

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Conception de la station de traitement de Belaas (w. Ain defla) .

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0024-14

APA Citation (APA توثيق):

Kharchi, Chawki (2014). Conception de la station de traitement de Belaas (w. Ain defla)[Mem Ing, ENSH].

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics.

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات بيداغوجية، مقالات الدوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف مديرة المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: AEP

THEME DU PROJET :

**CONCEPTION DE LA STATION DE TRAITEMENT DE
BELAAS (W.AIN DEFLA)**

PRESENTE PAR :

M^r KHARCHI CHAWKI

Devant les membres du jury

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^r T. KHETTAL	M.C.A	Président
M^{me} N. CHENITI	M.A.A	Examinatrice
M^r A. HEBBOUCHE	M.A.A	Examineur
M^{me} L. TAFAT	M.A.A	Examinatrice
M^r M.MEDDI	Ingénieur(DRE)	Invité
M^r A. HACHEMI	M.A.A	Promoteur

Septembre - 2014

Dédicace



A chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pose pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidé sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.



Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect.

- *A mes parents pour les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard*
- *A mes frères :Hamid , Kamel , Faouzi*
- *A mes amis (Fathi, Sid Ali, Khalil , Khelfaoui , Abdelghani , Monir , Sami , Ali , Said , Wadod, Talal , Ali , Abd arhim , Ali, Abde allah ,Chbab , Chinoui , Yacine ,Raouf ,Attia ,Rabeh, Aicha)*
- *A toute ma famille*
- *A tous mes enseignant de l'ENSH*



Remerciement

Avant tout, je remercie "Allah" qui a illuminé mon chemin et qui m'aide et de me donner le courage pour achever mes études.

Je remercie fortement mon promoteur : M^r A.HACHEMI de m'avoir orienter par ses conseils judicieux dans le but de mener a bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

- ❖ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail.*
- ❖ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH.*
- ❖ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.*

ملخص

إن المياه السطحية تمثل عادة عدة تغيرات فيما يخص النوعية، وهي أيضا أكثر عرضة للتلوث.

إن تزويد السكان بهذه المياه يتطلب منا الحرص على أن تكون هذه الأخيرة ذات جودة عالية.

الهدف من هذه المذكرة هو حساب قياسات محطة أحادية الكتلة لمعالجة المياه الأتية من سد سيدي بوزيان مع الأخذ بعين الاعتبار مقاييس المياه الصالحة للشرب.

كما ندرس أيضا طرق تسيير وعمليات المراقبة والصيانة التي تجرى على منشآت معالجة المياه الصالحة للشرب.

Résumé

Les 'eaux de surface présente est habituellement une plus grande variabilité en ce qui concerne la qualité, Elle est également plus vulnérables à la contamination.

L'alimentation en eau potable des populations exige l'assurance d'un niveau de qualité élevé de ces eaux.

Le but de notre mémoire est le dimensionnement d'une station de traitement monobloc des eaux provenant du barrage de Sidi Bouzian, en tenant compte des normes de potabilité.

Nous citons aussi les notions de gestion, d'exploitation et les opérations de contrôle et d'entretien à effectuer sur les ouvrages des stations de traitement des eaux potables.

Abstract

The surface water usually has a high variability in terms of quality, and it is more vulnerable to contamination. The drinkable water supply of the populations requires the insurance of a high quality to this water. The purpose of our dissertation is to calculate the dimension of a plant treatment mini-bloc of water resulting from the dam of Sidi Bouzian by respecting the drinkability standards. We also include the management concepts, exploitation, the check operations and maintenance to be performed on structures of treatment stations.

Sommaire

Chapitre I:presentation de la zone d'étude

I 1 Introduction:.....	1
I.2 Situation géographique:.....	1
I.3 Situation administrative:	1
I.4 Hydrographie:	2
I.5 situation topographique:.....	2
I.6 conditions climatologiques:	3
I.6.1 Le climat:.....	3
I.6.2 La température:.....	3
I.6.3 La précipitation:	4
I.6.4 Le vent	4
I.6.5 L'humidité:	5
I.7 situation géologique.....	5
I.8 Situation hydrogéologique.....	5
- Oued CHELIFF	6
- Oued SIDI BOUZIANE.....	6
I.9 Les Formations Aquifères:	6
1. La nappe aquifère des dépôts quaternaires (alluvions).....	6
2. La nappe des grès.....	6
3. La nappe calcaire jurassique.....	6
I.10 Situation stratigraphique et Sismicité:.....	7
I.10.1 Stratigraphique:.....	7
I.10.2 Sismicité:.....	7
I.11 L'Alimentation des nappes:.....	7

I.12 Ressources en eau:	8
I 13. Ouvrages de stockage existant:.....	8
II.14 Conclusion:	8

Chapitre II Filière de traitement

II.1 Introduction :	9
II.2 Coagulation-floculation:.....	9
II.2.1 Les colloïdes:.....	9
II.2.2 Coagulation.....	10
II.2.2.1 Les facteurs influençant la coagulation.....	10
- <i>Influence du PH</i> :	11
- <i>Influence des sels dissous</i> :	11
- <i>Influence de la température de l'eau</i> :	11
- <i>Influence du coagulant</i> :	11
- <i>Influence du mélange</i> :	11
- <i>Influence de la turbidité</i> :	12
II.2.2.2) Les coagulants utilisés:.....	12
II.2.3.1) Les flocculants utilisés:.....	13
II.3) Mise en œuvre de la coagulation-floculation:.....	14
II.3.1) Le jar-test:.....	14
II.3.2) Décantation:.....	15
II.3.2.1) Les différents types de décantation:.....	15
- <i>Décantation statique</i>	15
- <i>Décantation lamellaire</i> :.....	16
- <i>Décantation à contact des boues</i>	17
II.3.3) Filtration:.....	17
II.3.3.1) Filtration lente:.....	17
II.3.3.2) Filtration rapide:.....	18
II.3.3.3) Les différents types de filtres:.....	18
a) <i>Les filtres à sable rapides</i>	18
b) <i>Les filtres à sable lents</i>	19

c) <i>Les filtres à sable sous pression</i>	19
II.4) Colmatage des filtres:.....	20
II.4.1) Lavage des filtres:.....	21
II.4.1.1) Lavage à l'eau et à l'air:.....	21
II.4.1.2) Lavage à l'eau seule:.....	21
II.4.2) Durée de lavage:.....	21
II.4.3) Rinçage:.....	22
II.5) Adsorption sur charbon actif.....	22
II.5.1) Introduction.....	22
II.5.2) Phenomena d' adsorption.....	22
II.5.3) Charbon actif en poudre.....	23
II.5.4) Charbon actif en grains.....	23
II.5.5) Description du processus.....	24
II.5.6) Régénération du charbon actif.....	24
II.6) Désinfection.....	24

Chapitre III: estimation des besoins

III-2-1 Besoins domestique	30
III-2-2 Besoins scolaires	30
III -2-3 Besoins administratifs	31
III-2-4 Besoins sanitaires	32
III -2-5 Besoins socioculturels	33
III-2-6 Récapitulatif des différentes consommations journalières	33
III-2-7 Calcul des pertes	34
III-4 coefficient d'irrégularité	34
III-4-1 Coefficient d'irrégularité maximale (k_{max})	34
III-4-2 Coefficient d'irrégularité minimale (k_{min})	34
III-5 : Détermination des consommations maximales et minimales journalières ..	35
III-5-1 Consommation minimale journalière ($Q_{min,j}$)	35
III-5-2 Consommation maximale journalière ($Q_{max,j}$)	35

<i>III.6 Conclusion</i>	36
-------------------------------	----

Chapitre IV: Dimensionnement

<i>IV.1) Introduction</i>	37
IV.2) caractéristiques de l'eau brute et objectifs de traitement.....	37
IV.2.1 Analyse des données	38
IV.2.2 Objectifs de traitement.....	38
IV.2.3 Solutions de base.....	38
IV.2.4 Choix du type de la filière de traitement.....	38
IV.3 Prélèvement de l'eau brute.....	39
IV.3.1 La prise d'eau brute.....	39
IV.3.1.1 Choix du type de la prise d'eau.....	39
IV.3.1.2 Localisation de la prise d'eau.....	40
IV.3.2 Conduite d'adduction.....	41
IV.3.3 Regard de rive.....	42
IV.3.4 Système de mesure de débit.....	42
IV.4 Dimensionnement des ouvrages de la chaîne de traitement.....	42
IV.4.1 Coagulation.....	43
IV.4.1.1 Le jar-test.....	43
IV.4.1.2 choix de la variante adéquate pour la mise en œuvre de la coagulation.....	45
a) Le mélangeur mécanique (In-Line Mechanical Mixing).....	45
b) Le mélangeur statique.....	48
c) Chambre de mélange avec agitateur mécanique.....	50
1. Volume du bassin.....	51
2. La puissance investie.....	51
3. Le gradient de vitesse	52
4. Nombre de Reynolds (W.J. MASSCHELEIN, 1996).....	52
5. Conclusion.....	52

IV.4.1.3 Détermination du débit de la pompe doseuse.....	52
V.4.1.4 Détermination du volume du bac de coagulant.....	53
IV.4.1.5 Correction et ajustement du PH de floculation.....	53
IV.4.2 Floculation.....	53
IV.4.2.1 Calcul du volume du bassin.....	54
IV.4.2.2 Calcul de la surface.....	54
IV.4.2.3 Détermination du nombre d'agitateurs X	55
IV.4.2.4 Calcul du diamètre du système d'agitation.....	55
IV.4.2.5 Vérification de la vitesse périphérique (V).....	57
IV.4.2.5 Utilisation d'adjuvant.....	57
IV.4.3 Chloration avant la décantation.....	57
IV.4.3.1 Calcul du débit de la Pompe doseuse.....	57
IV.4.3.2 Le volume de l'Hypochlorite de Sodium utilisé	58
-Les Caractéristiques des bassins de coagulation et floculation sont les suivants	59
a) Bassin de coagulation	59
b) Bassin de floculation	59
c) Bassin d'accumulation des eaux floculées.....	60
IV.4.4 La Décantation.....	60
IV.4.4.1 La surface totale projetée.....	61
IV.4.4.2 Détermination de la surface de décanteur.....	62
IV.4.4.3 Calcul de la hauteur du décanteur:	63
IV.4.4.5 Canalisation perforées.....	64
IV.4.4.6 Circuit des boues.....	64
IV.4.5 Filtration.....	65
IV.4.5.1 Filtre sous pression.....	65
• <i>Description générale</i>	66
IV.4.5.2 filtration sur sable: (Hubert Cabana, 2009).....	67
a)Masse filtrante.....	67
-Paramètres clefs de la sélection d'un médiateur filtrant.....	67

1. <i>La taille effective</i>	67
2. <i>Le coefficient d'uniformité</i>	67
Choix de la granulométrie d'une couche filtrante unique.....	67
-Caractéristiques du gravier:.....	68
-Vitesse de filtration:.....	69
-Lavage de filtres:	69
-Modalités de lavage.....	69
V.4.5.3 Filtration sur charbon actif en grains CAG.....	70
A-Modalités de lavage	70
B- Régulation des filtres.....	71
IV.4.5.4 Dimensionnement des filtres.....	72
a)Données initiales	72
b) Calcul de la surface totale de filtration nécessaire	72
c) Calcul du diamètre de chaque filtre de sable.....	72
d) Calcul du diamètre du filtre à charbon actif.....	72
e)Calcul de la hauteur du filtre.....	73
f) Lavage des filtres.....	73
1. filtres à sable.....	73
2. filtres à charbon actif.....	73
-Filtres à sable.....	73
➤ <u>Phase détassage</u>	73
➤ <u>Lavage eau+ air</u>	73
➤ <u>Rinçage à l'eau seule</u>	73:
Filtres à CAG:	73
➤ <u>Détassage à l'air seul</u> :73	
➤ <u>Lavage à l'eau seule</u>	73
g) Calcul du volume du rétro lavage des filtres.....	74
IV.4.6 Désinfection.....	75

IV.4.6.1 Calcul du débit de la pompe doseuse.....	76
IV.4.6.2 Le volume de l'eau de javel utilisé dans la désinfection.....	76
IV.4.6.3 Le calcul du bac de stockage de l'Hypochlorite de Sodium.....	77
- <i>Le volume du bac</i>	77
IV.5 Conclusion.....	77
Chapitre V: calcul hydraulique	
V.1 Introduction.....	78
V.2 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite d'amenée de l'eau brute... 78	
V.2.1 Choix du type de matériaux.....	78
Les avantages	78
Les inconvénients	79
V.2.2 Calcul de diamètre de la conduite d'amenée:.....	79
V.3 Calcul de la perte de charge au niveau du bassin de coagulation-floculation.....	81
V.3.1 Coagulateur-floculateur	81
V.3.2 Floculateur-bassin d'accumulation des eaux floculées.....	81
V.4 Calcul de la perte de charge au niveau des ouvrages de connexion et décanteur.....	81
V.4.1 La conduite reliant le coagulateur- floculateur avec le décanteur.....	81
V.4.2 Décanteur.....	82
1- Tuyaux de réparation d'eau brute.....	82
2- Tuyaux de reprise d'eau décantée.....	83
V.5 Calcul de la perte de charge au niveau des filtres:	83
V.5.1 filtres à sable.....	83
V.5.2 filtres à CAG.....	84
V.6 Réservoir d'eau traitée.....	85
V.6.1 volume du réservoir.....	85
V.6.2 Diamètre du réservoir.....	85
V.7 Calcul de la pression d'arrivée à la station de traitement.....	85

V.8 Conclusion.....	87
ChapitreVI protection et sécurité de travail	
VI.1) Introduction	88
VI.2) Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	88
VI.2.1) Facteurs humains	88
VI.2.2) Facteurs matériels	88
✓ Liste des conditions dangereuse	88
✓ Liste des actions dangereuses	89
VI.3) L'Objectif de l'étude de la sécurité de travail dans le laboratoire de traitement des eaux potables	89
VI.4) L'ensemble des risques	90
VI.5) La sécurité en laboratoire	90
VI.6) Systèmes d'Information sur les Matières Dangereuses	90
VI.6.1) Le Service du répertoire toxicologique	90
VI.6.2) SIMDUT	91
VI.6.2.1) Quelques catégories des matières dangereuses	92
VI.6.2.2)-Informations sur les produits	93
1) Étiquette SIMDUT	93
2) Étiquette du fournisseur.....	93
3) Étiquette du lieu de travail	93
4) La fiche signalétique.....	93
VI.7) Quelques règles applicables dans laboratoires de traitement des eaux potables	94
VI.7.1) Contrôle des risques en laboratoire	94
VI.7.2) Quelques précautions à suivre	95
VI.8) Mesure préventives pour éviter les causes des accidents durant la réalisation de l'installation:	95
VI.8.1) Protection collective	95
a)-Engin de levage	95
b)- Appareillages électriques	96
VI.8. 2)- Protection individuelle.....	96
VI.9)-Conclusion	96

Liste des tableaux

<i>Tableau I.1 Températures mensuelles (1972-2012)</i>	3
<i>Tableau I.2 Evaporation (1972-2012)</i>	4
<i>Tableau I.3 Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (1972-2012)</i>	4
<i>Tableau I.4 Les vitesses moyennes mensuelles du vent (1972-2012)</i>	4
<i>Tableau I.5 Humidité mensuelles moyennes (%)</i>	5
<i>Tableau III-1 : Répartition de la population des trois centres de la zone d'étude en différents horizons</i>	29
<i>Tableau III- 2 : Besoins domestiques</i> :.....	30
<i>Tableau III -3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires</i>	31
<i>Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs</i>	32
<i>Tableau III-5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires</i>	32
<i>Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels</i>	33
<i>Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières</i>	33
<i>Tableau III-8 : Tableau récapitulatif des besoins totaux</i>	34
<i>Tableau III-9 : consommation moyenne, minimale et maximale journalière pour chaque commune</i>	35
<i>Tableau IV.1:Qualite des eaux brutes du barrage de sidi Bouziane</i>	37
<i>Tableau IV.2: Résulta de jar test</i>	40
<i>Tableau IV.3 : Caractéristiques de mélangeurs mécaniques fournies par le fabricant</i>	45
<i>Tableau IV.4 : Caractéristiques de l'impulseur données par le fabricant</i>	56
<i>Tableau IV.5 : méthode de calcul du diamètre du système d'agitation</i>	56
<i>Tableau IV.6 : La taille effective en fonction du type de filtration</i>	68
<i>Tableau V.1: Coefficients K', m, β pour différents types du tuyau</i>	80
<i>Tableau V.2: Caractéristique hydraulique des ouvrages de traitement</i>	86
<i>Tableau VI.1 : Quelques catégories des matières dangereuses</i>	92

Liste des figures

<i>Figure I.1 Situation administrative de la zone d'étude.....</i>	<i>2</i>
<i>FigureIII: Double couche d'une particule colloïdale.....</i>	<i>10</i>
<i>FigureII2Le jar-test</i>	<i>14</i>
<i>FigureII3: décanteur statique.....</i>	<i>15</i>
<i>FigureII4: Schéma d'un filtre à sable.....</i>	<i>20</i>
<i>FigureII5 : Mécanisme de l'adsorption.....</i>	<i>22</i>
<i>Figure II 6 : Appareil de désinfection par Ultraviolets.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure IV.1: constitution d'une prise d'eau.....</i>	<i>39</i>
<i>Figure IV.2 : Prise d'eau flottante</i>	<i>40</i>
<i>Figure IV.4: Variation de la turbidité en fonction du PH.....</i>	<i>44</i>
<i>Figure IV.5 : Mélangeur mécanique.....</i>	<i>47</i>
<i>Figure IV.6 : Dimensions donnés dans le tableau IV.3 du mélangeur mécanique.....</i>	<i>47</i>
<i>Figure IV.7 : Le mélangeur statique de Kenics.....</i>	<i>49</i>
<i>Figure IV.8 : Système d'agitation radial.....</i>	<i>51</i>
<i>Figure IV.9 : Système d'agitation axial.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure IV.10 : Bassin de coagulation-floculation.....</i>	<i>59</i>
<i>FigureIV.11 : L'alimentation d'un décanteur lamellaire à contrecourant.....</i>	<i>60</i>
<i>Figure IV.12 : Schéma des lamelles.....</i>	<i>61</i>
<i>Figure IV.13: Les dimensions d'un décanteur lamellaire.....</i>	<i>62</i>
<i>Figure IV.14: Les hauteurs d'un décanteur lamellaire.....</i>	<i>63</i>
<i>Figure IV.15: schéma d'un filtre sous pression.....</i>	<i>66</i>

Introduction générale

L'eau potable par définition est une qui ne doit avoir aucun effet négatif sur le consommateur, elle doit répondre à certains critères essentiels qui sont :

- Les paramètres organoleptiques (couleur, odeur, saveur...).
- Les paramètres physico-chimiques (PH, température, chlorure, nitrate...).
- Les paramètres chimiques (substance indésirable, toxique).
- Les paramètres microbiologiques.

