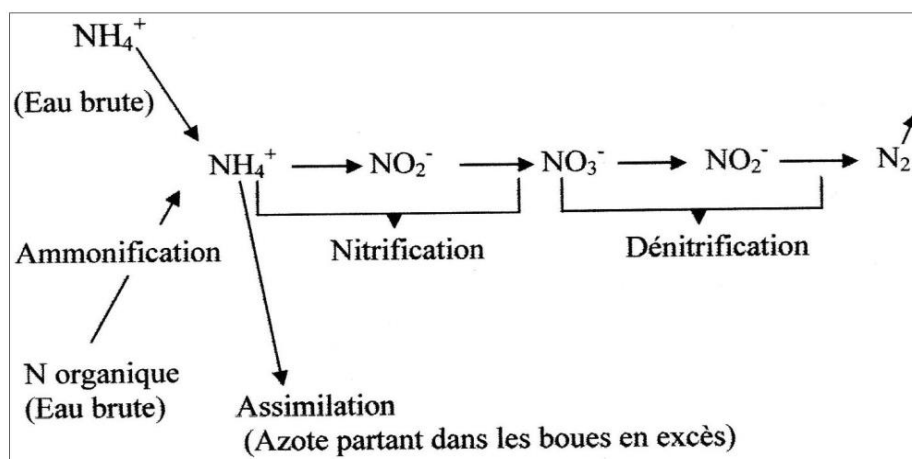


Figure 6 Les différentes étapes de la métabolisation de la pollution azotée

II.1.2.2.8 Phosphore Total (PT)

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^-).

II.1.2.2.9 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.

II.1.2.2.10 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.

II.1.2.2.11 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 C_m 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 floes prennent des dimensions anormalement élevées et décantent mal. C'est le phénomène de gonflement des boues ou « Bulking ».

II.1.2.2.12 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.

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

C : concentration en ion en mol/m³

Na : Sodium ; Ca : Calcium ; Mg : Magnésium

Si les unités sont en meq/L, la somme de C_{Ca} + de C_{Mg} doit être divisée par deux avant de prendre la racine carrée.

Tableau 6 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.
Elevé	> 9.0	Dommages sévères.

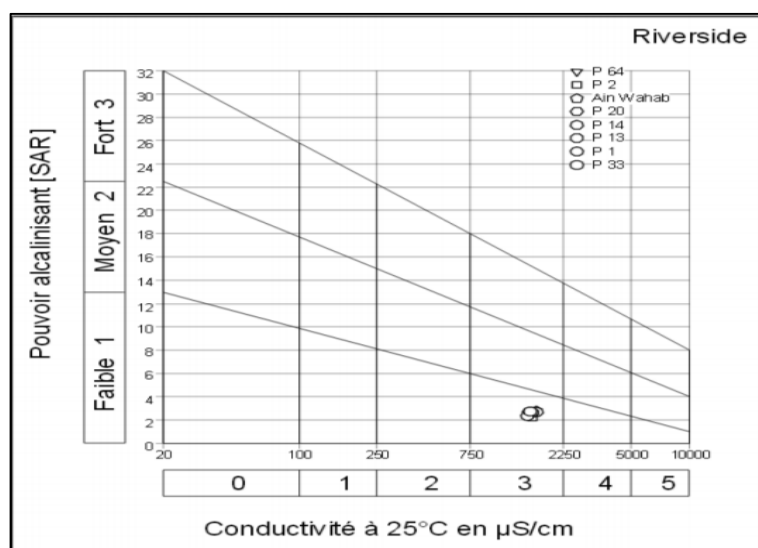


Figure 7 Représentation graphique de la relation du SAR et CE

II.1.2.2.13 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.

II.1.2.3 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 :

II.1.2.3.1 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.

II.1.2.3.2 Les bactéries

Les eaux usées urbaines contiennent environ 10^6 à 10^7 bactéries /100 ml, dont 10^3 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.

II.1.2.3.3 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.

II.1.2.3.4 Helminthes

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

II.2 L'épuration des eaux usées

La Station d'épuration, restant un outil fondamental pour la protection des milieux naturels, peut donc comporter plusieurs étages. L'étage primaire est constitué par les prétraitements et la décantation primaire. L'étage secondaire associe l'épuration biologique et la décantation secondaire. En fin, lorsque la nécessité d'un traitement poussé apparaît, un traitement tertiaire est ajouté. Tous ces procédés produisent des déchets et des boues, qui, grâce à la chaîne de traitement, seront eux aussi traités.

II.2.1 Traitement classique

II.2.1.1 Prétraitement

Le prétraitement vise à protéger le relèvement des eaux brutes et plus généralement à éliminer tout ce qui pourrait gêner les traitements ultérieurs, ce sont des opérations de séparation de phases non-miscibles dont l'une au moins est liquide. Suivant la qualité de l'eau à traiter. Plusieurs opérations peuvent être nécessaires, parmi lesquelles :

II.2.1.1.1 Dégrillage

Ce procédé de séparation physique permet d'éliminer les corps flottants et les gros déchets par l'intermédiaire de grille (barreaux) placées en travers du canal d'amenée afin de protéger les installations contre les obstructions, Parmi l'espacement des barreaux on distingue :

- pré dégrillage (dégrillage grossier) : espacement 30 à 100mm (déchet de dimension > 15mm)
- dégrillage fin : espacement 3 à 10mm (déchet de dimension > 6mm)



Figure 8 Ouvrage de dégrillage

II.2.1.1.2 Dessablage

C'est un procédé qui consiste à l'élimination des sables par décantation (utilisant les forces de gravité pour séparer les particules de densité supérieure à celle du liquide en provoquant leur dépôt) présents dans l'effluent brute est indispensable pour protéger les conduit et les pompes contre l'érosion et le colmatage.

II.2.1.1.3 Dégraissage déshuilage

C'est une opération destinée à réduire les graisses et huiles non émulsionnées par simple flottation en surface (visant à séparer les phases liquide-liquide par la poussée d'Archimède).

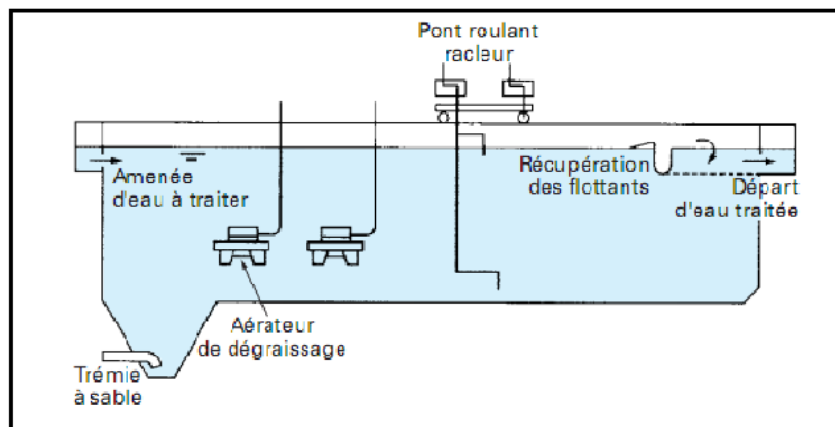


Figure 9 Ouvrage de dessablage-déshuilage combinés

II.2.1.2 Traitement primaire (décantation primaire)

Elle consiste en une séparation des éléments liquides et des éléments solides sous l'effet de la pesanteur. Les matières solides se déposent dans le fond d'un ouvrage appelé décanteur pour former les boues primaires. Ces dernières sont récupérées au moyen d'un système de raclage.

Ce traitement s'effectue par des voies physico-chimiques pour faciliter la décantation.

- La décantation simple : processus physique de séparation sous l'action de la pesanteur. Les matières en suspension ou colloïdales tendent à se séparer du liquide par sédimentation.

- La décantation associée : le principe ici est de favoriser l'agrégation des molécules en suspension grâce aux techniques de coagulation (annule les charges électriques des particules en suspension par l'ajout de réactifs minéraux) et de floculation pour former des floes plus gros et faciliter la décantation.

Durant la phase de traitement primaire, une quantité importante de la pollution totale est éliminée (abattement des matières en suspension MES pouvant atteindre 90% et de la demande biochimique en oxygène DBO de l'ordre de 35%. (CARDOT ,1999). La DCO et la concentration en azote peuvent également être réduits durant cette phase de traitement.

II.2.1.3 Le traitement secondaire (épuration biologique)

C'est une technique de réduction biologique de la matière organique restant dans le flux liquide après élimination de 40% à 60 % des solides en

Suspension et de 20% à 40 % de la DBO5 par les procédés physiques du traitement primaire.

Le traitement secondaire est en fait une technique qui exploite et accélère le processus naturel d'élimination des déchets. En présence d'oxygène, les bactéries aérobies transforment la matière organique en composés stables, tels que le dioxyde de carbone, l'eau, les nitrates et les phosphates.

Ils permettent de faire passer les éléments présents sous forme soluble ou colloïdales en éléments floculables et de constituer des agrégats que l'on peut de nouveau séparer de la phase liquide. La production de nouveaux matériaux organiques est le résultat indirect du traitement biologique, et cette matière doit être éliminée avant que les eaux usées ne parviennent dans le milieu collecteur. Parmi les divers organismes responsables des phénomènes biologiques, les bactéries sont les plus importantes et les plus nombreuses.

La dégradation biologique s'accomplit en deux phases presque simultanées :

- **Une phase d'adsorption**, très rapide, au cours de laquelle les substances organiques s'adsorbent sur la membrane extérieure des cellules
- **Une phase d'oxydation**, plus lente, au cours de laquelle a lieu l'oxydation des matières en produits de décomposition tels que CO₂ et H₂O.

Classification des procédés d'épuration biologique

On distingue deux principaux types de procédés biologiques :

- Les procédés extensifs ou naturels.
- Les procédés intensifs ou artificiels.

II.2.1.3.1 Les procédés extensifs ou naturels

Les procédés extensifs correspondent à des procédés d'épuration dans lesquels la concentration en organisme épurateur est faible.

Elles comportent normalement pas de recyclage de liqueur bactérienne sauf dans certains cas où une recirculation d'un complexe algo-bactérien est utilisée. On peut distinguer les techniques à culture libre (lagunage) et les techniques à culture fixées (épuration par le sol). Elles mettent en jeu des phénomènes d'autoépuration naturelle complexe dépendant des conditions climatiques et dont les équilibres ne sont pas toujours aisément maîtrisables. Parmi c'est procédés le lagunage naturel :

➤ Lagunage naturel :

L'épuration est assurée grâce à un long temps de séjour, dans plusieurs bassins étanches disposés en série. Le nombre de bassin le plus communément rencontré est de 3 (figure 10), cependant, utiliser une configuration avec 4 voire 6 bassins permet d'avoir une désinfection plus poussée.

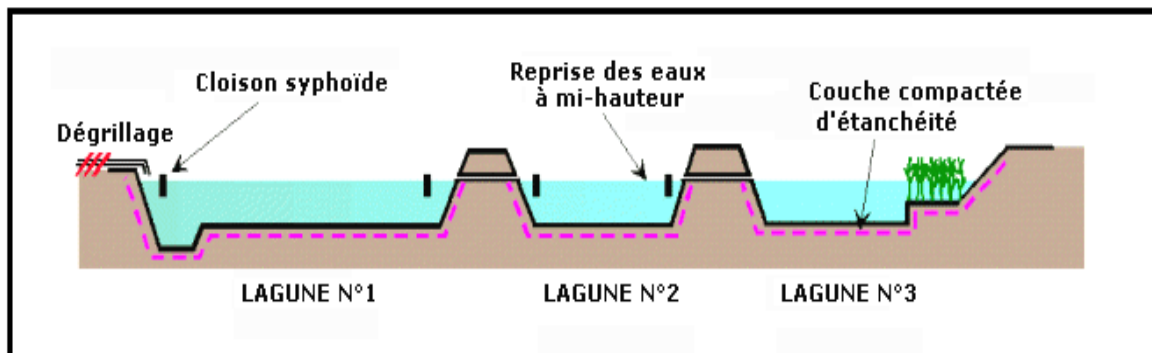


Figure 10 Lagunage naturel

Le mécanisme de base sur lequel repose le lagunage naturel est la photosynthèse. La tranche d'eau supérieure des bassins est exposée à la lumière. Ceci permet l'existence d'algues qui produisent l'oxygène nécessaire au développement et maintien des bactéries aérobies. Ces bactéries sont responsables de la dégradation de la matière organique. Le gaz carbonique formé par les bactéries, ainsi que les sels minéraux contenus dans les eaux usées, permettent aux algues de se multiplier. Il y a ainsi prolifération de deux populations interdépendantes : les bactéries et les algues planctoniques, également dénommées "microphytes". Ce cycle s'auto-entretient tant que le système reçoit de l'énergie solaire et de la matière organique. En fond de bassin, où la lumière ne pénètre pas, ce sont des bactéries anaérobies qui dégradent les sédiments issus de la décantation de la matière organique. Un dégagement de gaz carbonique et de méthane se produit à ce niveau. Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel sont indiqués sur la figure 11.

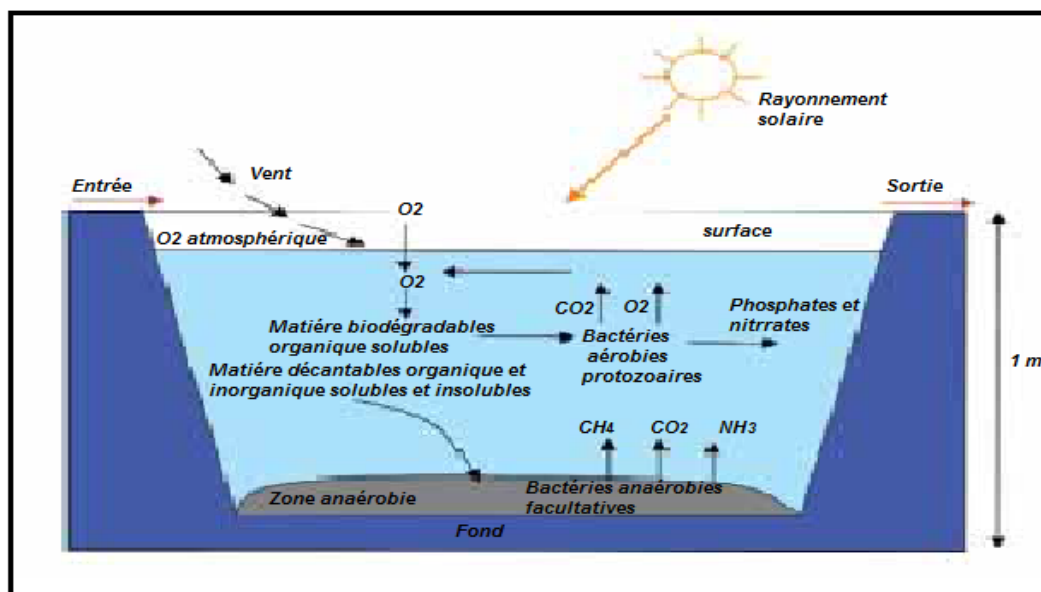


Figure 11 Les mécanismes en jeu dans les bassins de lagunage naturel.

➤ lagunage aéré :

Version intensive du lagunage, nécessitant une emprise nettement moindre que le lagunage nature, le lagunage aéré consiste à intensifier l'activité aérobie par un brassage et une aération artificielle par des aérateurs mécanique flottants ou fixes ou une insufflation d'air. Les équilibres biologiques sont voisins de ceux du procédé classique par boues activées. Mais en l'absence de recirculation de biomasse dans le système, la concentration en micro-organismes est faible et la décantation lente. La figure 12 représente le schéma de principe d'un lagunage aéré.

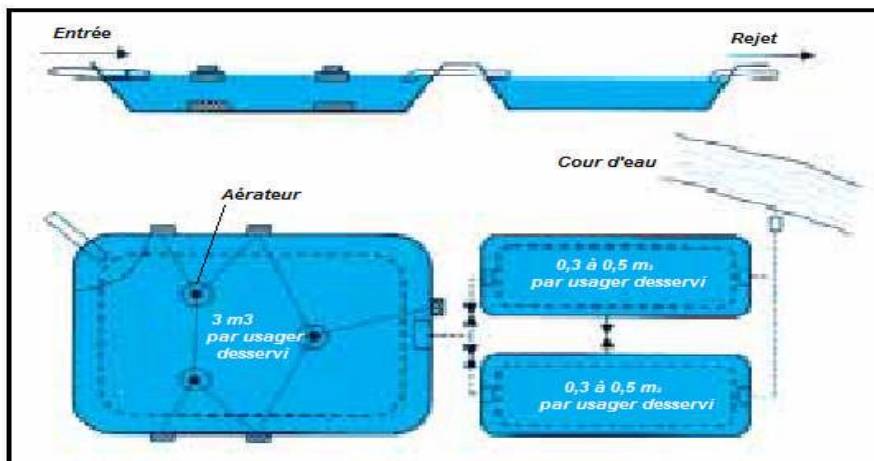


Figure 12 Schéma de principe d'un lagunage aéré

Tableau 7 récapitulatif des Avantages et inconvénients

Procédés	Avantages	Inconvénients
lagunage naturel	<ul style="list-style-type: none"> -Un apport d'énergie n'est pas nécessaire si le dénivelé est favorable -L'exploitation reste légère, mais si le curage global n'est pas réalisé à temps, les performances de la lagune chutent très sensiblement ; -Elimine une grande partie des nutriments : phosphore et azote (en été) ; -Très bonne élimination des germes pathogènes en été, bonne en hiver ; -S'adapte bien aux fortes variations de charge hydraulique ; -Pas de construction "en dur", le génie civil reste simple ; -Les boues de curages sont bien stabilisées (sauf celles présentes en tête du premier bassin) et faciles à épandre sur sol agricole. 	<ul style="list-style-type: none"> -Forte emprise au sol ; -Coût d'investissement très dépendant de la nature du sous-sol. Dans un terrain sableux ou instable, il est préférable de ne pas se tourner vers ce type de lagune ; -Performances moindres que les procédés intensifs sur la matière organique. Cependant, le rejet de matière organique s'effectue sous forme d'algues, ce qui est moins néfaste qu'une matière organique dissoute pour l'oxygénation du milieu en aval. Ce rejet reste faible en été (évapotranspiration), période la plus défavorable pour les cours d'eau, ce qui permet un rendement excellent en flux rejeté ; -Qualité du rejet variable selon les saisons.

<p>lagunage aéré</p>	<ul style="list-style-type: none"> -Variation de charges hydrauliques et/ou organiques importantes ; -Effluents très concentrés ; -Effluents déséquilibrés en nutriments (cause de foisonnement filamenteux en boues activées) -Traitements conjoints d'effluents domestiques et industriels biodégradables ; -Bonne intégration paysagère ; -Boues stabilisées ; -Curage des boues tous les deux ans. 	<ul style="list-style-type: none"> -Rejet d'une qualité moyenne sur tous les paramètres ; -Présence de matériels électromécaniques nécessitant l'entretien par un agent spécialisé ; -Nuisances sonores liées à la présence de système d'aération ; -Forte consommation énergétique.
----------------------	---	--

II.2.1.3.2 Les procédés intensifs ou artificiel

Les techniques les plus développées au niveau des stations d'épuration urbaines sont des procédés biologiques intensifs.

Le principe de ces procédés est de localiser sur des surfaces réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières organiques que l'on peut observer dans le milieu naturel.

Trois grands types de procédés sont utilisés :

- les lits bactériens et disques biologiques
- les boues activées

➤ Les disques biologiques

Dans ce procédé, les micro-organismes sont fixés sur des disques à demi immergés et tournant lentement (quelques tours par minute) autour d'un axe horizontal. La biomasse est ainsi alternativement mouillée par les eaux résiduaires et aérée par l'air ambiant. Cette technique présente l'avantage d'être peu coûteuse en énergie mais peut entraîner l'émanation d'odeurs.

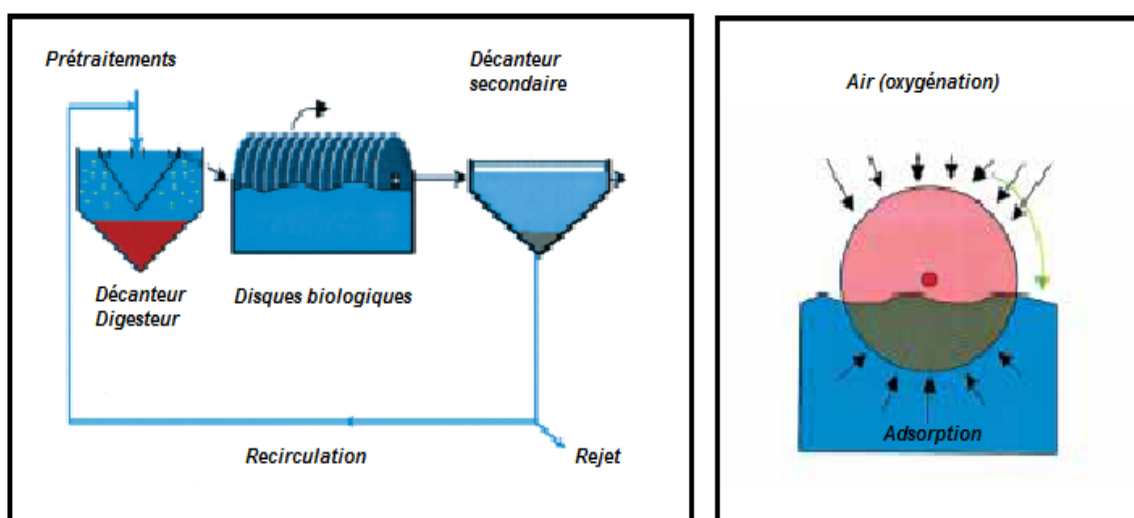


Figure 13 Synoptique d'une station d'épuration principe comportant un disque biologique

➤ lits bactériens

Le mode de fonctionnement d'un lit bactérien consiste à faire ruisseler l'eau à traiter, préalablement décantée primaire, sur une masse de matériaux (naturel ou plastique) servant de support aux micro-organismes épurateurs qui y forment un film épais.

Les micro-organismes fixés éliminent les matières organiques par absorption des constituants solubles et en suspension. L'oxygène nécessaire au métabolisme aérobie est fourni par tirage naturel ou par ventilation forcée. La figure 13 représente un Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien.

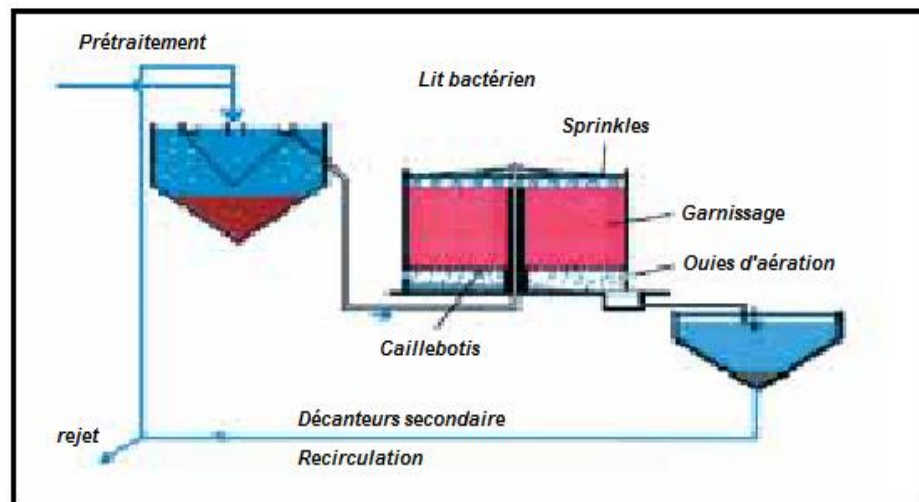


Figure 14 synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien

➤ Boues activées

Les boues actives sont des systèmes qui fonctionnent biologiquement, avec une aération artificielle, comme les lagunes aérées. La différence réside dans la recirculation des organismes actifs (les boues activées) du décanteur secondaire vers le bassin d'aération. Cette circulation a deux conséquences :

- la recirculation des boues activées dans le bassin d'aération peut être augmentée par rapport à une situation sans circulation. Une même quantité d'organisme actif peut donc être contenue dans un plus petit volume (économie d'espace).
- le temps de séjour des organismes actifs le système est plus élevé que le temps de séjour l'eau.

Le contrôle de temps de séjours des boues activées permet de maîtriser la capacité nitrifiante des boues et le degré d'oxydation des matières organiques solides. Cette technologie occupe une place très importante dans l'épuration des eaux usées urbaines. C'est un mode épuratoire très répandu.

Tableau 8 récapitulatif des avantages et inconvénients

Procédés	Avantages	Inconvénients
disque biologique, lit bactérien	<ul style="list-style-type: none"> -Faible consommation d'énergie ; -Fonctionnement simple demandant moins d'entretien et de contrôle que la technique Des boues activées ; -Bonne décantabilité des boues Plus faible sensibilité aux variations de charge et aux toxiques que les boues activées -Généralement adaptés pour les petites collectivités -Résistance au froid (les disques sont toujours protégés par des capots ou par un petit bâtiment). 	<ul style="list-style-type: none"> -Performances généralement plus faibles qu'une technique par boues activées. Cela tient en grande partie aux pratiques anciennes de conception. Un dimensionnement plus réaliste doit permettre d'atteindre des qualités d'eau traitée satisfaisantes ; -Coûts d'investissement assez élevés (peuvent être supérieurs d'environ 20 % par rapport à une boue activée) ; -Nécessité de prétraitements efficaces ; -Sensibilité au colmatage ; -Ouvrages de taille importante si des objectifs d'élimination de l'azote sont imposés.
boues activées	<ul style="list-style-type: none"> -Adaptée pour toute taille de collectivité (sauf les très petites) ; -Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification) ; -Adapté pour la protection de milieux récepteurs sensibles ; -Boues (cf. glossaire) légèrement stabilisées ; -Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée. 	<ul style="list-style-type: none"> -Coûts d'investissement assez importants ; -Consommation énergétique importante ; -Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière ; -Sensibilité aux surcharges hydrauliques ; -Décantabilité des boues pas toujours aisées à maîtriser ; -Forte production de boues qu'il faut concentrer.

II.2.1.4 Décantation secondaire

La séparation du floc bactérien et de la liqueur interstitielle, ou clarification, est normalement assurée par décantation. Dans un procédé continu d'épuration, ce décanteur, séparé du réacteur proprement dit, est appelé décanteur secondaire.

Les boues activées sont floconneuses, d'une densité très voisine de celle de l'eau. Leur décantabilité, que l'on contrôle par l'indice de MOHLMAN, dépend d'un certain nombre de facteurs qui influent sur les caractéristiques du floc bactérien :

Présence de rejets industriels, teneur en oxygène dissous, variation des conditions de charge des micro-organismes tout au long du cycle de traitement, mode d'aération, température, etc.

➤ Indice de MOHLMAN

L'essai est exécuté dans une éprouvette de 1 litre que l'on remplit d'une liqueur mixte prélevée dans le bassin de traitement biologique, puis on note le volume de boue après 30 minutes.

$$IM = \frac{V_{30}}{P}$$

Dont :

V : volume occupé par la boue (ml)

P : poids sec (g)

Dans le cas de notre étude sur la Step Elkarma, la concentration en MES dans le bassin d'aération est de 4 g/l. Après 30 min de décantation, le volume de boue occupé dans l'éprouvette est 250 ml. On a donc :

$$IM = 250 / 4 = 62,5 \text{ ml/g}$$

Décantabilité et concentration des boues activées conditionnent, avec le débit d'eau traitée et le débit traversier total (débit traité + débit recyclé), le bon fonctionnement des décanteurs secondaires. Ceux-ci assurent deux fonctions tout aussi importantes l'une que l'autre - clarification de l'effluent, - épaissement de la boue recerclée.

Le rôle de la décantation secondaire est d'assurer une meilleure séparation de la biomasse de l'eau traitée et de permettre par ailleurs un premier épaissement des boues biologiques décantées. Le but de cette opération est la séparation de l'eau épurée des boues qu'elle contient.

II.2.1.5 Traitements tertiaires ou complémentaires

En général, les techniques d'épuration, même les plus sévères, laissent passer dans l'eau épurée des matières organiques difficilement biodégradables et échappent à la meilleure décantation. Ainsi même après un traitement secondaire, l'eau véhicule presque toujours des micro-organismes et des micropolluants.

Dans le cas d'une éventuelle réutilisation de cette eau, il convient d'utiliser des procédés d'élimination de cette pollution résiduelle.

On parlera donc de correction chimique ce qui permettra de donner à l'eau une qualité meilleure pour sa réutilisation. La principale méthode utilisée est la désinfection.

Il existe de nombreuses techniques de désinfection des fluides et des surfaces parmi elles :

- Désinfection à l'ozone ;
- Désinfection par rayonnement UV ;
- Désinfection utilisant le dioxyde de chlore.

On peut citer aussi par exemple : l'échange ionique et l'adsorption sur du charbon actif. Le coût excessif du traitement tertiaire explique pourquoi dans la majorité des stations d'épuration ce type de traitement est inexistant. Ce coût ne se représente pas seulement le prix des réactifs ou des équipements mais aussi celui d'un personnel hautement qualifié.

II.2.2 Le traitement des boues

Les boues extraites des décanteurs ont une teneur en eau voisine de 85 % et sont fermentescibles. En fonction de leur destination, elles font l'objet d'un traitement et d'un conditionnement ayant comme objectif de réduire leur volume et de les stabiliser.

➤ L'épaississeur

Est le passage obligé pour réduire à faible coût le volume des boues à traiter. Il agit comme un décanteur et réduit légèrement la teneur en eau.

➤ La Digestion

La digestion est un procédé de stabilisation, elle se traduit par une dégradation de matières organiques volatiles. Elle vise les objectifs suivants :

- Réduire le volume et la masse de boues afin de limiter les couts d'évacuation,
- Stabiliser la boue, c'est à dire la transformer de telle sorte qu'elle devienne très lentement biodégradable. Cette stabilisation doit se traduire concrètement par l'absence de nuisances et une destruction partielle de germes pathogènes,
- De réduire les quantités de boues à déshydrater, la consommation d'électricité, de polymères, de sels de fer ou de chaux. (Chaouch, 2013)

➤ Les Lits de séchage

Le principe du lit de séchage est d'épandre des boues liquides sur une grande surface avec un lit constitué de graviers et de sable, permet la réduction significative de la teneur en eau par utilisation d'énergie solaire thermique, Il se pratique soit à l'air libre soit en bâtiment fermé avec une ventilation mécanique.