Si l'eau présente une anomalie sur un ou plusieurs de ces paramètres un traitement préalable à la consommation devient indispensable, quel que soit son origine, afin de la rendre propre à la consommation humaine toute en respectant les normes établies. Ces caractéristiques sont déterminées après une série d'analyses effectuées en amont du traitement

En Algérie, certaines communes sont aujourd'hui propriétaire d'installations vétustes ou ne pouvant assurer la mise en distribution d'une eau en accord avec les normes fixées par l'OMS (Organisation Mondiale de la Santé), de plus l'explosion démographique de certaines régions a conduit à une surexploitation des stations de traitement devenues obsolètes en termes de capacité de traitement.

Les trois communes (Blaas, Hassania et Bathia) W.Ain defla sont alimentée en eau potable à partir du barrage de Sidi Bouziane W.Ain Defla avec un débit de 5229 m³/jour, ce barrage est affecté pour alimenter en eau potable, Vu le développement futur des communes, qui fera augmenter les besoins en eau à long terme et vu l'accroissement de la population de ces communes et les localités qui sont actuellement alimentées à partir de ce barrage, tout cela va certainement engendrer un déficit de ressource en eau.

Cette étude a pour objet le dimensionnement de la station de traitement ainsi que de tous ses ouvrages, après avoir faire une étude bibliographique sur les filières de traitement d'eau potable, et pris connaissance du taux de satisfaction actuel des besoins en eaux des trois villes concernées et des différentes analyses.

La finalité de cette étude concernant les opérations de contrôle et d'entretien à effectués sur les ouvrages des stations de traitement des eaux potables.

I Introduction:

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres de la ville de Belaas (W.Ain Defla). Ces caractéristiques sont représentées essentiellement par la situation topographique, géographique, géologique, hydrologique, climatologique et hydraulique.

I.2 Situation géographique:

La zone d'étude de la commune BELAAS, elle se situe dans la vallée de l'oued Cheliff autrement dit le bassin du Haut Cheliff.

Elle se trouve sur la carte topographique de BORDJ BOUNAAMA (NI-31-XX- 2 EST)

Et (NJ-31-II-8 EST) échelle 1/50.000 ; dont les coordonnées Lambert sont :

X=402,6km ; Y=284,1km ; Z=1050 m

I.3 Situation administrative:

La zone d'étude est liée administrativement à la Daïra de BATHIA, Elle est située dans :

- la côté Sud-Ouest de la wilaya d'AIN DEFLA ;
- Nord de La wilaya de TISSEMSILT ;
- Sud-Est de la wilaya de CHELIFF ;
- Sud de la Daïra d'EL ATTAF.

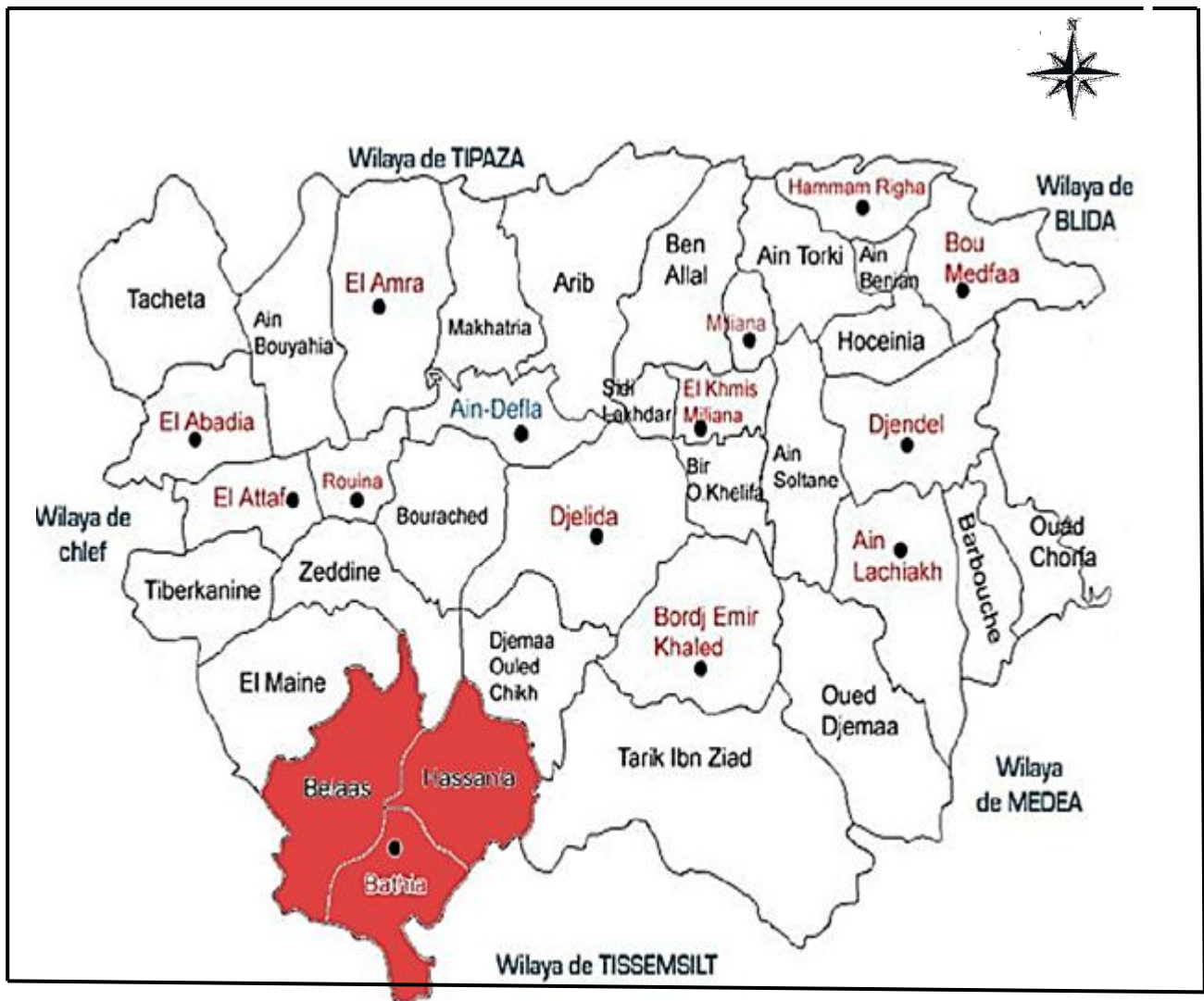


Figure I.1 Situation administrative de la zone d'étude.

I.4 Hydrographie:

Comme l'air d'étude est très riche en eaux superficielles et est montagneuse elle est drainée par un réseau hydrographique très dense constitué par de nombreux oueds plus ou moins permanent (Oued TIABINE, Oued SIDI BOUZIANE, Oued BESBES).

I.5 situation topographique:

La zone est comprise entre 550 et 600 m NGA, elle est composée d'une partie des terrasses de l'Oued Sidi Bouziane dont la pente ne dépasse pas 6%, et d'un relief collinaire légèrement pentu (6-12,5%).

I.6 conditions climatologiques:**I.6.1 Le climat:**

Du fait de sa situation géographique, la ville se caractérise par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants : Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid.

La saison sèche est chaude, s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre suivie d'une saison froide et humide du mois d'Octobre au mois de Mai. Les différents phénomènes météorologiques d'intérêt peuvent être caractérisés, avec une précision suffisante pour les besoins de l'étude, à partir des observations enregistrées à une station (012306) voisine qui est celle de Bordj Bounama et dont les coordonnées: X=402,6 - Y=284,1 - Z=1050; parmi les différents paramètres sont:

I.6.2 La température:

La zone d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen, avec un caractère de continentalité très marqué et des masses d'air chaud à partir du mois de mai. Une série d'étages climatique qui vu dit subi - aride au fond de la vallée au subi - humide sur les reliefs.

Tableau I.1 Températures mensuelles (1972-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aout
T min (°C)	14,2	4,6	4,0	-2,6	0,0	2,4	1,6	8,0	10,0	13,0	17,6	20,5
T max (°C)	38	39,6	25,0	26,0	23,0	20,0	26,4	31,6	37,0	42	46,6	40,0
Tmoy (°C)	26,5	19,9	13,9	10,6	10,5	10,8	14,3	18,1	21,2	27,0	21,2	29,8

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

L'évaporation peut atteindre 300mm.

La répartition mensuelle de l'évaporation à la station de BORDJ BOUNAAMA est la suivante :

Tableau I.2 Evaporation (1972-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou
Evap (mm)	112.5	88.0	47.3	49.0	50.0	54.0	80.4	103.6	120	189	218	300

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

I.6.3 La précipitation:

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, les projets de développement en agriculture et en aménagement hydraulique. Egalement, elle est d'un apport considérable dans l'étude des nappes et les changements climatiques. Dont la connaissance des pluies journalières et intensités maximales est primordiale.

La répartition des précipitations est irrégulière sur l'échelle annuelle. Les observations de cette station (012306) sont formées par le service climatologique de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), La hauteur pluviométrique annuelle de la localité entre 300et 600 mm/an.

La répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle à la station de BORDJ BOUNAAMA est la suivante :

Tableau I.3 Répartition mensuelle de la pluie moyenne annuelle (1972-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Jui	Juil	Aout	Total
Pmoy(mm)	21,7	32,5	53,9	61,1	57,2	55	44	4,4	26,1	9	3,6	5,73	374,2

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

I.6.4 Le vent

Les vents sont de fréquences différentes durant l'année et les vents dominants sont de direction sud-ouest et ouest. Surtout pendant la saison chaude.

Tableau I.4 Les vitesses moyennes mensuelles du vent (1972-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Jui	Juil	Aout	Moy
V _{moy} (km/h)	12,2	11,5	10,4	11,5	12,9	11,8	13,6	14,4	13,3	14,7	13,3	12,2	12,65

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

L'analyse de ce tableau montre une variation relative des vitesses tout le long de l'année. Elles restent faibles durant le trimestre d'octobre jusqu'à décembre, et plus forte pendant la période de mars, avril, mai, juin et juillet

I.6.5 L'humidité:

L'humidité de l'air est un élément atmosphérique aussi important que la précipitation, C'est un paramètre important du cycle hydrologique contrôlant l'évaporation du sol et la couverture végétale et qui représente un degré de saturation de l'air en vapeur d'eau.

L'exactitude de ces valeurs dépend de la précision des instruments employés.

Tableau I.5 Humidité mensuelles moyennes (%)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Av	Mai	Jui	Juil	Aout	Moy
H(%)	64	72	78	82	79	82	72	68	61	57	49	50	73,5

Source : ANRH de Blida (Station météorologique de BORDJ BOUNAAMA).

La moyenne annuelle de la région est de 73,5 %. Ses valeurs maximales sont atteintes en Décembre, Janvier et Février (79 à 82 %) et minimales en Juillet (49 %).

I.7 situation géologique:

La plaine de la localité fait partie de l'Atlas tellien méridional, caractérisé par une structure plissée, correspond à une dépression subsidence d'orientation est/ouest à remplissage alluvionnaire d'âge mio-plio-quadernaire correspondant aux terrasses de oued Chélif dont les versants sont formés par les affleurements de terrains mésozoïques qui représentent les contreforts du Dahra au Nord et ceux de l'Ouarsenis au Sud. Les terrains créacés prédominants sont allochtones (nappes de charriage).

I.8 Situation hydrogéologique:

Le réseau hydrographique correspond à l'ensemble des cours d'eau naturels, permanents ou temporaires, qui participent à l'écoulement des eaux superficielles. Il est sans doute l'une des caractéristiques les plus importantes du sous bassin versant, ce dernier est caractérisé par un régime d'écoulement temporaire. En saison pluvieuse les eaux issues des principaux affluents

- **Oued CHELIFF**

Il correspond au cours d'eau le plus long d'Algérie et prend naissance dans les monts de Laghouat, il parcourt une grande distance en traversant le secteur d'étude où il reçoit plusieurs affluents pour aboutir à son exutoire localisé au niveau de la côte de Mostaganem

- **Oued SIDI BOUZIANE**

Il prend sa source dans les monts de l'Ouarsenis dans la partie sud du secteur d'étude et rejoint la plaine d'où il est drainé par l'oued CHELIFF.

I.9 Les Formations Aquifères:

Les marnes, grès et poudingues du Miocène reposent sur les schistes, argiles et quartzites crétacés dont le sous bassement est formé par des calcaires jurassiques.

1. La nappe aquifère des dépôts quaternaires (alluvions)

Les alluvions sont constituées de limon et d'argile, occupant la plupart de la surface de la plaine, sous laquelle se trouvent les formations grossières de galets et graviers.

2. La nappe des grès

Ces formations apparaissent dans la plaines du moyen CHELLIF, en bordure du massif de TEMOULGA et l'Est de BORDJ BOUNAAMA, elles sont constituées de grès et sables, ainsi elles affleurent dans la plaine du haut CHELLIF sous forme de grès et conglomérats et d'argile gréseuse.

3. La nappe calcaire jurassique

Aquifère karstique à surface libre, a structure tabulaire ou plissée plus ou moins compartimenté, sa capacité de régulations varie suivant la hauteur noyée.

I.10 Situation stratigraphique et Sismicité:**1.10.1 Stratigraphique:**

Des plus anciens aux plus récents, les couches constituant le périmètre du haute Cheliff sont les suivantes :

- Substratum Ante miocène ;
- Miocène Inférieur (burdigalien) ;
- Marnes ;
- Grès ;
- Miocène supérieure ;
- Marnes à gypse ;
- Gypse massif ;
- Marnes à tripoli ;
- Grés grossier ;
- Grés du gantas ;
- Calcaires récifaux à l'Itanium ;
- Grés de base ;
- Marne

I.10.2 Sismicité:

L'analyse sismique englobe dans notre cas l'Atlas Tellien et ses environs d'après les manifestations sismiques ressenties et les publications du ministère des travaux publics, l'Atlas Tellien constitue en Algérie l'un des éléments géologiques les plus proches du plissement Alpin, la zone d'étude est implantée dans l'une des régions où la sismicité est importante (zone III).

I.11 L'Alimentation des nappes:

L'alimentation des différents horizons aquifères a lieu à partir des pluies, de la neige sur les reliefs et des intercommunications avec les différents cours d'eau (SIDI BOUZIENE, CHELIFF TIABINE...). Des apports peuvent aussi avoir lieu à partir des eaux d'irrigation (eaux de drainage).