Cette technique présente des avantages puisque on utilise une source d'énergie renouvelable, ainsi que les boues séchées viens par cette technique peuvent être acceptée par divers filières de valorisation énergétique ou d'élimination. (Bouaissa, 2015)

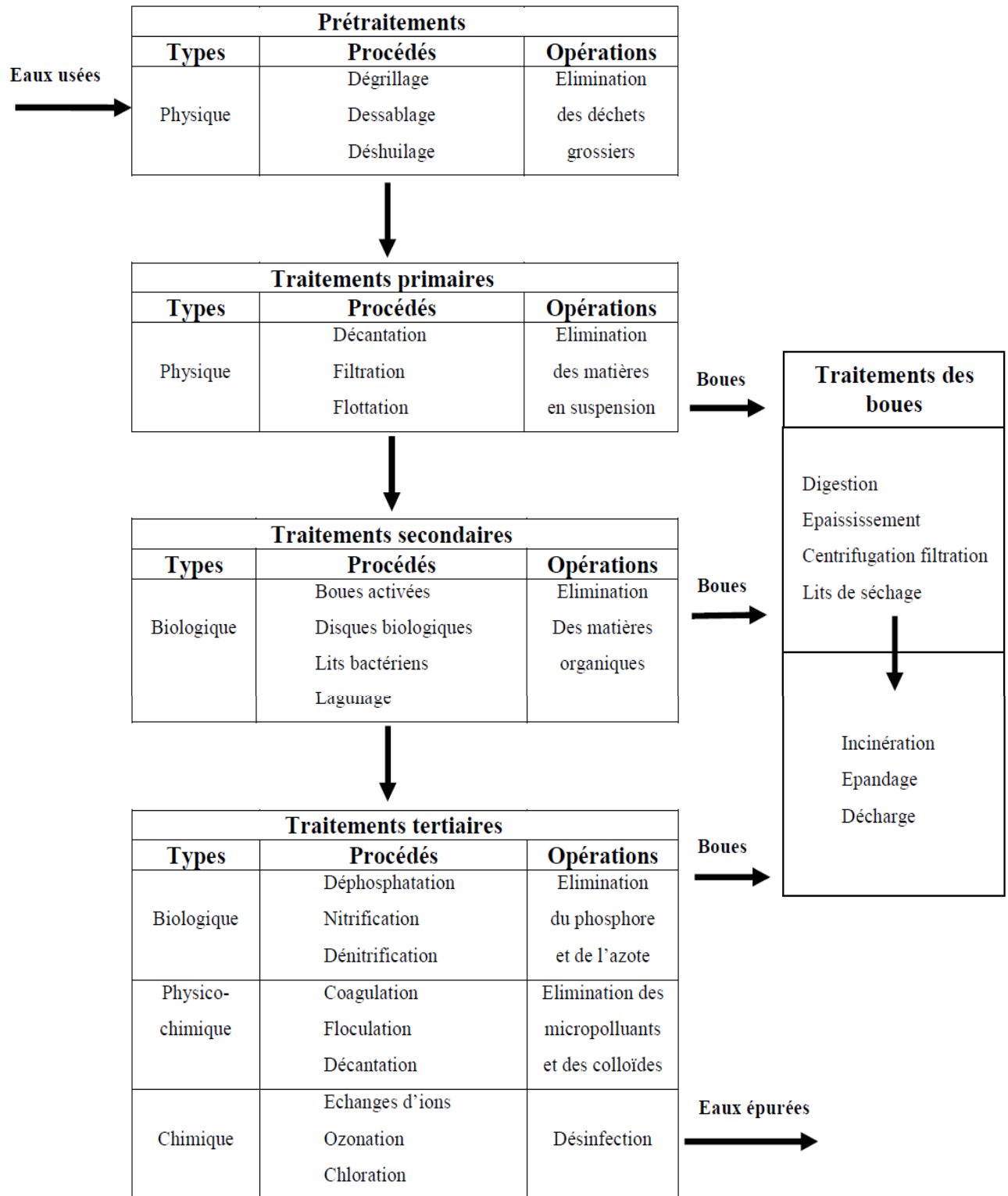


Figure 15 Filière d'épuration

II.2.3 Procèdes de séparation membranaire

La filtration sur membrane est un procédé utilisant des barrières physiques comme les membranes perméables à l'eau pour séparer les particules de l'eau à nettoyer. Les membranes ont des pores fines par lesquelles l'eau peut s'échapper (appelée « perméat »). Les matières solides, les bactéries etc. sont retenues par les membranes et sont ainsi séparées de l'eau à nettoyer.

II.2.3.1 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. A 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.

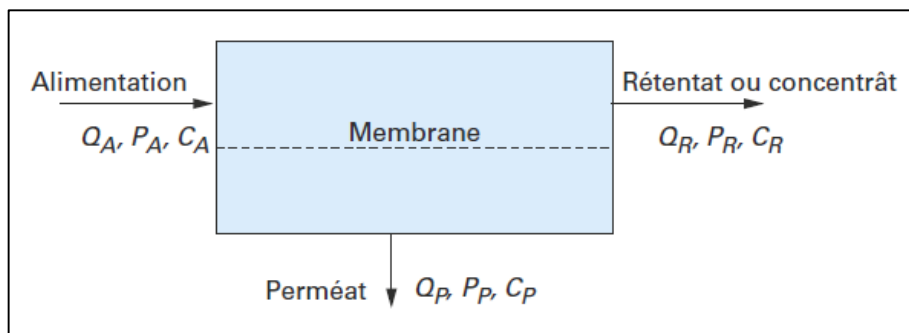


Figure 16 Schéma de principe d'un procédé de séparation (IT©)

II.2.3.2 Définition solvant/soluté

➤ Solvant

Un solvant est un liquide qui a la propriété de dissoudre et de diluer d'autres substances sans les modifier chimiquement et sans lui-même se modifier. L'eau est le solvant le plus courant. Soluté : pour les solutions liquides, les espèces minoritaires sont appelées solutés. Elles sont dissoutes par le solvant. Par exemple dans une solution aqueuse de sulfate de cuivre de concentration 0,01 mol/l, l'eau est le solvant et les ions sulfate et cuivre sont les solutés.

➤ Soluté

Substance contenue à l'état dissous dans une solution. Tout liquide aqueux contenant une ou plusieurs substances chimiques à l'état dissous. Solution obtenue par dissolution d'une ou de plusieurs substances médicamenteuses dans un solvant.

II.2.3.3 Filtration membranaire (OI, NF, UF, MFT)

Osmose inverse, nanofiltration, ultrafiltration, microfiltration 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 microfiltration à l'ultrafiltration, puis à la nanofiltration.

II.2.3.3.1 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. (Patrice BACCHIN, et al. Technique de l'ingénieur)

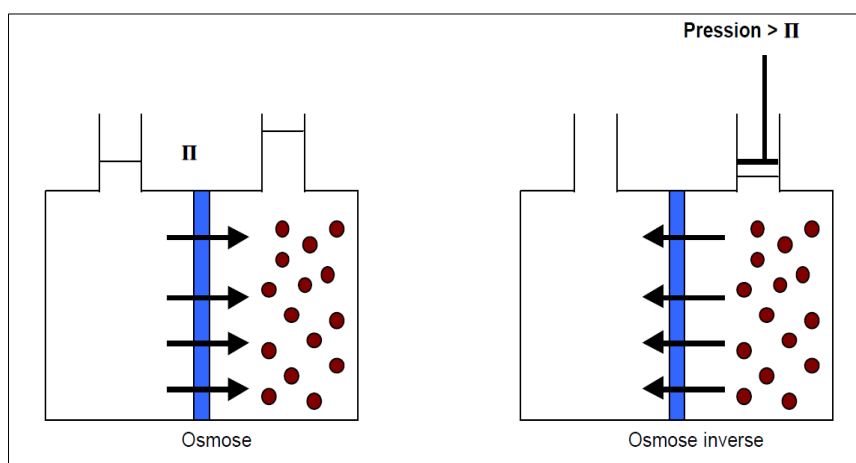


Figure 17 schéma osmose / osmose inverse

II.2.3.3.2 Nanofiltration NF

Nanofiltration 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 Å), 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)

II.2.3.3.3 Ultrafiltration UF

Cette technique utilise des membranes microporeuses 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).

II.2.3.3.4 Microfiltration MFT

La microfiltration 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 μ 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'ultrafiltration pour effectuer une opération de microfiltration. Inversement, une membrane de microfiltration peut se comporter comme une membrane d'ultrafiltration (1 à 100 nm) voire de nanofiltration (< 1 nm) par suite de la formation en cours de fonctionnement d'une couche de gel à porosité très fine (membrane dynamique). (Patrice BACCHIN, et al. T.I)

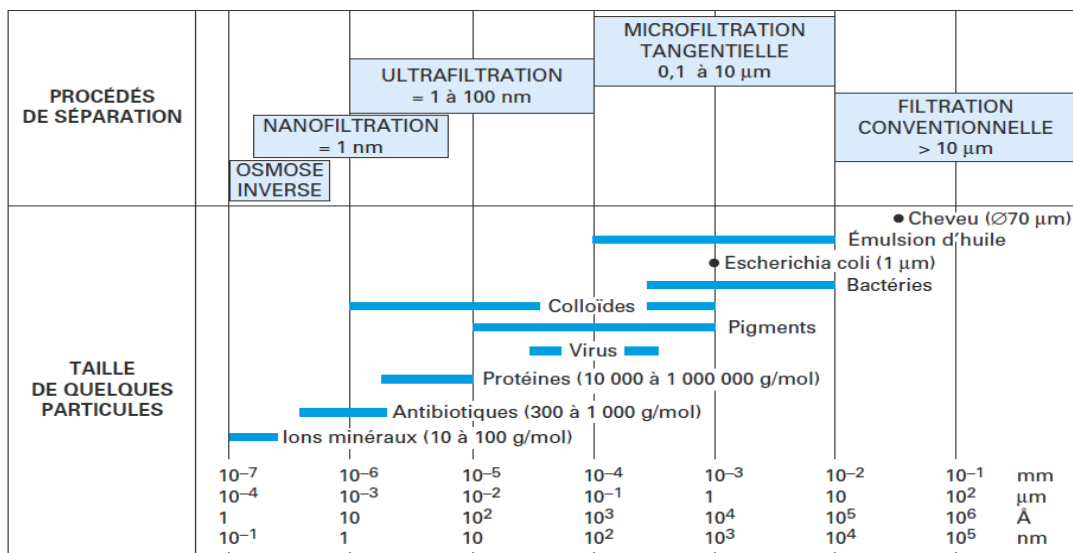


Figure 18 Situation des techniques de séparation par membranes en fonction de la taille des particules retenues

II.2.3.4 Paramètres liés au fonctionnement de la séparation membranaire

II.2.3.4.1 Pression transmembranaire ΔP (PTM)

La pression nécessaire pour presser l'eau à travers la membrane est appelée la Pression Transmembranaire qui représente la force agissante de l'opération caractérisée par la moyenne des pressions alimentation (Pa) et rétentat (Pr) à laquelle on soustrait la pression du compartiment perméat (Pp). Elle est définie aussi comme étant la force agissante de l'opération qui détermine la productivité (flux de perméation J) mais aussi la sélectivité (taux de rejet Tr) du procédé. Cette pression transmembranaire est entre 1 et 10 bar.

Pression transmembranaire tangentielle

$$\Delta P = \frac{Pa + Pr}{2} - Pp$$

Pression transmembranaire directe

$$P_{tm} = Pr - Pp$$

II.2.3.4.2 Flux de perméation (J)

C'est la productivité du procédé, définie par le débit de perméat (Qp) 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.m²

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

II.2.3.4.3 Taux de rejet (taux de rétention Tr)

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).

$$Tr = 1 - \frac{Cp}{Cr}$$

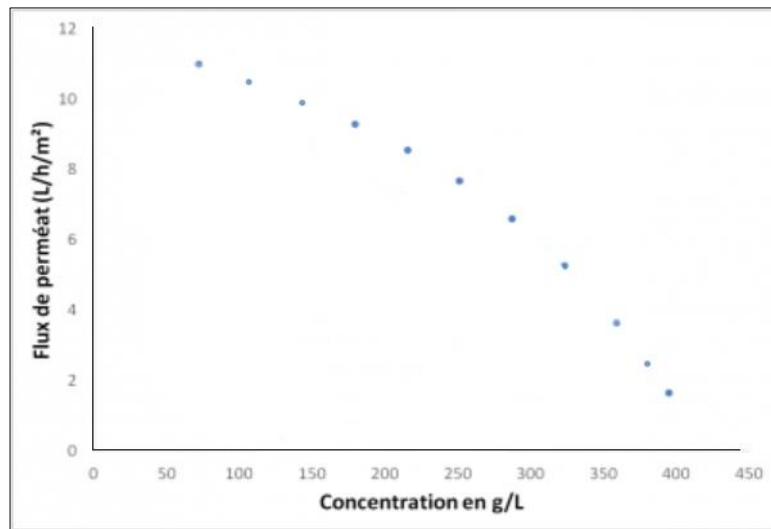


Figure 19 Influence de la concentration de biomasse sur le flux de perméat

II.2.3.4.4 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 .

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

II.2.3.4.5 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.

II.2.3.4.6 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.

II.2.3.4.7 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.

$$\text{FCV} (\%) = (V_f - V_i) * 100$$

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

II.2.3.4.8 La résistance transmembranaire

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

τ : tortuosité des pores

Δz : épaisseur de la membrane

r : rayon des pores

ρ_{pore} : densité de pores (nb/m²)

II.2.3.5 Mode de filtration (frontal – tangentiel)

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 20 a). 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 membranes 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 retro-lavage ce qui permet d'avoir des débits stables. (lenntech)

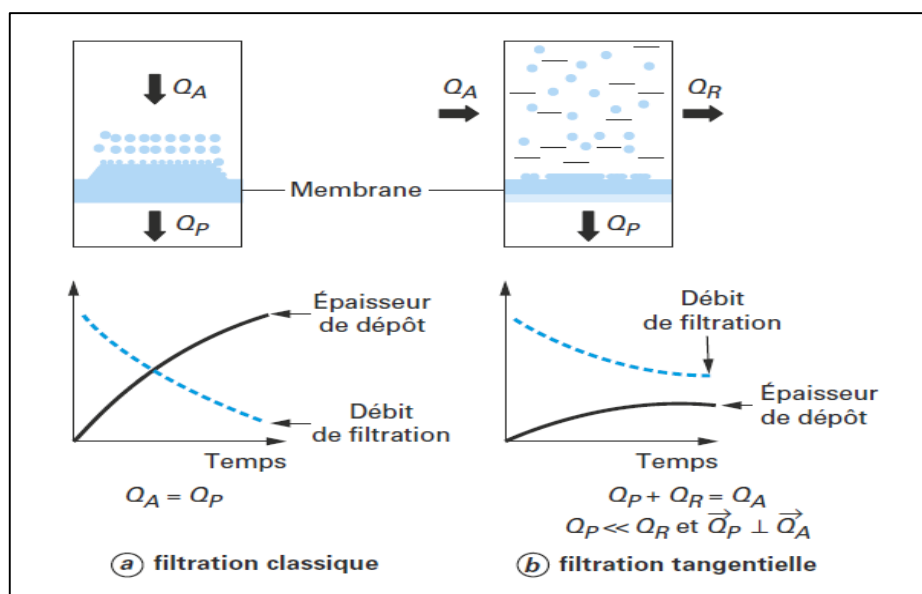


Figure 20 Comparaison entre filtration frontale et filtration tangentielle (IT©)

II.2.3.6 Structure et matériaux des membranes

II.2.3.6.1 Type de membrane

➤ Membrane symétrique (isotrope)

Les membranes symétriques sont composées d'un même matériau ayant une porosité sensiblement uniforme dans toute l'épaisseur. Elles peuvent être denses (absence de pores) ou poreuses. (©IT)

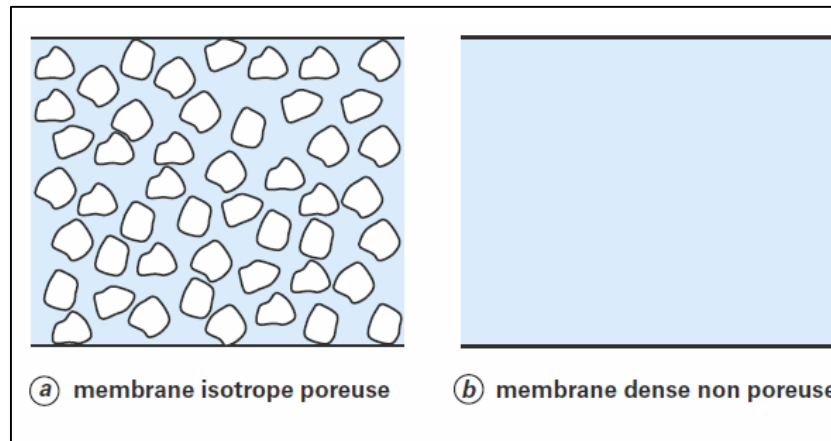


Figure 21 Représentation schématique de membranes symétriques (IT©)

➤ Membrane asymétrique (anisotrope)

Les membranes asymétriques ont une porosité variable dans l'épaisseur de la membrane. On distingue deux parties bien distinctes : la (ou les) peau(x) et la sous-couche poreuse.

La peau est la partie sélective de la membrane. Elle possède la porosité la plus faible et les pores les plus petits (épaisseur de 1 μm). Les performances en filtration de la membrane ne dépendent donc que des performances de la peau.

La sous-couche poreuse forme la plus grande partie de la membrane. Elle possède une porosité souvent très importante (60 à 80 %), Son rôle est d'assurer la résistance mécanique de la membrane.

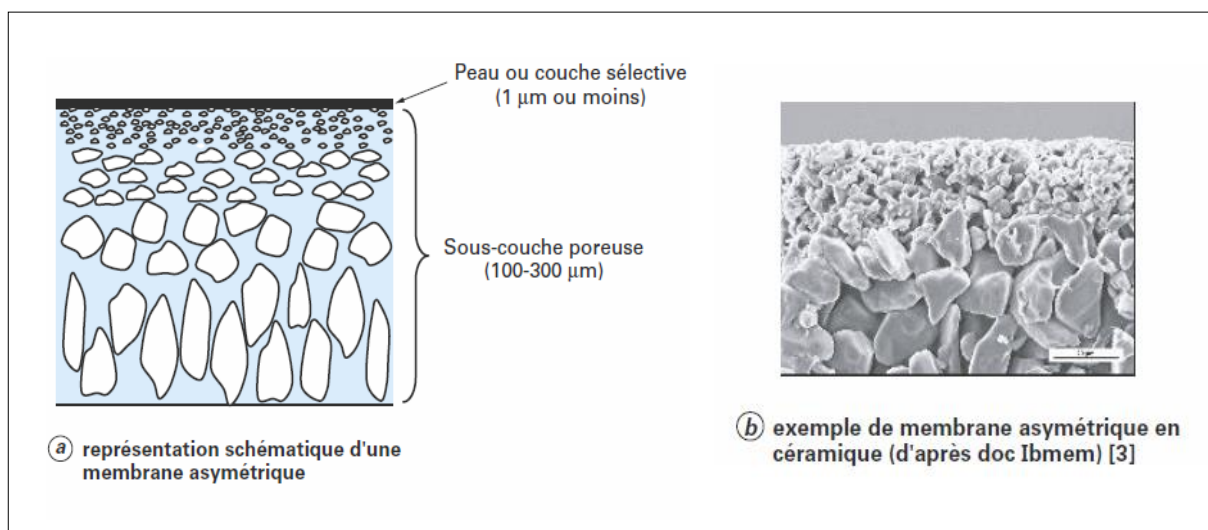


Figure 22 Membranes asymétriques ou anisotropes (IT©)

➤ Membrane composite

Les membranes composites (parfois dénommées TFC – Thin Film Composite) sont constituées d'un assemblage de deux ou plusieurs couches de matériaux de différentes porosités et de différentes compositions chimiques. Elles ont été développées afin d'augmenter la perméabilité des membranes en diminuant l'épaisseur de la couche active sélective. Des épaisseurs de l'ordre de 10 à 100 nm sont utilisées. Les autres couches ont une porosité croissante et permettent de garantir la tenue mécanique de la couche active. Les membranes composites sont de type organique et anisotrope. (©IT)

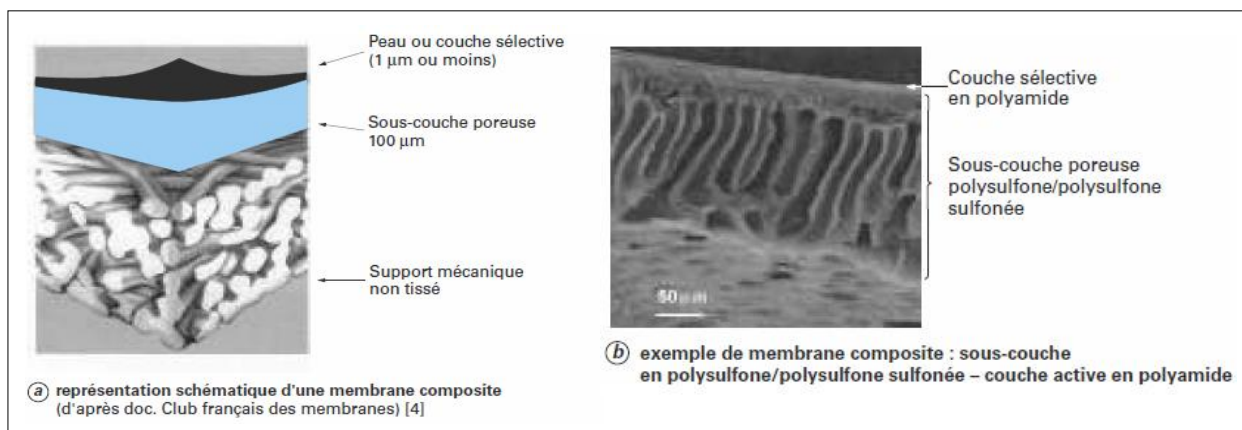


Figure 23 Membranes composites (IT©)

II.2.3.6.2 Matériaux membranaires

Les matériaux membranaires doivent avoir une résistance chimique, thermique et mécanique en accord avec le procédé et le fluide utilisé.

La résistance chimique est reliée à la nature du fluide traité (pH, oxydant / réducteur...) ainsi qu'aux nettoyages mis en œuvre lors de la lutte contre le colmatage et/ou la désinfection des installations.

L'agressivité des solutions de nettoyages et la fréquence de ceux-ci vont conditionner la durée de vie des membranes.

La résistance thermique des matériaux impose la plage de température d'utilisation en continu ou de manière momentanée.

La résistance mécanique dépend du matériau mais aussi de la structure de la membrane et de sa géométrie.

Hydrophobicité déterminant la résistance au colmatage

➤ Membrane organique ou polyamide

Elles sont fabriquées, pour la plupart d'entre elles, à partir de polymères organiques (acétate de cellulose, polysulfones, polyamides, etc). Les qualités de ces matériaux leur confèrent une grande adaptabilité aux différentes applications. Environ 90 % des membranes d'ultrafiltration et de microfiltration sont constituées de membranes organiques

Le tableau ci-dessous regroupe les avantages et inconvénients des membranes organiques suivants leur composition en se basant sur les critères suivants :

- ⇒ Perméabilité ;
- ⇒ Sélectivité ;
- ⇒ Stabilité chimique ou thermique ;
- ⇒ Sensibilité au chlore.

Tableau 9 avantages et inconvénients des membranes organiques

	Avantages	Inconvénients
Acétate de cellulose	Perméabilité élevée Sélectivité élevée Mise en œuvre assez aisée Adsorption des protéines faible => colmatage moindre	Sensible à la température Sensible au pH Sensible au chlore Sensible au compactage Sensible aux microorganismes
Type polyamide	Bonne stabilité chimique, thermique et mécanique.	Grande sensibilité au chlore Faible perméabilité Phénomènes d'adsorption
Type polysulfone	Bonne stabilité thermique et au pH Résistance au chlore 5 mg/l fonctionnement normal 50 mg/l stockage 200 mg/l traitement de choc	Sensible au compactage Adsorptions
Matériaux acryliques	Bonne stabilité thermique et chimique Stockage à sec possible	Faible résistance mécanique Pores de diamètres assez élevés
Matériaux fluorés	Bonne stabilité thermique et chimique	Faible perméabilité Microfiltration uniquement
Membranes composites	Bonnes caractéristiques : perméabilité et sélectivité Stabilité de pH 2 à 11 Bonne tenue en température	

➤ Membrane minérale ou inorganique

Ces techniques se sont diffusées plus tardivement que les membranes organiques. Ces membranes sont composées de corps entièrement minéraux (matières céramiques, métal fritté, verre). Leur arrivée a permis de travailler dans des conditions extrêmes de température et d'agression chimique, ce qui a ouvert de nouvelles voies dans la séparation par membrane. Les membranes dites dynamiques sont fabriquées par l'utilisateur à partir de tubes poreux dont le diamètre des pores est compris entre 0.5 et 5 μm . Une dispersion colloïdale de zirconium associée à des copolymères est introduite à l'intérieur des tubes. Certaines de ces membranes peuvent trouver des applications en eaux usées.

➤ Membrane échangeuse d'ions

Introduites en 1950, elles fonctionnent sur le principe du rejet d'ions grâce à leur charge. Les techniques d'électrodialyse, la dialyse et l'électro-désionisation font appel à cette technologie. Leur principal domaine d'application actuel est le dessalement de l'eau et le traitement des effluents des installations de protection et de décoration des métaux.

II.2.3.7 Les modules

Les modules supportent les membranes, 4 grands types de modules sont commercialisés :

- ⇒ Les modules tubulaires ;
- ⇒ Les modules fibres creuses ;
- ⇒ Les modules plans ;
- ⇒ Les modules spirales

➤ Les modules tubulaires

Un module tubulaire contient plusieurs tubes qui peuvent être en série ou en parallèle. L'eau à traiter circule à l'intérieur des tubes et le perméat est recueilli à l'extérieur des tubes. Les tubes constituent des canaux d'écoulement tangentiel. C'est le seul type de module qui peut être nettoyé mécaniquement avec un système de balles de mousse qui raclent les parois des tubes (BOUCHARD et al. – 2000). L'écoulement à l'intérieur des tubes est turbulent, voire très turbulent (APTEL et BUCKLEY – 1996). A cause de la taille des canaux tangentiels, cette configuration entraîne a priori une dépense d'énergie plus importante que dans les autres configurations

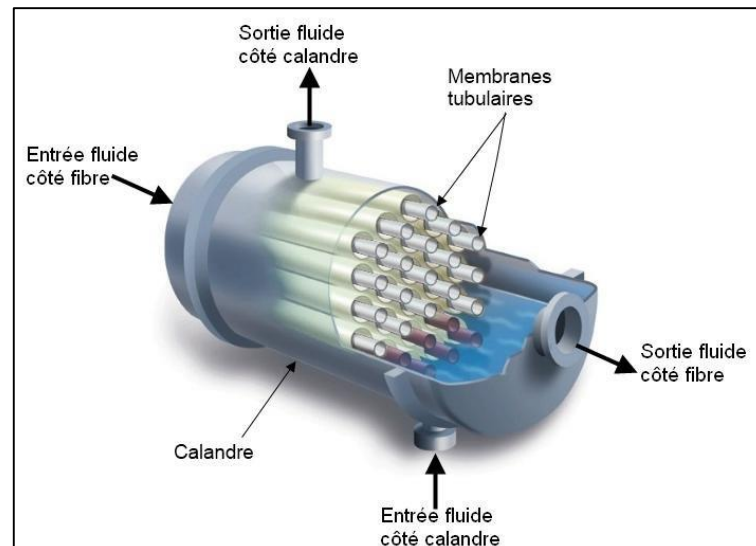


Figure 24 représentation d'un module tubulaire ©Boucif

➤ Les modules fibres creuses

Les fibres creuses sont assemblées en parallèle suivant deux configurations :

- Configuration Int-Ext (**schéma a**) : comme c'est le cas pour les modules tubulaires, l'eau à traiter circule à l'intérieur des fibres et le perméat est récupéré à l'extérieur des fibres. Il y a écoulement tangentiel canalisé à l'intérieur des fibres.
- Configuration Ext-Int (**schéma b et c**) : l'eau circule à l'extérieur des fibres et le perméat est récupéré à l'intérieur des fibres, l'écoulement entre les fibres est libre.

Dans les deux cas, les membranes sont assemblées en faisceaux et leurs extrémités sont noyées dans des bouchons de colle qui isolent le perméat de l'eau à traiter. (Buisson et al – 1998)

Un module industriel peut-être constitué de dizaines de milliers de fibres. Les fibres creuses supportent des rétro-lavages. L'écoulement à l'intérieur des fibres creuses est, selon toutes probabilités, laminaire. (Aptel et Buckley – 1996)

➤ Les modules plans

Les modules plans sont les plus anciens et les plus simples les membranes sont empilées en millefeuilles séparées par des cadres intermédiaires qui assurent la circulation des fluides. La couche sélective étant déposée sur un support, la membrane n'a pas de résistance mécanique lorsque la pression est appliquée en sens inverse.

➤ Modules spiraux

Au sein des modules spiraux, une membrane plane est enroulée sur elle-même autour d'un tube poreux qui recueille le filtrat. On obtient ainsi un cylindre multi-couches où le perméat s'écoule selon un chemin spiralé vers le tube poreux tandis que l'alimentation circule axialement dans les canaux. Membranes composées d'un matériau organique.

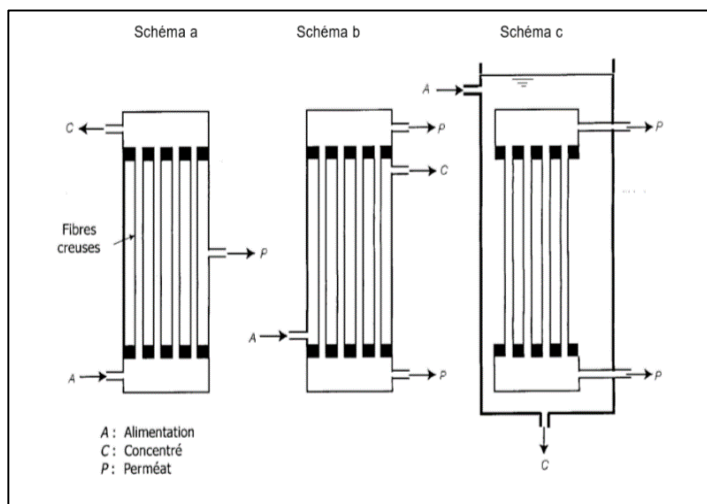


Figure 26 Représentation schématique d'un module fibre creuse configuration ext-int/int-ext

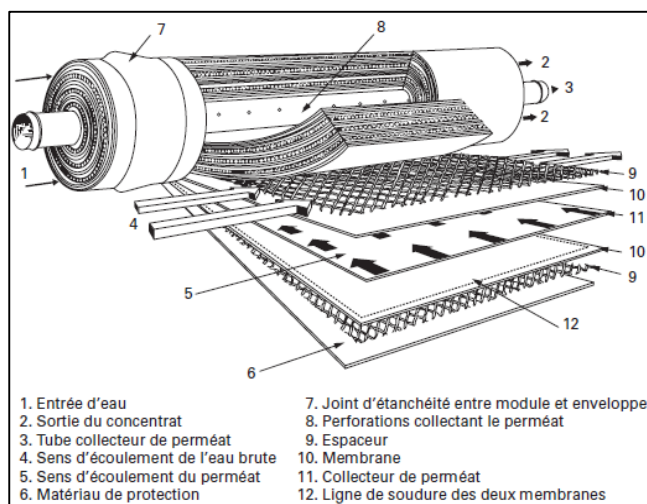


Figure 25 Représentation schématique d'un module tubulaire

Tableau 10 Comparaison entre différents type de modules à membranes

	Géométrie			
	Plan	Spiralée	Tubulaire	Fibres creuses
Membranes	organique en format rectangulaire ou en disque	Organique	Organique : Monotubulaires Minérales : Monotubulaires ou multicanaux	Organique avec la couche séparatrice ou peau à l'intérieur ou à l'extérieur
Assemblages	Selon le principe du filtre-pressé. Le côté rétentat se trouve entre les plaques porte-membranes, qui sont séparées entre elles par des joints cadres. Le côté perméat se trouve dans le partie creuse de la plaque	Les membranes d'origine plane sont enroulées et collées sur un tube perforé avec des grilles flexibles pour séparer le côté rétentat du côté perméat	Le module consiste en un assemblage de plusieurs membranes tubulaires parallèles séparées par des joints d'étanchement. Le côté rétentat se trouve à l'intérieur et le côté perméat à l'extérieur des tubes. L'ensemble est incorporé dans une enveloppe en matière plastique ou en acier inoxydable	Le module consiste en un ou plusieurs faisceaux de fibres creuses empotés dans une résistance et assemblés dans une enveloppe en matière plastique ou en acier inoxydable
Surface filtrante par module	Jusqu'à 100 m ²	Jusqu'à 30 m ²	Jusqu'à 25 m ²	Jusqu'à 74 m ²

Avantages	Flexibilité du système modulaire Echange standard par plaque Faible consommation d'énergie Accès aux membranes performance (flux) Plaque réutilisables	Compacité Faible volume mort Faible consommation d'énergie Prix	En général : Faible colmatage Facilité de nettoyage Echange standard par tube Traitement de produits visqueux facile Membranes minérales : Dure de vie Tenue mécanique Thermostabilité Résistance au lavage chimique Stérilisation à la vapeur	Compacité Faible volume mort Faible consommation d'énergie Tenue mécanique Prix
Inconvénient	Faible résistance thermique des matières plastiques colmatage Prix	Performance (flux) Echange de produits visques difficile Faible résistance thermique mes matières plastiques Perte de charge élevée Zones morts Colmatage Nettoyage difficile Accès aux membranes Membranes collés Télescopage de la membrane	En général : Volume mort important Consommation d'énergie Prix Membranes minérales : Faible résistance thermique des matières plastiques	Traitement de produits visqueux difficile Echange standard par module Faible résistance thermique des matières plastiques Colmatage

II.2.3.8 Les Matériaux utilisés

II.2.3.8.1 Le polypropylène

Le polypropylène est utilisé pour la fabrication de membranes de microfiltration. Il s'agit d'un matériau élastique qui résiste bien, sur le plan mécanique, aux rétrolavages. Le caractère hydrophobe de ce matériau le rend assez sensible au colmatage. Il présente une bonne stabilité chimique dans une large gamme de pH mais peut être détruit par le chlore dont l'usage est donc proscrit (BUISSON H., et al, 1998).

II.2.3.8.2 Les dérivés de cellulose

Les dérivés de cellulose sont utilisés pour la fabrication des membranes asymétriques d'ultrafiltration, de nanofiltration et d'osmose inverse. Sous l'effet de fortes pressions, ils ont tendance à se compacter entraînant une diminution irréversible de la perméabilité. Ce phénomène ne se produit pas en ultrafiltration où les pressions faibles. Ces matériaux présentent une forte hydrophilicité garantissant une faible tendance au colmatage. Leur stabilité chimique est réduite. Les pH opératoires doivent rester dans une gamme allant de 4 à 6,5 et la température doit rester inférieure à 40°C pour éviter l'hydrolyse du matériau. Les dérivés de cellulose supportent une exposition continue à de faibles concentrations de chlore. Il ne faut donc pas hésiter à pratiquer une chloration avant membrane qui évitera leur dégradation complète par les micro-organismes (BUISSON H., et al, 1998).

II.2.3.8.3 Les polysulfones

Les polysulfones sont utilisés pour la fabrication de membranes d'ultrafiltration. Ils peuvent être utilisés tel quel ou servir de support à une couche fine de séparation au sein des membranes composites de nanofiltration ou d'osmose inverse. Les propriétés mécaniques de ce matériau ainsi que sa résistance chimique sont excellentes (résistance à une large gamme de pH et à une exposition continue au chlore). En revanche, le caractère hydrophobe des polysulfones les rendent sensible au colmatage par adsorption des molécules organiques (BUISSON H., et al, 1998).

II.2.4 Bioréacteur à membrane BRM

II.2.4.1 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 apparu 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.)

II.2.4.1.1 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.



Figure 27 Bioréacteur à membrane assemblé en cassette
source : Aqua-Aerobic Systems

II.2.4.2 Les configurations des bioréacteurs à membrane

II.2.4.2.1 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.

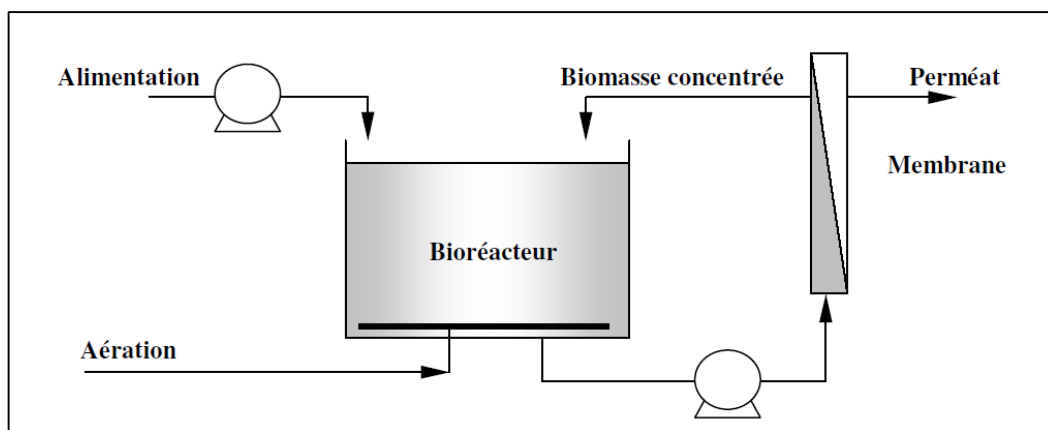


Figure 28 Schéma du bioréacteur à membrane boucle externe

II.2.4.2.2 Bioréacteur à membrane immergée BRMI

Les bioréacteurs à membranes immergées proposés 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, 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 L.h-l.m⁻² comparativement à 50 à 120 L.h-t.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.

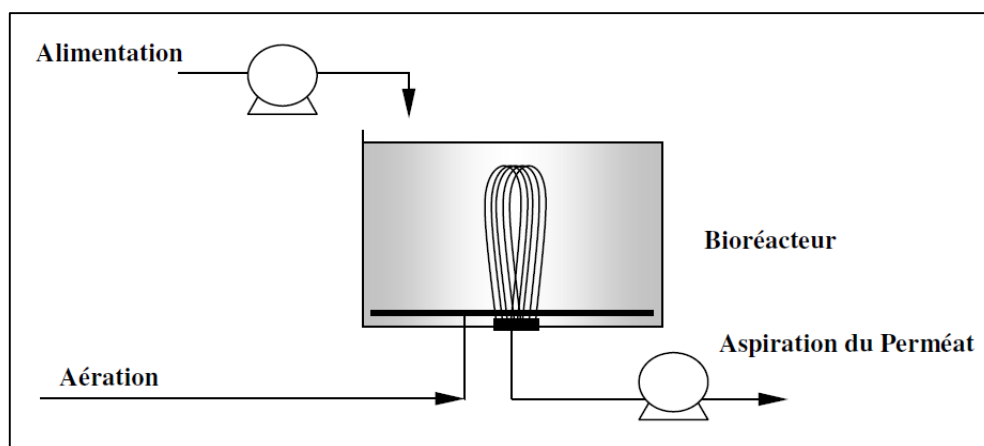


Figure 29 Schéma du bioréacteur à membranes immergées (fibre creuse)

II.2.4.2.3 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)

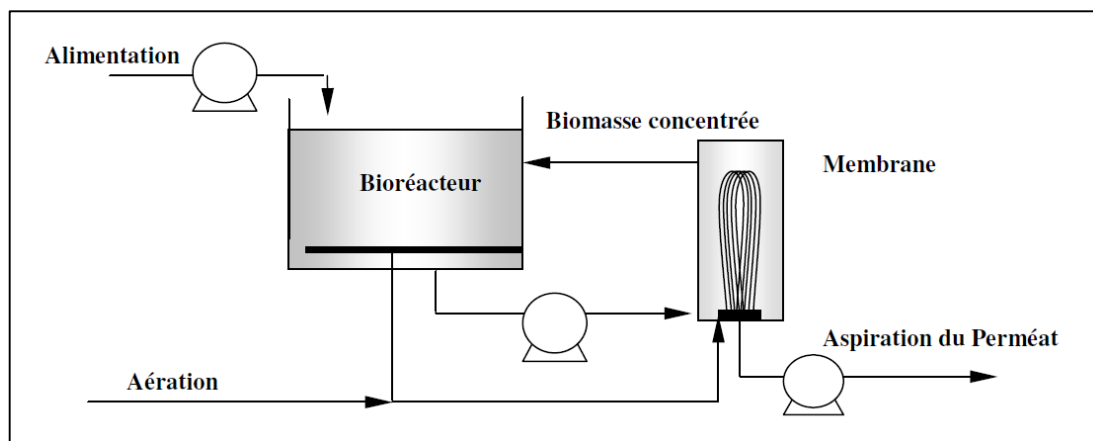


Figure 30 Schéma d'un bioréacteur à membrane à filtration frontale externe (fibres creuses)

II.2.4.3 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 macromolécules) 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).

II.2.4.4 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-NH₄⁺ (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.

II.2.4.5 Contrainte liée 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 (k_{la}) 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 cout d'investissement et d'exploitation important : du au prix des membranes et la forte consommation d'énergie.

II.2.4.6 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.

Tableau 11 Comparaison des conditions de fonctionnement entre BA et BRM (lenntech)

Type de Procédé	Substrat	Temps de séjour des boues (jours)	Production de boue $\text{kg MV'S.kg DCO}^{-1}$	Références
Boue activée classique	Effluent urbain	5	0,37	Deleris (2001)
		17	0,32	Sahli (2003)
		31	0,25	Massé (2004)
Bioréacteur à membrane	Effluent urbain	10	0,31	Massé (2004)
		37	0,21	
		53	0,20	
Bioréacteur à membrane	Effluent synthétique	20	0,16	Lee et al. (2003)
		40	0,12	
		60	0,10	

Tableau 12 Comparaison en laboratoire de qualité d'effluent en sortie de MBR et de BAC pour la même concentration en entrée. (Patrice BACCHIN, et al.)

Paramètre	Concentration en entrée	Concentration en Sortie MBR	Concentration en Sortie BAC
DCO	987 ± 14 mg/l	35 ± 2.6 mg/l	73 ± 11.5 mg/l
MES	-	0 mg/l	15mg/l
NKT	104 ± 25 mg/l	3.2 ± 1.1mg/l	4.5 ± 1.1 mg/l
NT	103 mg/l	26 mg/l	25mg/l
PT	41 ± 2.1mg/l	14.6 ± 1.5 mg/l	19.1 ± 3.8 mg/l
Coliformes Faecal	-	0 UFC**/100ml	> 30 UFC**/100ml

Comme les analyse figurant sur tableaux (11, 12) 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 épurées avec BRM ne contiennent plus de MES et la concentration de DCO est inférieure aux normes (chapitre 1) tant dit que pour BA les MES ne sont pas totalement éliminés et la DCO est légèrement supérieure à celle BRM.

Les performances épuratoires pour l'azote et le phosphore sont également très intéressantes car le MBR permet de fiabiliser et d'optimiser les réactions biologiques de biomasse dans les zones anoxiques 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 (<50µgP/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)

II.2.4.7 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.m²)],

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 dominateur, ce qui diminue le flux du perméat à pression transmembranaire ΔP constante.

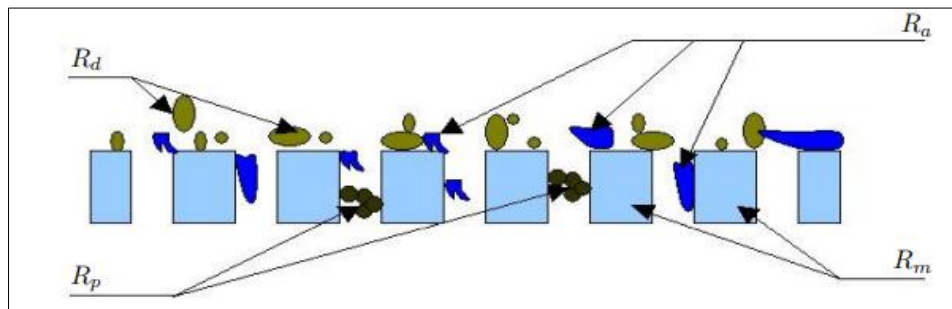


Figure 31 Les différentes résistances dues au colmatage

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 :

II.2.4.7.1 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 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.

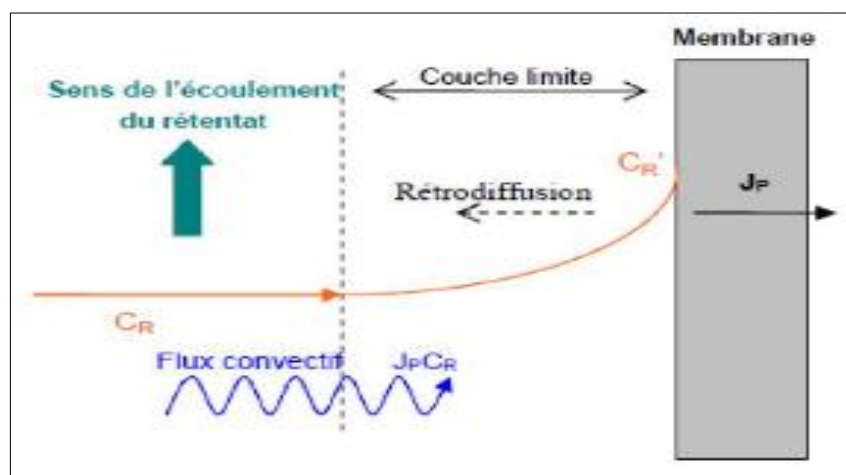


Figure 32 Phénomène de polarisation de concentration

II.2.4.7.2 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.

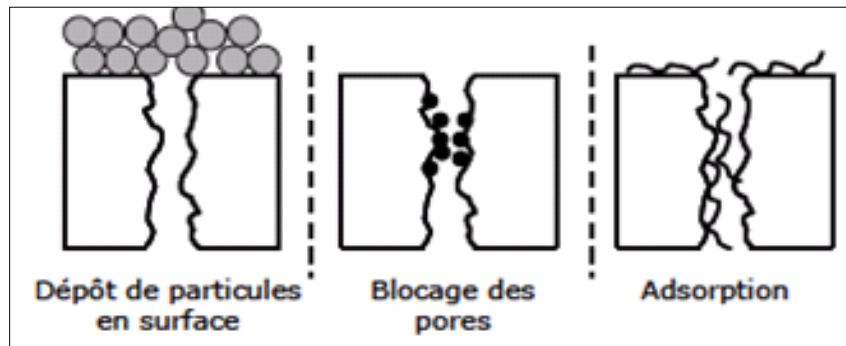


Figure 33 Schéma des types de colmatage

II.2.4.7.3 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.

II.2.4.7.4 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.

II.2.4.8 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.

II.2.5 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 m³/j pour le premier et 48 000 m³/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 m³/j selon les modèles.
- les systèmes BIO-CEL (Microdyn-Nadir, Wiesbaden, Allemagne), BRM immergés à membranes planes (PES, 0,04 µm) ;
- les systèmes AirLift™ Membrane BioReactor (MBR) à boucle externe et Crossflow sont des BRM à membranes tubulaires, fonctionnant à débits élevés.
- Le système AirLift™ 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 m³/j . Il est destiné au traitement des EUM ;
- le système Membrex™ (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), USFilter (USA), Kubota (Japon) et Mitsubishi-Rayon (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)**.

II.2.6 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 cout d'exploitation ne sont pas disponible. (État actuel des connaissances des procédés de bioréacteur à membrane pour le traitement et la réutilisation des eaux usées industrielles et urbaines, 2011)

II.3 Conclusion

Les eaux usées sont des effluents hétérogènes de composition organique et minérale. Avant leur rejet ou réutilisations, le passage par un traitement afin de les débarrassés de tous sort de polluant est primordiale. Pour ce faire, le procédé de traitement usuel pour la dégradation de la matière organique est « le procédé de boues activée », l'amélioré des performances du procédé donne naissance au bioréacteur à membrane, ce procédé est le couplage du traitement à boues activées avec une membrane.

CHAPITRE III

Présentation de la zone d'étude (périmètre Mleta)

III. Introduction

Dans le but de la valorisation des eaux usées traitées de la station d'épuration El karma, les autorités locales ont décidé d'aménager le périmètre Moleta d'une superficie de 8100 ha situé dans la région d'Oran afin de réutilisées les eaux usées épurées pour l'irrigation du périmètre.

III.1 Présentation de la zone d'étude (plaine de Mleta)

III.1.1 Situation géographique

La plaine de la Mleta apparait comme une large dépression, formée d'alluvions constituant de vastes plaines agricoles fortement mises en valeur. Elle est située dans la partie ouest du pays, près de la ville d'Oran. Elle s'étend sur une longueur de 30km. La superficie totale de cette plaine est égale à 50 000ha. la plaine est limitée par :

- A l'ouest par les localités de Hammam bou hadhar et Ain Arba.
- A l'est par les localités de Tlélat et Zahana.
- Au sud-ouest par tafraoui.

La sebkha d'Oran qui s'étend au sud d'Oran à 11 à m d'altitude moyenne constitue avec les monts du Hamoul la limite nord et naturelle de la plaine. Dans sa partie sud on retrouve les monts du Tessala.

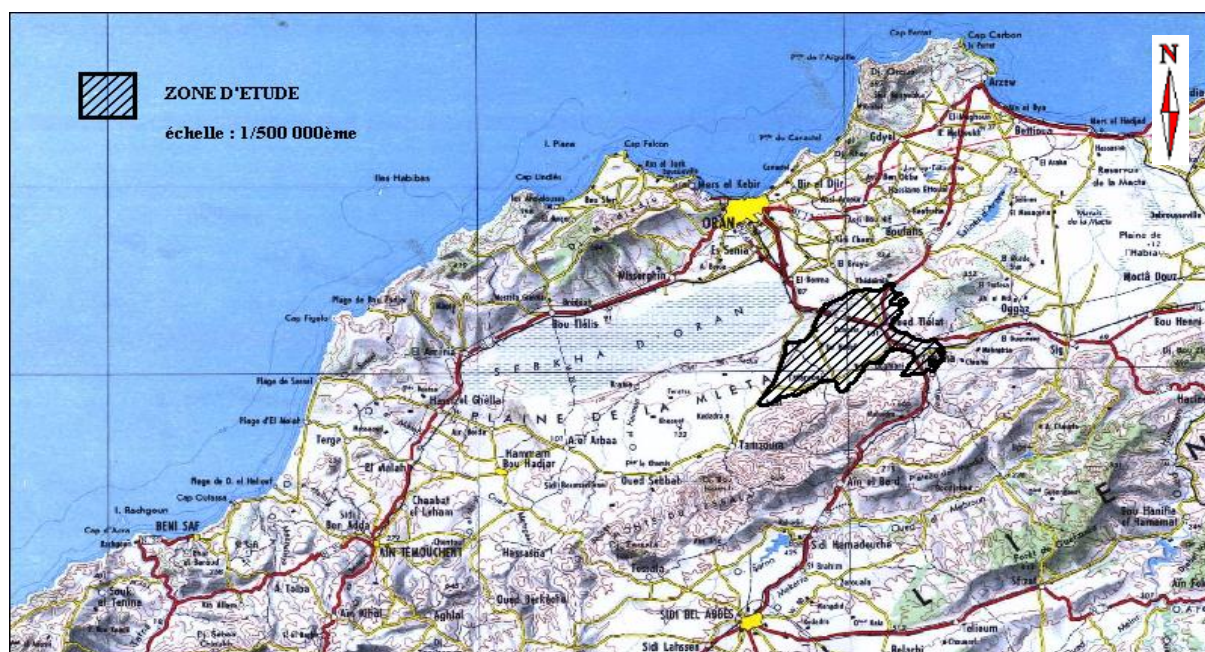


Figure 34 Carte de la situation du périmètre d'étude (la plaine de la M'léta)

(source : ANRH Alger)

III.1.2 Délimitation de la zone d'étude

Lors de l'étude de la zone (périmètre de Mleta) une superficie brute d'environ 10 000ha a été délimitée au démarrage de l'étude. La zone est sur 3 wilaya à savoir celle d'Oran, de Mascara et de Ain Temouchet, est délimitée par l'est de la Sebkha d'Oran, à une vingtaine de Km au sud de la ville d'Oran et à 7 Km du site de la station d'épuration de el karma située aux environ de la commune d'El Karma.

La zone d'étude est aisément accessible par la RN4 qui traverse la zone d'Ouest Est. De meme la RN13 passe par la zone en direction Nord-Sus. Par ailleurs, plusieurs CW (CW 35, CW 18, CW 50) bordent ou traversent la zone.

Du point de vu relief la zone est limitée :

- Au Nord et Nord-Est par la daya E l Rhizlane
- Au sud par les monts des tessala (altitude maximale- 1061 m)
- La limite Est est représentée par un fond plat proche de la localité de Zaghoul

Sur le plan administratif, la zone est rattachée aux communes de Tafraoui et Oued Tlelat de la Wilaya d'Oran.

III.2 Description du schéma d'aménagement du périmètre Mleta et de son alimentation

Le périmètre de Mleta s'étend sur une surface de 8100ha, découpée en deux tranches :

- Une 1 ère tranche s'étalant sur environ 5100 ha.
- Une 2 ème tranche comportant les 3100 ha restants.

Le principe du schéma retenu par l'ONID lors de l'étude, dans le schéma d'aménagement global des 2 tranches, de deux sources d'alimentation interconnectées, dominant la totalité du périmètre :

- La première source, est le site 1 conçu comme site de lagunage-stockage ,8 lagune de 0.4hm³. Toute l'eau distribuée passe par le lagunage puis par le stockage. Ce site jouera également le rôle d'interface de contrôle de la qualité des eaux en provenance de la STEP d'El karma.il alimenté par une station de pompage principale qui refoule les eaux usées prélevées à la sortie de la STEP.
- La seconde, est constituée par la retenue de stockage de Tlelat, alimentée par une station de surpression. Cette station de surpression fonctionne pour remplir de barrage de Tlelat en dehors des mois de pointe d'irrigation.

Dans ce schéma à partir de l'interconnexion relie les deux sources d'approvisionnement il y a les branches et blocs hydrauliques suivants :

- Le bloc dénommé « Bas B » d'une superficie de 3024 ha équipés, soit 37% de l'ensemble du périmètre, desservi par pompage du site 1 au réservoir d'extrémité RB, calé à la cote 170 m, à travers une conduite adduction-distribution.
- Le bloc dénommé « moyen 1 ère tranche M » d'une superficie équipée de 2136 ha, desservi par une station de surpression (SMH) de HMT 42 m elle-même alimentée à partir du réservoir RB, refoulant vers le réservoir moyen RM1, calé à la cote 200 m, à travers le réseau de distribution du bloc. Le réservoir RM1 est dimensionné pour subvenir aux besoins de compensation de ce bloc.

L'ensemble de ces blocs constituera la première tranche de 5160 ha équipés, qui sera desservie par le site de stockage-lagunage.

La tranche 2 sera composée des blocs suivant :

- Le bloc dénommé « Moyen 2^{ème} tranche M' » d'une superficie équipée de 1659 ha, desservi gravitairement à partir du brise charge moyen RM2 calé à la cote 195 m. Le brise charge sera alimenté à partir d'un réservoir RH2 destiné également à alimenter une partie de l'étage « haut H ».

- Le bloc dénommé « haut H » d'une superficie équipée de 1281 ha, lui-même scindé géographiquement en deux sous-blocs distincts : le sous-bloc « Haut Nord-est » et le sous-bloc réservoir RH1 (calé à la cote 260 m). Le réservoir RH1 jouera un rôle de compensation (conduite gravitaire provenant du barrage fonctionnant 24h par jour par rapport à un besoin en irrigation du sous-bloc « Nord-est »), ainsi qu'un rôle de limitation de pression.
- Quant au sous-bloc « Haut Sud-ouest », il sera alimenté gravitairement à partir du réservoir RH2 (calé à la cote 240 m), lui-même alimenté gravitairement à partir du réservoir RH1. Le réservoir RH2 jouera également un rôle de compensation (conduite gravitaire provenant du réservoir RH1 fonctionnant 24h par rapport à un besoin en irrigation du sous-bloc « Haut sud-ouest »). Dans cette variante, l'étage haut n'est pas défini seulement par la situation topographique des quartiers hydrauliques, mais aussi par la capacité du barrage à alimenter une superficie d'environ 2400 ha en saison sèche.

L'ensemble de la tranche 2 concerne une superficie totale équipée de 2940 ha.

La superficie totale équipée des 2 tranches est ainsi de 8100 ha dont 63% en première tranche.

Par ailleurs, la station de surpression SMH est scindée en deux compartiments :

- Le compartiment de la 1^{ère} tranche sert à alimenter le bloc « Moyen 1^{ère} tranche » ainsi, les pompes sont dimensionnées pour satisfaire la totalité des besoins de ce bloc. La HMT est calée sur la côte du réservoir RM1.
- Le compartiment de la 2^{ème} tranche sert à remplir le barrage Tlelat en saison hivernale. En période intermédiaire (mois d'avril, mai), ce compartiment refoulera également directement vers le bloc « haut », l'excès de débit sera acheminé vers le barrage Tlelat.

Tableau 13 Superficies nettes et brutes et allocation par étage et par tranche (SEOR)

Tranche	Etage	Superficie équipée	Superficie Irrigable
Tranche 1	Bas	3024	2872
	Moyen 1 ^{ère} tranche	2136	2030
	Total tranche 1	5160	4902
Tranche 2	Moyen 2 ^{ème} tranche	1659	1576
	Haut	1281	1217
	Total tranche 2	2940	2793
	Total global de l'aménagement	8100	7695

Le périmètre Mleta est alimenté à partir de la step d'Oran (el karma) d'une capacité journalière de 155 500 m³/j. Le volume transféré de la station est de 46 332 518 m³/an, soit 77% de la capacité de la step. Le régime de fonctionnement adopté est le suivant :

De février à juillet : 100% de la charge

Décembre : arrêt annuel pour entretien

Les autres mois : 76% de la charge

Ce mode de fonctionnement permet de satisfaire à la fois la tranche 1 moyennement un stockage de compensation au site 1, puis la tranche 2 moyennement une station de pompage complémentaire, et surtout un grand stockage de régulation inter mensuel à oued Tlelat.

Tableau 14 Consistance de l'aménagement (SEOR)

Désignation	Unité	Quantité
Stations de pompage	U	3
Réseau d'adduction	Ml	30 376
Réseau de distribution linéaire	Ml	66 994
Réseau d'assainissement	Ml	96 000
Réseau de drainage	Ml	90 000
Réseau de pistes d'exploitation	Ml	236 000
Lagunes (0,4 hm ³)	U	8
Réservoir de stockage (1,5 hm ³)	U	1

Tableau 15 Besoins globaux du périmètre et mode de satisfaction

Bloc	Surface (ha)	Besoins annuels (m3)
Etage bas	2872	17 387 950
Etage moyen T1	2030	12 290 229
Total tranche 1	4902	29 678 179
Tranche 2	2793	16 909 660
Besoins totaux	7695	46 587 839
Transfert à partir de la step		46 332 518

III.2.1 Réseau d'adduction

Le périmètre Mleta est alimenté à partir de la step d'Oran (EL karma), la surface totale projetée est de 7807 ha décomposée en cinq blocs hydrauliques dominés chacun par son propre réservoir. Ces blocs sont repartis en trois étages de pression, bas ; moyen et haut, les étages moyen et haut étant eux-mêmes éclatés chacun d'eux en deux blocs de distribution en raison de leur excentricité géographique, comme il a été expliqué dans le titre ci-dessus.

III.2.1.1 Description du réseau

III.2.1.1.1 Conduite de refoulement SP1 – Site 1

Conduite alimentant de site 1 (stockage – lagunage) à partir de la station de pompage SP1 situé au niveau de la step d'el karma. La conduite (DN1250) transite le besoin des 4000 ha irrigables au fil d'eau (sans besoins de stockages), soit un débit de pointe de 1800 l/s. la longueur totale de la conduite est 4540 m.

III.2.1.1.2 Site 1 : stockage lagunage

Le site 1 de lagunage stockage est situé à 5km de la Step, en direction du périmètre.

Le site est constitué d'une cascade de 8 lagunes périphériques qui dominent au nord, en ouest et au sud-ouest du bassin endoréique. Ces lagunes cumulent une longueur de 3km et une surface totale de 17ha, soit un volume de 400 000 m³, donnant un temps de séjour en pointe de 1,7 jour largement suffisant pour gérer le contrôle de la qualité de l'effluent provenant de la STEP.

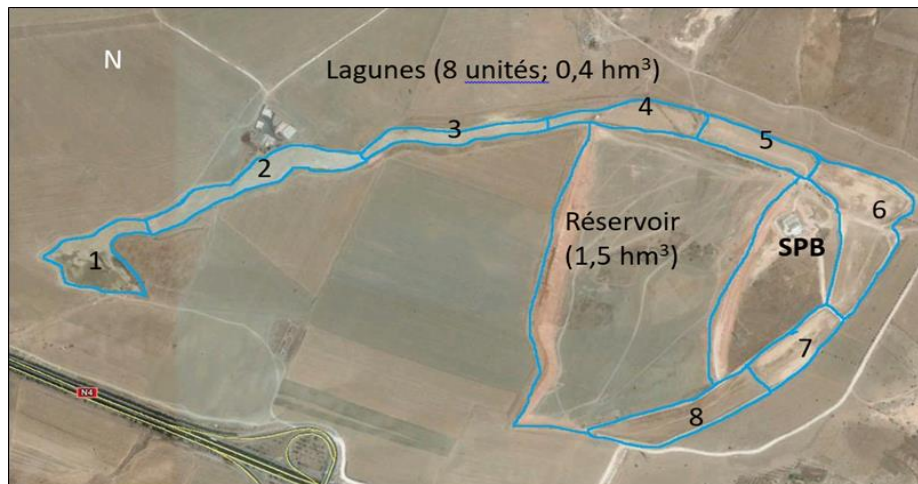


Figure 35 Image satellitaire du système de lagune (ONID Oran)

III.2.1.1.3 Réservoir RB

Ce réservoir dominant l'étage bas, sera alimenté par pompage à partir de la station SPB (au niveau du site 1). Une conduite de refoulement (DN 1500) part de la station SPB et transite ainsi les besoins de la totalité du périmètre, soit un débit de pointe égal à 2625l/s. la conduite (DN 1250) arrivant de RB, sert à la distribution des besoins de l'étage bas, soit un débit de pointe de 1724l/s.

Ce réservoir a pour fonction :

- Stockage servant à assurer le débit fictif continu pendant les quatre heures d'effacement de la sonelgaz et de compensation entre le débit distribué et le débit moyen de l'étage bas.
- Régulation de fonctionnement et automatisation de la station SPB permettant aux pompes de fonctionner automatiquement.

Le principales caractéristiques dimensionnelles sont données :

Dimension au fond : 67,8 m * 45,22 m

Pente du talus interne : 2/1

Dimension en crête : 91,8 m * 69,2 m

Hauteur totale : 6,2 m

Cote radié : 176 ,5 m NGA

Cote PHE normale : 176,1 mNGA

Cote crête : 176,7 mNGA

Volume total à la crête : 2886 m³

Volume total PHE normale : 2766 m³

Volume tranche morte (30 cm) : 940 m³

Volume net de stockage : 24 230 m³

III.2.1.1.4 Réservoir RM1

Ce réservoir dominant la première tranche de l'étage moyen, est alimenté par pompage à partir de la station SMH (compartiment 1^{ère} tranche).

Ce réservoir a pour fonction :

- Stockage servant à assurer le débit fictif continu pendant les quatre heures d'effacement de la sonelgaz et de compensation entre le débit distribué et le débit moyen de l'étage bas.
- Régulation de fonctionnement et automatisation de la station SMH (1^{ère} tranche) permettant aux pompes de fonctionner automatiquement.

Le principales caractéristiques dimensionnelles sont données :

Dimension au fond : 45,2 m * 45,2 m

Pente du talus interne : 2/1

Dimension en crête : 68,4 m * 68,4 m

Hauteur totale : 5,8 m

Cote radié : 191,2 m NGA

Cote PHE normale : 196,5 mNGA

Cote crête : 197 mNGA

Volume total à la crête : 1897 m³

Volume total PHE normale : 167 m³

Volume tranche morte (30 cm) : 630 m³

Volume net de stockage : 1607 m³

III.2.1.1.5 Barrage de Tlelat

Le barrage envasé de Tlelat sert de deuxième site de stockage inter-saisonnier afin de subvenir aux besoins de la totalité des 8100 ha projetés. Le barrage est alimenté par pompage à partir du 2^{ème} compartiment de la station SMH. Le barrage est actuellement comblé à la cote de 280m NGA, la retenue présente une surface en moyen de 100 ha, soit 1 millions de m³ de stockage par m d'élévation.

III.2.1.1.6 Réservoir RH1

Ce réservoir domine la zone nord-est de l'étage haut. Il est alimenté soit gravitairement à partir du barrage Tlelat, soit par pompage à partir de la station SMH (compartiment 2^{ème} tranche). Il joue le rôle de brise charge (à partir du barrage) et de stockage pendant les heures d'effacement de la SONELGAZ.

Le principales caractéristiques dimensionnelles sont données :

Diamètre interne : 20 m

Hauteur totale : 5,5 m

Cote radié : 240 m NGA

Cote PHE normale : 245 mNGA

Cote crête : 245,5 mNGA

Volume total à la crête : 1728 m³

Volume total PHE normale : 1571 m³

III.2.1.1.7 Réservoir RH2

Ce réservoir domine la zone sud-ouest de l'étage haut. Comme le réservoir RH1, ce réservoir est alimenté soit gravitairement à partir du barrage Tlelat, soit par pompage à partir de la station SMH (compartiment 2^{ème} tranche). Il joue le rôle de brise charge (à partir du barrage) et de stockage pendant les heures d'effacement de la SONELGAZ.

Le principales caractéristiques dimensionnelles sont données :

Diamètre interne : 25 m

Hauteur totale : 5,5 m

Cote radié : 240 m NGA

Cote PHE normale : 245 mNGA

Cote crête : 245,5 mNGA

Volume total à la crête : 2700 m³

Volume total PHE normale : 2454 m³

III.2.1.1.8 Réservoir RM2

Ce réservoir dominante la deuxième tranche de l'étage moyen, est alimenté gravitairement à partir du barrage Tlelat via un piquage sur l'adduction alimentant le réservoir RH2.