I.12 Ressources en eau:

La commune de Belaas, connaît actuellement des grands problèmes relatifs à son alimentation en eau potable, qui touchent directement la vie quotidienne du citoyen et qui se résumement essentiellement en :

- Un forage débite 9 l/s ne permet pas de satisfaire les besoins en eau de la région, en plus de la qualité de ses eaux qui est loin des normes de consommation.
- Elle s'approvisionne à des sources souvent éloignées parfois à des kilos mètre de leur domicile Oued SIDI BOUZIANE

I 13. Ouvrages de stockage existant:

Un petit barrage SIDI BOUZIANE est caractérisé par :

- Capacité : 991.000,00 m³
- La hauteur du barrage H=18.65m
- Diamètre de la conduite de vidange : 500mm
- Diamètre de la conduite de prise : 200mm
- Niveau plus hautes eaux NPHE : 530,65m
- Niveau normal de la retenue : NNR = 528.65m
- Niveau volume mort : 523.45m
- Volume mort : 431.833m³

La station de traitement est existée sur la rive gauche du petit barrage Oued SIDI BOUZIANE. Une station de pompage est existé à l'extrémité de la station de traitement a une longueur de 25m.

Le commun sujet de notre étude dispose un réservoir semi enterré, de 500m³ implanté sur le hauteur du centre de BELAAS, alimentant actuellement Celle-ci en eau potable.

I14Conclusion:

Les différentes informations dans ce chapitre représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui est l'adduction mixte à partir de la station de traitement de BELAAS afin de résoudre tous ces problèmes pour cette région.

II.1)-Introduction :

Dans le but de produire une eau potable conforme aux normes O.M.S à partir d'une eau de surface telle que la « petit barrage Oued Sidi Bouziane », notre station de traitement d'eau potable préfabriquée comprendra une filière complète de traitement physico-chimique identique à celle qui est utilisée dans les stations conventionnelles ; A savoir :

- Pré-chloration.
- Coagulation -floculation
- Décantation.
- Filtration.
- Post-chloration.

II.2) Coagulation-floculation:

La turbidité de l'eau est principalement causée par des particules très petites, appelées particules colloïdales qui peuvent rester en suspension dans l'eau. Ces particules n'ont pas tendance à s'accrocher les unes aux autres à cause de leur concentration stable. On a alors recours aux procédés de coagulation et de floculation pour éliminer les matières en suspension (MES) qui sont soit de nature minérale (argiles, limons, sables...) soit de nature organique (produits de décomposition de matières végétales...). L'élimination des substances dissoutes nécessite pour chaque espèce un traitement spécifique.

La coagulation a pour but principal de déstabiliser les MES en facilitant leur agglomération. Ce procédé consiste dans l'injection de produits chimiques. La floculation a pour objectif de favoriser le contact entre les particules déstabilisées. Ces particules s'agglutinent pour former un floc qu'on peut facilement éliminer par d'autres procédés qu'on définira ultérieurement.

II.2.1) Les colloïdes:

Les colloïdes sont des particules qui décantent très lentement, ils sont à l'origine de la couleur et de la turbidité de l'eau. Ces particules sont caractérisées par deux points essentiels : d'une part, elles ont un diamètre très faible compris entre 1 μm et 1nm, d'autre part, elles ont la particularité d'être chargées électro négativement engendrant des forces de répulsion inter colloïdales. Les colloïdes proviennent de la dissolution de substances minérales, de l'érosion, de

la décomposition des matières organiques, des déchets agricoles et le déversement des eaux résiduaires.

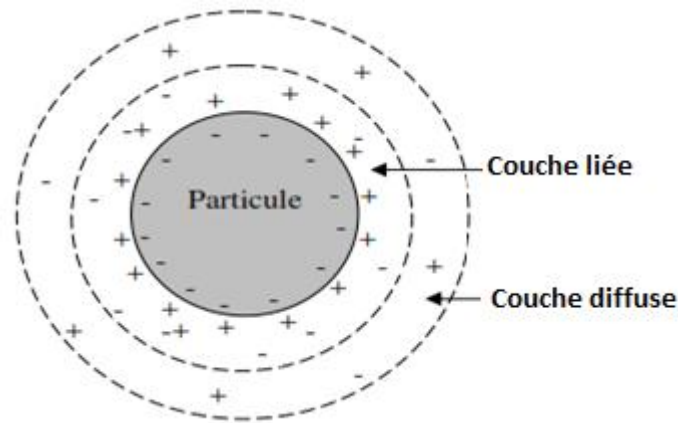


Figure III: Double couche d'une particule colloïdale

Les particules colloïdales sont soit hydrophiles, soit hydrophobes. Les premières se dispersent spontanément. Par contre, la dispersion des particules hydrophobes n'étant pas spontanée, on doit la faciliter par des moyens chimiques. En général, peu de colloïdes sont exclusivement hydrophiles ou hydrophobes. La différence se fait sur la présence ou non de groupement de type hydrophile qui introduiront un degré d'hydratation plus ou moins important.

II.2.2) Coagulation

La coagulation est le phénomène de déstabilisation des particules colloïdales, consistant en la neutralisation de leurs charges électriques, par addition de réactifs chimiques appelés coagulants, généralement des sels métalliques (de fer et d'aluminium). Elle permet de supprimer les répulsions inter colloïdales : Les cations métalliques se lient aux colloïdes et les neutralisent, ce qui permet la rencontre de ces derniers.

II.2.2.1) Les facteurs influençant la coagulation

Afin d'optimiser la coagulation, il faut tenir compte de plusieurs paramètres comme le PH, les sels dissous, la température de l'eau, le coagulant utilisé, la turbidité et la couleur. Toutefois, on ne peut pas définir des concentrations optimales des coagulants.

-Influence du PH :

Le PH est le paramètre le plus important à prendre dans le procédé de la coagulation. Pour chaque eau, il y a un intervalle de PH pour lequel la coagulation a lieu rapidement qui est fonction du coagulant utilisé, de sa concentration et de la composition de l'eau à traiter. Pour les sels de fer et d'aluminium, les plages de PH s'étendent de 4 à 6 et de 5 à 7 respectivement. Dans certains cas, il est plus avantageux d'augmenter la quantité du coagulant pour abaisser le PH.

-Influence des sels dissous :

Les sels contenus dans une eau exercent les influences suivantes sur la coagulation :

- Modification de la plage de PH optimal.
- Modification de la quantité de coagulant requis.
- Modification de la quantité résiduelle de coagulant.

-Influence de la température de l'eau :

L'influence de la température n'est pas bien définie mais il a été observé que lorsque l'eau est froide, les floccs se décantent plus difficilement. Car, la diminution de la température entraîne une augmentation de la viscosité.

-Influence du coagulant :

Le choix du coagulant peut influencer les caractéristiques de la coagulation, même si les sels de fer et d'aluminium sont les coagulants les plus utilisés, il peut être plus avantageux de les remplacer par le sulfate ferrique. Ce dernier offre plusieurs intervalles de PH, de plus pour un même PH le sulfate ferrique est moins soluble que ces sels

-Influence du mélange :

Au cours de la coagulation, on procède au mélange des produits chimiques en deux étapes. Premièrement, on effectue un mélange rapide qui a pour but principal de diffuser les produits dans la totalité du volume d'eau à traiter. Deuxièmement, le mélange se fait plus lentement et a pour objectif de favoriser le contact entre les floccs

-Influence de la turbidité :

La turbidité de l'eau est causée par la présence de particules assez grosses. Pouvant se décanter naturellement, la coagulation de ces particules est donc assez facile à réaliser en maintenant le PH dans sa plage optimale.

II.2.2.2) Les coagulants utilisés:

Les principaux coagulants utilisés pour déstabiliser les particules colloïdales et pour produire un floc sont :

- Le sulfate d'aluminium **Al₂(SO₄)₃**;
- L'aluminate de sodium **NaAlO₂**;
- Le chlorure d'aluminium **AlCl₃**;
- Le chlorure ferrique **FeCl₃**;
- Le sulfate ferrique **Fe₂(SO₄)₃**;
- Le sulfate ferreux **FeSO₄**;
- Le sulfate de cuivre **CuSO₄**;
- La chaux **Ca(OH)₂**.

Pour attaquer la structure des particules colloïdales et favoriser la création d'un système moins stable susceptible d'être précipité, on utilise parfois un certain nombre de corps tels que :

- L'ozone **O₃**;
- Les composés chlorés **Cl₂** ou **ClONa**;
- Le permanganate de potassium **KMnO₄**.

II.2.3) Flocculation:

Après avoir été déstabilisées par le coagulant, les particules colloïdales s'agglomèrent lorsqu'elles entrent en contact. C'est le phénomène de flocculation. L'agglomération des colloïdes est favorisée soit par flocculation péricinétique définie comme étant la différence de vitesse des particules appelé mouvement brownien soit par flocculation orthocinétique qui est une agitation mécanique de l'eau.

II.2.3.1) Les flocculants utilisés:

Les flocculants, appelés aussi adjuvants de flocculation, sont destinés à favoriser l'agglomération des particules, constituées en flocs après coagulation, afin qu'elles précipitent. On distingue les flocculants d'après leur nature (minérale ou organique), leur origine (naturelle ou synthétique) ou le signe de leur charge électrique (anionique ou cationique).

Les principaux flocculants sont :

-La silice activée: la silice activée est le premier flocculant utilisé, elle peut donner les meilleurs résultats lorsqu'elle est employée conjointement avec le sulfate d'aluminium. Elle est constituée d'une solution d'acide poly silicique $(H_2SiO_3)_4$ provenant de la polymérisation de l'acide silicique. Parmi les autres flocculant minéraux utilisés, on peut citer : certaines argiles, le blanc de Meudon ou le carbonate de calcium précipité et le sable fin.

-Polymères organiques: ce sont des molécules chimiques fabriquées à partir de produits naturels : les alginates (extraits d'algues), les amidons (extraits de graines végétales) et certains dérivés de la cellulose. Mais, leur utilisation dans le traitement des eaux destinées à la consommation fait l'objet de règlements sanitaires.

-Polymères synthétiques: on distingue les polyacrylamides (polymères anioniques) et les polyamines (polymères cationiques). Les premiers sont utilisés à la fois dans la clarification des eaux et la déshydratation des boues, alors que les polyamines sont employés exclusivement dans la clarification.

Aucune règle ne permet de prévoir lequel des flocculants peut donner les meilleurs résultats, il est donc nécessaire de faire des essais au laboratoire. Dans le cas de la clarification des eaux, le choix est à faire entre un flocculant anionique et un flocculant cationique. Si le PH est

neutre et en présence de grandes quantités de matières organiques, on expérimente les floculants cationiques.

II.3) Mise en œuvre de la coagulation-floculation:

Deux paramètres doivent être pris en considération lors du dimensionnement d'un traitement de coagulation-floculation : la quantité des réactifs à ajouter et la vitesse d'agitation du milieu réactionnel. Ces paramètres sont à déterminer en fonction de l'eau traitée mais dans ce domaine, il n'existe pas de règle ou de formule de dimensionnement : aussi ces valeurs ne peuvent être déterminées que de façon empirique et par des essais sur échantillons au laboratoire.

II.3.1) Le jar-test:

La détermination de ces grandeurs au laboratoire est réalisée par un appareil appelé jar-test, il consiste en une rangée de béciers alignés sous un appareillage qui permet de les agiter tous à la même vitesse. Les différents béciers ayant reçu une dose différente de réactif et à la fin de l'expérience, on détermine quels sont les couples quantité de réactif / vitesse et temps d'agitation qui permettent d'obtenir l'eau la plus limpide, les floccs les plus gros et les mieux décantés. Concernant la vitesse d'agitation, on sait que la coagulation nécessite une vitesse d'agitation plutôt rapide afin de permettre la rencontre des colloïdes et des cations métalliques alors que la floculation une vitesse relativement faible afin de favoriser l'agrégation des colloïdes sans détruire les floccs déjà formés

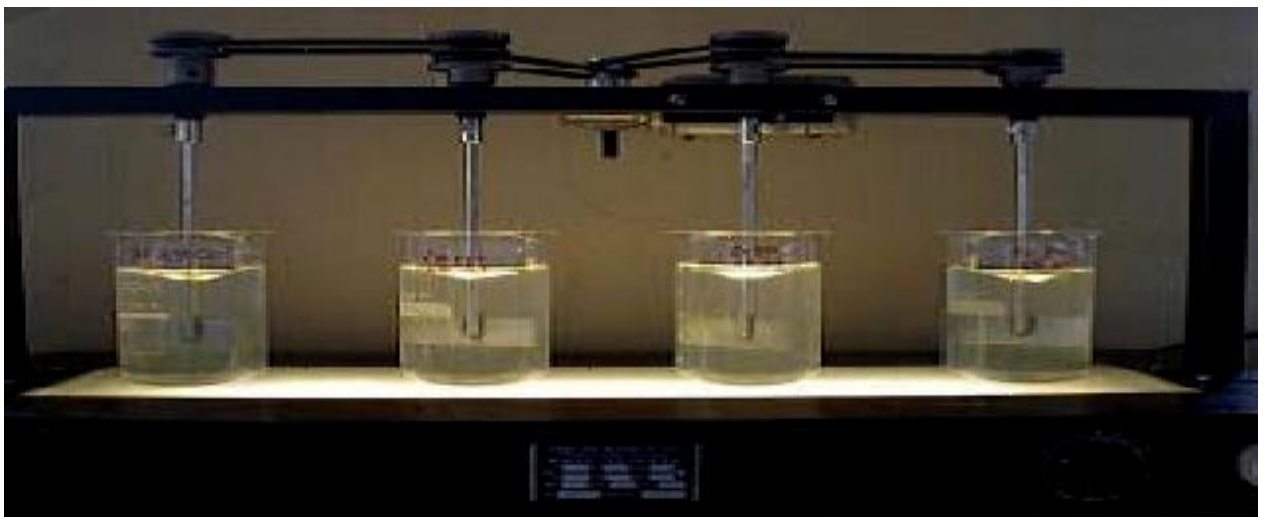


Figure II.2 Le jar-test:

II.3.2) Décantation:

La décantation, procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines de traitement d'eau potable, a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau. Ces particules s'accablent au fond du bassin, d'où on les extrait périodiquement. L'eau récoltée en surface est dite clarifiée.

II.3.2.1) Les différents types de décantation:

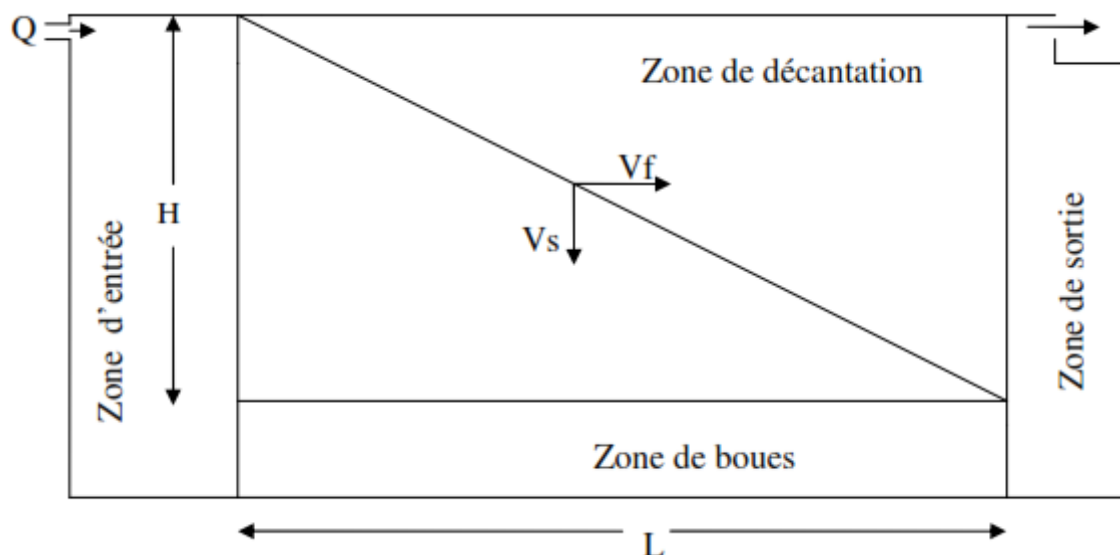
Il existe plusieurs types de décantation dont voici les principales :

- *Décantation statique*

Le principe dans la décantation statique est que les particules atteignent le fond du décanteur avant de sortir.

Cette décantation se fait sur un décanteur rectangulaire à flux horizontal, les particules étant considérées indépendantes et tombant à leur propre vitesse.

L'écoulement doit être laminaire sans turbulences ni courants.



FigureII3: *décanteur statique.*

- **L** : longueur effective du décanteur ;
- **H** : profondeur totale de la zone de décantation ;
- **A** : aire de la section longitudinale ;
- **A'** : aire de la section transversale ;
- **V_f** : vitesse horizontale de l'eau ;
- **V_s** : vitesse de chute de la particule ;

On peut définir les zones suivantes :

- 1) Zone d'entrée : zone à l'intérieur de laquelle le débit est uniformément distribué à travers la section A' ;
- 2) Zone de décantation : à l'intérieur de laquelle a lieu la décantation dite tranquille.
- 3) Zone de sortie : où a lieu l'évacuation de l'eau décantée.

-Décantation lamellaire:

Afin de disposer de décanteurs de faible surface et admettant de forts débits, des lamelles, des tubes ou même des modules hexagonaux faisant un angle α par rapport à l'horizontale a été ajoutés aux décanteurs classiques.

Trois possibilités de circulation de l'eau et des boues, dans ce type de décanteurs, existent. En effet, si l'eau à traiter et les boues circulent dans le même sens, il s'agit d'une circulation à co-courant. Une circulation en sens contraire donne un décanteur à contrecourant et une circulation mixte conduit à un décanteur à courant Croisé.

Lors du fonctionnement de ces décanteurs, la boue s'accumule sur les lamelles ce qui engendre des vitesses de surverse importantes conduisant à la dégradation des performances

de décantation. Donc, des systèmes d'extraction des boues doivent être prévus en utilisant des pompes à forts débits qui permettent une chasse par aspiration

- Décantation à contact des boues:

Dans ce type de décantation, les particules entrent en contact les unes avec les autres puis reposent au fond de l'ouvrage. En traitement des eaux de consommation, on combine la floculation et la décantation dans un appareil unique tel que le Circulateur (qui utilise une recirculation des boues) ou le Pulsa Tor (qui comporte un voile de boue au sein duquel la concentration en MES est élevée), qui permettent l'obtention de réactions complètes avec des précipités denses. On peut augmenter la vitesse de circulation de l'eau qui permet d'obtenir une eau décantée de bonne qualité et ceci quelle que soient la turbidité de l'eau brute et la nature du traitement.

Les systèmes de décantation à contact de boues permettent d'améliorer la floculation et d'utiliser au mieux la quantité de réactif introduit

II.3.3) Filtration:

La filtration est un procédé qui permet de clarifier une eau contenant des solides en suspension en la faisant passer à travers un milieu poreux ou média filtrant constitué d'un matériau granulaire.

La filtration, généralement précédée des traitements de coagulation-floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et certains goûts et odeurs.

Les matériaux utilisés pour la filtration doivent être composés de granulés inertes non adhérents les uns aux autres, insolubles, inattaquables ni par l'eau filtrée ni par les solides retenus et résistants aux phases de lavage.

II.3.3.1) Filtration lente:

La filtration lente a pour but le traitement de eaux de surface sans décantation ni coagulation préalable. La coagulation des particules colloïdales est réalisée par des enzymes sécrétées par des algues et des micro-organismes qui se fixent sur le sable. La filtration lente donne de très bons résultats de clarification si l'eau est peu chargée en matières en

suspension et que la vitesse de filtration est faible. Néanmoins, dès que l'eau devient chargée, ce procédé s'avère inefficace.

II.3.3.2) Filtration rapide:

La filtration rapide s'effectue à des vitesses très importantes qui peuvent atteindre 50 m/h. Il existe trois modes de filtration rapide :

- 1) filtration directe, où l'eau ne subit aucun apport de réactif ;
- 2) filtration avec coagulation de l'eau non décantée au préalable ;
- 3) filtration de l'eau coagulée et décantée

II.3.3.3) Les différents types de filtres:

Pour le traitement des eaux potables, les filtres les plus utilisés sont :

a) Les filtres à sable rapides

Ces filtres sont les plus utilisés dans le traitement des eaux de consommation. L'écoulement de l'eau se fait de haut en bas et le matériau filtrant est maintenu en place par gravité. Le lavage du filtre s'effectue en inversant le sens de l'écoulement de l'eau : le milieu filtrant est en expansion et les impuretés, moins denses que les grains de sable, sont décollées et évacuées vers l'égout à l'aide de goulottes de lavage. Ce type de filtre doit être précédé par un traitement de coagulation-floculation car il élimine difficilement les particules non absorbées par le floc.

Les principaux éléments d'un filtre rapide sont :

-Le fond du filtre : C'est la structure qui sépare le milieu filtrant de l'eau filtrée. Il doit être suffisamment solide pour supporter le milieu filtrant (1m de sable et de gravier). Ce fond permet d'une part, de collecter et d'évacuer les eaux filtrées et d'autre part, de distribuer uniformément l'eau de lavage.

-**Gravier de support** : Il est situé immédiatement au-dessus du fond de filtre. Son rôle est de retenir le sable du milieu filtrant et d'améliorer la répartition de l'eau de lavage dans le filtre.

-**Milieu filtrant** : Les matériaux filtrants les plus utilisés sont le sable et l'antracite.

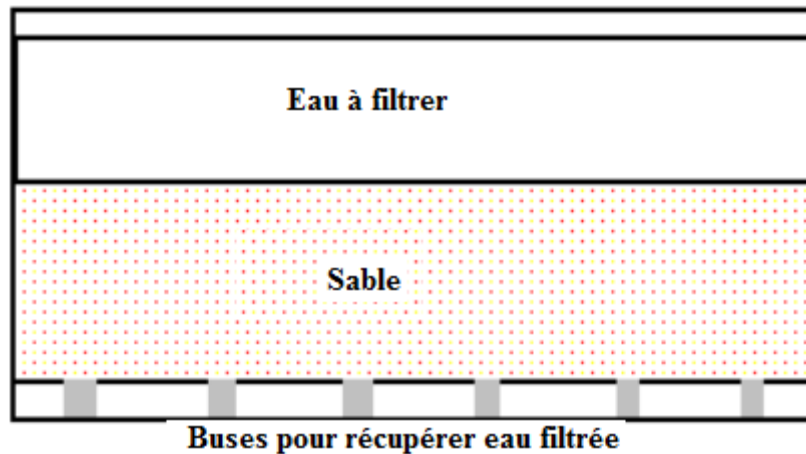
b) Les filtres à sable lents

Ces filtres sont construits de telle façon que l'eau traverse lentement une couche de sable fin et que les particules les plus grosses soient arrêtées à la surface du sable. Les avantages des filtres lents sont multiples : ils permettent de ne pas recourir à la coagulation, la disponibilité du sable et leur construction simple.

c) Les filtres à sable sous pression

Ces filtres fonctionnent selon les mêmes principes que les filtres rapides, sauf que les couches de sable et de gravier ainsi que leur réseau de drainage sont situés sur des cylindres verticaux ou horizontaux. Ces cylindres sont conçus pour résister à des pressions de l'ordre de 1MPa. Ces filtres présentent beaucoup d'inconvénients:

- L'addition de produits est difficile à réaliser sous pression;
- L'eau ne peut pas être observée lors de la filtration
- Il est difficile d'examiner, de nettoyer et de remplacer le sable sous pression;



FigureII4: Schéma d'un filtre à sable.

II.4) Colmatage des filtres:

L'écoulement de l'eau à travers un média filtrant entraîne une perte d'énergie, due au frottement des particules de sable et des substances contenues dans l'eau, elle est mesurée par la perte de charge ou chute de pression, que subit l'eau.

Quand le lit est propre, la perte de charge est liée à la perméabilité du lit filtrant selon la loi de Darcy :

$$Q = K * A * \frac{\Delta H}{L} \dots \dots \dots (II.1)$$

Avec :

Q : Débit de l'eau

A : Aire de la couche filtrante

ΔH : Chute de la pression à travers la couche filtrante

L : Epaisseur de la couche filtrante

K : Coefficient de perméabilité

Au cours de la filtration, le lit se colmate plus ou moins rapidement et la perte de charge augmente. Au bout d'un temps plus ou moins long d'utilisation, le filtre s'encrasse sur toute sa hauteur. Le filtre ne peut plus stocker de matières en suspension et il peut, éventuellement, les reléguer dans l'eau filtrée. Il a donc atteint sa capacité de stockage maximum : c'est la crevaison du filtre.

II.4.1) Lavage des filtres:

Lorsque la perte de charge ou la turbidité de l'eau atteignent des valeurs maximales, on procède au lavage des filtres en injectant de l'eau par le fond, le milieu filtrant prend alors de l'expansion et libère les particules arrêtées par le filtre. Ces particules, moins denses que les grains de sable, sont aisément entraînées vers les goulottes de lavage. Il est important de rappeler que si l'eau de lavage est injectée brusquement dans un filtre, la couche de sable peut être soulevée au-dessus de la couche de gravier, ce qui provoque le déplacement de ce dernier.

Il existe deux modes de lavage des filtres :

II.4.1.1) Lavage à l'eau et à l'air:

On injecte simultanément de l'air et de l'eau par le fond du filtre, l'eau entraîne les impuretés vers les goulottes de lavage alors que l'air assure un brassage suffisant pour décoller ces impuretés.

II.4.1.2) Lavage à l'eau seule:

Lorsqu'on lave un filtre à l'eau seule, le brassage est assuré par des laveurs de surface, qui peuvent être soit fixes ou rotatifs. Chaque type de laveur envoie de jets de 3mm de diamètre faisant un angle de 15 à 30° avec l'horizontale.

II.4.2) Durée de lavage:

Au cours du lavage la turbidité de l'eau qui se déverse par les goulottes baisse progressivement. La durée habituelle du lavage est d'environ 15 minutes et la consommation d'eau qu'exige ce lavage ne devrait pas dépasser 2,5% de l'eau produite.

II.4.3) Rinçage:

Certains filtres sont équipés de façon à permettre le rejet de l'eau filtrée à l'égout, quelques minutes après le retour à la phase de filtration. Le but de cette manœuvre est de débarrasser le lit filtrant des eaux de lavage dont il est encore saturé et qui pourraient parvenir au bassin d'eau filtrée.

II.5) Adsorption sur charbon actif

II.5.1) Introduction:

Le charbon actif fait partie d'une gamme de substances présentant une très grande porosité et une surface spécifique importante de l'ordre de 500 à 1500m^2 par gramme de charbon. Ces qualités confèrent au charbon actif un grand pouvoir d'adsorption. L'adsorption sur charbon actif est utilisée dans le traitement des eaux potables pour fixer les matières organiques dissoutes, les pesticides et pour éliminer le carbone organique dissous. [2]

II.5.2) Phenomena d' adsorption:

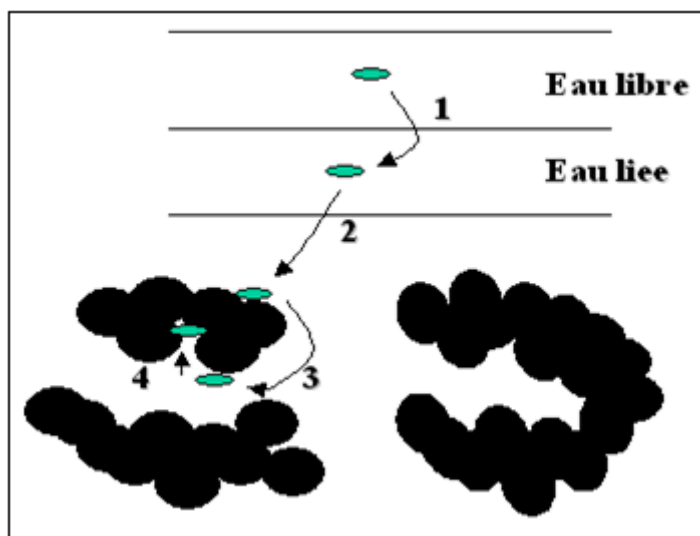


Figure II5 : Mécanisme de l'adsorption.

L'adsorption sur charbon actif peut être définie comme la transformation de la phase liquide contenant la matière organique en phase solide avec rétention des solutés à la surface du charbon actif

Ce processus comporte plusieurs étapes :

- 1) Transfert de la particule de la couche externe d'hydratation vers la couche interne.
- 2) Déplacement de l'eau liée jusqu'au contact du charbon.
- 3) Diffusion à l'intérieur du charbon actif sous l'influence du gradient de concentration.
- 4) Adsorption dans les micropores du charbon actif.

Le niveau d'activité de l'adsorption est basé sur la concentration de la substance dans l'eau, la température et la polarité de la substance. Une substance non polaire (soluble dans l'eau) ne peut pas ou est très mal supprimée par le charbon actif, alors qu'une substance polaire peut être totalement supprimée par le charbon actif. L'adsorption est moins efficace contre les solvants polaires et les composés chlorés avec une faible charge moléculaire. [2]

II.5.3) Charbon actif en poudre:

Le charbon actif en poudre est un réactif pulvérulent de granulométrie très fine. Il est placé en tête de filière au niveau du décanteur pour lutter contre la pollution par les pesticides et les matières toxiques diverses.

II.5.4) Charbon actif en grains:

Le charbon actif en grains est utilisé pour l'élimination des micropolluants organiques et de la matière organique. L'élimination du carbone organique dissous fait appel aux phénomènes d'adsorption et de biodégradation, elle est rendue possible par la présence d'une biomasse colonisatrice de la surface du charbon.

En outre, le charbon actif en grains permet la nitrification de l'ammonium, la réduction des oxydants chlorés et de certains sous-produits de désinfection.

Le charbon actif en grains est placé en deuxième étage de filtration en aval du sable. Sa hauteur est comprise entre 1 et 2m avec des vitesses de filtration variant de 8 à 15m/h. le lavage des filtres à charbon actif est similaire à celui des filtres à sable, néanmoins il faut prévoir une hauteur de garde suffisante entre le niveau supérieur du matériau et les goulottes d'évacuation des eaux sales à cause de l'expansion du charbon.

II.5.5) Description du processus:

L'eau est pompée dans une colonne qui contient du charbon actif, cette eau quitte la colonne à travers un système drainant. L'activité de la colonne de charbon actif dépend de la température des substances. L'eau passe à travers la colonne continuellement, ce qui entraîne une accumulation des substances sur le filtre d'où son remplacement périodique. Un filtre utilisé peut être régénéré de différentes manières, le charbon actif en grains est régénéré en oxydant la matière organique, son efficacité diminue alors de 5 à 10%.

II.5.6) Régénération du charbon actif:

Comme le charbon actif est un produit très coûteux, il n'est pas intéressant de remplacer le charbon actif saturé. Donc, la régénération s'impose comme solution alternative.

Le charbon actif peut être régénéré par trois méthodes :

Régénération à la vapeur : cette méthode est limitée au charbon n'ayant fixé que quelques produits volatils. Toutefois, l'application de la vapeur peut être intéressante pour décolmater la surface des grains et stériliser le charbon.

Régénération thermique : cette régénération se fait par combustion des substances organiques adsorbées.

Régénération biologique : ce mode de régénération est très peu utilisé

II.6) Désinfection:

II.6.1) Introduction:

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes pathogènes, les bactéries et les germes présents dans l'eau. En potabilisation des eaux, la désinfection est assurée par des oxydants chimiques tels que le chlore Cl_2 , le dioxyde de chlore ClO_2 , l'ozone O_3 , et dans certains cas par un procédé physique comme le rayonnement Ultraviolet.

II.6.2) Principe de désinfection

Le taux de destruction des micro-organismes par un désinfectant est lié à plusieurs paramètres : concentration du désinfectant, temps de contact, nombre et type des micro-organismes à éliminer, température et pH de l'eau. Il n'existe pas de loi mathématique qui permet de calculer le taux de destruction des micro-organismes en tenant compte de tous ces paramètres. C'est pourquoi, on doit d'abord effectuer des mesures au laboratoire avant d'opter pour une désinfection quelconque puis procéder à des vérifications concernant l'eau à traiter afin de déterminer la concentration du désinfectant à appliquer.

II.6.3) Choix du désinfectant

Le désinfectant à utiliser est choisi en fonction des caractéristiques et la destination de l'eau à traiter et le type de micro-organismes à éliminer.