Le principales caractéristiques dimensionnelles sont données :

Dimension au fond : 45,2 m * 45,2 m

Pente du talus interne : 2/1

Dimension en crête : 45,8 m * 45,8 m

Hauteur totale : 5,8 m

Cote radié : 189,7 m NGA

Cote PHE normale : 195 mNGA

Cote crête : 195,5 mNGA

Volume total à la crête : 7045 m³

Volume total PHE normale : 6040 m³

Volume tranche morte (30 cm) : 160 m³

Volume net de stockage : 5880 m³

Tableau 16 récapitulatif du linéaire du réseau d'ossature (ONID Oran)

Tranche	Tranche 1	Tranche 2
PEHD 400 PN10		620
PEHD 400 PN10		2890
FB 800 PN10		785
FB 1000 PN10	5000	13 750
FB 1250 PN10	6720	1230
FB 1500 PN10	4530	
Total (m)	16 250	19 275

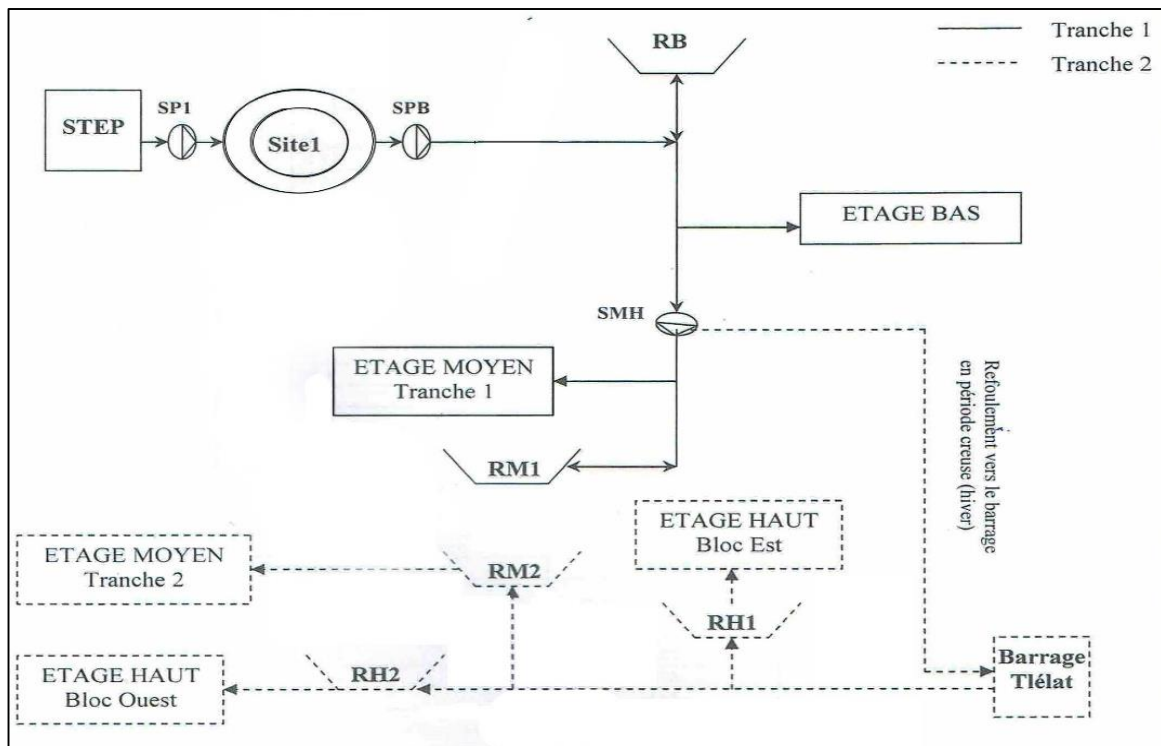


Figure 36 Schéma de fonctionnement du réseau d'ossature (ONID Oran)

III.3 Etude du milieu naturel

III.3.1 Relief et aspect géomorphologique

Le relief de la zone se présente sous la forme d'une large cuvette souvent à fond plat. La topographie de la plaine est assez irrégulière. On distingue trois grands ensembles topographiques suivant les valeurs des altitudes :

- Topographies planes à altitudes basse variant de 95 m à 120 m –partie ouest de la zone, partie dite plaine Meflak (nord gare de Arbal), parties situées de part et d'autre de la route nationale n°4 (partie ouest).
- Topographies peu à moyennement planes à altitudes variant de 120 m à 180 m. on retrouve ce type de topographie aux alentours des localités de Tafraoui, Tlelat et kehailia.
- Topographie faiblement ondulées à altitudes souvent supérieures à 180 m et pouvant atteindre 215 m aux alentours de la localité de Zahana et dans la partie orientale de la plaine adjacente à la RN n°4.

III.3.2 Hydrographie

Le réseau hydrographique est très peu développé. Il est constitué essentiellement de petits cours d'eau, assez nombreux, et sont représentés par de petits oueds ou châabet.

Les plus importants d'entre eux sont, d'Est en Ouest :

- L'Oued Tlelat, long de 25 km, à pente relativement modérée en amont. Il entraîne les limons fins dans un bassin de réception assez important – dayate el Ghizlane.
- L'Oued Tafraoui, long de 14 km, provenant des massifs du Tessala ; il épand ses eaux dans la partie basse de la Mleta par manque d'exutoire naturel.
- L'Oued Tamazoura, long de 20 km, rejoint la grande Sebkhia par la châabet Es Saadla dont il devient l'affluent.

De petits oueds de moindre importance dont les ramifications sont assez nombreuses drainent une partie des piémonts ou l'en retrouve des bancs de sable fins inondant les champs de blé surtout dans la partie nord-ouest de la plaine.

III.3.3 Aspect géologique

La plaine de Mleta est une plate-forme dépressionnaire orientée Est-Ouest, constituée de dépôt terrigène provenant de l'érosion des montagnes bordière du Tessala et du dépôt éolien. Elle appartient au contexte structural du grand sillon occupé par la grande Sebkhia d'Oran prolongement du géosynclinal du Chélif où se sont accumulés des sédiments d'abord au Néogène (le Miocène, le pliocène) puis au Pléistocène (le Plio-Quaternaire) et à l'Holocène (le Quaternaire), atteignant jusqu'à 3000 mètres d'épaisseur par endroits. Les reliefs bordant le sud de la plaine sont formés de terrains sédimentaires du Miocène, émergés et très tectonisés, adossés contre l'Eocène, l'Oligocène et le Crétacé.

L'échelle lithographique de la zone est jointe en annexe I.

III.4 Les formations du Quaternaire

III.4.1 Quaternaire ancien

Dans la Plaine de la M'leta, les formations du Pléistocène sont essentiellement continentales, à prédominance d'argiles rouges. Elles constituent un mauvais aquifère. Toutefois, en bordure du bassin, s'intercalent des conglomérats qui constituent des aquifères d'extension réduite.

Cette formation se trouve entre deux couches d'argile.

III.4.2 Quaternaire récent

Dans la Plaine de la M'leta, l'aquifère quaternaire est constitué de deux niveaux : le premier est constitué d'alluvions récentes de couleur grise et de composition limono-argileux ; le deuxième, plus ancien, est formé de limons caillouteux de couleur rougeâtre affleurant aux alentours de Tamzourah et d'Aïn el Arbaa. La nappe contenue dans cet aquifère est captée plusieurs puits.

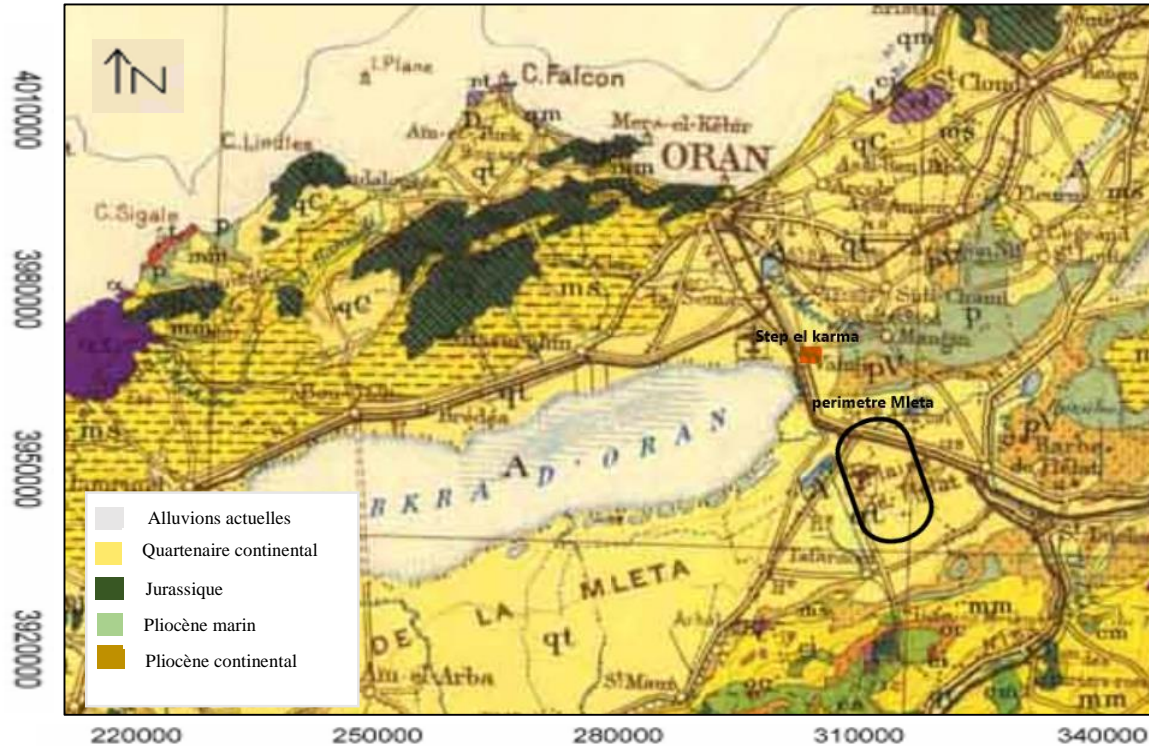


Figure 37 Carte géologique du bassin de la Sebka (Sogreah, 2004)

III.4.3 Hydrogéologie

La plaine de la Mleta est caractérisée par la présence de deux principaux niveaux aquifères :

- La nappe phréatique du Quaternaire.
- Le complexe aquifère du Moi-Pliocène.

➤ la nappe du Quaternaire

L'aquifère est constitué d'alluvions du Quaternaire, le substratum est formé d'argiles et de marnes du Pléistocène. Cette nappe, s'étendant sur toute la plaine de la Mleta, est alimentée selon deux processus :

- Alimentation directe par sa propre surface.
- Alimentation par les Oueds.

➤ Le complexe aquifère du Moi-Pliocène

C'est l'aquifère le plus profond de type en charge et le plus intéressant, sa puissance a été évaluée à près de 150 m.

Ce complexe est associé aux calcaires gréseux et aux grès peu consolidés du Pliocène marin (Astien) et aux calcaires du Miocène supérieur de la série du Murdjadjo.

Cet aquifère est alimenté par infiltration directe des précipitations sur les affleurements Astien et les calcaires du Tessala.

➤ Exploitation

La nappe du Plio-Quaternaire est exploitée par des puits qui sont pour, la plupart, destinés à l'agriculture.

L'inventaire de 1985 a recensé 365 points d'eau. Actuellement, ce dernier n'a pas beaucoup en raison, d'une part, de la sécheresse qui a sévit cette dernière décennie, et d'autre part, du taux de salinité assez élevé des eaux de cette nappe.

III.4.4 Aspect agro-pédologique

La couverture pédologique de la plaine de la Mleta est assez hétérogène. Trois classes de sols sont prédominantes à savoir les sols peu évolués, les vertisols et les sols calcimagnésiques. Les sols halomorphes occupent aussi des superficies non négligeables, près de 1500 ha, réparties surtout dans la partie ouest de la zone d'étude proche de la Sebkh. Il y a lieu de rappeler que les phénomènes de salure concernent également certaines catégories de sols.

Tableau 17 Classification des sols

Classe	Superficie	%	Texture du sol	groupe	superficie	%
Sols peu évolué	4487 ha	31	Sablo-argileux ou limono-sableux	Modal	2565	17.7
				Hydromorphe	248	1.7
				Vertique	549	3.8
				halomorphe	1125	7.8
Vertisols	3226 ha	25.1	argileux	Modal	365	2.5
				Hydromorphe	746	5.2
				Peu accentué	942	6.6
				halomorphe	1563	10.8
Sols à sesquioxydes de fer de manganèse	64 ha	0.4	Limono-argileux ou argileux	Sols rouge	64	0.4
Hydromorphes	375 ha	2.6	Limono-argileux	Pseudogley	375	2.6
Halomorphes	1443 ha	10	argileux	St non dégradée	781	5.4
				St dégradée	662	4.6

Source : ANRH Alger

III.5 Données climatologiques

Le climat de la région oranaise est de type méditerranéen sec, modérément chaud l'été (38° maximum) et doux l'hiver (7° minimum). Ce climat est caractérisé par une grande sécheresse estivale (période allant du 15 juin au 15 septembre) et une pluviométrie hivernale (sous forme d'averses).

III.5.1 Pluviométrie

La pluviométrie de la région d'Oran reste une des faibles du nord de l'Algérie. Selon la carte pluviométrique, éditée par l'ANRH, la région d'Oran se situe entre les isohyètes 300 et 400 mm/an. Les précipitations sont irrégulières, on observe parfois des pics supérieurs à 350 mm. Ces valeurs peuvent varier et descendre en dessous de 200 mm/an ; ce phénomène a été observé surtout durant les dix dernières années ou une période de sécheresse a servi dans la région.

L'année hydrologique 2000 – 2015, a enregistré cinq mois sec (0 mm), à savoir septembre, mai, juin, juillet, aout. Le maximum pluviométrique a été atteint durant le mois d'avril (200 mm) .voir le tableau 15

Les donnée pluviométrique en été prélever par la station d'Oran de l'ANRH (Code station : 040438).

Tableau 18 Précipitations mensuelles (1994/2019)

Mois/an	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avril	mai	jui	juil	aou	annuel
1994	26	45	32	11	53	55	5	30	11	0	2	1	271
1995	16	24	34	83	33	51	73	18	2	7	1	6	348
1996	33	15	5	47	85	101	59	45	16	7	6	2	421
1997	31	23	58	48	66	2	2	68	15	1	1	9	324
1998	5	4	35	43	32	31	20	24	42	0	0	6	242
1999	22	28	82	74	83	66	23	1	1	1	0	3	384
2000	23,6	61,2	93,1	16,8	51,2	104,8	0,6	15,1	33,5	0	0	0	399,9
2001	12,4	19,6	138,7	21,4	3,2	6,2	78	50,5	41	0,3	1,9	10,4	383,6
2002	0	11,9	85,8	0,9	95,9	109,9	10,3	21,9	23,4	0,3	0	0	360,3
2003	0	19,4	70,1	64,6	27,3	19,2	21,2	54	49,9	0,4	0	0	326,1
2004	3	47,2	84,6	61,8	17,3	75,8	46,6	10	0	5,2	0	0,2	351,7
2005	19,8	3,5	70,2	42,3	95,7	70,3	10,5	26,5	26,8	3,9	0	0	369,5
2006	10,4	0	6	162,1	30,7	33	61,8	78,4	0	0	0	0	382,4
2007	9,2	115,5	184,6	34,8	14,1	12,5	14,5	3,4	11,3	1,3	9,7	0	410,9
2008	74	54,1	94,1	155,7	63,7	25	24,9	22,9	6,5	0	0	0	520,9
2009	49,8	3,3	19,6	57,8	143	59,3	90,7	21,1	9	4,7	0	8,2	466,5
2010	12,4	55,9	30,5	21,3	28,3	28,9	12,8	48,9	43,6	0	0,3	0	282,9
2011	4,4	69,6	139	44,8	52,3	56,2	31,8	31,2	0,6	0	0	0	429,9
2012	0,1	54,4	161,7	28,3	40,7	43,1	40,5	220,3	33,9	0	0,9	0	623,9
2013	20,5	15,9	82,1	121,2	75,3	13,9	56,8	0,6	13	6,7	0	0,2	406,2
2014	31,1	8,4	50,5	86	62,5	52,1	25,1	3,5	26,4	3,1	0	0	583
2015	6,3	48,2	30,6	75,4	29,1	37,4	69,1	36,1	14,7	2,4	0	4,3	353,6
2016	6	9	55	75	22	51	50	37	24	3	1	2	335
2017	7	23	40	51	139	15	32	9	7	4	0	3	330
2018	33	54	53	13	68	113	56	64	30	18	0	2	504
2019	28	32	65	33	62	12	15	46	6	1	1	1	302

Source : climate.northwestknowledge.net

III.5.2 Température

Les températures mensuelles moyennes varient entre 11°C (mois de Janvier) et 27°C durant le mois d'Aout. Le maxima dépasse 30°C et le minima descend au-dessous de 7°C durant l'année.

On dispose de données des températures d'un résultat de 30 années consécutives de mesures pour la station d'Oran.

Tableau 19 Les températures mensuelles de l'année 2019.en C°

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou
Tmax	26,70	23,00	18,20	16,90	13,80	14,90	17,70	19,50	23,00	25,30	28,80	29,60
Tmin	20,90	16,80	11,30	9,70	6,60	8,00	11,30	12,60	17,20	19,70	23,20	24,20
Tmoy	23,80	19,90	14,75	13,30	10,20	11,45	14,50	16,05	20,10	22,50	26,00	26,90

Source : climate.northwestknowledge.net

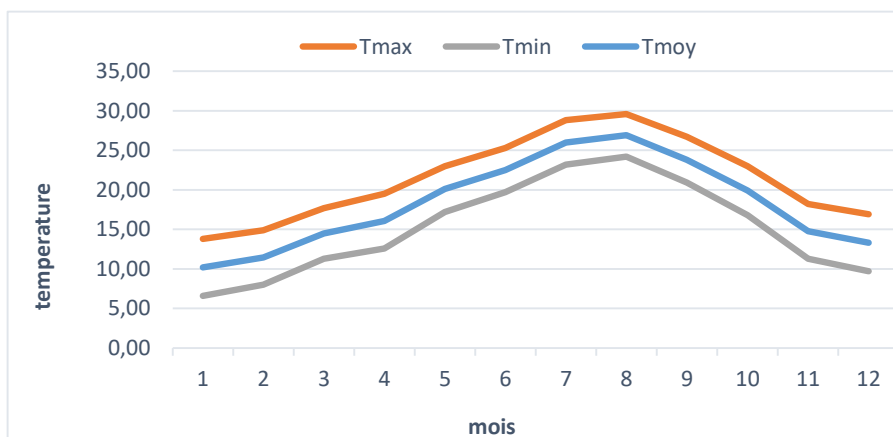


Figure 38 Histogramme des températures

III.5.3 Les vents

Les vents dominant dans la région d’Oran sont de direction Ouest à Nord-ouest (W-NW). Entre les mois de juillet et septembre, ont été observé des vents de direction Nord-Est. La violence des vents est parfois assez forte qui peut atteindre 4 m/s.

Le sirocco a une fréquence annuelle moyenne assez faible ,6 à 8 jours par an, entre les mois de mai et septembre avec un maximum en aout selon diverses observations.

Tableau 20 Vitesse moyenne mensuelle du vent 2017

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	année
vitesse moyenne du vent (m/s)	2,9	2,7	1,4	3	2,9	2,7	3,1	4,3	3,8	3,5	3,6	3,8	3,1

Source : ANRH Alger

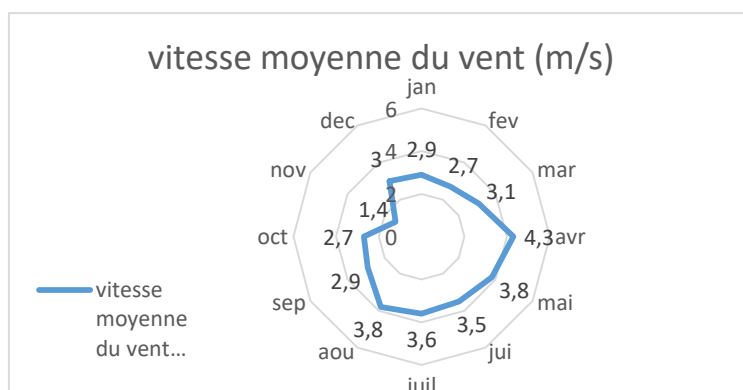


Figure 39 Evolution de la vitesse moyenne du Vent

III.5.4 L'humidité relative de l'air

L'humidité est un facteur qui conditionne le déficit de saturation et donc l'évapotranspiration, elle influe sur les conditions de développement de la végétation. La proximité de la zone d'étude de la mer Méditerranée lui donne un taux d'humidité relative assez élevé.

Tableau 21 L'humidité relative de l'air de l'année 2017

mois	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avr	mai	jui	juil	aou	année
Humidité relative moy(%)	65,7	70,7	77,3	78,7	77,3	75	74	68	68,7	67,3	66,3	65,7	71,2

Source : ANRH Alger

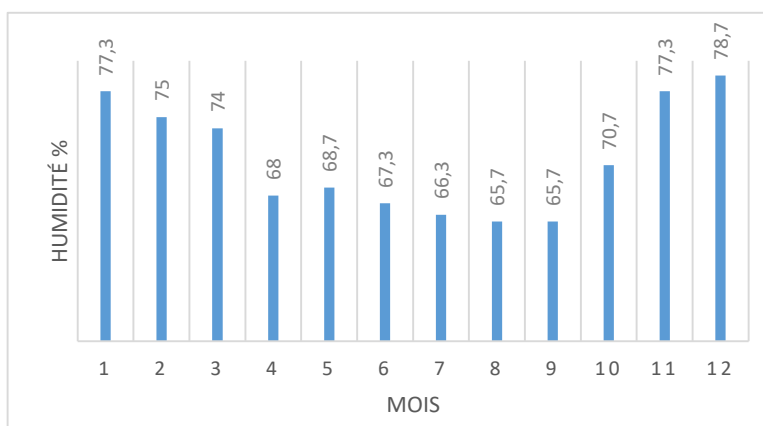


Figure 40 Histogramme de l'humidité relative en %

D'après l'histogramme les valeurs les plus enregistrées dans la région c'est au cours des mois froids (novembre, décembre et janvier) et les valeurs minimales au cours de la période d'été (août).

III.5.5 Insolation

L'insolation est un paramètre climatique qui intervient généralement dans le calcul de l'évapotranspiration potentielle. La durée moyenne mensuelle de l'insolation est celle calculée d'après les données de la station météorologique d'Oran.

Tableau 22 Insolation mensuelle moyenne en heures 2017

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
insolation (heures)	8.92	10.71	8.78	5.74	6.28	6.56	7.33	8.23	9.36	10.36	11.13	10.27

Source : ANRH Alger

III.5.6 Climat

III.5.6.1 Indice d'aridité de Martonne (1926)

L'indice d'aridité de Martonne (IA) est utilisé pour évaluer la sécheresse, il s'exprime comme suit :

$$IA = \frac{P}{T + 10}$$

Avec P : précipitation annuelle en mm $\Rightarrow P = 599.37$ mm
 T : température moyenne en (°C) $\Rightarrow T = 19.87^\circ\text{C}$

Tableau 23 Température moyenne et précipitation moyenne (1994/2019)

mois	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aou	annuel
précipitation	18,62	33,04	69,24	56,66	56,13	45,68	37,97	37,94	18,75	2,70	0,95	2,24	599,37
Tmoy	23,8	19,9	14,75	13,3	10,2	11,45	14,5	16,05	20,1	22,5	26	26,9	19,87

Source : ANRH Alger

Tableau 24 Classification du climat selon de Martonne

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

D'après la classification de Martonne, $IA = 20.06$, le climat de la région oranaise est de type humide, due aussi à la forte valeur de l'évapotranspiration qui atteint 200 mm en période d'été. De ce fait, les besoin en irrigation ne sont pas indispensables mais parfois utile.

III.5.6.2 Quotient pluviothermique d'Emberger (1955)

Le climagramme d'EMBERGER permet de déterminer l'étage bioclimatique d'une station donnée. Il est déterminé à partir de la formule :

$$Q = 2000 \frac{P}{M^2 - m^2}$$

Avec :

P : précipitation annuelle (mm)

M : la température maximale du mois le plus chaud en °C

m : la température minimale du mois le plus froid en °C

En appliquant la formule suivante élaborée par STEWART en 1968 pour l'Algérie et le Maroc, soit :

$$Q = 3.43 \frac{P}{M-m}$$

Avec :

Q : le quotient pluviométrique d'EMBRGER

P : Pluviométrie annuelle moyenne en mm. $\Rightarrow P = 599.37$ mm

M : Moyenne maximale du mois le plus chaud en °C. $\Rightarrow M = 29.6^\circ\text{C}$

m : Moyenne minimale du mois le plus froid en °C. $\Rightarrow m = 6.6^\circ\text{C}$

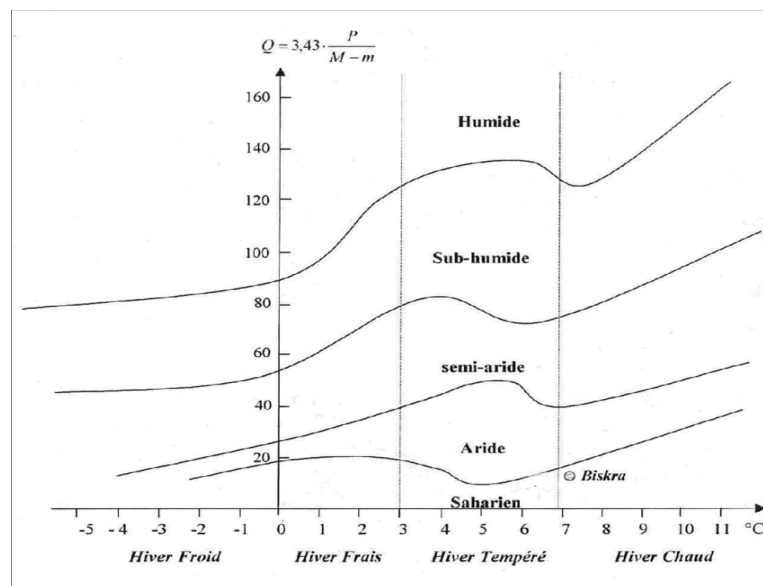


Figure 41 Climagramme d'EMBERGER

Avec une température minimum au mois de janvier de $6,6^\circ\text{C}$ et un quotient d'emberger de 89,4 et d'après de le climagramme d'emberger le climat dans la région oranaise est sub-humide, ce qui rejoint la conclusion faite avec indice d'aridité de Martonne (climat humide). Vu que la wilaya d'Oran est une région côtière.

III.5.6.3 Climagramme de Bagnols et Gausсен

BAGNOULS et GAUSSEN (STEWART, 1969) ont établi des diagrammes ombrothermiques pour évaluer la durée et l'intensité de la saison sèche pendant l'année. Ils se sont basés sur la formule $P = 2 T \text{ } ^\circ\text{C}$; les mois secs sont définis, quand la courbe des précipitations est située au-dessous de celle des températures moyennes.

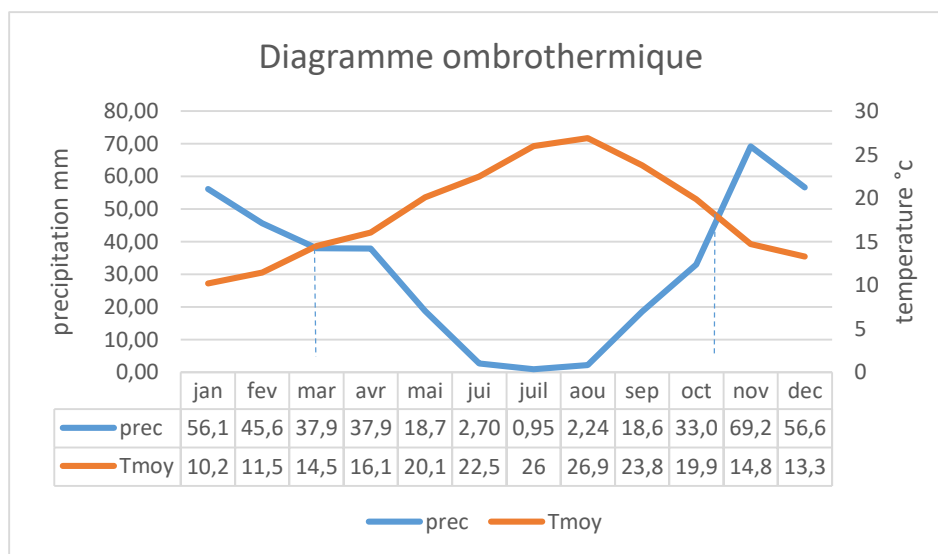


Figure 42 Diagramme ombrothermique de Gausсен

La saison sèche est de l'ordre de 8 mois (de mars à octobre), La durée de la saison sèche varie en fonction de l'altitude et de l'exposition.

III.5.7 Evapotranspiration ET

Quantité de vapeur d'eau transférée dans l'atmosphère par transpiration des plantes et par évaporation au niveau du sol, de surfaces d'eau libre et autres surfaces interceptant la pluie.

- Évapotranspiration potentielle (ETM) : valeur maximale d'ET pour un climat donné, en fonction des caractéristiques énergétiques et dynamiques de l'atmosphère (suffisamment d'eau pour satisfaire la demande évaporatoire).
- Évapotranspiration réelle (ET) : perte de vapeur d'eau effective subie par un couvert végétal. Moindre que l'ETM à cause des résistances à la circulation de l'eau (sol-plantes) et à la diffusion de la vapeur d'eau (feuilles-atmosphère).
- Evapotranspiration de référence (des cultures) (ET₀) : Taux d'évapotranspiration d'une surface de référence ne manquant pas d'eau. La surface de référence est d'habitude une surface couverte de l'herbe, avec des caractéristiques spécifiques.

Il existe deux méthodes pour estimer l'ET₀ :

- Les méthodes directes « instruments et appareils » ;
- Les méthodes indirectes « utilisation des formules empiriques ».

Vu la complexité de la mise en œuvre d'un dispositif de mesure de l'évapotranspiration potentielle et à défaut de mesures directes. Il existe plusieurs formules de calcul, les principales sont : Formule de Turc (1960) ; Formule de Thornthwaite (1955) ; Formule de Blaney-Criddle (1959) ; Formule de Penman ou Formule de Bilan d'énergie (1948) ; Méthode de Doorenbos et Pruitt (1977) dans le cadre de la FAO ;

La méthode de la FAO Penman-Monteith est recommandée comme la méthode standard pour le calcul de l'évapotranspiration de référence, Eto.

$$ET_0 = [0.408\Delta(Rn-G) + \gamma(C_{ste}/T + 273) u_2(es - e_a)] / \Delta + \gamma(1 + 0.34u_2)$$

Avec:

ET₀ : évapotranspiration de référence [mm jour⁻¹],

Rn : rayonnement net à la surface de la culture [MJ m⁻² jour⁻¹],

G : densité de flux de chaleur dans le sol [MJ m⁻² jour⁻¹],

T : température journalière moyenne de l'air à une hauteur de 2 m [°C]

u₂ : vitesse du vent à une hauteur de 2 m [m s⁻¹]

e_s : pression de vapeur saturante [kPa],

e_a : pression de vapeur réelle [kPa],

e_s-e_a : déficit de pression de vapeur saturante [kPa],

D : pente de la courbe de pression de vapeur saturante [kPa °C⁻¹],

g : constante psychrométrique [kPa °C⁻¹].

Les calculs ont déjà été établis par le bureau d'étude ENHYD en collaboration avec ONID, à l'aide du logiciel CROPWAT. Les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau 25 calcul de ET₀ avec CROPWAT (ENHYD/ONID Oran)

Country : Algeria		Station : Senia					
Altitude: 90 meter(s) above M.S.L.							
Latitude: 35,38 Deg. (North)		Longitude: -0,36 Deg. (West)					
Month	MaxTemp (deg.C)	MiniTemp (deg.C)	Humidity (%)	Wind Spd. (Km/d)	SunShine (Hours)	Solar Rad. (MJ/m2/d)	ET ₀ (mm/d)
January	17,2	5,6	77,3	250,6	6,2	10,1	1,87
February	18,0	6,6	75,0	233,3	7,3	13,5	2,33
March	20,8	8,6	74,0	267,8	7,9	17,2	3,29
April	22,1	10,3	68,0	371,5	9,2	21,7	4,57
May	24,5	14,2	68,7	328,3	9,7	24,0	5,13
June	26,0	16,2	67,3	302,4	10,7	25,9	5,62
July	28,5	20,0	66,3	311,0	10,7	25,6	6,08
August	32,0	19,3	65,7	328,3	10,0	23,3	6,42
September	29,0	17,7	65,7	250,6	8,9	19,4	4,84
October	23,6	14,5	70,7	233,3	7,2	14,3	3,11
November	20,3	10,3	77,3	121,0	6,3	10,7	1,65
December	17,9	7,0	78,7	259,2	5,9	9,1	1,75
Average	23,3	12,5	71,2	271,4	8,3	17,9	3,89

III.5.7.1 L'évapotranspiration maximale (ETM)

L'évapotranspiration maximale (ETM) est mesurée comme suit :

$$ETM = K_c \cdot ET_0$$

Les calculs ont été établis par le bureau d'étude ENHYD/ONID.