En général, la désinfection se fait à l'aide du chlore car il présente plusieurs avantages, mais dans certains cas, il peut s'avérer insuffisant pour éliminer certains micro-organismes très résistants comme les virus et les protozoaires. Afin de remédier à ces carences, on utilise le dioxyde de chlore ou l'ozone qui toutefois, présentent l'inconvénient d'être instables

II.6.3.1) Désinfection par le chlore

Les produits les plus utilisés pour obtenir une désinfection des eaux par le chlore sont: le chlore gazeux Cl_2 , l'hypochlorite de sodium NaOCl , l'hypochlorite de calcium Ca(OCl)_2 et le dioxyde de chlore ClO_2 . Le chlore gazeux est le plus utilisé pour le traitement des eaux destinées à la consommation humaine.

Le chlore réagit rapidement dans l'eau pour former de l'acide hyper chloreux HOCl , qui est le produit actif dans la désinfection.

La réaction du chlore gazeux dans l'eau se fait selon l'équation suivante:



Qui est suivie de la réaction secondaire :



L'effet bactéricide du chlore étant plus grand lorsqu'il se trouve sous la forme **HOCl**, il est donc plus efficace dans un milieu acide qu'en milieu alcalin.

II.6.3.2) Désinfection par le dioxyde de chlore

Le dioxyde de chlore est un gaz de couleur jaune et possède une odeur piquante. Il doit être utilisé de préférence au chlore lorsque l'eau à traiter présente des traces de phénol susceptible de combiner avec le chlore et de donner à l'eau un goût désagréable de chlorophénol.

On utilise le dioxyde de chlore pour son pouvoir oxydant élevé, grâce auquel on peut éliminer les goûts, les odeurs, le fer et le manganèse présents dans l'eau. Le dioxyde de chlore est employé principalement lorsque l'eau à traiter contient beaucoup de matière organique. En effet, il permet de la désinfecter et de l'oxyder et d'éliminer les goûts et les odeurs. Lorsqu'une fraction importante de la matière organique est éliminée ou oxydée, on effectue une post chloration qui permet de maintenir une concentration résiduelle du chlore

II.6.3.3) Désinfection par l'ozone:

L'ozone est un gaz de couleur bleue dont les principales caractéristiques physiques sont:

- **Masse molaire : 48g/mole**
- **Densité par rapport à l'air : 1,657**
- **Masse volumique à 0°C : 2,143Kg/m³**

L'ozone est un gaz instable composé de molécules d'oxygène triatomique O₃. Son pouvoir oxydant très élevé le rend intéressant pour le traitement des eaux. En effet, il permet de réduire la couleur, les goûts et les odeurs, d'oxyder les ions ferreux et manganéux solubles en hydroxydes insolubles.

La quantité d'ozone que nous devons ajouter à l'eau pour obtenir une bonne désinfection varie en fonction de la présence des matières organiques et inorganiques dans l'eau à traiter. Tout comme pour le chlore, nous devons maintenir une certaine concentration résiduelle après un temps de contact déterminé.

II.6.3.4) Désinfection par rayonnement Ultra-Violet:

Les rayons Ultraviolets font partie des radiations non visibles émises par le soleil, de longueur d'onde comprise entre 100 et 400 nanomètres. Seuls les UVC (longueur d'onde : 200 à 280 nm) ont un effet germicide : ils détruisent les bactéries, virus, champignons, levures et algues en agissant directement sur des composés cellulaires essentiels.

La désinfection par Ultraviolets se fait à l'aide d'un appareil composé d'une chambre d'irradiation, à l'intérieur de laquelle l'eau est au contact avec des lampes à UV. Contrairement à la désinfection par le chlore et ses dérivés, une eau traitée par Ultraviolets ne contient pas une dose résiduelle de produits désinfectants. On peut donc craindre une dégradation de la qualité microbiologique des eaux en aval du traitement sur le réseau des distributions.

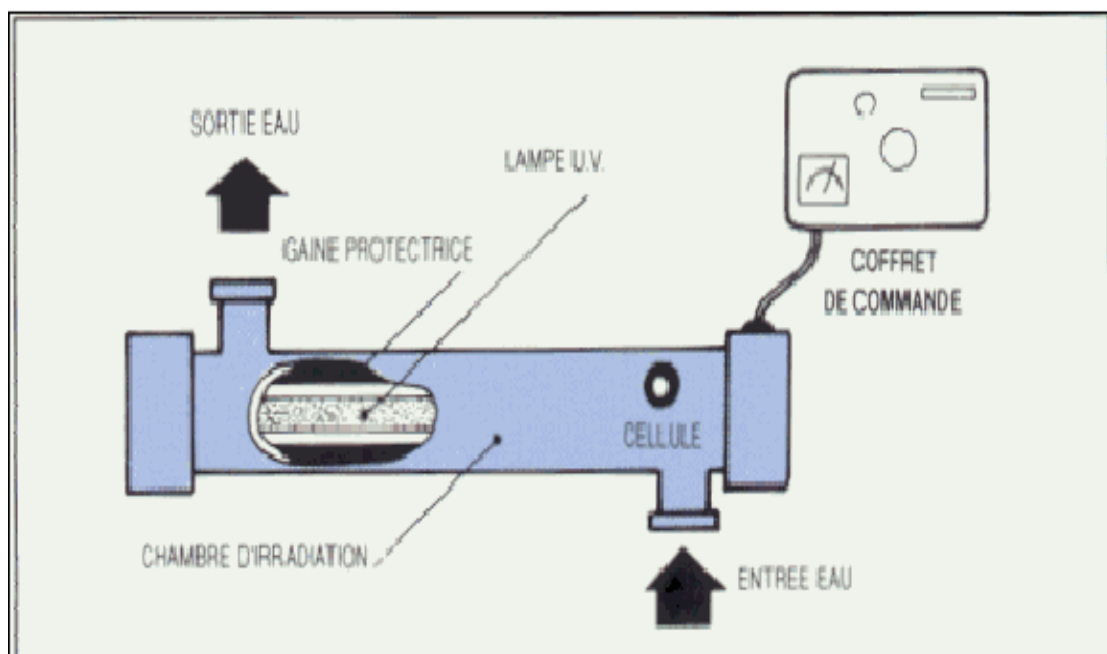


Figure II 6 : Appareil de désinfection par Ultraviolets

II.7)-Conclusion :

L'obtention d'une bonne qualité d'eau potable, peut être obtenue en appliquant les procédés bien connus de traitement par coagulation floculation, décantation , filtration et désinfection et en recourant à des installations de conception très modernes et efficaces beaucoup plus rapidement opérationnelles que les stations classiques. Concernant la durabilité, la fiabilité des équipements préfabriqués ils répondent avec souplesse à la tendance de décentralisation de la production d'eau potable.

III.1 Introduction

Le présent chapitre a pour objectif la mise en évidence de l'évolution de la population de la ville de Belaas ainsi que l'évolution de ses besoins en eau potable et cela à différents horizons pour pouvoir dimensionner notre station de traitement

III 2 L'évaluation de la population future :

Pour l'estimation de la population future, nous prenons un horizon de 26 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 1,5%.

Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0(1 + t)^n$$

Où :

P_n : Population à l'horizon de calcul (2040).

P_0 : population de l'année de recensement (2008).

T : Taux d'accroissement de la population $t = 1,5 \%$.(source ;DRE W.Ain Defla)

n : Nombre d'années projetées

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau II-1 :

Tableau III-1 : Répartition de la population des trois centres de la zone d'étude en différents horizons.

Horizons Centres	Année de recensem ent	Taux d'accroi ssement	Actuel	Moyen terme	Long terme
	2008	(%)	2014	2025	2040
BELAAS	5972	1,5	6530	7692	9616
BATHIA	6743	1,5	7373	8685	10858
EL HASSANI A	4883	1,5	5339	6289	7863
Source: DRE W.Ain Defla				Total	28337

l'horizon 2040, le nombre d'habitants de trois localités concernées par le projet sera

De **28337 habitants**

III-2 Estimation des besoins en eau potable :

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Pour l'étude de la localité, il est nécessaire de se pencher sur les différentes catégories de besoins telles que

- Les besoins domestiques.
- Les besoins des équipements

III-2-1 Besoins domestique :

C'est la Consommation des habitants de l'agglomération et qui dépend du confort des habitants (développement sanitaire).

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{\text{moy},j} = \frac{1}{1000} * \text{dot} * N \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec :

- dot: dotation moyenne en (l/j/hab) pour notre cas D= 150 l/j/hab.
- N: nombre d'habitants

Pour notre projet il s'agit des petites agglomérations et d'après la DRE les besoins seront estimés sur la base d'une dotation de 150 l/j/hab.

Les résultats des calculs de la population future et besoins domestiques sont regroupés dans le tableau II- 2 ;

Tableau III- 2 : Besoins domestiques :

N°	Lieu	Population 2014		Population 2025		Population 2040	
		Pop hab	Q _{dom} (m ³ /j)	Pop hab	Q _{domj} (m ³ /j)	Pop hab	Q _{domj} (m ³ /j)
1	BELAAS	6530	979,5	7692	1153,8	9616	1442,4
2	BATHIA	7373	1105,95	8685	1302,75	10858	1628,7
3	EL HASSANI A	5339	800,85	6289	943,35	7863	1179,45

III-2-2 Besoins scolaires :

Tableau III -3: Tableau récapitulatif des besoins scolaires

Localités	Equipements	Nombre	Effectifs (élèves.)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
BATHIA	Ecoles primaires	3	612	20	12,24
	CEM	1	432	20	8,64
	Lycées	1	785	20	15,7
BELAAS	Ecoles primaires	2	516	20	10,32
	CEM	1	339	20	6,78
EL HASSANIA	Ecoles primaires	1	296	20	5,92
	CEM	1	340	20	6,8

III -2-3 Besoins administratifs :

Les différents besoins administratifs sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau III-4 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Localités	Type d'équipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/ouvr)	Q _{moyj} (m ³ /j)
BATHIA	01 DAIRA	35	15	0,525
	01 APC	32	15	0,48
	01 Bureau de poste	10	15	0,15
	01 Gendarmerie	43	40	1,72
BELAAS	01 APC	30	15	0,45
	01 Bureau de poste	28	15	0,42
EL HASSANIA	01 APC	27	15	0,41

III-2-4 Besoins sanitaires :

Les différents besoins sanitaires sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau III-5: Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Localités	Equipements	Unité (malade)	Dotation (l/j/lit)	Q _{moyj} (m ³ /j)
-----------	-------------	----------------	--------------------	---------------------------------------

BATHIA	02 salles de soin	532	15	7,98
	01 Centres de santé	320	15	4,8

III -2-5 Besoins socioculturels :

Les différents besoins sanitaires sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau II-6: Tableau récapitulatif des besoins socioculturels

Localités	Type d'équipement	Nombre d'usagers	Superficie (m ²)	Dotation (l/j/usager), (l/j/ m ²)	Débit (m ³ /j)
BATHIA	0 2 Mosquées	/		10	9,82
	01Maison de jeunes	/	500	04	2
BELAAS	0 1 Mosquées	450	/	10	4,5
	01Centre culturel		800	04	3,2
EL HASSANIA	0 1 Mosquées	380	/	10	3,8

III-2-6 Récapitulatif des différentes consommations journalières :

Les besoins de différentes consommations calculés ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-7 : Tableau récapitulatif des différentes consommations journalières

localités	Besoins domestiques (m ³ /j)	Besoins scolaires (m ³ /j)	Besoins sanitaires (m ³ /j)	Besoins administratifs (m ³ /j)	Besoins socioculturels (m ³ /j)	Total (m ³ /j)
BATHIA	1628,7	36,58	12,78	2,87	11,82	1692,75

BELAAS	1442,4	17,1	/	0,87	7,7	1468,07
EL HASSANIA	1179,45	12,72	/	0,41	3,8	1196,38

III-2-7 Calcul des pertes :

Les pertes d'eau atteignent des chiffres de 10 à 20 % du volume distribué et même 40 % dans le cas d'un réseau ancien et mal entretenu

Les fuites sur les branchements particuliers sont en règle générale les plus nombreuses La valeur de taux de fuite est estimée à 20 % (source DRE).

Les besoins totaux ci-avant sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Tableau récapitulatif des besoins totaux

Localités	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Pertes(%)	Total (m ³ /j)
BATHIA	1692,75	20	2031,3
BELAAS	1468,07	20	1761,68
EL HASSANIA	1196,38	20	1435,66
			5228,64

A l'horizon 2040, les besoins moyens journaliers totaux de la commune concernée sont estimés à **5228,64 m³/j** soit un débit de **60,52 l/s**.

III-4 coefficient d'irrégularité :

III-4-1 Coefficient d'irrégularité maximale (k_{max}) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation maximum par la consommation moyenne journalière donné par la relation suivante :

$$K_{\max,j} = Q_{\max,j} / Q_{\text{moy},j}$$

Ce coefficient varie entre (1,1 à 1,3).

Dans notre cas on prend $K_{\max,j} = 1,25$

III-4-2 Coefficient d'irrégularité minimale (k_{\min}) :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimum par la consommation moyenne journalière donné par la relation suivante :

$$K_{\min , j} = Q_{\min , j} / Q_{\text{moy}, j}$$

Ce coefficient varie entre (0,7a 0,9).

Dans notre cas on prend $K_{\min , j} = 0,7$

III-5 : Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $k_{\max, j}$ et $k_{\min, j}$.

III-5-1 Consommation minimale journalière ($Q_{\min, j}$) :

C'est le débit de jour de faible consommation pendant l'année :

$$Q_{\min, j} = k_{\min, j} * Q_{\text{moy}, j}$$

Avec :

$Q_{\min, j}$: débit minimum journalière en m^3 / S .

$k_{\min, j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalière.

$Q_{\text{moy}, j}$: débit moyenne journalière.

III-5-2 Consommation maximale journalière ($Q_{\max, j}$) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et d'adduction. il ne permet de dimensionner le réservoir et les équipements de la station de pompage.

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max, j} = k_{\max, j} * Q_{\text{moy}, j}$$

Avec :

$Q_{\max,j}$: débit maximum journalière en m^3/j

$k_{\max,j}$: coefficient d'irrégularité maximale journalière.

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyenne journalière en m^3/j .

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières de l'horizon 2040 sont représentées dans le tableau **II-9**

Tableau III-9 : consommation moyenne, minimale et maximale journalière pour chaque commune.

N°	localité	$Q_{\text{moy},j}(m^3/j)$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j}(m^3/j)$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j}(m^3/j)$
1	BELAAS	1761,68	0,7	1233,18	1,25	2202.1
2	BATHIA	2031,3	0,7	1421,91	1,25	2539.13
4	EL HASSANIA	1435,66	0,7	1004,96	1,25	1794.56
Total		5228,64	–	3660,05	–	6535,79

III.6 Conclusion

nous laisse de savoir que : les ressources existantes ne peuvent pas satisfaire la totalité des besoins en eau potable de la ville, c'est pourquoi il faudra combler le déficit en eau par l'augmentation de débit fourni par le barrage Sidi Bouziane.

IV.1) Introduction :

On va dimensionner la station de traitement monobloc qui est alimentée par les eaux emmagasinées du barrage sidi Bouziane, la capacité de cette station et en fonction de débit régularisé du barrage.