Tableau 26 Données climatologiques et coefficients culturaux (ENHYD/ONID Oran)

Désignation	Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Total
Climatologie (en mm)														
ETP Penman-Monteith		145	96	50	54	58	66	102	137	159	169	188	199	1 423
Pluie		10,28	33,06	47,11	55,28	54,12	46,75	40,65	39,3	27,09	5,83	0,3	2,73	362,5
Pluie utile	80%	8	26	38	44	43	37	33	31	22	5	0	2	290
Coef. culturaux (Kc)														
Blé dur				0,30	0,50	0,70	0,90	1,00	1,10	0,50				
Blé tendre				0,30	0,50	0,70	0,90	1,00	1,10	0,50				
Orge				0,25	0,60	0,90	1,00	1,10	0,50	0,25				
Avoine				0,25	0,50	0,80	1,00	1,10	0,50	0,25				
Orge-berسيم				0,30	0,60	0,90	1,00	1,10	1,00					
Vesce-avoine				0,30	0,50	0,80	1,00	1,10	0,50					
Pois fourrager				0,50	0,50	0,50	0,70	0,90	1,10					
Maïs fourrager										0,50	0,80	1,10	0,60	
Sorgho fourrager										0,60	1,10	0,75	0,55	
Tournesol										0,35	0,75	1,00	0,35	
Tabac										0,35	0,75	1,00	0,60	
Pêcher	0,20							0,25	0,40	0,60	0,80	0,90	0,40	
Prunier	0,20							0,25	0,40	0,60	0,70	0,80	0,40	
Abricotier	0,20						0,25	0,40	0,60	0,80	0,60	0,40	0,25	
Amandier	0,20						0,20	0,35	0,50	0,70	0,50	0,40	0,25	
Olivier	0,30	0,25	0,20				0,20	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,55	
Pommier	0,40	0,20						0,20	0,40	0,60	0,70	0,90	0,70	
Figuier	0,20								0,30	0,40	0,60	0,60	0,40	

*ETP=ETM

III.5.8 Besoins en eaux des cultures

Le besoin d'irrigation, noté (B) est défini comme étant le volume d'eau qui devra être apporté par irrigation en complément à la pluviométrie et éventuellement d'autres ressources telles que les remontées capillaires (l'apport d'une nappe phréatique), la réserve en eau initiale dans le sol RFU, et la fraction de lessivage (lorsque la salinité influe sur la disponibilité en eau pour les plantes).

Le calcul de ces besoins d'irrigation repose sur un bilan hydrique, qui exprime la différence entre les besoins en eau de la culture et les apports d'eau d'origine naturelle, donné par la formule :

$$B_i = ETM - (P_{eff} + K \cdot RFU_{i-1})$$

Avec :

ETM : évapotranspiration potentielle de référence en (mm/mois) ;

P_{eff} : pluie efficace en mm ;

RFU : Réserve du sol assimilée à la réserve facilement utilisable disponible au début de la période ;

K : est un coefficient généralement égal à 1/2 ou 1/3.

Le calcul de la RFU se fait comme suit :

$$RFU = Y (H_{cc} - H_{pf}) \cdot D_a \cdot Z ;$$

Avec :

Y : degré de tarissement ;

Da : densité apparente (1.35) ;

Z : profondeur d'enracinement mm ;

Hcc : humidité à la capacité au champ, dans notre cas. On prend (28%) ;

Hpf : humidité au point de flétrissement, dans notre cas. On prend (17%).

L'irrigation est faite lorsque Bi (bilan hydrique) > 0

La pluie efficace est définie comme étant la fraction des précipitations qui contribuent effectivement à la satisfaction des besoins de l'évapotranspiration de la culture après déduction des pertes par ruissellement de surface et par percolation en profondeur etc. Ces pertes sont estimées à 20% de la pluie tombée.

$$P_{eff} = 0,8 \cdot P_{80\%}$$

Avec :

P_{eff} : La précipitation efficace en (mm/mois)

P_{80%} : La précipitation (mm/mois), On prend la précipitation de probabilité de dépassement 80% en (mm/mois).

Le calcul des besoins en irrigation a été établi par ENHYD/ONID Oran.

Tableau 27 Tableau 28 Besoins en eau du périmètre Mleta (8100 ha) (ENHYD/ONID Oran)

Désignation	Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Total
Besoins théoriques d'irrigation calculés pour des rendements optimums														
en (m³/Ha)														
Apport moyen à l'hectare														
Besoins de lessivage			150	150	120									420,0
Besoins d'irrigation	103,2					22,2	140,5	473,5	636,3	472,8	768,8	1 010,7	596,8	4 224,8
Total	103,2	150,0	150,0	120,0	22,2	140,5	473,5	636,3	472,8	768,8	1 010,7	596,8		4 644,8
Besoins tête réseau	137,6	200,0	200,0	160,0	29,6	187,3	631,5	848,5	630,6	1 025,3	1 347,9	796,0		6 194,4
%	2%	3%	3%	3%	0%	3%	10%	14%	10%	17%	22%	13%		100%
	39%								61%					100%

Tableau 28 Besoins nets en eau d'irrigation du perimetre Mleta (8100 ha) (ENHYD/ONID Oran)

Désignation	Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A	Total	Arrondi
Blé dur							21,8	69,5	119,4	57,8				268,5	269,0
Blé tendre							21,8	69,5	119,4	57,8				268,5	269,0
Orge						8,9	28,4	79,7	37,1	18,1				172,2	173,0
Avoine						3,1	28,4	79,7	37,1	18,1				166,4	167,0
Orge-bersim						8,9	28,4	79,7	105,7					222,6	223,0
Vesce-avoine						3,1	28,4	79,7	37,1					148,3	149,0
Pois fourrager							8,7	59,3	119,4					187,3	188,0
Maïs fourrager										57,8	130,2	207,1	117,2	512,4	513,0
Sorgho fourrager										73,7	180,8	141,1	107,3	502,9	503,0
Tournesol										34,0	121,8	188,2	67,5	411,5	412,0
Tabac										34,0	121,8	188,2	117,2	461,2	462,0
Pêcher	20,8								23,4	73,7	130,2	169,4	77,4	495,0	495,0
Prunier	20,8								23,4	73,7	113,4	150,5	77,4	459,3	460,0
Abricotier	20,8							8,3	50,8	105,6	96,5	75,2	47,6	404,7	405,0
Amandier	20,8							3,2	37,1	89,6	79,6	75,2	47,6	353,1	354,0
Olivier	35,3								16,5	41,9	71,2	94,0	107,3	366,3	367,0
Pommier	49,9								23,4	73,7	113,4	169,4	137,1	566,9	567,0
Figuier	20,8								9,7	41,9	96,5	112,8	77,4	359,2	360,0

Pour mon étude je me suis focaliser sur l'étude du quartier B9 étage bas avec une superficie de 289 ha, le calcul des besoins en eaux du périmètre d'étude est détaillé en annexe 3, voici le récapitulatif des résultats obtenue :

Tableau 29 Besoins en eaux des cultures du quartier B9

	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fevr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août
olivier	27,87	0	0	0	0	0	0	4,45	38,91	71,3	95,18	102,23
orge	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	51,7	13,8	2,0	0,0	0,0	0,0
Ble dur	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	41,6	83,3	42,4	0,0	0,0	0,0
Ble tendre	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	41,6	83,3	42,4	0,0	0,0	0,0
abricot	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	10,8	45,2	106,8	95,6	76,0	45,7

Tableau 30 Occupation du sol du quartier B9

Culture	Occupation du sol (ha)	%
Olivier	63	21
Orge	50	17
Blé dur	37	12
Blé tendre	88	29
abricot	83	21

III.6 Réseau de distribution

Le réseau de distribution établi par le bureau d'étude en charge du projet, répond aux besoins de distributions, estimé en moyenne de 47 000 000 m³, d'eau au niveau des lotissements comportant les limites des ilots. Le réseau opère sur la base des principes suivant :

- Relier, par le trajet le plus rationnel (le plus court avec le moins de contrainte de passage et zone d'habitation).
- Suivre les limites parcellaires et rester en conformité avec les indications de tracé des conduites d'alimentation.
- Relier la conduite principale aux réservoirs et aux stations de pompage qui constituent les points de départ des réseaux de distribution.

La délimitation des ilots du périmètre ont été établis sur le plan topographique au 1/5000. Le tableau présentant le découpage du périmètre sera associé en annexe. Le périmètre est découpé en 2 tranche chaque tranche est découpé sur 2 étage chaque étage est à son tour découpé en quartier est chaque quartier est découpé en ilots, en tous il y a 426 ilots desservit chacun par une prise.

Un ilot d'irrigation est la plus petite unité irriguée d'une façon autonome,

Le principe de base retenu pour le bornage, est de respecter le plan d'ilots présenté dans la carte du schéma d'aménagement associé en annexe. Comme les tailles d'ilots sont variables, il y a plusieurs classes de borne de débit et de pression. Le tableau ci-dessous présente les classe et sous-classe ainsi que leur débit est pression nominale est plage de surface desservies par chaque classe de borne.

Tableau 31 Classes de borne et leurs mode de couverture (ENHYD/ONID Oran)

classe	Sous-classe	Nombre de prise	Debit nominal	Surface correspondante (ha)	
			l/s	min	max
1	Classe 1-1	1	4.17	3.5	7
	Classe 1-2	2			
	Classe 1-3	3			
	Classe 1-4	4			
2	Classe 2-1	1	6.94	7	12
	Classe 2-2	2			
	Classe 2-3	3			
	Classe 2-4	4			
3	Classe 3-1	1	11.11	12	20
	Classe 3-2	2			
	Classe 3-3	3			
	Classe 3-4	4			
4	Classe 4-1	1	16.33	20	30
	Classe 4-2	2			

Tableau 32 Répartition des bornes par classe de pression (ENHYD/ONID Oran)

Classe de pression	Etage bas	Etage moyen T1	Etage moyen T2	Etage haut	Total (ml)	%
0 - 1 bar	6	0	1	1	8	2.7
1 - 2 bar	11	2	9	2	24	8.2
2 - 2.5 bar	58	32	57	8	155	53.1
2.5 - 7 bar	34	29	11	30	104	35.6
7 - 8 bar	0	0	0	1	1	0.3
TOTAL	109	63	78	42	292	100

Tableau 33 Récapitulatif du linéaire du réseau de distribution (ENHYD/ONID Oran)

étage	Etage bas	Etage moyen T1	Etage moyen T2	Etage haut	Total (m)
PEHD 90 PN10	3130	210	2700	830	6870
PEHD 110 PN10			1160	890	2050
PEHD 125 PN10	1800	1420	4020	300	7530
PEHD 160 PN10	10 430				10 430
PEHD 200 PN10	12 090	6790	830	3770	23 480
PEHD 250 PN10	5490	6080	5010	4080	20 660
PEHD 315 PN10	14 840	5710	3990	2980	27 520
PEHD 400 PN10	5120	6670	9860	2650	25 300
PEHD 500 PN10	2190	5150	6910	3970	18 220
TOTAL (m)	55 090	33 020	34 480	19 470	142 060
Surface (ha)	3024	2136	1659	1281	8100
m/ha	18	15	21	15	18
	TRANCHE 1		TRANCHE 2		
Total (m)	88 110		53 950		142 060
Surface équipée (ha)	5160		2940		8100
m/ha	17		18		18

III.7 Les paramètres de base d'irrigation

Sur la base des dimensions du réseau d'adduction et de distribution établi par le bureau d'étude chargé, les paramètres liés à l'irrigation sont résumé comme suit :

- Durée d'irrigation : 18 heures/jour
- Durée de pompage : 20 heure/jour sauf pour SP1 la durée est de 24h/24
- Débit fictif continu : 0,45 l/s/ha
- Débit d'équipement de distribution : 0,6 l/s/ha
- Débit d'équipement de pompage : 0,54 l/s/ha

Occupation de sols est donnée dans le tableau qui suit :

Tableau 34 Occupation du sol du périmètre Mleta (ENHYD/ONID Oran)

Désignation	Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	Jt	A
% occupation													
Blé dur				6,7%	6,7%	6,7%	6,7%	6,7%	6,7%	6,7%	6,7%		
Blé tendre				6,7%	6,7%	6,7%	6,7%	6,7%	6,7%	6,7%	6,7%		
Orge				13,5%	13,5%	13,5%	13,5%	13,5%	13,5%	13,5%			
Avoine				5,7%	5,7%	5,7%	5,7%	5,7%	5,7%	5,7%			
Orge-bersim				7,1%	7,1%	7,1%	7,1%	7,1%	7,1%				
Vesce-avoine				7,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%	7,0%				
Pois fourrager				18,5%	18,5%	18,5%	18,5%	18,5%	18,5%				
Maïs fourrager										1,3%	1,3%	1,3%	1,3%
Sorgho fourrager										5,8%	5,8%	5,8%	5,8%
Tournesol										19,3%	19,3%	19,3%	19,3%
Tabac										6,3%	6,3%	6,3%	6,3%
Pêcher	5,1%							5,1%	5,1%	5,1%	5,1%	5,1%	5,1%
Prunier	3,3%							3,3%	3,3%	3,3%	3,3%	3,3%	3,3%
Abricotier	3,6%						3,6%	3,6%	3,6%	3,6%	3,6%	3,6%	3,6%
Amandier	2,3%						2,3%	2,3%	2,3%	2,3%	2,3%	2,3%	2,3%
Olivier	11,0%	11,0%	11,0%				11,0%	11,0%	11,0%	11,0%	11,0%	11,0%	11,0%
Pommier	5,1%	5,1%						5,1%	5,1%	5,1%	5,1%	5,1%	5,1%
Figuier	4,4%								4,4%	4,4%	4,4%	4,4%	4,4%
Taux d'intensification													
<i>Total</i>	132,7%	34,8%	16,1%	76,2%	65,2%	65,2%	82,1%	95,6%	100,0%	100,1%	80,9%	67,4%	67,4%
<i>Terres nues</i>	150,1%			73,3%	65,2%	65,2%	78,5%	93,6%	100,0%	100,1%	70,8%	50,1%	50,1%

- ❖ Les données et information figurant dans ce chapitre sont issues des documents suivant : étude agro-pédologique de la plaine de la Mleta (A.Hammoum, 2005) et de l'avant-projet détaillé de l'étude d'aménagement hydro-agricole de la plaine de Mleta (W.ORAN) (3 volet : réseau de distribution ; ouvrages d'adduction ; équipement des ilots d'irrigation) (GROUPEMENT SCET TUNISIE, ENHYD, ONID).

Conclusion

Le périmètre Mleta situé dans la wilaya d'Oran s'étend sur une superficie de 8100 ha fait l'objet d'une exploitation agricole gérée par ONID. Le périmètre est irrigué à partir des eaux usées traitées de la station d'épuration el karma, les besoins annuels de la zone sont de 47 000 000 m³ et le volume transféré par la step subvient aux besoins de la zone.

CHAPITRE IV

Présentation de la station d'épuration el-karma

IV. Introduction

Le traitement des eaux usées, quel que soit le système choisi, fait toujours appel aux procédés de séparation liquide-solide. Cette séparation effectuée dans une station d'épuration spéciale aux traitements des eaux usées. Une station d'épuration (STEP) est un ensemble d'installations et procédés où sont dirigées les eaux usées pour éliminer les différents polluants. Nous nous intéressons particulièrement à une STEP type Boues Activées. C'est le traitement biologique le plus utilisé pour des stations de taille moyenne à importante (plus de 2000 EH).

IV.1 Présentation de la station d'épuration EL karma

Une station d'épuration (STEP) est un ensemble d'installations et procédés où sont dirigées les eaux usées pour éliminer les différents polluants. Nous nous intéressons particulièrement à une STEP type Boues Activées.

La station d'épuration d'EL KERMA, la plus grande station d'épuration du Maghreb vue de l'Afrique, a pour rôle de traiter les eaux usées de la wilaya d'Oran, des communes : Oran, Bir El Djir, Es-Sénia, Sidi Chahmi et El Kerma, avec 8 stations de relevage. Dans le cas de la STEP de « ORAN », on fonctionnera à une charge massique moyenne donc suivant le processus d'une aération "conventionnelle". Par ce procédé, nous obtenons une bonne efficacité d'élimination de la DBO et avec une stabilisation de boue par la digestion anaérobique. Les eaux épurées seront utilisées à des fins agricoles pour irriguer environ 6.700 HA de la plaine de MLETA, les boues sont destinées à la valorisation agricole et la production du gaz (méthane) pour sa propre consommation énergie électrique. Des essais ont déjà été effectués afin de lancer des conventions de réutilisation des boues.

La réalisation de cette station d'épuration a été effectuée par la société VA TECH WABAG pendant 30 mois à partir 01/03/2006. En mai 2009 la STEP est en exploitation par VA TECH WABAG pendant 2ans, et le transfert de sa gestion vers SEOR s'est effectué en mai 2011.

La station a une capacité installée de 270.000 m³/j et traite actuellement jusqu'à 90.000 m³/j.

IV.1.1 Données de base

La capacité de la population raccordée à 1.500.000 EH environ. Soit ainsi les dotations principales suivantes pour la partie urbaine :

- Débit d'eau usée

Le tableau suivant représente les différents débits de station d'épuration :

Tableau 35 Les différents débits des eaux usées dans la STEP d'El Karma (SEOR)

Paramètre	Unité	Valeur
Equivalent Habitant	E.H	1 526 00
Débit moyen journalier	m ³ /j	270 096
Débit moyen horaire-temps sec	m ³ /h	11 254
Débit moyen horaire diurne	m ³ /h	15 006
Débit moyen horaire nocturne	m ³ /h	3751
Débit de pointe horaire-temps sec	m ³ /h	16 200
Débit de pointe-entrée biologique	m ³ /j	1500

➤ Charge polluante

Tableau 36 La charge massique de différentes paramétrées physico-chimiques (SEOR)

Désignation	Valeur du paramètre		
	Kg/j	mg/h	E.H/j
Charge massique des MES à l'entrée de la STEP	96 860	359	
Charge massique de DBO ₅ à l'entrée de la STEP	91 560	339	60
Charge massique de DCO à l'entrée de la STEP	229 910	848	/
Charge massique de N_{tot} à l'entrée de la STEP	16 786	62	11
Charge massique de NTK à l'entrée de la STEP	/	/	11
Charge massique de P_{tot} à l'entrée de la STEP	2 746	/	1.8

IV.2 Description de la procédure de traitement de la station d'El Karma

La station d'épuration est prévue pour les eaux usées du groupement urbain d'Oran qui sont à prépondérance domestique. Le système de traitement retenu pour l'épuration des eaux usées d'Oran est l'aération à moyenne charge.

La chaîne de traitement est composée de deux lignes : une ligne d'eau et une ligne de boue. Le débit est divisé parallèlement sur certains ouvrages afin d'améliorer la fiabilité du traitement, les opérations de maintenance et la souplesse de fonctionnement de la station.

➤ La filière de traitement de la ligne d'eau comprend ainsi en totalité et successivement :

➤ Prétraitement mécanique comprenant :

- Canal d'arrivée et de by-pass général de la station ;
- Dégrillage fin mécanisé avec un système de traitement des matières retenues ;
- Chenal d'échantillonnage et d'analyses ;
- Ouvrage de dessablage et déshuilage avec installation de traitement de sable ;
- Station de traitement des matières de vidange et fécales ;
- Système de filtration biologique des gaz de pollution.

- Décantation primaire constituée de :
 - Ouvrage de réparation ;
 - Quatre décanteurs primaires circulaires ;
 - Ouvrage de pompage des boues primaires ;
 - Station de pompage des boues et matières flottantes primaires
- Traitement biologique constitué de :
 - Quatre bassins biologiques avec aération de surface au moyen des aérateurs ;
 - Station de pompage des matières flottantes et mousses ;
 - Système de rebattement des mousses ;
 - Canal de by-pass de l'aération biologique.
- Décantation secondaire comprenant :
 - Ouvrage de répartition avec un chenal de by-pass de la décantation ;
 - Huit décanteurs secondaires circulatoires ;
 - Station de pompage des boues et matières flottantes, secondaires ;
 - Deux puits de mesure du débit des boues biologiques de retour.
- Ouvrage de pompage des boues actives comprenant :
 - Station de relevage des boues de retour au moyen des Vis d'Archimède ;
 - Station de pompage des boues en excès ;
 - Deux chenaux Venturi pour le comptage des boues de retour.
- Ouvrage de pompage des boues actives comprenant :
 - Station de relevage des boues de retour au moyen des Vis d'Archimède ;
 - Station de pompage des boues en excès ;
 - Deux chenaux Venturi pour le comptage des boues de retour.
- Ouvrage de sortie et de désinfection constitué de :
 - Canal de comptage des eaux épurées de type Venturi ;
 - Bassin tampon avec un système d'analyse et d'échantillonnage.
 - Station de dosage de chlore gazeux ;
 - Poste d'eau de service pour le réseau d'arrosage et nettoyage ;
 - Poste d'eau de service pour l'alimentation de la bâche d'eau de lavage.
- ❖ Quant à la **ligne boue**, elle est constituée précisément de :
 - Ouvrage d'épaississement des boues primaires constitué de :
 - Deux épaisseurs de boues ;
 - Station de pompage, précédé d'un broyage, des boues épaissies primaires.
 - Ouvrage d'épaississements mécanique des boues en excès comprenant :
 - Trois tables d'égouttage des boues ;
 - Station de réparation et dosage de polymère ;
 - Station de pompage des boues surnageâtes égouttées.
 - Ouvrage de digestion anaérobie des boues comprenant :
 - Bassin d'homogénéisation des boues primaires et secondaires ;
 - Station de pompage des boues homogénéisées ;
 - Quatre digesteurs de boues ;
 - Installation de chaufferie formée par 03 chaudières et 02 échangeurs de chaleur.

- Ligne de biogaz constitué de :
 - 04 lignes de récupération du biogaz à partir des digesteurs via des filtres à graviers ;
 - Installation de pompage des gaz par sur presseurs ;
 - Gazomètre pour le stockage du biogaz ;
 - Torchère pour la combustion du gaz ;
 - Ligne d'alimentation du biogaz vers les chaudières.
- Ouvrage de déshydratation et stabilisation des boues constitué de :
 - 02 épaisseurs finaux des boues digérées ;
 - Station de pompage des boues digérées ;
 - 02 lignes de déshydratation constituée chacune de 02 filtres ;
 - 02 stations de préparation et dosage de Polymère ;
 - 02 lignes de transport de boues ;
 - 04 silos de stockage des boues déshydratées ;
 - 02 lignes de chaulage de boues avec 02 silos de stockage de chaux ;
 - Installation de traitement chimique de l'air. (Notice d'exploitation STEP, 2006)

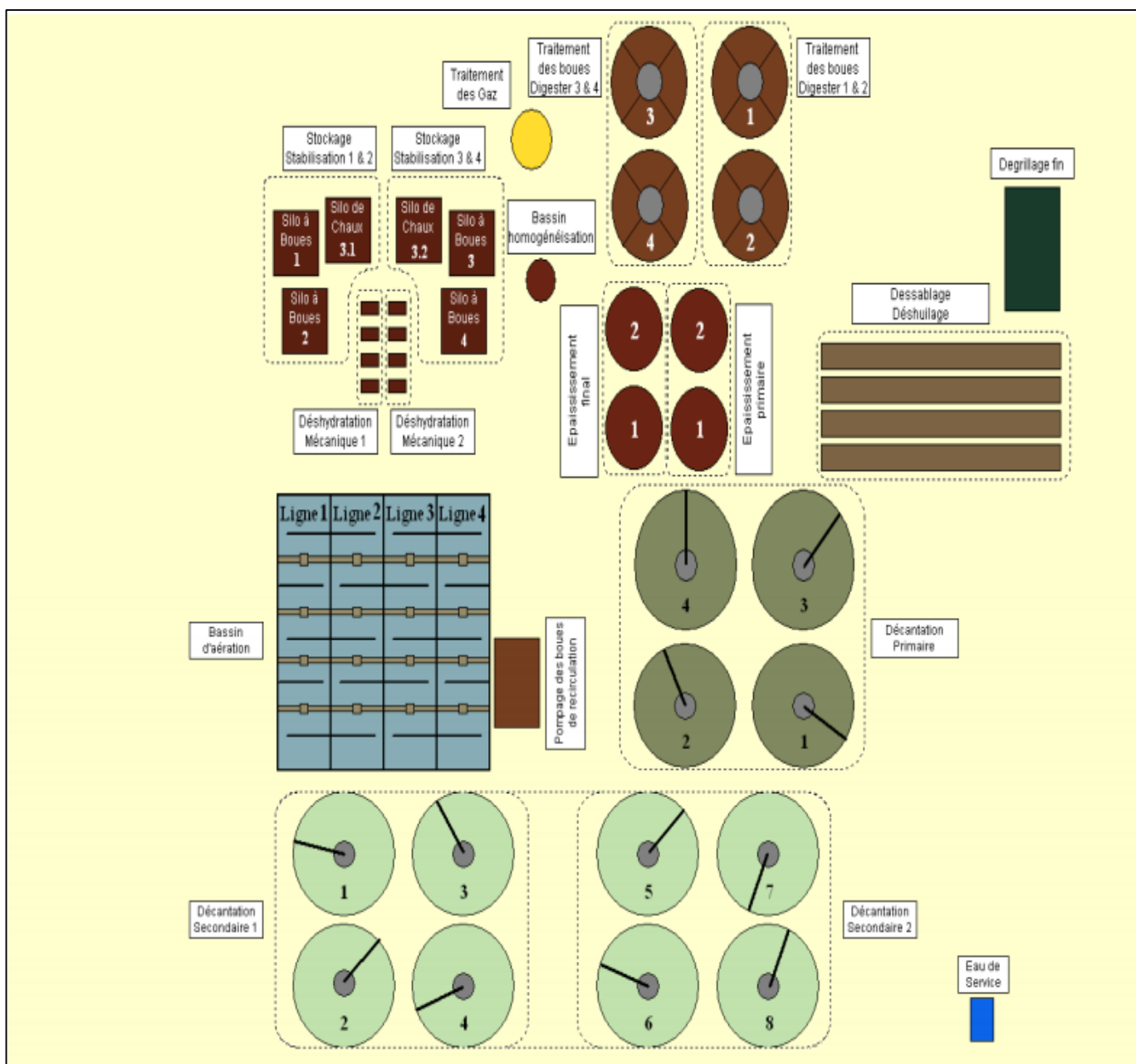


Figure 43 Schéma général de la station El karma (Notice d'exploitation STEP, 2006)

IV.2.1 Description des ouvrages

IV.2.1.1 Ligne eau

IV.2.1.1.1 Dégrillage fin

Les effluents bruts, prédégrillés déjà grossièrement et relevés par la Station de Pompage de « Petit Lac », seront collectés, tout en traversant un réservoir Tampon, dans un canal en « Y » avant d'arriver sur l'ouvrage de dégrillage fin qui est le premier ouvrage proprement dit de la Station.

Cet ouvrage comprend :

- Dégrillage mécanisé fin constitué de 04 dégrilleurs à nettoyage automatique ;
- Un convoyeur à vis commun aux quatre dégrilleurs ;
- Une mesure ultrasonique différentielle de niveau de chaque dégrilleur.

Tableau 37 Les dimensions d'une grille (Notice d'exploitation STEP, 2006)

Dimensions	Valeur
Nombre de grille	4
Espacement entre barreaux (mm)	10
Largeur (m)	1.5
Angle d'inclinaison des dégrilleurs	75
Vitesse de passage maximale dans le canal (m/s)	1.20



Figure 44 Les dégrilleurs (STEP Elkarma)

IV.2.1.1.2 Dessaleur, déshuileur

Au poste de dégrillage fait suite un chenal de sortie amenant les eaux dégrillées vers le Dessaleur - déshuileur. Tout l'ouvrage se compose de quatre canaux rectangulaires, de section trapézoïdale, avec les dimensions suivantes :

Tableau 38 4. Dimensions d'un dessaleur, canal de déshuilage (Notice d'exploitation STEP, 2006)

Dimensions	Valeur
Longueur (m)	50
Largeur du canal de dessalage (m)	4.8
Largeur du canal de déshuilage (m)	2
Hauteur d'eau utile (m)	4.32
Surface (m ²)	336
Volume unitaire de la zone de dessalage	900
Volume unitaire de la zone de dessalage/ déshuilage	1039
Volume utile total (m ³)	4156



Figure 45 Dessablage- déshuilage (STEP Elkarma)



Figure 46 Classificateur et laveur de sables (STEP Elkarma)

IV.2.1.1.3 Décanteur primaire

Les effluents ainsi prétraités seraient ensuite dirigés sur un ouvrage de répartition puis quatre décanteurs primaires cylindro-coniques de caractéristiques unitaires suivantes :

Tableau 39 . Dimensions d'un décanteur primaire (Notice d'exploitation STEP, 2006).

Dimensions	Valeur
Diamètre (m)	49
Hauteur d'eau utile (m)	2.56
Surface (m ²)	1885
Volume unitaire (m ³)	4825
Volume utile total (m ³)	19300



Figure 47 Décanteur primaire (photo prise des bacs de stockage des boues) (STEP Elkarma)

IV.2.1.1.4 Traitement biologique

Le Réacteur biologique ou bassins d'aération constituent le cœur du procédé, dans lequel s'effectue le métabolisme bactérien à l'origine du phénomène aboutissant à l'épuration.

Les eaux décantées arrivent, en provenance de la décantation primaires après ayant subi un mélange avec les boues de recirculation par l'intermédiaire d'un caniveau rectangulaire, aux Réacteurs biologiques après leur répartition entre les quatre bassins.

Pour assurer les objectifs classiques appliqués à cette station d'épuration à boues activées, le dimensionnement du bassin d'aération prend généralement en compte les conditions de fonctionnement suivantes :

- Charges massique : 0.5Kg DB05 /Kg M.S.
- Concentration en boues activées : 4 g/l.
- Temps de séjour moyen : 2h30 min.
- Age de boues : 2 à 4 j.

Tableau 40 Dimensions d'un bassin d'aération (Notice d'exploitation STEP, 2006)

Dimensions	Valeur
Nombre de bassin	4
Longueur au plan d'eau (m)	89.8
Largeur au plan d'eau (m)	22.5
Hauteur d'eau (m)	5..25
Volume net unitaire (m ³)	10 584
Volume net total (m ³)	42 336



Figure 48 Bassin d'aération (STEP Elkarma)

IV.2.1.1.5 Décantation secondaire

La liqueur mixte, provenant des réacteurs biologiques, arrive via un caniveau rectangulaire de 2800x2000 sur un ouvrage répartiteur où le débit sera équi-réparti sur les 08 décanteurs secondaires au moyen d'une lame déversante.

Figure 49 decanteur secondaire (STEP Elkarma)



Tableau 41

Nombre de clarificateurs	8
Volume net total (m ³)	68 800

Dimensions des décanteurs secondaire (Notice d'exploitation STEP, 2006)

IV.2.1.1.6 Chloration

Avant leur évacuation, les eaux traitées doivent être désinfectées pour éviter tout risque de contamination. A cette fin, les eaux épurées de la Station subiront un traitement de désinfection par le chlore gazeux.

Le chlore est un oxydant puissant et un bactéricide utilisé pour la destruction de composés tels que les germes ; les microorganismes et algues pouvant être rencontrés dans l'eau épurée. Cependant, l'effet rémanent étant limité dans le temps, donc, son dosage doit être suffisant pour réaliser les fonctions demandées sans toutefois être excessif, afin de limiter les effets non souhaités et de limiter les coûts d'exploitation. Le chlore étant un gaz dangereux, le bâtiment abrite également une installation de sécurité qui, en cas de fuite peut

neutraliser une quantité importante de chlore. Le système de chloration est conçu pour l'utilisation de tanks de chlore et pour permettre un dosage équivalent à 5 mg/l.



Figure 50 Bassin de chloration (STEP El karma)

IV.2.1.2 Ligne boue

IV.2.1.2.1 Recirculation et extraction des boues

Le but de la recirculation des boues ou des décanteurs secondaires vers le réacteur biologique est d'y maintenir une concentration constante et correcte de la liqueur mixte permettant de respecter une charge massique de fonctionnement considérée ou, ce qui revient au même, de limiter le temps de séjour dans les décanteurs pour garantir une bonne qualité et un âge de boue bien défini et d'éviter conséquemment l'accumulation et le débordement du lit de boue dans les décanteurs. Les pompes utilisées pour la recirculation sont des pompes à vis.