Le débit de la station et: $6535,79 \text{ m}^3/\text{j} = 75,64 \text{ l/s}$

IV.2) caractéristiques de l'eau brute et objectifs de traitement:

Les principales caractéristiques d'eau brute et les valeurs de l'OMS sont présentées dans le tableau IV.1

Tableau IV.1:Qualite des eaux brutes du barrage de sidi Bouziane

paramètre	Unité	valeur	Norme d'OMS
Température	°C	12.3	≤25
PH	-	8.2	6.5÷8.5
Conductivité à25°	µs/cm	1114	2800
Oxygène dissous	mg/l	14.6	5
Turbidité	NTU	8.5	5
Salinité	÷	0.3	-
TDS	mg/l	381	-
Calcium	mg/l	65	250
Magnésium	mg/l	53	150
Chlorures	mg/l	116	250
Sulfates	mg/l	241	200
Bicarbonate	mg/l	214	-
Dureté totale	°F	32.3	15
Titre alcalin	°F	0	-
Titre alcalin complet	°F	0.65	≥2.5
Ammonium	mg/l	≤0.02	0.5
Nitrite	mg /l	0.03	0.1
Nitrate	mg/l	2.7	50
Phosphate	mg/l	0.162	0.5
Coliformes totaux	c100/mg	15	0
Colibacilles	c100/mg	Présence	0
Streptocoques fécaux	c100/mg	17	0

Source : DRE (Ain Defla)

IV.2.1 Analyse des données :

D'après les résultats des analyses effectuées sur les eaux brutes on peut dire qu'il s'agit en fait de traiter une eau de surface avec des pics de turbidité importants en période de pluie et une pollution bactériologique importants. Ces turbidités importantes impliquent de mettre en œuvre un prétraitement physico-chimique

IV.2.2 Objectifs de traitement:

Les objectifs de traitement sont les suivants:

Turbidité: inférieure à 5 UTN de préférence 1UTN

- PH: proche de 7 (6.5 à 7.5)
- chlore résiduel: supérieure ou égale à 0.5mg/l

IV.2.3 Solutions de base:

En fonction des paramètres de qualité de l'eau brute (turbidité notamment), la solution de bases recommandées consiste à effectuer un traitement complet comprenant :

- une floculation décantation avec adjonction de sulfate d'alumine
- une filtration des eaux décantées
- une chloration avec ajout de chlore après filtration

IV.2.4 Choix du type de la filière de traitement:

La station de traitement d'eau potable sera de construction métallique, solide et compacte en plus de la possibilité de son caractère modulaire offre plusieurs avantages, notamment:

- gène civil très réduits
- temps réalisation relativement court
- mobilité: possibilité de déplacer la station vers une autre destination
- possibilité d'augmenter la production en fonction du besoin par l'ajout d'un module

IV.3 Prélèvement de l'eau brute:

IV.3.1 La prise d'eau brute:

La prise d'eau permet de fournir en tout temps l'eau brute de la meilleure qualité possible. Elle sera d'un débit de 75,64l/s

IV.3.1.1 Choix du type de la prise d'eau:

Le choix des composantes de la prise d'eau dépend de nombreux facteurs tels que:
les caractéristiques de la source d'eau

- besoins actuels et futures
- variations de la qualité/quantité d'eau brute
- condition climatiques
- navigation
- fondations
- considération économiques

De façon générale, la prise d'eau est constituée des éléments suivants

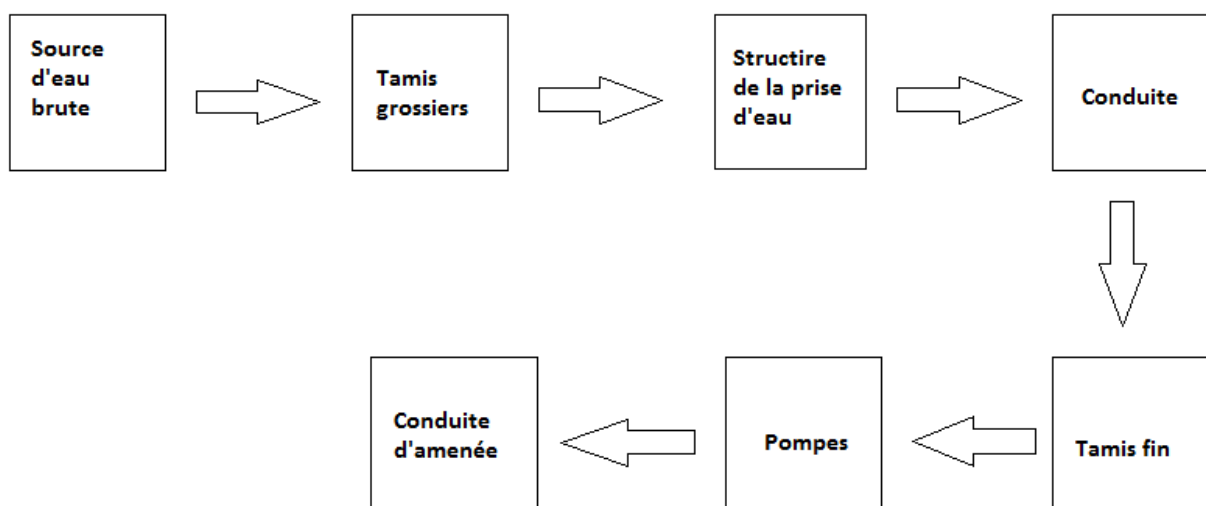


Figure IV.1: constitution d'une prise d'eau

Dans notre cas on va choisir une prise d'eau flottante pour les raisons suivantes:

- éviter le risque d'un marnage important;
- le niveau de l'eau est peu élevé;
- elle peut être fabriquée ex situ;
- elle est peu onéreuse;
- cout relatif: faible-moyen;

La prise d'eau flottante prélève de l'eau à une profondeur fixe sous le niveau de la surface, et elle doit être bien ancrée. (Hubert Cabana, 2009)

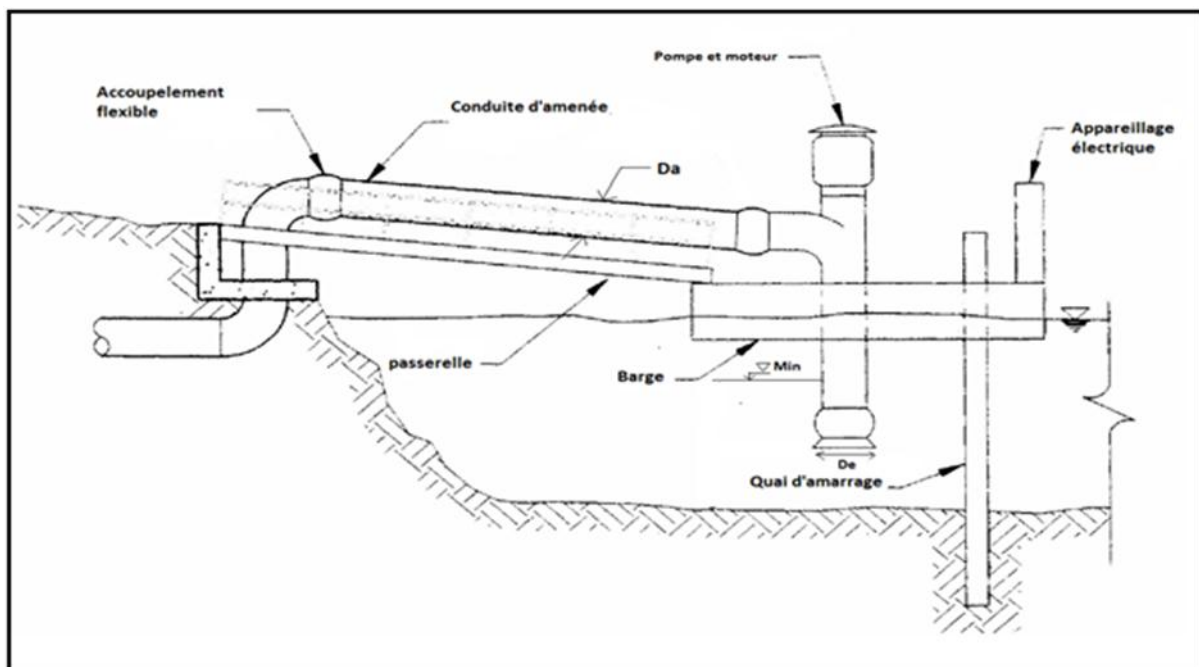


Figure IV.2 : Prise d'eau flottante

IV.3.1.2 Localisation de la prise d'eau:

Les éléments suivants doivent être considérés:

- elle ne sera pas très éloignée des berges pour les interventions éventuelles;
- l'entrée d'eau doit être submergée;
- possibilité d'un écoulement gravitaire;
- la profondeur minimale d'eau au-dessus de l'ouverture doit être la plus grande des dimensions suivantes : 1,5m ou 2 à 3 fois le diamètre de l'ouverture;

Dans notre cas;

- la prise d'eau sera place sur le lac à 20m de la rive avec une profondeur maximale égale à 3m;
- la cote minimale de la prise sera de 528.5m NGA;

Remarque:

La prise d'eau flottant assure l'enlèvement des débris de dimensions intermédiaires à l'aide d'une crépine, afin d'éviter qu'ils interfèrent avec le fonctionnement des équipements aval elle sert également à empêcher l'accès des poissons aux ouvrages aval (conduite et installation de traitement).

IV.3.2 Conduite d'adduction d'amenée :

Les éléments suivants doivent être considérés lors de la conception d'une adduction:

- La conduite d'adduction doit être posée en pente constante à un niveau de radier croissant en direction de la berge afin d'éviter l'accumulation d'air ou de gaz;
- Pour des conduites d'un diamètre important, des regards d'inspection doivent être installés à tous les 300 m (à l'extérieur de la limite des hautes eaux) afin de permettre une inspection visuelle;
- Si la conduite est sujette à l'accumulation de sédiments ou de boues, un système de nettoyage par purge ou autre devrait être prévu pour les enlever;
- Dans le cas où la conduite est accessible aux poissons (accès permis par des ouvertures de l'ouvrage d'entrée supérieures à 12 mm), la vitesse de circulation de l'eau ne doit pas excéder 0,5 m/s afin de permettre aux poissons de remonter le courant s'ils s'introduisaient dans la conduite;
- Dans le cas où la conduite n'est pas accessible aux poissons (grillage fin ou gravier à l'ouvrage d'entrée), la vitesse dans la conduite d'adduction doit être suffisante pour limiter la formation de dépôts. Cependant, elle ne doit pas dépasser 1,5 m/s et doit préférentiellement être comprise entre 0,6 et 1,2 m/s;

- Pour diminuer les problèmes de frasil, on peut utiliser des matériaux de faible conductivité thermique, chauffer la conduite ou pomper de l'eau à rebours dans la conduite. (**Environnement Québec, guide de conception, 2002**)

Remarque :

Le dimensionnement de la conduite d'adduction se fera dans le chapitre suivant.

IV.3.3 Regard de rive

Dans le cas où il n'y aurait pas de poste de pompage d'eau brute ou que celui-ci soit éloigné de la source d'eau, un regard de rive est requis. Celui-ci pourra abriter les ouvrages connexes requis (tamis fins, robinet d'isolation, raccordement de deux prises d'eau indépendantes, installation pour les purges à contre-courant, etc.). (op.cit)

Dans notre cas on n'a pas un poste de pompage, donc on opte pour un regard de rive, ce dernier comportera un robinet d'isolation.

IV.3.4 Système de mesure de débit

Prévoir l'installation d'un système de mesure du débit à la prise d'eau, ce système permettant d'informer l'exploitant du respect des consignes de captage découlant du calcul de la capacité de la source.

IV.4 Dimensionnement des ouvrages de la chaîne de traitement

L'eau brute prélevé du barrage de Sidi bouziane passe à travers la conduite d'adduction, est acheminée vers la station de traitement à travers deux conduites en parallèle de diamètre 300 mm type PEHD chacune.

N.B :

Les deux lignes de traitement sont identiques, donc le dimensionnement se fera pour une seule ligne.

IV.4.1 Coagulation

La coagulation est toujours la première étape d'un traitement physico-chimique. Elle précède ainsi la floculation/décantation/filtration, la filtration directe ou la filtration membranaire (microfiltration ou ultrafiltration).

Pour déterminer la dose optimale du coagulant pour traiter l'eau, on effectue un essai au laboratoire appelée « jar test ».

IV.4.1.1 Le jar-test

Le jar-test est un appareil doté de 06 postes d'agitation à vitesse de rotation réglable (voir figure IV.3).

On emploie comme coagulant le sulfate d'aluminium $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$;

Le principe de l'essai Jar test est résumé en annexe. Voir ANNEXE II : Principe de Jar test.

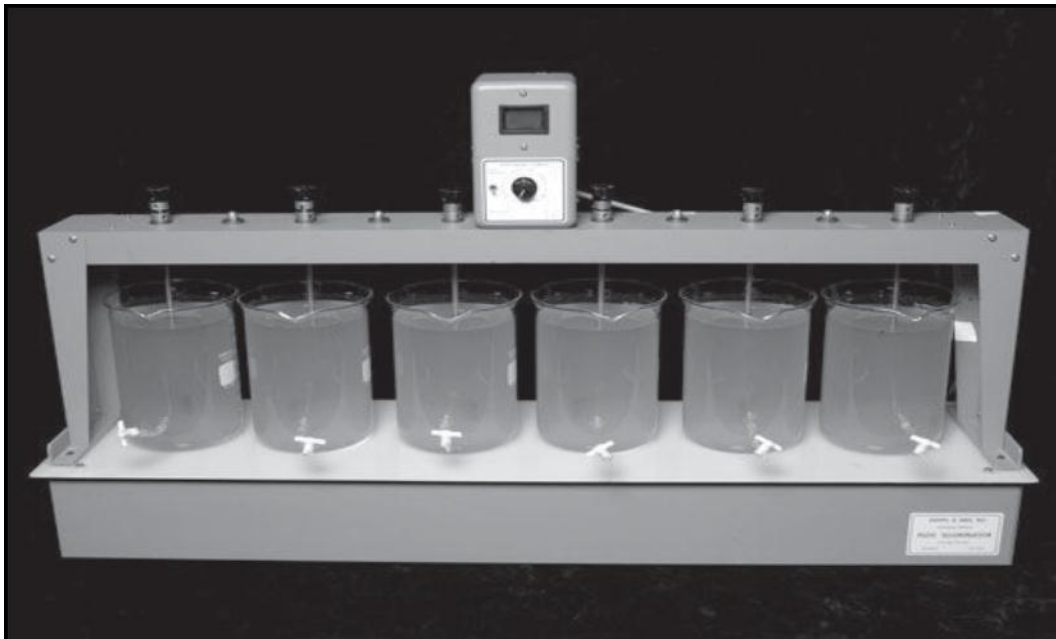


Figure IV.3 : Appareil de jar test.

On a effectué un essai de Jar test au laboratoire afin de déterminer le pH optimal. Les résultats sont présentés dans le tableau IV.2:

Tableau IV.2: Résultats de jar test

Concentration Caractéristiques (mg/l)	12	12	12	12	12	12
PH	5,5	6	6,5	7	7,5	8,03
Conductivité (µs/cm)	454	699	710	620	679	648
Turbidité (NTU)	17,1	12,7	10,7	3,8	1,18	2

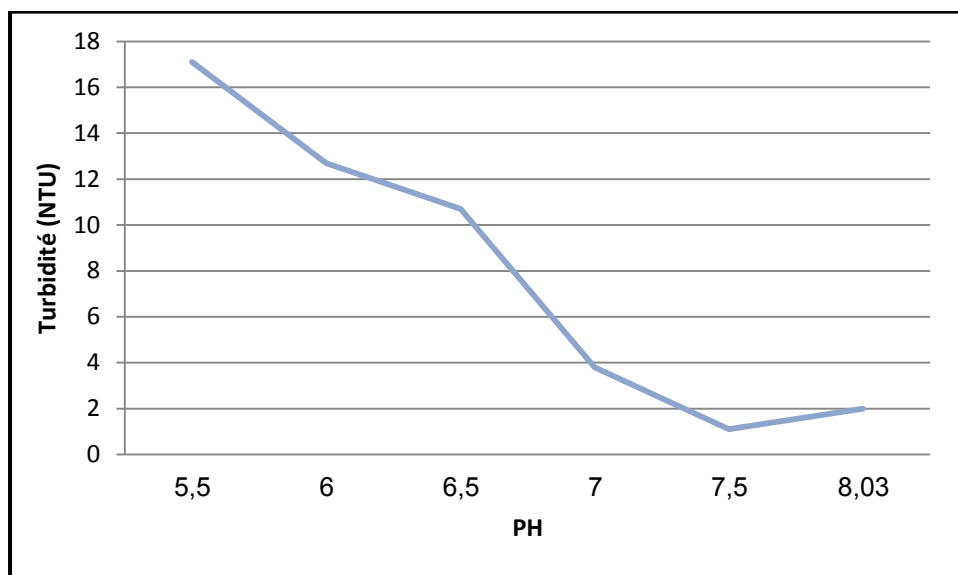


Figure IV.4: Variation de la turbidité en fonction du PH

Observation:

- Il y a une apparition de floccs après 1 minute d'agitation
- La dose : 12 mg/l du coagulant donne des très bons résultats pour la baisse de la turbidité ;
- Le pH optimal de $Al_2-SO_4-18H_2O$ est : $pH \cong (7 \div 8)$;
- Lorsque la coagulation a été réalisée avec le sulfate d'aluminium ($Al_2(SO_4)_3$), il a été constaté une baisse du pH jusqu'aux des valeurs voisines de 6 à 7. Ce réactif présente donc l'avantage de ne pas nécessiter systématiquement un réajustement du pH des eaux qui ont au préalable un caractère légèrement alcalin.

IV.4.1.2 choix de la variante adéquate pour la mise en œuvre de la coagulation:

La mise en œuvre de la coagulation peut se faire par différentes techniques qui sont:

- 1) Mélangeur mécanique.
- 2) Mélangeur statique.
- 3) Chambre de mélange avec agitateur mécanique.