Tableau 42 Caractéristique des pompes de recirculation des boues
(Notice d'exploitation STEP, 2006)

Paramètre	valeur
Nombre de pompes à vis	3+1 réserve
Débit unitaire (m ³ /h)	3000 à 5628
Temps de fonctionnement (h)	24



Figure 51 Pompe à vis (recirculation des boues) (STEP Elkarma)

IV.2.1.2.2 Épaississement des boues primaires

L'épaississement des boues a pour objectif de concentrer de la façon la plus économique les boues de permettre d'alimenter à régime régulier et à concentration pratiquement constante les installations de déshydratation. Il s'agit donc d'une étape intermédiaire pour la diminution du volume de boues produites par la station en permettant d'améliorer la concentration des boues primaire en termes de matières sèches, tout en étant de l'ordre 30g/l avant l'épaississement, jusqu'aux les 50g/l après épaississement.

L'épaississement et l'homogénéisation de la boue ont lieu par l'action de la pesanteur et au moyen de ces barres suspendues au bras du mécanisme racleur équipé des herse facilitant le dégagement de l'eau en créant des « chemins » dans la masse de boues. L'ouvrage prévu pour cet effet ayant les caractéristiques suivantes :

Tableau 43 Dimensions d'un épaisseur gravitaire (Notice d'exploitation STEP, 2006)

Dimensions	Valeur
Nombre des épaisseur	2
Diamètres (m)	25
Hauteur de boue (m)	4.84
Surface (m ²)	491
Volume net unitaire (m ³)	2376
Volume net total (m ³)	4752



Figure 52 Bassin d'homogénéisation de la boue (STEP Elkarma)

IV.2.1.2.3 Épaississement mécanique des boues en excès

La station d'épuration produit en permanence des boues activées biologiques dont l'excès doit être évacuée à intervalles réguliers pour garantir un bon fonctionnement du système. En effet, l'extraction permet de maintenir une quantité de MS nécessaire et suffisante afin d'assurer le maintien du métabolisme microbien. Le but de cette installation est d'augmenter la teneur des boues activées excédentaires à une valeur minimale de 5% telle que leur volume soit réduit d'au moins 5 fois.

Les boues en excès ainsi épaissies, au moyen des tables d'égouttage mécaniques, sont pompées vers le bassin d'homogénéisation pour être mélangé avec la boue primaire et ensuite renvoyées vers la digestion anaérobique.



Figure 53 Table d'égouttage (STEP Elkarma)

IV.2.1.2.4 Digestion anaérobique des boues

La boue épaissie est chauffée et versée le plus régulièrement possible dans le digesteur où elle séjourne entre 10 et 30 jours pour y être décomposée. Par la digestion, on atteint une réduction de la matière organique de 45 à 60%. Les digesteurs comportent un volume dans leur partie haute où les boues à digérer sont introduites par pompage. Ces digesteurs possèdent les caractéristiques de fonctionnement suivantes :

Tableau 44 Dimensions d'un digesteur anaérobique (Notice d'exploitation STEP, 2006)

Dimensions	Valeur
Nombre des digesteurs	4
Volume net unitaire (m ³)	9605
Volume net total (m ³)	38420
Charge massique spécifique de la digestion (kg M.S/ m ³ xj)	2.57
Temps de séjour des boues dans les digesteurs	20



Figure 54 Digesteur anaérobie (STEP Elkarma)

IV.2.1.2.5 Épaississement final des boues digérées

A l'image de l'épaississement primaire des boues, cet ouvrage permet de concentrer de la façon la plus économique les boues digérées et d'alimenter à régime régulier et à concentration pratiquement constante les installations de déshydratation. Il s'agit donc d'une étape intermédiaire pour la diminution du volume de boues produites par la station en permettant d'améliorer la concentration des boues digérées en termes de matières sèches, tout en étant de l'ordre 40 à 50 g/l avant l'épaississement, jusqu'aux les 60g/l après épaississement.

Tableau 45 Dimensions d'un épaisseur final (Notice d'exploitation STEP, 2006)

Dimensions	Valeur
Nombre des épaisseur	2
Diamètres (m)	25
Hauteur de boue (m)	5.30
Surface (m ²)	491
Volume net unitaire (m ³)	2602
Volume net total (m ³)	5203

IV.2.1.2.6 Déshydratation mécanique des boues

Une gestion rationnelle de la boue produite dans la station reste une condition nécessaire de la qualité de l'épuration. Le rôle du personnel exploitant apparaît à cet égard fondamental. La production de boue est directement liée à la quantité de pollution retenue. Il s'en suit une augmentation de la biomasse dans le système, ce qui induit un accroissement des concentrations en MS. Le produit fini peut être utilisé aisément en agriculture comme excellent amendement des sols, ou être versé en décharge publique. Cette siccité sera environ 20%.

IV.2.1.2.7 Installations de transport ; de stockage et de stabilisation des boues déshydratées

Le système de transport et/ou stockage des boues déshydratées comprend deux lignes identiques et indépendantes dont chacune est associée à une ligne de déshydratation mécanique des boues. Selon les besoins de l'exploitation de la ligne boues, il est possible pour le gestionnaire de la station (chef de station) de choisir, par sélection au niveau de la supervision, pour chaque ligne de stockage et transport, d'une des deux options suivantes, soit :

- Le transport et le déchargement direct de la boue déshydratée dans les bennes des camions pour leur évacuation à l'extérieur du site
- Le stockage et la stabilisation de la boue déshydratée dans les Silos de stockage de boues pour une future évacuation dans le lieu de décharge.

IV.2.1.3 Ligne de gaz

Le biogaz produit par la digestion anaérobie sera récupéré dans une conduite installée au sommet de chaque digesteur, et dont la pression maximale de service est 50mbar, jusqu'au local des filtres à graviers. Ces derniers sont conçus pour séparer les particules et le condensat du biogaz et ils jouent également le rôle de dispositif de sécurité contre le retour de flamme. Le biogaz filtré et dépourvu d'humidité, sera acheminé jusqu'au Gazomètre, Ce Gazomètre sans pression, composé d'un silo métallique cylindrique et d'une membrane (silo), à l'intérieur de laquelle le ballon à gaz est suspendu. Il a pour fonction d'amortir les différences de volume de gaz entre la production et la consommation de gaz.

Tableau 46 . Dimensions d'un gazomètre (Notice d'exploitation STEP, 2006)

Dimensions	Valeur
Diamètre de plaque inférieure (m)	22
Diamètre extérieur (m)	21.32
Hauteur du cylindre (m)	19.42
Hauteur du cône (m)	6.9
Hauteur totale (m)	26.44
Volume de stockage (m ³)	6800

IV.3 Consommation énergétique

Les relevés des index d'énergie sur le compteur SONALGAZ a délivré les consommations suivantes :

- Période de nuit : 144 456 KWh
- Période de pointe : 78 023 KWh
- Période jour : 292 870 KWh

La consommation électrique totale de la STEP, durant le mois de Janvier 2020, était donc de 515 351 kWh, soit une moyenne journalière de 16 624 kWh/j.

La moyenne de la consommation d'énergie électrique en fonction du débit moyen traité était de 0,245 kWh /m³, la consommation de l'éclairage électrique est inclus dans le ratio.

IV.4 Analyse physico-chimique

Analyse physico-chimique des eaux usées de la STEP consiste à mesurer et prélever les concentrations et quantités des paramètres physique, chimique et biologique (mentionnée dans le chapitre II), présent dans l'eau usée à l'entrée et à sa sortie de la station épuration. L'objectif de ces analyses est de vérifier la qualité des rejets, le réseau assainissement étant encore majoritairement unitaire, le volume admis sur les stations est dépendant de la pluviométrie. Or l'efficacité du processus épuratoire dépend du degré de dilution des polluants dans l'eau à traiter : de manière générale, la qualité décroît lorsque la dilution augmente, la conformité aux exigences établie et aux normes est obligatoire (norme mentionnée dans le chapitre I).

Paramètre	Valeur (mg/l)	Paramètre	Valeur (mg/l)
Ca	5,46	SO ₄	4,53
Mg	4,44	Cl	4,60
Na	2,17		

Tableau 47 Analyse des métaux lourds après traitement (ONID Oran)

IV.4.1 Interprétation des analyses physico-chimique de la STEP EL KARMA

Le tableau 37 ci-dessous représente les analyses des paramètres physico-chimiques de la step EL KARMA durant l'année 2018.

Pour les paramètres d'entrée, rappelons que cette station d'épuration traite les eaux usées de 5 communes de la wilaya d'Oran (Oran, Bir El Djir, Es-Sénia, Sidi Chahmi et El Kerma), le débit entrant à la step est d'une valeur moyenne de 67 000 m³/J. On remarque que le débit entrant atteint cette valeur maximale de 87188 m³/J durant le mois de février et durant les mois de janvier et mai avec des valeurs avoisinant le maximum, due principalement à l'assainissement collectif, débit pluviale + débit d'eaux usées.

Pour les paramètres de sortie, le débit de sortie est d'une valeur de 65 103 m³/J, le volume épuré représente 99% du volume d'entrée. La température et le PH de l'eau traitée sont inférieurs aux normes (Tmoy = 16°C < 30°C ; 6.5 < (PH= 8.25) < 8.5).

La valeur de la conductivité moyenne est de 2.25 dS/m (0,75 < CE < 2,25 dS/m) représentant le taux de salinité de l'eau qui est importante (à prendre en considération) donc la classe de l'eau est **C3**. Pour le calcul du TDS en fonction de la CE on applique la formule suivante :

- TDS (mg/L ou ppm) = EC (dS/m) x 640 (EC de 0.1 à 5 dS/m)
- TDS (mg/L ou ppm) = EC (dS/m) x 800 (EC > 5 dS/m)

Donc : TDS = 2.25*640 ; TDS = 1440 mg/L

Passant au calcul du SAR (d'adsorption du sodium)

$$SAR = \frac{Na}{\sqrt{\frac{Ca+Mg}{2}}} ; SAR = 2,17/\sqrt{((5,46 + 4,44)/2)} = 0,97$$

SAR < 10, l'eau est de classe S1, on conclut donc que l'eau contenant une faible quantité de sodium, elle peut être utilisée pour l'irrigation de presque tous les sols sans risque d'alcalinisation.

Rendement d'épuration correspond au rapport entre la concentration mesurée à la sortie sur la concentration mesurée à l'entrée de la station (influent).

$$R = \frac{C_e - C_s}{C_e} * 100$$

Avec :

C_e : concentration à l'entrée de station

C_s : concentration à la sortie de station

Le rendement d'épuration est de 91% pour la DCO, 95% pour la BDO5 et 96% pour les MES.

En ce qui concerne les paramètres l'azote et le phosphore, 74% pour l'azote et 63% pour le phosphore.

L'efficacité du processus épuratoire dépend du degré de dilution des polluants dans l'eau usée. Comme le réseau d'égouttage est de type unitaire, cette efficacité dépend de la pluviométrie : de manière générale, la qualité décroît lorsque la dilution augmente. Donc nous remarquons que durant les mois humides (pluviométrie élevée) ce qui est le cas du mois de janvier 2018, les précipitations enregistrées sont d'une valeur de 113 mm et le rendement d'épuration de la DCO est de 87% inférieur au rendement moyen.

Conclusion

La station d'épuration est karma fonctionne sur la base du procédé de boues activées avec une digestion anaérobie en fin de traitement des boues qui permet la production de biogaz.

Les analyses des eaux usées présentent des rendements épuratoires satisfaisants pour l'élimination des matières en suspension en accord avec les normes de rejet des effluents par le Journal Officiel de la République Algérienne.

Tableau 48 Analyse physico-chimique de la step (à l'entrée /à la sortie) 2018 (SEOR)

paramètre	Entrée										Sortie									
	Volume	Temp.		Cond.	DCO	DBO5	MES	NH4-N	NO3-N	PO4-P	Volume	Temp.		Cond.	DCO	DBO5	MES	NH4-N	NO3-N	PO4-P
Mois	m3/j	C°	pH	µS / cm	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	m3/j	C°	pH	µS / cm	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l	mg/l
jan	86048	14	7,71	2918	534,1	311,4	313,5	35,4	2,8	5,1	85770	11,3	7,9	2322	66,5	13,7	12,3	22,5	0,6	
fév	87188	13,5	7,67	2665	495,8	285,4	282,7	43,3	14,4	4,8	86928	9,4	10,4	2301	40,2	11	11,8	30,9	0,3	
mar	48043	16,2	7,65	2802	434,9	250	241,6	51,6	6,2	5,9	47701	14,8	7,8	2392	44,2	9,6	11,1	41,5	5	
avr	75813	17,1	7,82	2483	400,2	192,9	224,8	45,3	3,8	4	74509	12,9	7,9	2475	37,4	9	10,7	36,9	1,6	0,8
mai	78399	19,3	7,94	2978	337,2	205,5	291,1	27,8	25	5,6	77927	15,2	8,2	2104	36,7	11,7	8,8	16,2	3,3	2,1
jui	66018	21,9	7,96	2937	410,8	218,9	239,2	45,9	6,4	6,1	65600	20,3	8,3	1907	47,2	14,7	9,5	20,1	5,2	1,5
juil	68705	24,6	7,89	2889	566	282,8	263,3	66,8	2,7	6	68103	20,9	8,2	2344	49,6	12,6	8,7	39,8	2,3	1,4
août	66262	25,8	7,73	2875	619,3	305,5	281,9	49,5	4,6	6,7	65457	17	8,3	2224	51,3	12,3	9,3	33,2	3,3	0,6
sept	54882	24,4	7,73	2902	587,5	266,3	260	47	3,3	5,8	54347	19	8	2270	43,8	13,2	8	22,2	1,6	1,4
oct	75795	22,5	7,5	2718	749,5	366,5	350,2	53,7	5,1	5,7	73063	16,9	7,9	2361	43,7	11,8	7,6	23	1,8	0,4
nov	26382	18,1	7,75	2838	485,1	223	237,7	32,1	25,5	7,1	24529	16,9	7,8	2150	59,2	12,3	14,3	19,7	0,8	2,6
déc	65353	14,8	7,64	3590	525,6	281,2	305	29,7		10,8	65103	10,5	7,8	2556	31	8,9	10		0,5	
moy	66685	19,76	7,75	2882,9	510,9	264,4	271,4	45,4	9,07	5,7	65812	15,88	8,25	2259,1	49,6	11,63	10,2	27,82	2,35	1,4
total	733 535																			
max	87188	25,8	7,96	3590	749,5	366,5	350,2	66,8	25,5	7,1	86928	20,9	10,4	2475	59,2	14,7	14,3	41,5	5,2	2,6
min	26382	13,5	7,5	2483	337,2	192,9	224,8	27,8	2,7	4	24529	9,4	7,8	2561	36,5	9	7,6	16,2	0,3	0,4

CHAPITRE V

Dimensionnement du bioréacteur à membrane

V. Introduction

Dans ce chapitre on a pour but de transformer deux (02) des bassins biologiques la STEP des eaux usées d'El karma, chacun d'un volume de 10 584 m³, en bioréacteurs à membranes de type immergé. Ce dispositif est choisi pour l'excellente qualité épuratoire qu'il offre, les eaux épurées par la STEP sont destinée à l'irrigation du périmètre Mleta ainsi qu'a alimenté la zone industrielle d'Oran en eau réutilisable en industrie .Rappelant que la capacité de la station d'épuration El karma atteint 67 000 m³/J.

V.1 Présentation du dispositif de bioréacteur à membrane immergé

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.

BRM immergé ont démontré leur efficacité dans le traitement des eaux usée, 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 2/4 bassins d'aération de la station El-Karma.

Tableau 49 comparaison entre les BRM à boucle externe et les BRM immergés.

	BAM à boucle externe	BAM immergé
Dépense énergétique	10 – 50 kWh/m ³	0.2 – 0.4 kWh/m ³
Capacité de traitement	50 – 150 L/ (h.m ²)	10 – 20 L/ (h.m ²)
Pression transmembranaire	1 – 5 bars	0,5 bars

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 (catégorie A) ou encore recyclage à usage industriel.

Le type de membranes choisi est organiques d'ultrafiltration de type Zenon GE 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. 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. (SUEZ)

Figure 55 Assemblage en cassette du BRM (SUEZ)



Tableau 50 Caractéristiques des membranes utilisées par Suez dans les BRMI

Caractéristique	Valeur
Matériaux	Reinforce PVDF hollow fiber(PET+PVDF)
taille des pores (μm)	0,04
Diamètre externe et interne des pores (mm) ext/int	1,9/0,8
flux nets ($\text{L} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$)	15 ~ 35
Surface membranaire (m^2)	100
Nombre de module par cassette	50
Perméabilité ($\text{L} \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{bar}^{-1}$)	150
Mode de filtration	Outside-in / de ext vers int
pression transmembranaire (bar)	< 0,55

V.2 Caractéristiques des eaux à l'entrée du bioréacteur à membrane

Les eaux usées entrant à la station El karma sont d'origine domestique caractérisées par 271,4 mg/l de MES, 366,5 mg/l DBO_5 et de 749,5 mg/l DCO.

Avant le passage au traitement membranaire, l'eau passe par un traitement primaire où il est de 30% de DCO et de DBO_5 et de 75% de MES. Donc les eaux entrant au bioréacteur à membrane sont caractérisées comme suit :

$$(\text{MES})_1 = 100\% - 75\% (\text{MES})_0, (\text{MES})_1 = \mathbf{67,8 \text{ mg/l}}$$

$$(\text{BD0}_5)_1 = 100\% - 30\% (\text{BD0}_5)_0, (\text{BD0}_5)_1 = \mathbf{256,5 \text{ mg/l}}$$

$$(\text{DCO})_1 = 100\% - 30\% (\text{DCO})_0, (\text{DCO})_1 = \mathbf{524,6 \text{ mg/l}}$$

Avec :

- $(\text{MES})_0, (\text{MES})_1$: concentration de MES à l'entrée de la STEP et à l'entrée du BRM.
- $(\text{BD0}_5)_0, (\text{BD0}_5)_1$: concentration de BD0_5 à l'entrée de la STEP et à l'entrée du BRM.
- $(\text{DCO})_0, (\text{DCO})_1$: concentration de DCO à l'entrée de la STEP et à l'entrée du BRM.

V.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 station d'épuration El karma, 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 :

Tableau 51 données nécessaire pour le dimensionnement du BRM

Débit d'entrée (Q)	87188 m ³ /J	
Contenue Eaux usées	MES	67,8 mg/l
	DBO5	256,5 mg/l
	DCO	524,6 mg/l
Contenue eaux traitée	MES	5 mg/l
	DBO5	5 mg/l
	DCO	50 mg/l
Age de boue (Tb)	5, 10, 15 jours	
Concentration de biomasse dans le réacteur (X)	4, 8, 10, 20 gMES/l	
Taux de décès (Kd)	0,04 J-1	
Taux de conversion (Yh)	0,44 gMVS/gDCO	
Surface membranaire (s)	100 m ²	
Perméabilité membranaire (P)	150 L.h-1.m-2.bar-1	
Pression du retro-lavage (Prtl)	1,5 bars	
Flux brut de production par module (J)	18 ; 30 L.h-1.m-2	
Temps de retro-lavage (tr)	30 s	
Temps de filtration (tf)	1h	
Nombre de module (N) par cassette	50	
Volume des bassins d'aérations (m ³)	10 584*2	

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 (qualité A).

La détermination de la concentration de biomasse dans le réacteur est primordiale pour le dimensionnement du volume du BRM. Voici un graphe illustrant la concentration de biomasse présente dans le réacteur, on remarquera que les valeurs sont au voisinage de 4 g/l, dans la majeure partie des documents, la concentration varie entre 5 et 20 g/L, et pour le flux de perméat varie selon la concentration, le flux et la concentration de biomasse sont inversement proportionnel. Nous allons donc comparer ces deux limites. Concernant l'âge de boues on le fait varie de 5 à 20 jours.

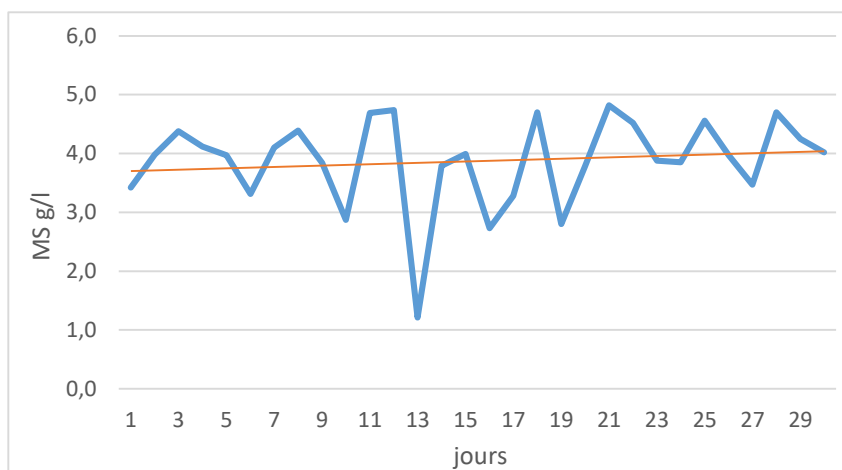


Figure 56 Concentration de biomasse dans un BA (STEP Elkarma)

V.3.1 Calcul du rendement de production de boues

Grâce aux données sur la biomasse, nous pouvons calculer le rendement de production de boues observé (en gMVS/gDCO), et il est normal de tracer une courbe du rendement de production des boues et fonction de leurs âges :

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

Avec :

Y_h : constante de conversion égale à 0,44 (gMVS/gDCO)

K_d : constante de décès k_d égale à 0,04 (j^{-1})

A_b : âge de boues

L'âge de boues est fixé à 5 jours.

Application numérique :

$$Y = 0,44 / (1 + 0,04 * 5) ; \quad Y = 0,37 \text{ gMVS/gDCO}$$

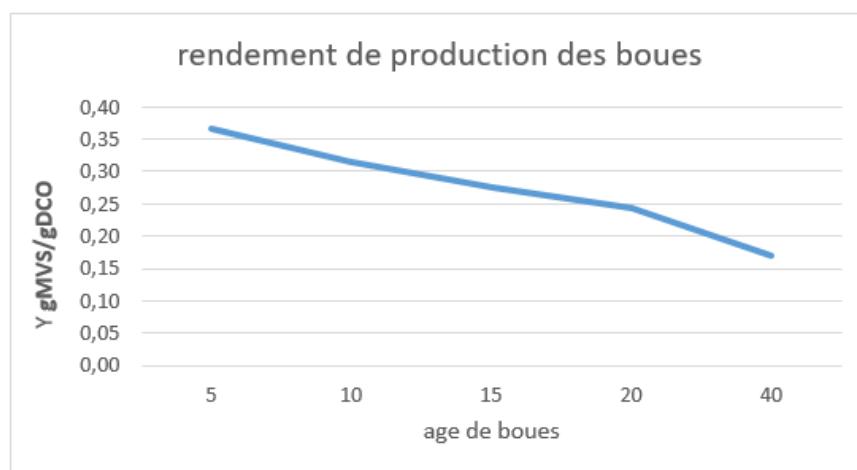


Figure 57 Evolution du rendement de production des boues en fonction de l'âge des boues

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 :

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

Avec :

Q : débit d'entrée de station (m³/j).

Y : rendement de production des boues (gMVS/gDCO).

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 20000 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 installer dans 2 bassins d'aération. En fonction du schéma de la station (figure 43 p91), il y a 4 lignes (4 réacteurs) donc pour 2 bassins le débit est divisé en deux ce qui donne 43 594 m³/j

Application numérique :

$$Q_p = \frac{43\,594 * 0,37 * (524,6 - 50)}{20000} ; \quad Q_p = 474,14 \text{ m}^3/\text{j}$$

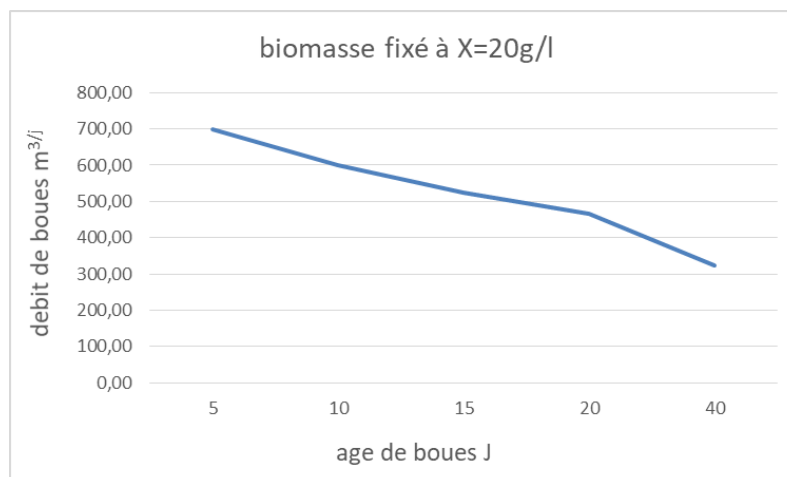


Figure 58 Evolution débit de boues en fonction de l'âge de boues

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 :

$$Q_{\text{prod}} = Q - Q_p ; Q_{\text{prod}} = 43594 - 474,14$$

$$\mathbf{Q_{\text{prod}} = 43119,86 \text{ m}^3/\text{j}}$$

V.3.2 Calcul de la quantité d'oxygène à fournir au système et du temps de séjour

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 g/gMVS, voici la formule utilisé :

$$D_{O_2} = (1 - 1,44*Y)*Q*(DCO_e - DCO_s)$$

Avec :

D_{O_2} : la quantité d'oxygène nécessaire ($\text{kgO}_2.\text{j}^{-1}$).

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 :

$$D_{O_2} = (1 - 1,44*0,37)* 43594 *(524,6 - 50) ;$$

$$\mathbf{D_{O_2} = 9765,54 \text{ kgO}_2.\text{j}^{-1}}$$

Considérant une part d'O₂ dans l'air de 21% en volume (donc en moles), 29 et 32 étant les masses molaires approximatives de l'air et du dioxygène (en g/mol). Soit :

$$Q (\text{air}) = (D(O_2)/0,21)*(29/32)$$

➤ Application numérique :

$$Q (\text{air}) = (9765,54/ 0,21)*(29 / 32) ;$$

$$\mathbf{Q (\text{air}) = 42142,95 \text{ kg/j}}$$

Temps de séjour (TSH) pour un seul bassin, sachant que le BRMi sera installé dans 2 bassins d'aération, correspond à la durée théorique du contact entre l'effluent et la biomasse. Il est calculé à l'aide de la formule suivante :

$$\text{TSH} = V/Q \text{ (exprimé en h)}$$

➤ Application numérique :

$$\text{TSH} = 10\,584 / 87188 ;$$

$$\text{TSH} = 2,9 \text{ h}$$

V.3.3 Calcul du nombre de modules membranaire

Rappellent que le BRMi avec des membranes organiques d'ultrafiltration de type Zenon GE 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 47). On choisit ensuite si l'installation fonctionne avec des rétro-lavages ou des périodes de relaxation. De nombreux document montrent que le nombre de module augmente lorsque qu'il s'agit d'une installation utilisant la relaxation. Nous allons donc choisir des rétro-lavages pour notre installation (tr, P_{rtl}).

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.

Q_{prod} : débit de perméat produit par BRM (l/h)

Q_{mnet} : Débit net produit par module membranaire (l/h)

Sachant que :

$$Q_{\text{mnet}} = \frac{Q_{\text{mbrut}} \cdot t_f - P \cdot P_{\text{rtl}} \cdot S \cdot t_{\text{rtl}}}{t_f + t_{\text{rtl}}}, \quad Q_{\text{mbrut}} = J * S$$

Avec :

Q_{mbrut} : Débit brut produit par module membranaire (L/h) ;

t_f : temps de filtration (h)

P : Perméabilité membranaire ($L \cdot h^{-1} \cdot m^{-2} \cdot bar^{-1}$)

P_{rtl} : pression du retro-lavage (bar)

S : surface membranaire (m^2)

t_{rl} : temps de retro-lavage (h)

J : Flux brut de production par module ($L \cdot h^{-1} \cdot m^{-2}$)

➤ Application numérique :

$$Q_{mbrut} = 18 * 100 ; \mathbf{Q_{mbrut} = 1800 \text{ l/h}}$$

$$Q_{mnet} = \frac{1800 * 1 - 150 * 1,5 * 100 * 30 / 3600}{1 + 30 / 3600} ; \mathbf{Q_{mnet} = 1599,7 \text{ l/h}}$$

$$N = E \left(\frac{43119,86 * \frac{1000}{24}}{1599,7} + 1 \right)$$

$$\mathbf{N = 1124 \text{ modules}}$$

L'installation contient 1124 modules, sachant qu'un BRMi est assemblé en cassette qui se compose de 50 modules/BRM. Donc avec un débit de 43594 m^3/j pour les deux bassins d'aération, le nombre de BRMi prévu pour l'installation est de 22 cassettes réparties sur 2 bassins d'aération soit 11 cassettes par bassin de la step d'Elkarma.

Conclusion

Les BRM immergée prévus pour la station Elkarma comporteront près de 22 cassettes. Le choix du BRMi est le plus adaptée au cas de la station d'épuration d'El karma.

Il se caractérise par des performances intéressantes en matière d'élimination de polluants biodégradables et des polluants considérés comme difficilement biodégradables par les procédés usuels de traitement des eaux usées ainsi que la pollution biologique, et a un excellent rendement d'élimination de MES, dans notre cas le rendement d'épuration et de 98% MES, 98,6% BDO et 93% DCO. L'eau traitée fourni par ce procédé membranaire est d'une qualité supérieur (catégorie A) à celle obtenue avec un procédé de traitement classique les eaux sortant réponde aux normes les plus exigeante car cette technique est la meilleur sur le marché.

CHAPITRE VI

Réutilisations des eaux usées traité dans le périmètre MLETA (Dimensionnement du système d'irrigation)

VI. Introduction

L'exploitation des eaux usées traitées de la station d'épuration el karma pour l'irrigation du périmètre de la Mleta a démarré en 2018. Comme il a été mentionné dans les chapitres précédents les eaux usées traitées dédiées pour l'irrigation du périmètre proviennent de la step d'el karma (W. Oran), et la qualité de ces eaux répond aux exigences établies par OMS. Rappelant que le périmètre est d'une superficie de 8100 ha et il est découpé en quartier, ce chapitre consistera à l'étude et le dimensionnement de la technique d'irrigation du quartier B9 (289ha). Les systèmes d'irrigation appliqués dans le périmètre Mleta, dans le cas de l'irrigation par EUT, sont l'irrigation localisée (goutte à goutte) et par aspersion (l'irrigation de surface est fortement déconseillée dans ce cas afin de minimiser les risques sanitaires liés au contact direct des humains avec l'eau).

VI.1 Le choix de la technique d'irrigation

Le choix du système d'irrigation reste toujours un critère de la réussite de l'investissement. Un système d'irrigation mal choisi peut entraîner des pertes économiques très graves. C'est pour ça qu'on doit le prendre en considération. Le choix de l'irrigation localisée est très coûteux, mais leur utilisation fait économiser l'eau pour les régions où elle manque. Pour un investissement de long terme, l'irrigation localisée demeure un bon, voire le meilleur choix pour avoir une grande productivité et pour que l'investissement soit rentable.

VI.1.1 L'irrigation localisée

VI.1.1.1 Définition

Sur le plan international, différents termes sont utilisés pour désigner cette technique d'irrigation :

- Micro-irrigation : terme choisi par CIID (Téhéran 1976) en référence au débit utilisé qui, contrairement aux deux autres techniques plus anciennes, aspersion et irrigation de surface, sont très faibles.
- Irrigation goutte à goutte : terme utilisé par certains auteurs en référence à l'utilisation d'un type particulier de distributeurs : le goutteur.
- Irrigation localisée : terme choisi par l'Organisation mondiale pour l'alimentation et l'agriculture (FAO, OAA, 1976) en raison des apports d'eau effectués au voisinage immédiat des plantes.

L'irrigation localisée a été définie comme une nouvelle méthode d'irrigation qui comprend tous les systèmes caractérisés par un réseau de distribution à la parcelle fixe et sous pression permettant les apports continus ou fréquents en des endroits déterminés par rapport au dispositif culturel de telle façon que l'infiltration ne se fasse que sur une fraction réduite de la surface du sol (MADR, 1994). Le goutte à goutte permet une économie de l'eau (50% à 70% par rapport au gravitaire et de 30% par rapport à l'aspersion).