Le choix de la variante adéquate est basé sur les paramètres suivants :

- Un temps de mélange qui varie habituellement de 1 à 2 min.
- Gradient de vitesse varie généralement de 300 à 1500 s^{-1} . (Environnement Québec, 2002)

a) Le mélangeur mécanique (In-Line Mechanical Mixing):

Les critères de design suivantes peuvent être utilisés pour le choix d'un mélangeur mécanique :

- G varie entre 3 000 et 5 000 s^{-1} ;
- T est de 0,5 s environ;
- la perte de charge engendrée varie de 0,3 à 0,9 m. (Mackenzie L.Davis, 2010)

Le tableau suivant c'est un exemple qui présente des informations fournies par le fabricant pour le choix d'un mélangeur mécanique :

Tableau V.3 : Caractéristiques de mélangeurs mécaniques fournies par le fabricant.

Modèle	Poids (Kg)	Puissance du moteur ^a (w)	Dimensions ^b					
			A	B	C	D	E	F
AZ-1	65	350	85	12	11	30	64	23
AZ-2	85	550	90	15	17	35	68	30
AZ-3	140	750	95	17	22	40	68	30
AZ-4	230	750						
		1,000	110	20	27	50	71	30
AZ-5	300	1,100						
		1,500	125	23	32	55	76	30
AZ-6	325	1,500	130	25	36	60	76	30
AZ-7	400	1,500						
		2,250	135	27	41	65	76	30
AZ-8	425	2,250	140	30	46	70	76	30
AZ-9	500	2,250	145	33	51	80	76	30
AZ-10	600	3,700	150	33	51	70	88	44
AZ-11	750	7,500	160	38	61	90	88	53
AZ-12	1,200	15,000	190	48	71	120	95	58
AZ-13	1,600	22,000	210	56	91	125	95	68

- lorsque deux valeurs sont indiquées, un moteur alternatif est valable pour le modèle.
- ils sont représentés dans la figure IV.4. Les valeurs sont en cm.

Source: Mackenzie L.Davis. Water and Wastewater Engineering: Desing Principales and Practice. Edition: The McGraw-Hill Companies. United States. 2010.

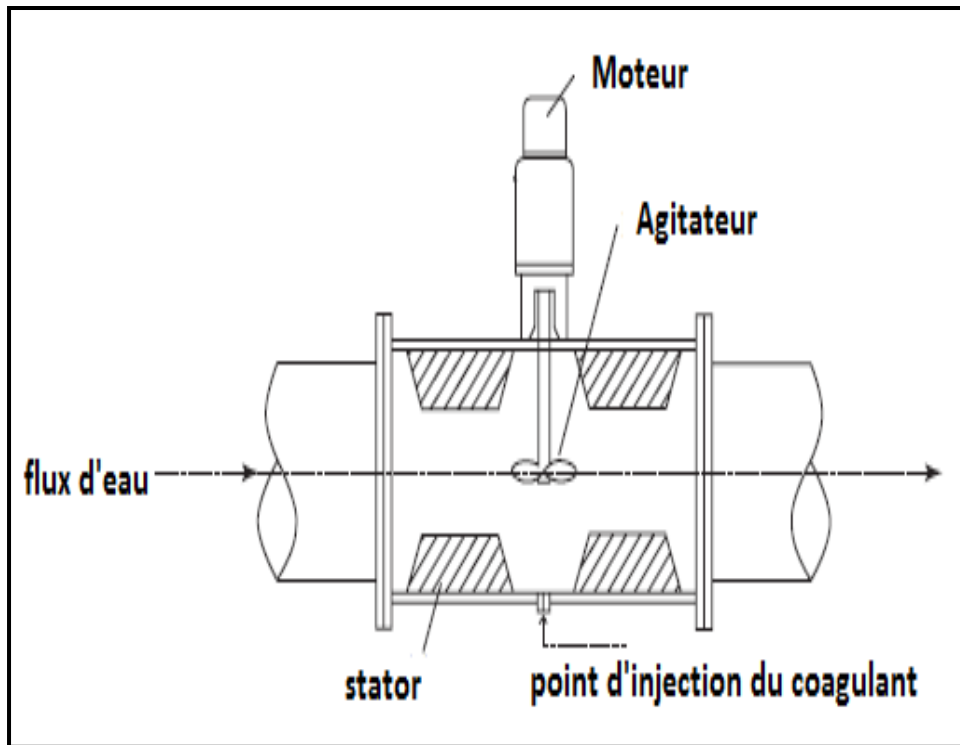


Figure IV.5 : Mélangeur mécanique

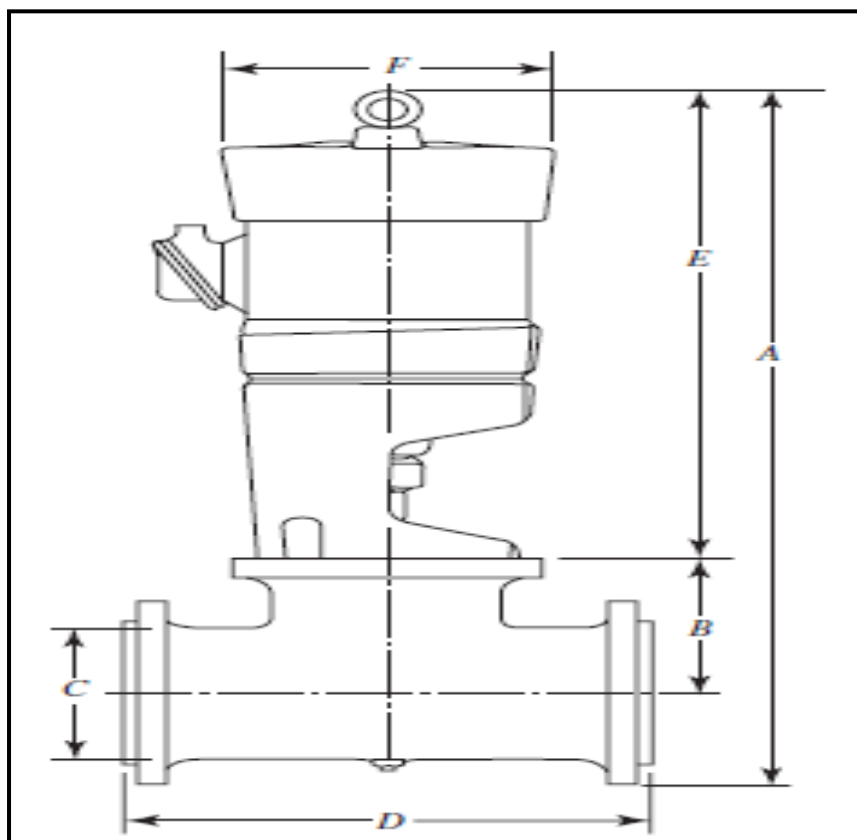


Figure IV.6 : Dimensions donnés dans le tableau IV.3 du mélangeur mécanique.

A.N :

On va choisir le modèle AZ-2, avec un diamètre de 17 cm pour la chambre de réaction (dimension c, tableau IV.4), et une longueur de 35 cm (dimension D, tableau IV.4) :

Le volume sera donc :

$$V = \frac{\pi \times 17^2}{4} \times 35 = 7\,944,3 \text{ cm}^3$$

Le temps de séjour est :

$$t_s = \frac{V}{Q}$$

V : volume d'eau dans la chambre de réaction, en m³.

Q : débit en m³/s.

$$t_s = \frac{7\,944,3 \times 10^{-6}}{0,03782} = 0,21 \text{ s} < 1 \text{ min.}$$

Cette valeur n'est pas acceptable.

On ne peut pas utiliser les autres modèles à cause de leurs poids lourds et leurs dimensions qui sont très grands par rapport au diamètre de la conduite (200 mm).

b) Le mélangeur statique:

L'injection du coagulant s'effectue directement en conduite par l'intermédiaire d'une pompe doseuse. L'efficacité des injections des réactifs est obtenue par la mise en place en tête des lignes d'un mélangeur statique.

L'incorporation dans les conduites, d'éléments qui constituent des accidents hydrauliques et qui complètent le mélange, est une technique en plein développement. Dans le mélangeur Kenics (Fig. IV.6), chaque élément consiste en une lame hélicoïdale tordue à 180°, faite de métal ou de plastique. Les éléments sont disposés en enfilade et selon une séquence de torsions droites et gauches. Le renversement continu de l'écoulement favorise le mélange : le liquide périphérique devient central avant de retourner à la périphérie du conduit et ainsi de suite. (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

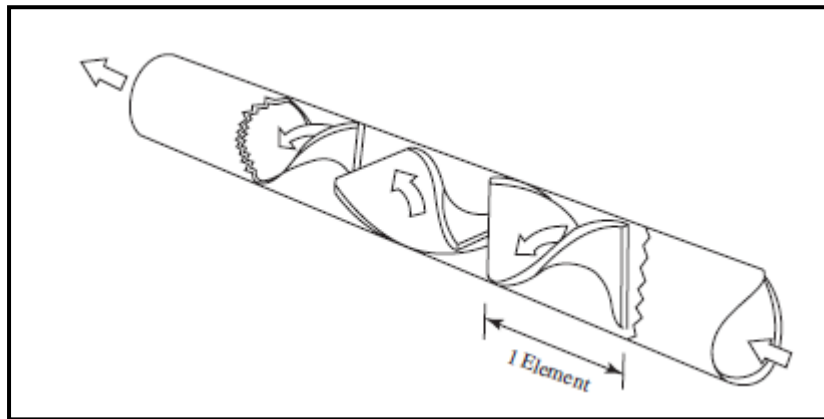


Figure IV.7 : Le mélangeur statique de Kenics

La perte de charge occasionnée par un tel mélangeur vaut approximativement :

$$h_{\text{conduit+ mélangeur}} = h_{\text{conduit}} + 3,24 \cdot 10^{-3} (1,5 + 0,21\sqrt{Re}).$$

$$Re = \frac{\rho v d_h}{\mu} \quad (\text{avec } Re = \text{nombre de Reynolds}).$$

$$dh = \frac{4 \times \text{surface}}{\text{périmètre}} = D \quad (\text{pour les conduits cylindriques}).$$

Q : débit en m³/s.

D : diamètre du conduit en m.

L : longueurs des éléments mélangeurs en m.

L = nombre des éléments × la longueur équivalente × diamètre de la conduite.

d_h : diamètre hydraulique en m.

μ : viscosité en kg.m⁻¹.s⁻¹.

v : vitesse moyenne en m/s.

ρ : masse volumique en kg/m³. (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

h_{conduit} : les formules de pertes de charge qui s'appliquent au flux laminaire dans les canalisations rectilignes sont les suivantes :

$$\text{Canalisation très lisses : } h = 0,54 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot v^{1,75} / D^{1,25}.$$

$$\text{Canalisations lisses : } h = 0,78 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot v^{1,95} / D^{1,25}.$$

$$\text{Canalisations rugueuses : } h = 1,15 \cdot 10^{-3} \cdot L \cdot v^{1,95} / D^{1,25}.$$

Canalisations très rugueuses : $h=1,68.10^{-3}.L.v^2/D^{1,25}$. (W.J. MASSCHELEIN, 1996).

- Pour un diamètre de conduit donné, le mélange sera d'autant meilleur que les éléments du mélangeur sont longs. Cependant cet avantage est contrebalancé par une perte de charge accrue.

A.N :

$$Q=0,0378 \text{ m}^3/\text{s} ;$$

$$D=0,200 \text{ m} ;$$

Température varie entre 5°C et 25°C .

On prend la viscosité max c.à.d. à 5°C $\mu_5=1.519 \times 10^{-3} \text{ pa.s}$

Pour 4 éléments de longueur équivalente à $(1,5 \times D)$ chacun, ceci revient à :

$$L=4 \times 1,5 \times 0,200 = 1,2 \text{ m.}$$

Pour une canalisation lisse : $h_{\text{conduit}}=0,78.10^{-3}.1,2.v^{1,95}/(0,2)^{1,25}$.

Car pour une section $(\pi R^2) = 3,14 \times (0,1^2) = 0,0314 \text{ m}^2$.

La vitesse $v= Q/s \longrightarrow v = 0,0378 / 0,0314 = 1,2 \text{ m/s}$.

d'où : $h_{\text{conduit}}=0,78.10^{-3}.0,9.(1,2)^{1,95}/(0,2)^{1,25} = 0,007 \text{ m}$.

$$Re = \frac{\rho v d_h}{\mu} = \frac{10^3 \times 1,2 \times 0,2}{1,519 \times 10^{-3}} \quad (d_h=0,200 \text{ m})$$

$= 1,58 \times 10^5 > 5000 \longrightarrow$ le mélange apparaît très turbulent. (Mackenzie L.Davis, 2010)

$$h_{\text{tot}} = 0,007 + 3,24.10^{-3} (1,5+0,21\sqrt{1,58 \times 10^5}) = 0,282 \text{ m.}$$

$$\text{Volume} = 0,0314 \times 0,282 = 8,851.$$

Le temps de séjour est : $t_s = \frac{8,85}{37,82} = 0,23 \text{ s} < 1 \text{ min} \longrightarrow$ cette valeur n'est pas acceptable.

$$\text{Le gradient de vitesse est : } G = \left(\frac{\rho g h}{\mu t} \right)^{1/2} = \sqrt{\left(\frac{10^3 \times 9,81 \times 0,282}{1,519 \times 10^{-3} \times 0,23} \right)} = 2813,94 \text{ s}^{-1} > 1500 \text{ s}^{-1}$$

c) Chambre de mélange avec agitateur mécanique:

Dans ce cas on opte pour un bassin de coagulation-floculation qui est très utilisé dans les stations de traitement monobloc.

Pour le dimensionnement on prend :

- Temps de mélange $t_s=1,7$ min ;
- Gradient de vitesse souhaité $G = 500$ et 1000 s^{-1} ;
- Le système d'agitation est radial (disque propulseur) → figure IV.8 ;
- Débit d'eau brute $Q=37,821/\text{s}$;
- Température varie entre 5°c et 25°c ;

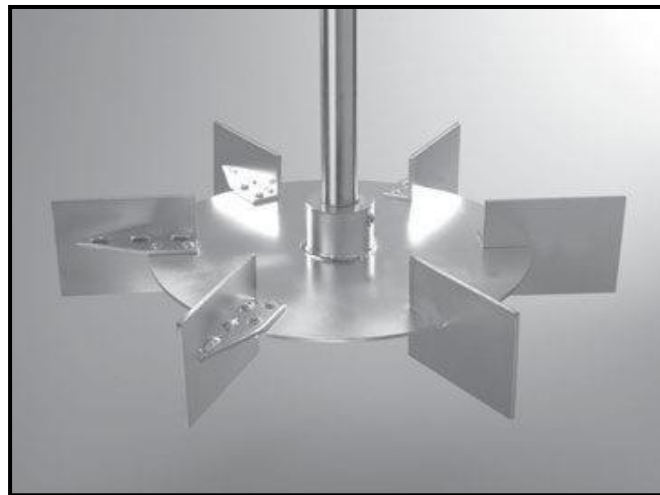


Figure IV.8 : Système d'agitation radial

1. Volume du bassin

$$V=Q.t_s ; V= (37,821/\text{s}) \times (1,7 \times 60 \text{ s})=3857,64 \text{ l}$$

$$V \approx 4 \text{ m}^3$$

On prend la hauteur $H=3\text{m}$ donc $B=2\text{m}$ et $L=0.67\text{m}$

2. La puissance investie

elle s'exprime de la manière suivante :

$$P= C \rho d_2^5 w^3 \quad \text{avec : } w= 2\pi n ;$$

Où C 'est le coefficient de rendement, d_2 le diamètre de l'ensemble du mélangeur, n le nombre de tours par seconde et ρ la masse volumique de l'eau. (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

On prend $C=0,01$, $d_2=0,5 \text{ m}$ et $\rho=10^3 \text{ kg.m.s}^{-1}$ et en se basant sur les résultats de Jar-test on prend

$$n= 200 \text{ min}^{-1} .$$

A.N:

$$w = 6,28 \times (200/60) = 20,93 \longrightarrow P = 0,01 \times 10^3 \times 0,5^5 \times 20,93^3 = 2865,21 \text{ watt.}$$

3. Le gradient de vitesse

$$P = G^2 \times V \times \mu \longrightarrow G = \sqrt{\frac{P}{V \cdot \mu}}, \text{ où } v \text{ est le volume d'eau dans le bassin.}$$

On prend la viscosité max c.à.d. à 5°C $\mu_5 = 1.519 \times 10^{-3}$ pa.s. (Mackenzie L.Davis, 2010)

A.N:

$$G = \sqrt{\frac{2865,21}{4 \times 1.519 \times 10^{-3}}} = 686,7 \text{ s}^{-1} \longrightarrow \text{acceptable.}$$

4. Nombre de Reynolds (W.J. MASSCHELEIN, 1996)

$$Re = \frac{d_2^2 w}{\nu} \text{ où } \nu \text{ est la viscosité cinématique de l'eau (m}^2/\text{s), } \nu = 1,32 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s.}$$

On trouve $Re = 3,96 \cdot 10^6$

Le mélange apparaît très turbulent.