VI.1.1.2 Principe de fonctionnement

L'irrigation goutte à goutte représente une conception nouvelle de l'apport d'eau au sol. Celle-ci est appliquée localement, ponctuellement, dans le volume de sol occupé par les racines. Elle est dispensée en petites quantités mais à des intervalles de temps très rapprochés de quelques heures à un jour. Il se forme de cette manière, sous l'impact des gouttes, un bulbe humide où l'humidité du sol se maintient proche de la capacité de rétention.

On considère que la quantité d'eau versée dans ce bulbe doit être juste égale à celle consommée par l'arbre pour son développement et sa production.

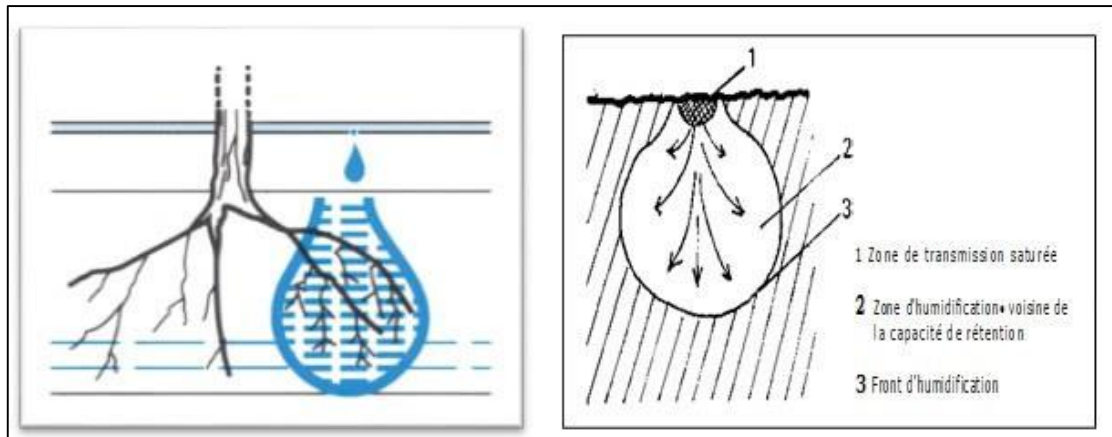


Figure 59 Schéma de principe de la micro-irrigation : apporter l'eau directement aux racines

VI.1.1.3 Les composantes d'une installation d'irrigation localisée

Une installation ou réseau localisée comprend de l'amont vers l'aval les éléments suivants :

- L'unité de pompage ;
- La station de tête ;
- Des canalisations de transport (canalisations principales et secondaires) en tête des postes d'arrosage ;
- Une ou des canalisations d'alimentation des rampes (les portes rampes)
- Des canalisations d'alimentation des distributeurs (les rampes)
- Les distributeurs (goutteur).

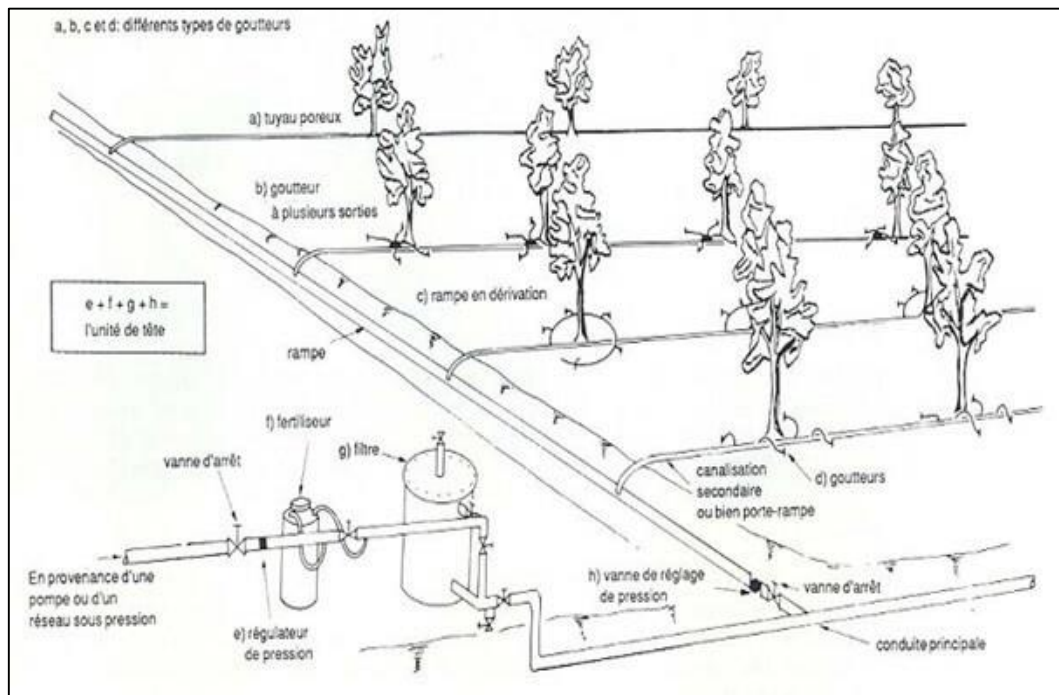


Figure 60 Système d'irrigation en goutte à goutte (FAO, 1983)

VI.1.1.3.1 Point de fourniture d'eau

Une crépine filtrante peut être nécessaire si la ressource en eau, constituée par un petit barrage (lac collinaire) ou un cours d'eau, contient de la matière organique ou des particules en suspension, mais non si elle est relativement propre.

VI.1.1.3.2 L'unité de tête

Reliée au point de fourniture d'eau elle permet de réguler la pression et le débit, de filtrer l'eau et d'y introduire des éléments fertilisants. Parfois, des régulateurs de pression et des filtres secondaires sont placés en tête des portes rampes ou même des rampes. Pour introduire des éléments fertilisants, on utilise le plus souvent un réservoir que l'on remplit d'engrais solubles (généralement l'azote) : c'est un petit récipient sous pression avec une entrée et une sortie. Une fraction du débit est dérivée de la conduite principale, envoyée dans le réservoir, s'y enrichit en engrais puis est réinjectée dans la conduite principale. Le filtre à sable (ou à gravier), avec vannes permet un nettoyage par contre-courant. Quand l'eau contient beaucoup de sable, on doit installer des filtres spéciaux, appelés dessaleurs, qui fonctionnent suivant le principe au vortex.

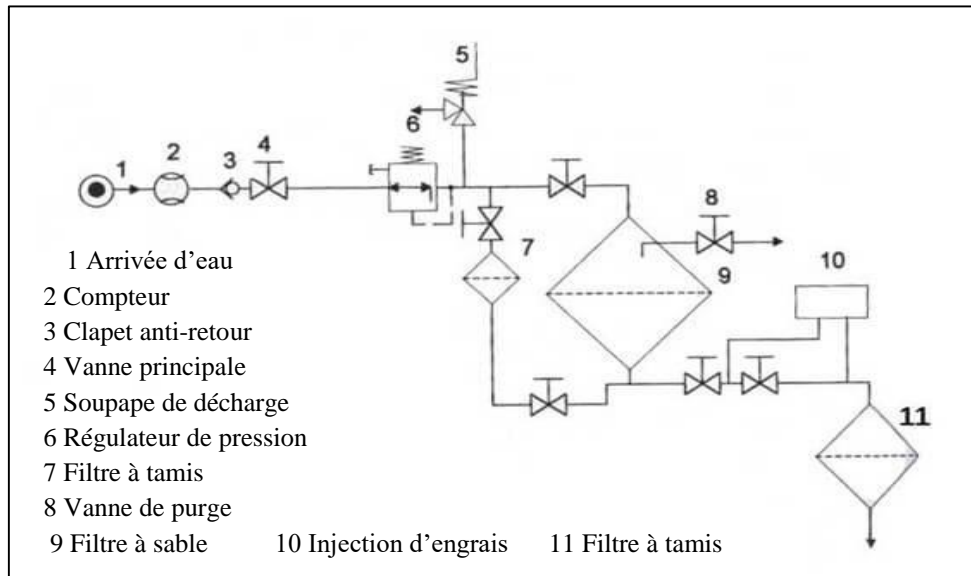


Figure 61 Schéma type de la station de tête (Tiercelin, 2006)

VI.1.1.3.3 Description des conduites et rampes

Le système d'irrigation est composé de canalisations suivantes :

➤ La conduite principale

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les divers porte-lampes. Elle peut être en amiante ciment, en PVC rigide ou en acier galvanisé. Pour les petites installations, du polyéthylène haute densité peut également être utilisé.

➤ Le porte-lampes

C'est la conduite qui alimente les rampes d'un seul côté ou des deux côtés. Ils peuvent être soit en polyéthylène moyenne densité (PE), soit en chlorure de polyvinyle rigide (PVC).

➤ Les rampes

Ce sont les conduites qui généralement en PEBD (polyéthylène basse densité), et sont équipés de distributeurs. Les distributeurs y sont fixés avec un espacement prédéterminé.

➤ Les distributeurs

Les distributeurs constituent la partie essentielle de l'installation. C'est à partir d'eux que l'eau sort, à la pression atmosphérique, en débits faibles et réguliers (entre 1 et 8 l/h). Il existe de nombreux types différents, des ajutages ou des mini diffuseurs dont le débit est un peu plus important (quelques dizaines de l/h).

VI.1.1.3.4 Différents types de distributeurs d'un goutteur

➤ Goutteurs

Les plus utilisés ont des débits de 2 l/h pour les cultures maraîchères et de 4 l/h pour les cultures arboricoles. Ils sont placés en dérivation, en ligne ou intégrés dans les rampes.

➤ Gaine

Destinée aux cultures maraîchères, peut être utilisée pour les vergers ; elles assurent conjointement un rôle de transport et de distributeur.

➤ Tubes poreux

La paroi à structure poreuse laisse passer l'eau, ils sont généralement enterrés.

➤ Mini diffuseurs

Ils sont toujours placés en dérivation, fixés directement sur la rampe, fonctionnent comme de petits asperseurs statiques ne couvrant qu'une partie de la surface du sol au voisinage des cultures.

VI.1.1.4 Recommandation pour l'utilisation des eaux usées dans le cas de l'irrigation localisée

Le risque majeur de cette technique est la sensibilité au colmatage et l'uniformité d'arrosage à la parcelle.

Afin de minimiser ce risque, il est important d'adopter les dispositions suivant :

Au niveau du distributeur

Les distributeurs doivent avoir un diamètre égal ou supérieur à 1 mm. Les pressions élevées réduisent le pourcentage de colmatage dans la plupart des goutteurs et micro jets et en particulier ceux à faible diamètre.

Au niveau du filtre à sable

Le nettoyage du filtre à sable doit s'effectuer lorsque la différence de pression entre l'amont et l'aval du filtre atteint 0,8 à 1 bar.

Au niveau de l'entretien

Les rampes doivent être purgées régulièrement à une fréquence minimale hebdomadaire afin d'évacuer les particules qui se déposent sur le fond et aux extrémités.

VI.1.1.5 Les Avantages et inconvénients de l'irrigation localisée

Tableau 52 Avantages et inconvénients du goutte à goutte

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Précision de l'apport en eau - Réduction des pertes par évaporation - Efficience du réseau - Diminution des mauvaises herbes - Equilibrage du rapport air – eau - Application intégrée d'eau et l'éléments nutritifs – fertigation - Autonomisation - Adaptation aux conditions topographiques et édaphiques difficiles - Pas d'interférence avec les autres activités agricoles - Insensibilité au vent - Diminution du fungus des feuilles et maladies des fruits - Pas de brûlure des feuilles 	<ul style="list-style-type: none"> - Risques d'obstruction des émetteurs - Coûts initiaux élevés - Accumulation de sel à la surface du sol - Exposition des tuyaux et goutteurs aux dégâts (animaux) - Influence négligeable sur le microclimat - Limitation du volume des racines -

VI.2 Etude du quartier B9 (289 ha)

Le quartier B09 est situé dans la partie nord du périmètre dans la tranche 1 étage bas. Le quartier couvre une surface de 289 ha, et divisée en 09 ilots. Le réseau de distribution sera joint en annexe.

Les besoins des cultures du périmètre seront affichés en annexe.

VI.2.1 Le dimensionnement à la parcelle du réseau goutte à goutte

Le réseau d'irrigation sera installé sur la parcelle N°1 de l'ilot 9B9 (19 ha) alimentée par un débit de borne égal à 13,3 l/s et dont les pressions calculées sont de l'ordre de 6 bars. La surface de l'exploitation est de 2,17 ha et présente une forme relativement rectangulaire.

➤ Les données de base :

- Surface de la parcelle (ilot 9B9) : 2,17 ha – longueur 185 m – largeur 116 m
- Culture : olivier : Besoin de pointe : 102,23 mm (Aout)
- Organisation du réseau : Avec un écartement de 4*4m,
- Caractéristique du goutteur :
 - Débit nominal : 4 l/h Pression nominale : 10 m.c.e
 - Espacement des goutteurs : 2 m
 - Le nombre de goutteurs par arbre : 2
- Débit à la borne B9 = 13,3 l/s
- Débit spécifique : $q_s = 0,7$ l/s/ha
- Débit caractéristique : $Q_c = q_s * S = 0,7 * 2,17 = 1,51$ l/s
- Temps de travail maximal par jour : 20 heure/jour
- Surface humidifiée pour un goutteur : $S_h = 3,14 * (R)^2 = 3,14 * (0,5)^2 = 0,785$ m²

VI.2.1.1 Besoins journaliers (Bj)

Pour les oliviers :

$$B_j = \frac{\text{besoin du mois de pointe}}{\text{nbr de jour du mois}} ; B_j = \frac{102,23}{31} ;$$

$$B_j = 3,29 \text{ mm}$$

VI.2.1.2 Besoin journalier avec l'influence du taux de couverture du sol (B_{jl})

On applique au besoin journalier un coefficient de réduction : Kr dépend du taux de couverture du sol (Cs =60%) pour les plantes adultes. Kr peut être calculé par diverses formules proposées suivantes :

La formule de Keller et karmeli :

$$K_r = \frac{C_s}{0,85} ; K_r = 0,71$$

$$B_{jl} = B_j * K_r ; B_{jl} ; B_{jl} = 3,29 * 0,71$$

$$B_{jl} = 2,33 \text{ mm}$$

VI.2.1.3 Dose nette pratique (Dp)

Détermination d'une fraction ou pourcentage d'humidification (P) du bulbe humide dans la zone racinaire. La dose (RFU) étant définie par le paramètre (P) :

$$D_p = (H_{cc} - H_{pf}) \cdot Y \cdot Z \cdot d_a \cdot P\% = RFU \cdot P\%$$

Avec :

H_{cc} : (28%), H_{pf} : (17%) ;

Y : (2/3) ;

Z : profondeur racinaire 1200 mm

d_a : densité apparente 1.35

P : Pourcentage du sol humidifié,

$$P = \frac{n \cdot Spd \cdot Sh}{Sr \cdot Sa}$$

Avec :

N : Nombre de point (de goutteurs) de distribution par arbre =2.

Spd : Distance entre deux points de distribution voisins du même arbre = (≈ 2m).

Sh : Largeur de la bande humidifiée = 1m (arbres).

Sr : Ecartement entre rangs d'arbre (4m).

Sa : espacement des arbres sur les rangs (4m).

Donc : P% = 25%

$$D_p = (28 - 17) \cdot 1,35 \cdot 2/3 \cdot 1200 \cdot 0,25 ;$$

$$\mathbf{D_p = 29,7 \text{ mm}}$$

VI.2.1.4 Fréquence et intervalle des arrosages (Fr)

L'intervalle entre deux d'arrosage (tour d'eau) est donné par la formule suivante :

$$Fr = \frac{\text{dose pratique}}{\text{besoin journalier}} ; Fr = \frac{29,7}{2,33} , \mathbf{Fr = 12 \text{ jours}}$$

VI.2.1.5 Calcul de la dose (brute)

On calcule dose pratique réel :

$$D_r = Fr \cdot B_{jl} ; D_r = 12 \cdot 2,33, \mathbf{D_r = 27,96 \text{ mm}}$$

La dose brute se calcul à l'aide de la formule qui suit :

$$D_b = \frac{D_r}{Cu \cdot \text{eff}}$$

Avec :

Eff : efficacité du réseau d'irrigation Eff=90% ;

Cu : coefficient d'uniformité Cu=90%.

$$D_{\text{brute}} = \frac{27,96}{0,9 \cdot 0,9} ; \mathbf{D_{\text{brute}} = 34,51 \text{ mm}}$$

VI.2.1.6 Durée d'arrosage (θ)

$$\theta = \frac{D_{brute} * S_d * S_r}{n * Q_g}$$

Avec :

S_d : Espacement entre les arbres = 4 m.

S_r : Espacement entre les rangs = 4 m.

n : le nombre des goutteurs = 2.

Q_g : Débit des goutteurs = 4 l/s.

$$\theta = \frac{34,51 * 4 * 4}{2 * 4} ; \theta = 69 \text{ heures/mois}$$

VI.2.1.7 Durée d'arrosage journalier (D_j)

$$D_j = \frac{\text{durée d'arrosage}}{Fr} ; D_j = \frac{69}{12} ;$$

$$D_j = 5,75 \text{ heures/jour}$$

VI.2.1.8 Nombre de poste

Le nombre de poste par jour est défini comme suit :

$$N = \frac{\text{temps de travail}}{\text{durée d'arrosage journalier}} ; \text{on prend } N = 2$$

VI.2.1.9 Surface du poste

$$S_p = \frac{\text{surface totale}}{\text{nombre de poste}} ; S_p = \frac{2,06}{2}$$

$$S_p = 1,03 \text{ ha}$$

Les 2 postes (sous-parcelle) ne sont pas irrigués en meme temps.

$$\text{Nombre de goutteurs} = \frac{\text{surface totale}}{S_r * S_{pd}} ; N_g = \frac{20600}{4 * 2}$$

$$N_g = 2575 \text{ goutteurs}$$

VI.2.1.10 Calculs hydrauliques

- S= 2,17 ha,
- La longueur de la rampe : 56 m
- La longueur de la porte rampe : 184 m
- La longueur de la conduite secondaire : 51 m,
- S irriguée = 2,06 ha.

VI.2.1.10.1 Conditions hydrauliques

La variation maximale du débit entre goutteur ne doit pas dépasser 10% selon la règle de Christiansen :

$$\frac{\Delta q}{q} = 10\% ; q = K \times H ; x=0.5$$

La variation maximale de la pression Pour les goutteurs (circuit court) et H(n) =10 mce.

$$\frac{\Delta q}{q} = x \frac{\Delta H}{H(n)} ; 0,1 = 0,5 \frac{\Delta H}{10}$$

ΔH (max)=1/0.5 = 2 mce.

Donc selon la règle de Christainsen 10%

ΔH singulières = 0.2 m

Le reste 1.8 ΔH linéaire = 1.8 m

Donc pour les rampes 2/3. 1.8 = 1.2 m

Pour le porte rampe = 1/3. 1.8 = 0.6 m

VI.2.1.11 Dimensionnement des canalisations du réseau**VI.2.1.11.1 Calcul des rampes**

Lr = 58 m

➤ Le nombre d'arbres par rampe

$$N_{\text{arbres}} = Lr/Ea$$

Avec :

Lr : longueur de la rampe

Ea : espacement entre les arbres

$$N_{\text{arbres}} = 56/4 ; N_{\text{arbres/rampe}} = \mathbf{14 \text{ arbres}}$$

➤ Nombre des goutteurs par rampe

$$N_g = N_{\text{arbres/rampe}} * n$$

Avec :

N : nombre de goutteur par arbre = 2.

$$N_g = 14*2 ; N_{g/rampe} = \mathbf{28 \text{ goutteurs}}$$

➤ Débit de la rampe

$$Q_r = N_g \times Q_g$$

Avec :

N_g : nombre de goutteurs par rampe

Q_g : débit du goutteur = 4 l/h

$$Q_r = 4 \times 28 ; \mathbf{Q_r = 112 \text{ l/h}}$$

➤ Diamètre de la rampe

$$\varnothing r(\text{cal}) = \left[\frac{\text{P.d.c}(r) \times 2.75}{0.478 \times Q(r)^{1.75} \times L(r)} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

Avec :

$\text{Pdc}(r)$: la perte de charge dans la rampe, $\text{pdc} = 1,2 \text{ m}$.

$Q(r)$: le débit de la rampe en l/h, $Q_r = 112 \text{ l/h}$.

$L(r)$: la longueur de la rampe en m, $L = 56 \text{ m}$.

$\varnothing r(\text{cal})$: le diamètre de rampes ;

$$\varnothing(\text{cal}) = \left[\frac{1,2 \times 2.75}{0.478 \times 112^{1.75} \times 56} \right]^{-\frac{1}{4.75}} ; \varnothing r(\text{cal}) = 8,84 \text{ mm}$$

$$\mathbf{DN = 16 \text{ mm}}$$

➤ La vitesse dans la rampe

$$V = \frac{4 Q_r}{\pi D r^2} ; V = \frac{4 \times \frac{120}{3600 \times 1000}}{\pi \times 0,016^2} ;$$

$$\mathbf{V = 0,16 \text{ m/s}}$$

➤ Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour un $D = 16 \text{ mm}$ Perte de charge selon Hazen-williams.

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w} \right)^{1,852} * \frac{L}{D^{4,87}} * Q^{1,852}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (m^3/s)

D : diamètre intérieur de la canalisation (m) ;

On a : $C_w = 130$ (PE), $L = 56 \text{ m}$, $D = 0.016 \text{ m}$, $Q = 0.00003 \text{ m}^3/\text{s}$

$\Delta H = 0,17 \text{ m} < 1,2 \text{ m}$ (vérifié)

VI.2.1.11.2 Calcul du porte rampe

$$L = 184 \text{ m}$$

- Le nombre des rampes par porte rampe

$$Nr = L_{pr}/Er$$

Avec :

L_{pr} : la longueur du porte rampe

Er : espacement entre les rangs = 4.

$$Nr = 184/4 ; \mathbf{Nr = 46 \text{ rampe/porte rampe}}$$

- Débit du porte rampe

$$Q_{pr} = Q_r \times Nr$$

Avec :

Q_r : débit du porte rampe

Nr : nombre de rampe

$$Q_r = 112 * 46 ; \mathbf{Q_r = 5152 \text{ l/h}}$$

- Débit du porte rampe

$$\varnothing_{pr(cal)} = \left[\frac{P.d.c (pr) * 2.75}{0.478 * Q(pr)^{1.75} * L(pr)} \right]^{-\frac{1}{4.75}}$$

Avec :

$Pdc(r)$: la perte de charge dans le porte rampe, $pdc = 0,6 \text{ m}$.

$Q(pr)$: le débit de le porte rampe en l/h, $Q_r = 5152 \text{ l/h}$.

$L(r)$: la longueur du porte rampe en m, $L = 184 \text{ m}$.

$\varnothing_r (cal)$: le diamètre du porte rampes ;

$$\varnothing(cal) = \left[\frac{0,6 * 2.75}{0.478 * 5152^{1.75} * 184} \right]^{-\frac{1}{4.75}} ; \varnothing_r(cal) = 53,83 \text{ mm}$$

$$\mathbf{DN = 63 \text{ mm}}$$

- La vitesse dans du porte rampe

$$V = \frac{4 Q_r}{\pi D r^2} ; V = \frac{4 * \frac{11160}{3600 * 1000}}{\pi 0,077^2} ;$$

$$\mathbf{V = 0,66 \text{ m/s}}$$

➤ Vérification des pertes de charges

Pour la détermination des pertes de charges des différents tronçons de la canalisation après choix du diamètre, On recalcule les pertes de charges pour un D = 16 mm Perte de charge selon Hazen-williams.

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w}\right)^{1,852} * \frac{L}{D^{4,87}} * Q^{1,852}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite ;

Q : débit (m³/s)

D : diamètre intérieur de la canalisation (m) ;

On a : C_w= 130 (PE), L=184m, D= 0.063m, Q= 0.0014 m³/s

$\Delta H = 0,46 \text{ m} < 0,6 \text{ m}$ (verifié)

Donc les pertes de charges sur rampes et porte-rampe sont :

ΔH rampe+porte rampe = 0.63 m < 1,8 m (Règle de Christiansen Vérifiée).

VI.2.1.11.3 Calcul des diamètres de la conduite tertiaire

C'est la conduite qui relie au point de fourniture d'eau les diverses porte-rampes. Elle est en PVC rigide ou en acier galvanisé comme en irrigation par aspersion. Pour les petites installations, du polyéthylène haute densité peut également être utilisé.

Pour calculer le diamètre on doit fixer la vitesse d'écoulement (valeur optimale) d'environ 1.05 m/s et avec débit de 1,43*10⁻³ m³/s tel que :

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V}} ; D = \sqrt{\frac{4*0,0014}{\pi*1,05}}$$

$$D = 41 \text{ mm} , DN= 63 \text{ mm} , L = 55,5 \text{ m}$$

➤ Calcul de la vitesse

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2} ; V = \frac{4*0,0014}{\pi 0,063^2} ; V = 0,45 \text{ m/s}$$

➤ Calcul de la perte de charge

$$\Delta H = \left(\frac{3.592}{C_w}\right)^{1,852} * \frac{L}{D^{4,87}} * Q^{1,852}$$

Avec :

L : la longueur de la conduite

Q : débit (m³/s)

D : diamètre intérieur de la canalisation (m)

On a : C_w= 130 (PE), L=55,5 m, D= 0.063 m, Q= 0.0014 m³/s, $\Delta H = 0,20 \text{ m}$

Tableau 53 Récapitulatif des caractéristiques des postes

poste	Porte rampe	Diamètre (mm)	Débit (l/h)	Longueur (m)	P.D.C (m)	Nombre de rampe	Longueur de rampe (m)
I	1	63	5152	184	0,46	46	56
II						46	56

VI.2.1.12 La pression d'eau a la borne de distribution

La pression d'eau que doit fournir la borne de distribution a la parcelle est égale à la somme de la pression nominale (10 mce) plus la somme des pertes de charges de cheminement de la borne d'irrigation jusqu'au goutteur le plus défavorable (éloigné ou élevé). Les pertes de charge de la borne jusqu'au le goutteur le plus défavorable :

Tableau 54 Tableau récapitulatif du réseau goutte à goutte

Conduites	La rampe	Porte rampe (1)	C. tertiaire
Longueur (m)	56	184	55,5
Diamètre (mm)	16	63	63
Débit (m ³ /s)	$3,1 \times 10^{-5}$	$1,43 \times 10^{-3}$	$1,43 \times 10^{-3}$
Pertes de charge(m)	0.17	0.46	0.20

A partir du tableau on peut déterminer la perte de charge totale entre la borne d'irrigation jusqu'à le goutteur le plus défavorable.

Donc la pression demandée à la borne égale à la pression nominale plus la somme des pertes de charges.

$$P(m) = 10 + 0.17 + 0.46 + 0.20 = 10,83 \text{ m}$$

Les pertes de charges ainsi que la pression calculée est de l'ordre de 1.2 bars ce qui est suffisant pour effectuer le système goutte à goutte dans cette parcelle.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons abordé le dimensionnement à la parcelle (culture olivier) du système goutte à goutte de la parcelle (ilot 9B9) dans le cadre de la réutilisation des eaux épurées de la station el karma après implantation du BRMi.

Le choix de ce système a été évident vu ces nombreux avantages cités dans le chapitre, économiser l'eau d'irrigation, et aussi d'améliorer les rendements des cultures. L'excellente qualité des eaux épurées provenant du BRM permet de minimiser au maximum le risque de colmatage des goutteurs et aussi d'élargir le domaine de culture irrigable par ces eaux.

Conclusion générale

L'objectif principal visé par cette étude est le couplage du procédé biologique (BA) et le procédé membranaire en un procédé appelé bioréacteur à membrane.

Le BRM est une technologie révolutionnaire dans le domaine du traitement des eaux. Le BRM immergée reste le plus utilisé dans sa catégorie, cette configuration présente des avantages sur le plan technico-économique où l'injection d'air est moins coûteuse que pour les membranes à boucle externe, et aussi du point de vu, pression et consommation d'énergie qui sont nettement plus inférieures à celle BRMe.

L'étude montre que les BRM présentent un des ratios les plus élevés en termes de consommation énergétique. Cela s'explique à la fois par la jeunesse de la technologie et par des facteurs inhérents au procédé lui-même. Le choix d'un BRM devrait être justifié par un contexte particulier combinant au minimum une exigence de traitement poussé (haute qualité physico-chimique et microbiologique, réutilisation de l'eau traitée) et une exigence de compacité (contraintes foncières ou paysagères).

Mon travail a consisté à prévoir une installation de système de bioréacteurs à membrane immergée dans les bassins d'aération de la station d'épuration El karma wilaya d'Oran, afin d'améliorer le rendement épuratoire et la qualité de l'eau traitées. Le but de cette implantation est d'améliorer la qualité de l'eau produite par la station El karma et passé d'une qualité d'eau moyenne à une eau de catégorie A, qui permet d'irrigués tout culture et meme l'arrosage des parcs, on pourra meme dire que elle est valable pour la recharge des nappe.

L'eau sortant de la station servira à irrigué le périmètre Mleta (superficie 8100 ha), le choix du système d'irrigation localisée pour notre cas a été basé sur la qualité de l'eau, le meilleure en terme de minimisation des contaminations, l'économie de l'eau et le cout.

❖ Perspectives et suggestions :

- Implantation des stations de traitement procèdent par les techniques membranaires.
- On pourra envisager l'irrigation des espaces verts, culture consommé crue, avec une qualité d'eau usée traitée qui répond aux normes les plus exigeantes,
- Envisager la recharge des nappes phréatiques.
- La réutilisation des eaux usées traitées (par procédé membranaire) pour l'usage domestique et industriel.

❖ L'étude reste encore incomplète et ouvre encore de nombreuses perspectives de recherche à savoir :

- Le cout d'exploitation et d'investissement de ces procédés membranaire en Algérie
- Etude détaillée des paramètres influençant le traitement membranaire.

Références bibliographiques

Alain, MAUREL. 1993. *technique de l'ingenieur* .

Alain, rotbardt. 2011. *rapport final:reutilisation des eaux usées traitées ,perspectives opérationnelles et recommandations pour l'action.*

Ameni, LAHDHIRI. 2015. *comprehension des processus biologique dans les bioreacteur à membranes.* universite de montpellier : s.n., 2015.

Amine Charfi. Etude d'un procédé membranaire de traitement des eaux usées : effet des paramètres biotiques et abiotiques sur le colmatage de la membrane. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université de Carthage, 2014. Français. fftel-01098726v2f

Aimar P., Sanchez V., Le colmatage des membranes d'ultrafiltration et de microfiltration, Belgican Journal of Food Chemistry and Biotechnology

Brahima , Seyhi, et al. *État actuel des connaissances des procédés de bioréacteur à membrane pour le traitement et la réutilisation des eaux usées industrielles et urbaines.* [éd.] Terre et Environnement (INRS-ETE) Université du Québec - INRS-Eau. 3, 2011, Revue des sciences de l'eau, Vol. 24.

B, REMINI. *LA PROBLEMATIQUE DE L'EAU.* Blida : Larhyss Journal, Juin 2010.

Benitez J., Rodriguez A. & Malaver R. Stabilisation and dewatering of wastewater using hollow fiber membranes. Wat. Res. 29 (10) (1995) 2281-2286

Corkery, Michael. 2007. *Réacteurs Biologiques à membranes.* 2007.

FAO. 2019. alger : s.n., 2019.

FAO. 2017. Bureau régional de la FAO pour le Proche-Orient et l'Afrique du Nord. *Organisation des Nations Unies (FAO).* [En ligne] 2017.

FAO - Irrigation goutte a goutte - (www.fao.org/3/a-az836f.pdf)

Gerald Matar, Gerald Kamil Matar. Characterization of Membrane Foulants in Full-scale and Labscale Membrane Bioreactors for Wastewater Treatment and Reuse.. Environmental Sciences. King Abdullah University of Science and Technology, 2015. English. fftel-02323062f

Hartani. 2004. [En ligne] 2004.

HUSSON, Alain, et al. JUIN 2013. *Bioréacteurs à Membrane pour le traitement des eaux résiduaires urbaines.* Bordeaux, france : IRSTEA, JUIN 2013.

IPEMED.*La raréfaction des ressources en eau en Méditerranée.*Seine-Saint-Denis : s.n., 2015.

Johanet, Vincent.*Réutilisation des eaux usées : un enjeu majeur, partout dans le monde.* mars 2017.

Journal officiel de la république Algérienne n° 06. 2005. 2005.

Liu R., Huang X., Chen L., Wen X., Qian Y., Operational performance of a submerged membrane bioreactor for reclamation of bath wastewater, Process Biochemistry 40 (2005)

Lenntech. procédé membranaire.

L'ingenieur, technique de. *gestion de l'eau.* 42234.

Massé A., Bioréacteur à membranes immergées pour le traitement des eaux résiduaires urbaines : spécificité physico-chimiques du milieu biologique et colmatage, Thèse INSA Toulouse (2004)

Mendret Julie. 2019. *Réutilisation des eaux usées : quels sont les pays les plus en pointe ?* s.l. : Université de Montpellier, 2019.

Nathalie, mayer.s.l. : FUTURAPLANETE, 2018.

O.barbier. SUEZ. *UltraforTM.* [En ligne] SUEZ. www.degremont.com. P-ER-006-FR-1603.

Patrice BACCHIN, Claire ALBASI et Pierre AIMAR. technique de l'ingenieur.

SEOR.

SUEZ. bioréacteur à membranes Ultrafor. *suezwaterhandbook.* [En ligne] <https://www.suezwaterhandbook.fr/procedes-et-technologies/procedes-biologiques/procedes-a-cultures-libres/bioreacteur-a-membranes-Ultrafor>.

Technique de l'ingenieur Procédés de traitement..

T. Hartani. La réutilisation des eaux usées en irrigation : cas de la Mitidja en Algérie. Séminaire sur la modernisation de l'agriculture irriguée, 2004, Rabat, Maroc. 11 p. ffcirad-00188187

Valo, martine. 2019. La crise de l'eau illustrée en 5 graphiques. *le monde.* [En ligne] 2019.

Waritha Jantaporn. Technologies membranaires innovantes pour la réutilisation des eaux. Génie des procédés. Université Paul Sabatier - Toulouse III, 2016. Français. ffNNT : 2016TOU30304ff. fftel01686282f

Weiss, S. and Reemtsma, T. (2008) Membrane bioreactors for municipal wastewater treatment - A viable option to reduce the amount of polar pollutants discharged into surface waters? *Water Research* 42(14), 3837

Zhaohuan Mai. Membrane processes for water and wastewater treatment : study and modeling of interactions between membrane and organic matter. Other. Ecole Centrale Paris, 2013. English. ffNNT : 2013ECAP0053ff. fftel-00969165f

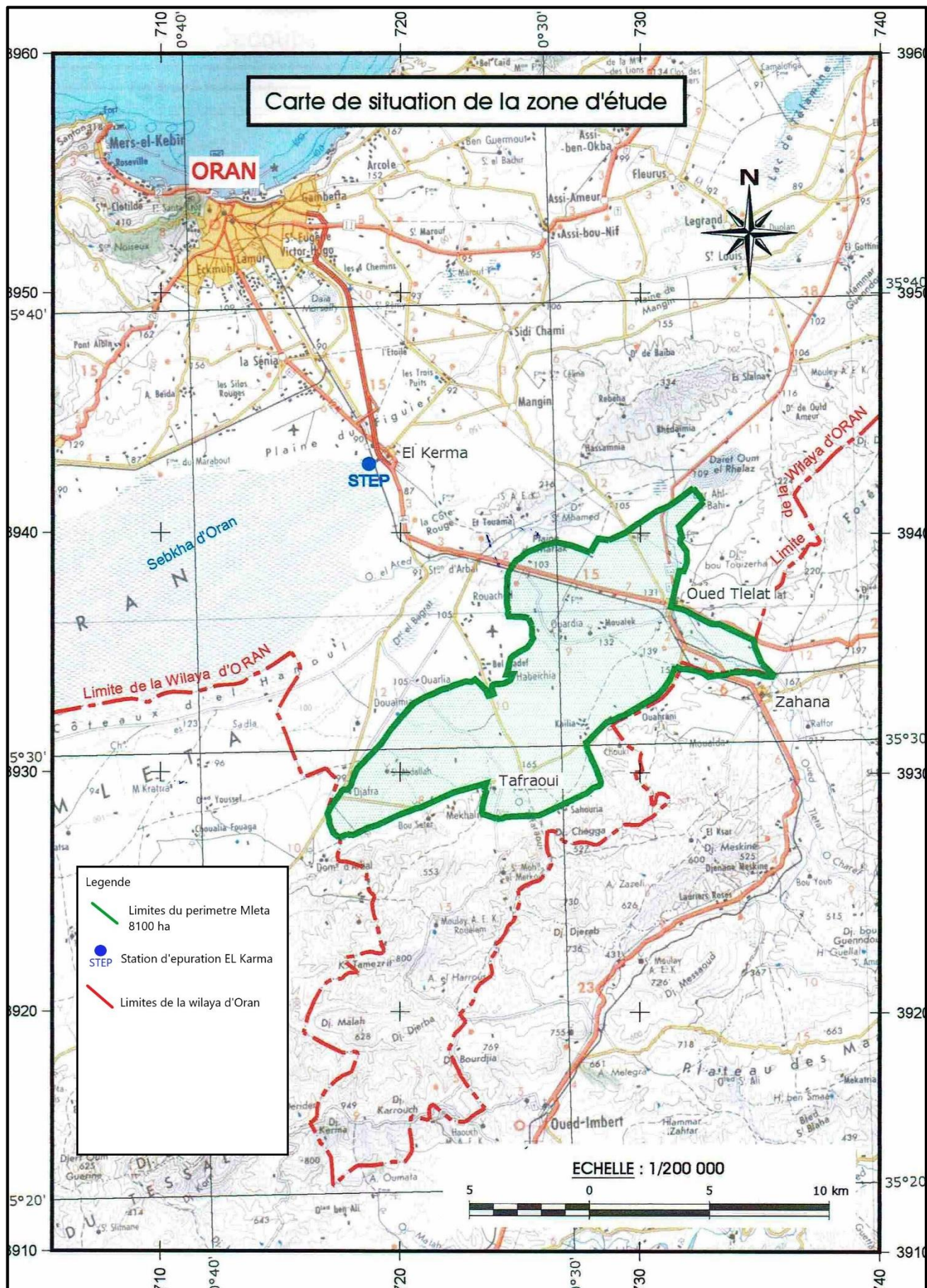
[https://www.agrireseau.net/.../10h00_Irrigation_irrigation_irrigation\(D_Bergeron\).pdf](https://www.agrireseau.net/.../10h00_Irrigation_irrigation_irrigation(D_Bergeron).pdf) 52 ...5 déc. 2012 - EN CONCLUSION. Grands tunnels = gestion de l'irrigation ... besoin de l'irrigation goutte à goutte ... Calcul des besoins en eau en champ avec.

www.lowcostbooks.es/Manuel%20CECIL.pdf

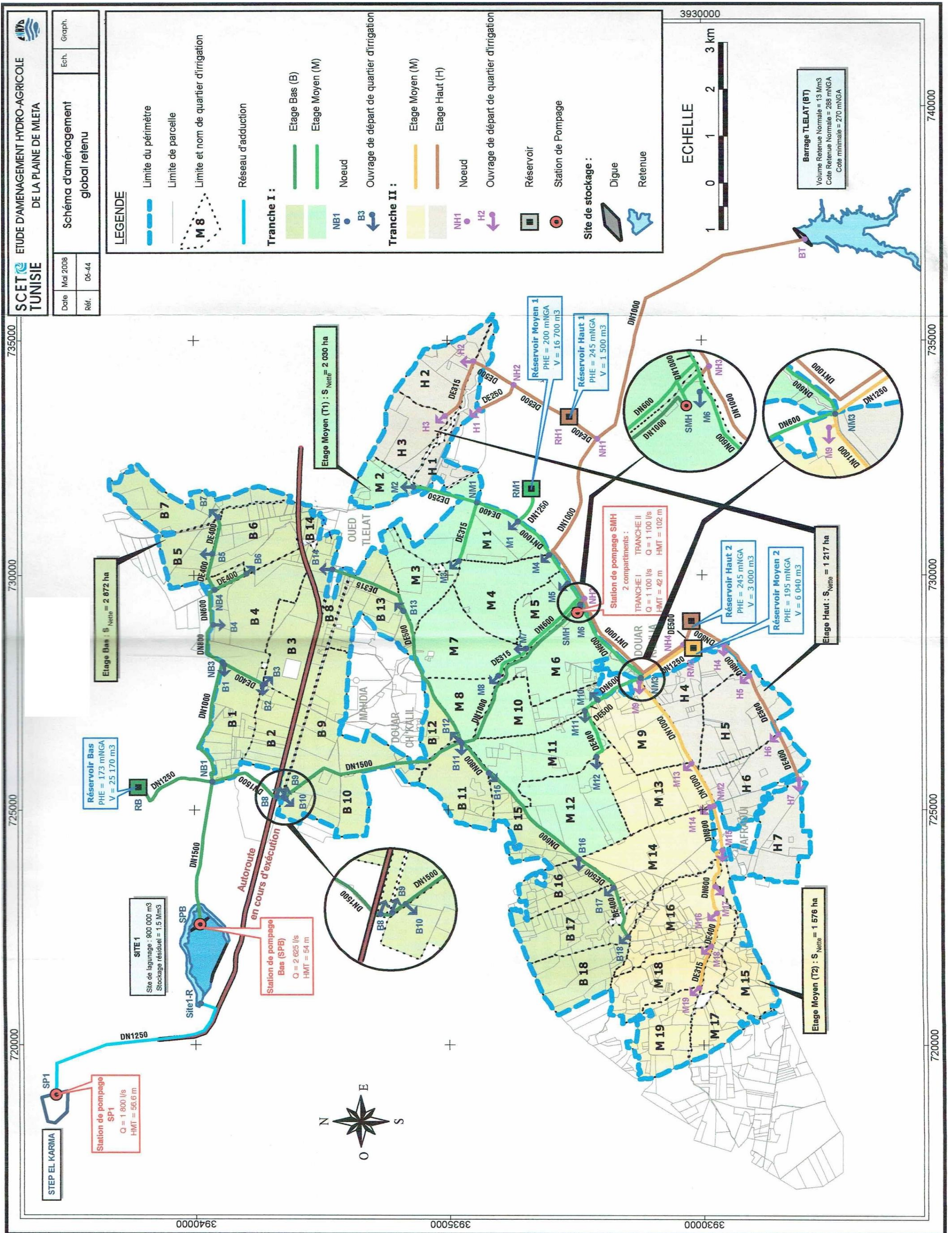
www.degremont.com Since March 2015, all the Group brands (Degrémont, Ozonia, Aquasource, Ondeo IS, Ameriwater, Infilco, Poseidon...) became SUEZ.

ANNEXES

ANNEXE I. 1 La carte de situation du périmètre Mleta et la STEP El Karma (source: ONID Oran)



ANNEXE I. 2 Shéma d'aménagement du perimetre Mleta (ONID Oran)



ANNEXE I 3 Echelle lithographique de la zone étudiée (SOGREAH-2003)

	étage géologique	Epaisseur (m)	Lithologie	Aquifère	Correspondances géophysiques
Quaternaire	Holocène	0-40	Limons gris, gypses, argiles, calcaires tuffeux, silts lignites, marno-calcaires ¹ etc...	Localisés et mal connus	Extrêmement
	Pléistocène supérieur	?	Terrasses limoneuses rouges et dales	Localisés et mal connus	Conducteur
	Pléistocène moyen	0-30			
Tertiaire (néogène)	Pléistocène inférieur	12-35	Limons et conglomérats ² rouges	Peu perméables?	Alternances résistant conducteur
	Calabrien		Grès lumachelliques et sables dunaires	perméables	Résistant moyen
	Pliocène continental	80?	Grès marneux	Semi perméable	Résistant moyen
	Pliocène marin	130?	Marnes bleues Conglomérats et sables	Imperméable Semi perméable	Conducteur Résistant moyen
	Miocène supérieur	80 - 150 ?	Gypses Calcaires murdjaio Marnes bleues Grès	Imperméable Aquifère Imperméable Perméable ?	Variable Résistant Résistant moyen
	Miocène inférieur		Conglomérats Marnes pélagiques	? imperméable	Résistant ? Conducteur
	Substratum anté-Miocène		Schistes	impermeable	conducteur

ANNEXE II. 1 Superficie des quartiers par étage et par tranche (ONID Oran)

		Quartier	Surface équipée (ha)	Surface irrigable (ha)
TRANCHE I	Etage Bas	B 1	182	172
		B 2	119	113
		B 3	167	159
		B 4	294	280
		B 5	134	127
		B 6	207	196
		B 7	192	183
		B 8	98	93
		B 9	289	274
		B 10	169	161
		B 11	175	167
		B 12	71	67
		B 13	195	185
		B 14	92	88
		B 15	126	120
		B 16	123	117
		B 17	217	206
		B 18	173	165
	Total Etage Bas		3 024	2 872
	Etage Moyen	M 1	274	260
		M 2	85	81
		M 3	140	133
		M 4	219	208
		M 5	119	113
		M 6	250	237
		M 7	245	233
M 8		108	103	
M 10		178	169	
M 11		250	238	
M 12		267	254	
Total Etage Moyen		2 136	2 030	
Total Tranche I		5 160	4 902	
TRANCHE II	Etage Moyen	M 9	225	214
		M 13	225	213
		M 14	309	293
		M 15	157	149
		M 16	236	225
		M 17	165	157
		M 18	176	167
		M 19	166	157
		Total Etage Moyen		1 659
	Etage Haut	H 1	105	99
		H 2	177	168
		H 3	152	144
		H 4	197	187
		H 5	245	233
		H 6	203	193
		H 7	202	193
		Total Etage Haut		1 281
	Total Tranche II		2 940	2 793
	TOTAL		8 100	7 695

ANNEXE II. 2 Dimensions du réseau de distribution du quartier B9 (ONID Oran)

N° tronçon	nœud amont	nœud aval	longueur (m)	classe de borne (l/s)	débit à la borne (l/s)	surface équipée (ha)	surface irrigable (ha)	surface irrigable cumulée (ha)	débit d'équip (l/s)	débit cumulé (l/s)
QUARTIER 9										
48	B9	9B1	1085	Classe 4-2	33.3	58	55	274	165	183.3
49	9B1	9B2	320	Classe 4-1	16.7	25	23	112	67	72.2
50	9B2	9B3	545	Classe 4-2	33.3	57	54	89	53	55.6
51	9B3	9B4	785	Classe 3-1	11.1	18	17	35	21	22.2
52	9B4	9B5	515	Classe 3-1	11.1	19	18	18	11	11.1
53	9B1	9B6	460	Classe 4-1	16.7	29	28	107	64	77.8
54	9B6	9B7	520	Classe 4-1	16.7	21	20	80	48	61.1
55	9B7	9B8	510	Classe 4-2	33.3	44	42	60	36	44.4
56	9B8	9B9	350	Classe 3-1	11.1	19	18	18	11	11.1

prob. d'ouv	débit de clément (l/s)	débit retenu	rang	D ext (mm)	D int (mm)	nature	vitesse (m/s)	Rugosité (mm)	JL (m)	JT (m)	cote piezo (mNGA)	cote TN (mNGA)	charge statique (m)	charge résiduelle (m)	commentaires
QUARTIER 9															
1	183.3	183.3	12	500	441	PEHD	1.20	0.025	2.6	2.6	166.7	104.74	68	57	Pression suffisante
1	72.2	72.2	10	315	278	PEHD	1.19	0.025	1.4	1.32	165.4	108.46	65	52	Pression suffisante
1	55.6	55.6	10	315	278	PEHD	0.92	0.025	1.4	1.38	164.1	111.15	62	48	Pression suffisante
1	22.2	22.2	8	200	176	PEHD	0.91	0.025	3.4	3.40	160.6	125.25	48	30	Pression suffisante
1	11.1	11.1	7	160	141	PEHD	0.71	0.025	1.9	1.87	158.8	116.10	57	38	Pression suffisante
1	77.8	77.8	10	315	278	PEHD	1.29	0.025	2.2	2.17	164.6	108.33	65	51	Pression suffisante
1	61.1	61.1	10	315	278	PEHD	1.01	0.025	1.6	1.57	163.0	107.60	65	50	Pression suffisante
1	44.4	44.4	9	250	220	PEHD	1.16	0.025	2.6	2.65	160.4	109.89	63	45	Pression suffisante
1	11.1	11.1	7	160	141	PEHD	0.71	0.025	1.3	1.27	159.1	112.55	60	42	Pression suffisante

ANNEXE II. 3 Réseau d'adduction Etage bas (STEP - quartier B18) (ONID Oran)

N° tronçon	Nœud amont	Nœud aval	TYPE	Longueur (m)	Surface irrigable (ha)	Débit au départ quartier (l/s)	Débit retenu (l/s)	Rang	Diamètre Extérieur (mm)	Diamètre Intérieur (mm)	Rugosité (mm)	Vitesse (m/s)	JL (m)	JT (m)	Cote piézo (m NGA)	Cote TN (m NGA)	Charge résiduelle (m)
1	SP1	Site1-R		4540	4000	1800	1800	20	1250	1250	0,500	1,47	6,50	6,5			
2	SPB	NB1		3040	4862	2188	2625	22	1500	1500	0,500	1,49	3,57	3,6			
ETAGE BAS																	
3	RB	NB1	Nœud	1850	2873		1724	20	1250	1250	0,500	1,40	2,43	2,4	170,6	101,5	69,1
4	NB1	NB3	Nœud	2775			738	19	1000	1000	0,500	0,94	2,17	2,2	168,4	104,0	64,4
5	NB3	B1	Départ quartier	55	172	103	267	17	600	600	0,500	0,94	0,08	0,1	168,3	104,3	64,0
6	B1	B2	Départ quartier	875	113	68	163	11	400	353	0,025	1,67	5,05	5,1	163,3	105,7	57,6
7	B2	B3	Départ quartier	40	159	95	95	11	400	353	0,025	0,98	0,09	0,1	163,2	106,1	57,1
8	NB3	B4	Départ quartier	1005	280	168	471	18	800	800	0,500	0,94	1,03	1,0	167,4	110,2	57,1
9	B4	NB4	Nœud	815			304	17	600	600	0,500	1,07	1,55	1,6	165,8	114,0	51,8
10	NB4	B5	Départ quartier	810	127	76	186	11	400	353	0,025	1,90	5,96	6,0	159,9	114,4	45,5
11	NB4	B6	Départ quartier	715	196	118	118	11	400	353	0,025	1,20	2,24	2,2	163,6	115,7	47,8
12	B5	B7	Départ quartier	805	183	110	110	11	400	353	0,025	1,12	2,22	2,2	157,6	113,0	44,6
13	NB1	B8	Départ quartier	1500	93	56	2087	22	1500	1500	0,500	1,18	1,12	1,1	169,4	102,0	67,4
14	B8	B9	Départ quartier	135	274	165	2031	22	1500	1500	0,500	1,15	0,10	0,1	169,4	103,1	66,3
15	B9	B10	Départ quartier	50	161	96	1867	22	1500	1500	0,500	1,06	0,03	0,0	169,3	102,2	67,1
16	B10	B11	Départ quartier	3870	167	100	1770	22	1500	1500	0,500	1,00	2,09	2,1	167,2	120,0	47,2
17	B11	B12	Départ quartier	45	67	40	204	12	500	441	0,025	1,34	0,13	0,1	167,1	121,2	45,9
18	B12	B13	Départ quartier	3045	185	111	163	12	500	441	0,025	1,07	5,90	5,9	161,2	131,3	29,9
19	B13	B14	Départ quartier	1755	88	53	53	10	315	278	0,025	0,87	4,02	4,0	157,2	125,0	32,2
20	B11	B15	Départ quartier	835	120	72	365	18	800	800	0,500	0,73	0,52	0,5	166,7	122,3	44,5
21	B15	B16	Départ quartier	2590	117	70	293	17	600	600	0,500	1,04	4,61	4,6	162,1	128,5	33,6
22	B16	B17	Départ quartier	955	206	124	223	12	500	441	0,025	1,46	3,29	3,3	158,8	135,0	23,8
23	B17	B18	Départ quartier	1120	165	99	99	11	400	353	0,025	1,01	2,56	2,6	156,3	131,3	25,0

1. Etude hydrologique

1.1 Ajustement Statistique Des Pluies

La série pluviométrique (1994 – 2019) s'ajuste à la loi log normal.

L'homogenisation de la serie selon le test de wilcoxon à donner :

$W_{min} = 97,31$ et $W_{max} = 172,69$ avec $W_x = 184$ et $W_y = 167$

Donc la condition de wilcoxon et verifier : $W_{min} < W_y < W_x$

La serie pluviometrique s'ajuste à la loi log normal et les resultat de l'ajustement etabli par le logiciel Hyfran sont representés dans le tableau suivant :

Résultat de l'ajustement à la loi normale (maximum de vraisemblance) Nombre d'observation : 26

Mu : 5.937831

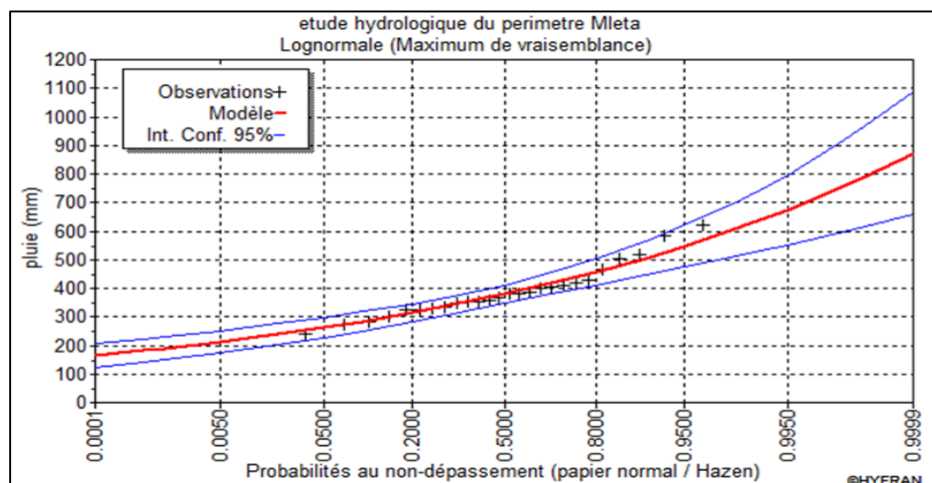
Sigma : 0.223853

Quantiles : $q = F(x)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

ANNEXE III. 1 Ajustement à la loi normale

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
50.0	0.9800	600.44	47.112	508.08	692.80
20.0	0.9500	547.91	37.322	474.75	621.08
10.0	0.9000	505.10	30.195	445.90	564.29
5.0	0.8000	457.69	23.503	411.62	503.77
3.0	0.6667	417.44	19.188	379.83	455.06
2.0	0.5000	379.11	16.643	346.48	411.74
1.4286	0.3000	337.15	15.823	306.13	368.17
1.2500	0.2000	314.02	16.125	282.41	345.64
1.1111	0.1000	284.55	17.011	251.20	317.90
1.0526	0.0500	262.31	17.868	227.29	297.34



L'étude de l'adéquation de la loi est bien définie, ce qui résulte que l'ajustement est correct avec une certaine probabilité : $1 - \alpha$ soit 95%

$\chi^2 = 3.08$, $\alpha = 0.05$, $\gamma = 5$. Sur la table de Pearson khi-deux (χ^2) théorique = 11.070.

Donc : χ^2 calculée < χ^2 théorique.

2. Calcul de ET0

ANNEXE III. 2 Calcul de ET0

Month	Min Temp	Max Temp	Humidity	Wind	Sun	Rad	ETo
	°C	°C	%	m/s	hours	MJ/m ² /day	mm/day
January	6,6	13,8	77	0,0	6,3	10,4	1,51
February	8,0	14,9	75	0,0	6,6	12,9	1,89
March	11,3	17,7	74	0,0	7,3	16,6	2,72
April	12,6	19,5	68	0,0	8,2	20,4	3,86
May	17,2	23,0	67	0,0	9,4	23,6	4,79
June	19,7	25,3	66	0,0	10,3	25,3	5,41
July	23,2	28,8	65	0,0	11,1	26,2	6,18
August	24,2	29,6	65	0,0	10,3	23,7	6,08
September	20,9	26,7	70	0,0	8,9	19,4	4,42
October	16,8	23,0	77	0,0	10,7	18,3	3,18
November	11,3	18,2	78	0,0	8,8	13,2	1,71
December	9,7	16,9	71	0,0	5,7	9,2	1,86
Average	15,1	21,4	71	0,0	8,6	18,3	3,64

ANNEXE III. 3 Année de calcul

	sep	oct	nov	dec	jan	fev	mar	avril	mai	jui	juil	aou
p moy	18,6	32,5	69,2	56,7	56,7	47,9	35,8	37,9	18,8	2,7	1,0	2,2
psec80	14,9	26,0	55,4	45,3	45,3	38,3	28,6	30,4	15,0	2,2	0,8	1,8
p eff	11,9	20,8	44,3	36,3	36,3	30,6	22,9	24,3	12,0	1,7	0,6	1,4

3. Calcul des besoins des cultures

ANNEXE III. 4 Calcul des besoins en eaux de l'Olivier

Olivier	P moy(mm)	Peff(mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	Bnet(mm)
Septembre	14,9	11,91	132,6	1,20	118,80	0,00	0,3	39,78	27,87
Octobre	26,0	20,80	98,58	1,20	118,80	9,14	0,25	24,65	0,00
Novembre	55,4	44,31	51,3	1,20	118,80	8,49	0,2	10,26	0,00
Décembre	45,3	36,26	57,66	1,20	118,80	8,49	0,1	5,77	0,00
Janvier	45,3	36,27	46,81	1,20	118,80	7,92	0,1	4,68	0,00
Février	38,3	30,64	52,92	1,20	118,80	11,88	0,2	10,58	0,00
Mars	28,6	22,90	84,32	1,20	118,80	7,92	0,3	25,30	0,00
Avril	30,4	24,28	115,8	1,20	118,80	11,80	0,35	40,53	4,45
Mai	15,0	12,00	148,49	1,20	118,80	8,49	0,4	59,40	38,91
Juin	2,2	1,73	162,3	1,20	118,80	0,00	0,45	73,04	71,30
Juillet	0,8	0,61	191,58	1,20	118,80	0,00	0,5	95,79	95,18
Août	1,8	1,44	188,48	1,20	118,80	0,00	0,55	103,66	102,23

ANNEXE III. 5 Calcul des besoins en eaux de l'Orge

Orge	P moy(mm)	Peff(mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	Bnet(mm)
Septembre	14,9	11,91	132,6						
Octobre	26,0	20,80	98,58						
Novembre	55,4	44,31	51,3	0,3	29,7	0	0,25	12,83	0,00
Décembre	45,3	36,26	57,66	0,3	29,7	29,7	0,6	34,60	0,00
Janvier	45,3	36,27	46,81	0,4	39,6	29,7	0,9	42,13	0,00
Février	38,3	30,64	52,92	0,55	54,45	39,6	1	52,92	0,00
Mars	28,6	22,90	84,32	0,6	59,4	18,15	1,1	92,75	51,70
Avril	30,4	24,28	115,8	0,7	69,3	19,8	0,5	57,90	13,82
Mai	15,0	12,00	148,49	0,7	69,3	23,1	0,25	37,12	2,02
Juin	2,2	1,73	162,3						
Juillet	0,8	0,61	191,58						
Août	1,8	1,44	188,48						

ANNEXE III. 6 Calcul des besoins en eaux du Blé dur

Ble dur	P 80%(mm)	Peff(mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	Bnet(mm)
Septembre	14,9	11,91	132,6						
Octobre	26,0	20,80	98,58						
Novembre	55,4	44,31	51,3	0,3	29,7	0,0	0,3	15,39	0,0
Décembre	45,3	36,26	57,66	0,5	49,5	0,0	0,5	28,83	0,0
Janvier	45,3	36,27	46,81	0,5	49,5	0,0	0,7	32,767	0,0
Février	38,3	30,64	52,92	0,6	59,4	0,0	0,9	47,628	0,0
Mars	28,6	22,90	84,32	0,6	59,4	41,6	1	84,32	41,6
Avril	30,4	24,28	115,8	0,6	59,4	83,3	1,1	127,38	83,3
Mai	15,0	12,00	148,49	0,6	59,4	42,4	0,5	74,245	42,4
Juin	2,2	1,73	162,3						
Juillet	0,8	0,61	191,58						
Août	1,8	1,44	188,48						

ANNEXE III. 7 Calcul des besoins en eaux du Blé tendre

Blé tendre	P 80% (mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	Bnet(mm)
Septembre	14,9	11,91	132,6						
Octobre	26,0	20,80	98,58						
Novembre	55,4	44,31	51,3	0,3	29,7	0	0,3	15,4	0,0
Décembre	45,3	36,26	57,66	0,5	49,5	29,7	0,5	28,8	0,0
Janvier	45,3	36,27	46,81	0,5	49,5	49,5	0,7	32,8	0,0
Février	38,3	30,64	52,92	0,6	59,4	59,4	0,9	47,6	0,0
Mars	28,6	22,90	84,32	0,6	59,4	19,8	1	84,3	41,6
Avril	30,4	24,28	115,8	0,6	59,4	19,8	1,1	127,4	83,3
Mai	15,0	12,00	148,49	0,6	59,4	19,8	0,5	74,2	42,4
Juin	2,2	1,73	162,3						
Juillet	0,8	0,61	191,58						
Août	1,8	1,44	188,48						

ANNEXE III. 8 Calcul des besoins en eaux de l'habricot

Habricot	P 80%(mm)	Peff (mm)	ET0 (mm/mois)	Z (m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	Bnet (mm)
Septembre	14,9	11,91	132,6	0,7	69,3	0	0,2	26,52	0,0
Octobre	26,0	20,80	98,58	0,7	69,3	69,3		0	0,0
Novembre	55,4	44,31	51,3		0	0		0	0,0
Décembre	45,3	36,26	57,66		0	0		0	0,0
Janvier	45,3	36,27	46,81		0	0		0	0,0
Février	38,3	30,64	52,92		0	0	0,25	13,23	0,0
Mars	28,6	22,90	84,32		0	0	0,4	33,728	10,8
Avril	30,4	24,28	115,8		0	0	0,6	69,48	45,2
Mai	15,0	12,00	148,49		0	0	0,8	118,792	106,8
Juin	2,2	1,73	162,3	0,5	49,5	0	0,6	97,38	95,6
Juillet	0,8	0,61	191,58	0,5	49,5	0	0,4	76,632	76,0
Août	1,8	1,44	188,48	0,7	69,3	0	0,25	47,12	45,7

4. Calcul des débits

➤ Calcul du débit spécifique

Le débit spécifique est défini d'après les besoins en eau de chaque culture. La dose d'arrosage de la consommation de pointe est donnée sous forme de débit permanent fourni 24 heures sur 24 afin d'assurer les besoins de la consommation mensuelle.

$$q = \frac{B_m}{T \times t \times 3.6 \times K} \text{ (l/s/ha)}$$

Avec :

B_m : Besoin mensuel maximum net, exprimé en m^3/ha ; L'haricot est la culture la plus exigeante donc : $B_{max} = 106,8 \text{ mm}$,

T : Temps d'irrigation par jour ;

t : Nombre de jours du mois d'irrigation, exprimée en jour ; égale à 30 J

K : Coefficient d'efficacité globale du système d'irrigation ≈ 0.75

$$q = 0,7 \text{ l/s/ha}$$

➤ Calcul du débit caractéristique

C'est le débit maximum en rapport à la pression de service dans le réseau d'irrigation. Il est égal à :

$$Q \text{ caractéristique} = Q_{sp} \times \text{surface}$$

- La surface totale est égale à : 289 ha

D'où :

$$Q \text{ caractéristique} = 0,7 \times 289$$

$$Q_c = 202,3 \text{ l/s}$$

ANNEXE III. 9 Débit de borne (quartier B9)

Nœud amont	Nœud aval	Surface ilot (ha)	Débit de borne (l/s)
B9	9B1	58	40,6
9B1	9B2	25	17,5
9B2	9B3	57	39,9
9B3	9B4	18	12,6
9B4	9B5	19	13,3
9B1	9B6	29	20,3
9B6	9B7	21	14,7
9B7	9B8	44	30,8
9B8	9B9	19	13,3

ANNEXE III. 10 Surfaces et débits des parcelles de l'ilot 9B9

Parcelle	Surface (ha)	Débit à la parcelle (l/s)
1	2,17	1,519
2	2	1,4
3	2,6	1,82
4	2,2	1,54
5	2,6	1,82
6	2,5	1,75
7	2	1,4
8	2,6	1,82
Total	18,67	13,069