5. Conclusion:

On optera pour le bassin de coagulation-floculation, ce dernier paraît très intéressant vu qu'il présente les avantages suivants:

- Un temps de contact suffisant;
- Un gradient de vitesse convenable;
- plus économique.

IV.4.1.3 Détermination du débit de la pompe doseuse:

La solution de sulfate d'alumine sera injectée dans le bassin de coagulation grâce à une pompe doseuse qui fonctionne à un débit proportionnel au débit de l'eau brute :

$$Q_t \cdot C_{\text{coag}} = q_p \cdot C_s \Rightarrow q_p = \frac{Q_T \cdot C_{\text{coag}}}{C_s}$$

Q_T : Débit total d'entrée ;

C_s : Concentration de coagulant (10 g/l) ;

q_p : Débit de la pompe doseuse ;

Ccoag : Dose optimal de coagulant. (VEOLIA ENVIRONNEMENT, 2009)

AN :

$$q_p = \frac{QT.Ccoag}{C_s} = \frac{37,82 \cdot 0,012}{10} = 0,0454 \text{ l/s} \approx 163,38 \text{ l/h.}$$

Remarque : On opte pour deux pompes doseuses (1 en service/ 1 en secours).

V.4.1.4 Détermination du volume du bac de coagulant:

- la hauteur du bac : $h = 1$ à 2 m.
- t_s : temps de séjour de l'eau dans le bac de coagulant est en général de l'ordre de 24 h.
- le volume du bac $V = q_p \cdot t_s$.

- la surface $S = \frac{V}{h_{max}}$.

AN:

- on prend une hauteur $h = 1,5$ m.
- on calcule le volume $V = q_p \cdot t_s = 163,83 \cdot 24 = 3,93 \text{ m}^3$.

$$V = 3,93 \text{ m}^3.$$

- La surface : $S = \frac{V}{h_{max}} = 3,93 / 1,5 = 2,62 \text{ m}^2$.

Pour une surface carrée on a un bassin de : $1,62 \times 1,62 \times 1,5$ m

IV.4.1.5 Correction et ajustement du PH de floculation:

L'ajustement se fait par l'emploi de chaux sous forme de lait de chaux dans le bassin de coagulation-floculation, ceci afin d'éviter la présence d'aluminium ou de fer dissous dans les eaux traitées.

IV.4.2 Flocculation:

Pour le dimensionnement on prend :

- Temps de floculation $20\text{min} < t_s < 30\text{min}$;
- Gradient de vitesse $G=80\text{s}^{-1}$ tel que $G < 100\text{s}^{-1}$;
- Système d'agitation axial \longrightarrow figure V.8;
- Température varie entre 5°c et 25°c .



Figure IV.9 : Système d'agitation axial.

IV.4.2.1 Calcul du volume du bassin:

$$V=Q.t_s, \quad V= (37,82\text{l/s}) (20 \times 60\text{s}) = 45384 \text{ l}$$

$$V \approx 46\text{m}^3$$

La profondeur du bassin compris entre 3 et 4.5m (Mackenzie L.Davis, 2010)

On prend $H=3\text{m}$;

IV.4.2.2 Calcul de la surface:

$$S = \frac{V}{H} = \frac{46}{3} = 15.33 \text{ m}^2$$

On prend une largeur $l=2 \text{ m}$ et une longueur $L=7.67\text{m}$.

IV.4.2.3 Détermination du nombre d'agitateurs X :

Le nombre d'agitateur est déterminé par l'équation empirique suivante :

$$X = \frac{L}{H \cdot \beta} \quad (\text{SCHULMAN.J, 2010})$$

β : coefficient arbitraire pour les flocculateurs à agitation mécanique $1 < \beta < 1,5$

Si $\beta = 1,4$ donc on a $X = 1.83$

Donc on prend $X = 2$.

Pour deux agitateurs on divise la surface sur deux ;

$$S/2 = 7,67 \text{ m}^2 \longrightarrow (3,83 \times 2\text{m}).$$

IV.4.2.4 Calcul du diamètre du système d'agitation:

Le diamètre équivalent est donc : $T = \left(\frac{4 \times 7,67}{\pi} \right)^{\frac{1}{2}}$;

$$T = 3.13 \text{ m}$$

a) Le système d'agitation est placé à 1/3 de H

$$B = \frac{H}{3} = 1\text{m}$$

b) La puissance transmise

$$P = G^2 \cdot \mu \cdot V = (80)^2 \times 1.519 \times 10^{-3} \cdot 23.01 = 223.69 \text{ watt}$$

$$2.P = 447.38 \text{ watt.}$$

c) La puissance fournie par le moteur

La puissance fournie par le moteur sachant que le rendement est 0.8.

$$P_m = p / \text{rendement}$$

$$P_m = 447.38 / 0.8 = 559.2 \text{ Watt}$$

d) Diamètre d'un système d'agitation D. (op.cit)

On prend les Caractéristiques de l'impulseur suivantes comme un exemple de calcul :

Tableau V.4 : Caractéristiques de l'impulseur données par le fabricant

Type	Diamètre T(m)			Coefficient de rendement (Np)
	0.3	0.4	0.6	
radial	0.3	0.4	0.6	5.7
axial	0.8	1.4	2.0	0.31

On choisit différents diamètres du système d'agitation et on vérifie les rapports géométriques le tableau suivant illustre la méthode de calcul du diamètre du système d'agitation

Tableau V.5 : méthode de calcul du diamètre du système d'agitation

Rapport géométrique	valeur typique	Diamètre du disque propulseur (D)		
		0.8m	1.4m	2.0m
D/T	0.17 – 0.4	0,26	0,4	0.64
H/D	2 - 4	3,75	2,14	1,5
H/T	0.34 - 1.6	0.96	0.95	0.95
B/D	0.7 - 1.6	1,25	0.71	0.5

On remarque que pour D=1.4m et D=0.8m toutes les conditions sont vérifiées.

On choisit D=1,4 m.

e) Calcul de la vitesse de rotation n

$$n = \left(\frac{P}{Np \cdot D^5 \rho} \right)^{1/3}$$

D'où $n=0.51 \text{ s}^{-1}$ ou 31tr/min

IV.4.2.5 Vérification de la vitesse périphérique (V):

La vitesse périphérique doit être inférieure à 2,7 m/s afin d'éviter la cassure des floes.
 $V = n \cdot \pi \cdot D = 0,46 \times 3,14 \times 1,4 = 2,24 \text{ m/s} < 2,7 \text{ m/s}$.

IV.4.2.5 Utilisation d'adjuvant:

L'adjuvant concerné serait un poly électrolyte qui sera utilisé dans le cas d'une eau très chargée (en général en période de crue),
 L'injection serait décidée par le préposé par l'intervention manuelle.

IV.4.3 Chloration avant la décantation:

La chloration avant la décantation utilisée pour l'oxydation du fer et du manganèse, élimination du goût et de l'odeur, et l'oxydation du sulfate d'hydrogène, aussi pour empêcher le développement d'algues dans les décanteurs.

On utilise pour cette chloration l'Hypochlorite de Sodium (NaOCl) à une dose de (0,2 à 2) mg/l.

L'injection du chlore s'effectue directement par l'intermédiaire d'une pompe doseuse dans le bassin de coagulation-floculation dans le bassin d'accumulation des eaux floculées.
 Deux paramètres doivent être déterminés à savoir le débit de la pompe doseuse et le volume du bac de stockage des produits chimiques.

IV.4.3.1 Calcul du débit de la Pompe doseuse:

$$Q_{\text{floc}} \cdot C_{\text{NaOcl}} = q_p \cdot C_s \Rightarrow q_p = \frac{Q_{\text{floc}} \cdot C_{\text{NaOcl}}}{C_s}$$

Avec :

Q_{floc} : débit de l'eau floculée (136,15 m³/h) ; sachant qu'on a deux bassins de coagulation-floculation

C_{NaOcl} : Dose optimale de l'Hypochlorite de Sodium (0,2 à 2 g/m³) ;

C_s : Concentration de chlore (36°F) soit 1°F= 3.17 g/l de Cl_2 ;

q_p : Débit de la pompe doseuse.

A.N:

$$q_p = (136,15 \cdot 10^3 \cdot 1) / (114,12 \cdot 10^3) = 1,19 \text{ l/h.}$$

IV.4.3.2 Le volume de l'Hypochlorite de Sodium utilisé :

Le temps de séjour $t_s = 24 \text{ h}$;

$$V_c = q_p \cdot t_s = 1,19 \cdot 24 \cdot 2 = 57,12 \text{ l.}$$

$$\longrightarrow V_c = 57,12 \text{ l}$$

Remarques:

- On ajoute 0,2 m à la profondeur du bassin pour les trop-pleins.
- le bassin d'accumulation des eaux flocculées est de 0,83*2*3 m.
- Le transfert de l'eau du flocculateur vers les deux décanteurs se fera par deux conduites qui ont été dimensionnés pour avoir une vitesse d'écoulement de 0.39 m/s au débit 18,91 l/s afin d'éviter de briser les floccs formés. On a trouvé un diamètre de 250 mm.

sachant que les vitesses d'acheminement de l'eau flocculée vers les bassins de décantation se situent préférablement entre 0,15 et 0,45 m/s pour éviter la déposition et le bris des floccs, ceci doit être fait en minimisant la turbulence aux coudes et autres changements de direction.

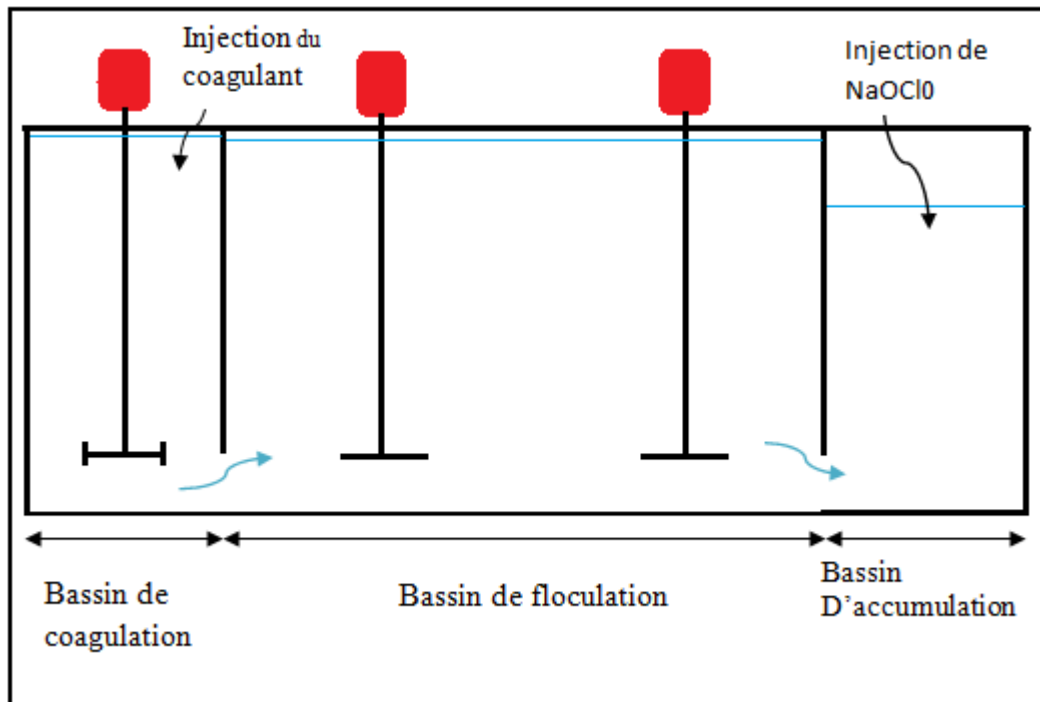


Figure IV.10 : Bassin de coagulation-floculation

Les Caractéristiques des bassins de coagulation et floculation sont les suivants :

a) **Bassin de coagulation :**

- Temps de séjour : 1,7 min ;
- Le volume du bassin : $V = 4,29 \text{ m}^3$
- La hauteur du bassin $h = 3,2 \text{ m}$;
- La surface $S = 1,34 \text{ m}^2$;
- La largeur $l = 0,67 \text{ m}$;
- La longueur $L = 2 \text{ m}$.

b) **Bassin de floculation :**

- Temps de séjour : 20 min ;
- Volume du bassin $V = 49,01 \text{ m}^3$;
- La surface du bassin $S = 15,33 \text{ m}^2$;
- La profondeur du bassin $H = 3,2 \text{ m}$;
- La largeur du bassin $l = 2 \text{ m}$;
- La longueur du bassin $L = 7,67 \text{ m}$;

- Nombre d'agitateur : 2 ;
- Diamètre du disque propulseur $D=1,4$ m ;

c) Bassin d'accumulation des eaux floculées

- Volume du bassin $V= 4,22\text{m}^3$;
- Temps de séjour $t_s= 1,75$ min ;
- La surface du bassin : $s= 1,32$ m²;
- La profondeur du bassin $H=3,2$ m ;
- Longueur du bassin : $L=2$ m;
- Largeur du bassin $l= 0,66$ m.

IV.4.4 La Décantation:

Le décanteur choisi sera du type lamellaire à contre courant (deux unités identiques placées en parallèle dans chaque ligne de traitement) ce qui permettrait dans ce cas la meilleure efficacité de décantation aussi bien pour les particules en cours de sédimentation qui s'éloignent du centre vers la périphérie que pour les boues Sédimentées qui font le chemin inverse.

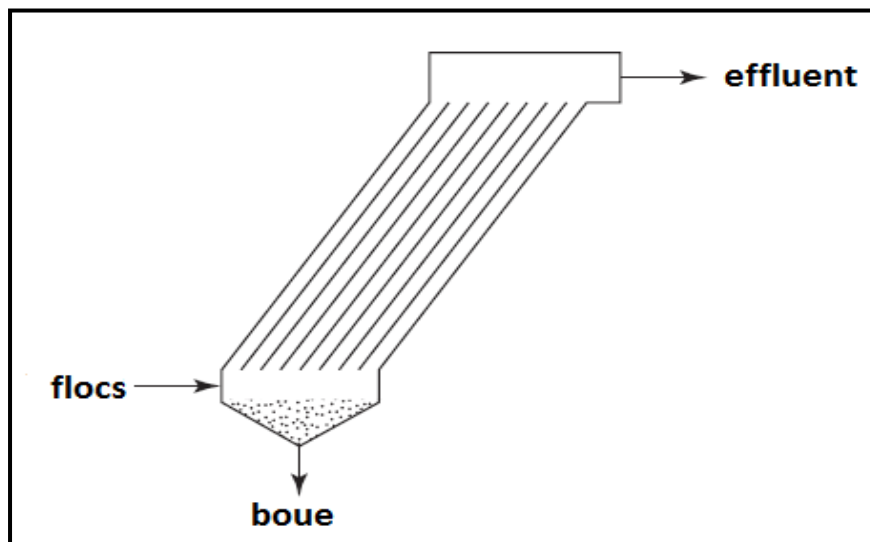


Figure IV.11 : L'alimentation d'un décanteur lamellaire à contrecourant

IV.4.4.1 La surface totale projetée:

Soit Q le débit d'alimentation de l'unité de décantation. C'est le débit à traiter. La surface de décantation S correspond à la somme de la surface des lamelles du décanteur.

Enfin, la surface totale projetée (STP) est la projection au sol de la surface de décantation.

Les équations caractéristiques du décanteur lamellaires sont les suivantes :

$$\text{STP} = \frac{Q}{u_H} \quad (1)$$

$$\text{STP} = N_T \cdot l_p \cdot L_p \cdot \cos \alpha \quad (2)$$

Avec :

l_p : largeur des lamelles.

L_p : longueur des lamelles.

N_T : nombre total de lamelle sur l'étape de décantation lamellaire.

α : inclinaison des plaques

Les équations (1) et (2) permettent de trouver N_T , le nombre total de lamelle sur le dispositif de décantation.

Dans ce type de décanteur, la vitesse de Hazen (u_H) est comprise entre 0,5 et 1,5 m/h. (ANTOINE LAPORTE, 2004)

Nous prendrons comme valeur de vitesse de Hazen $u_H = 1,45$ m/h (soit $4,0310^{-4}$ m/s).

Cette vitesse permet de se placer en régime laminaire, condition indispensable à la décantation.

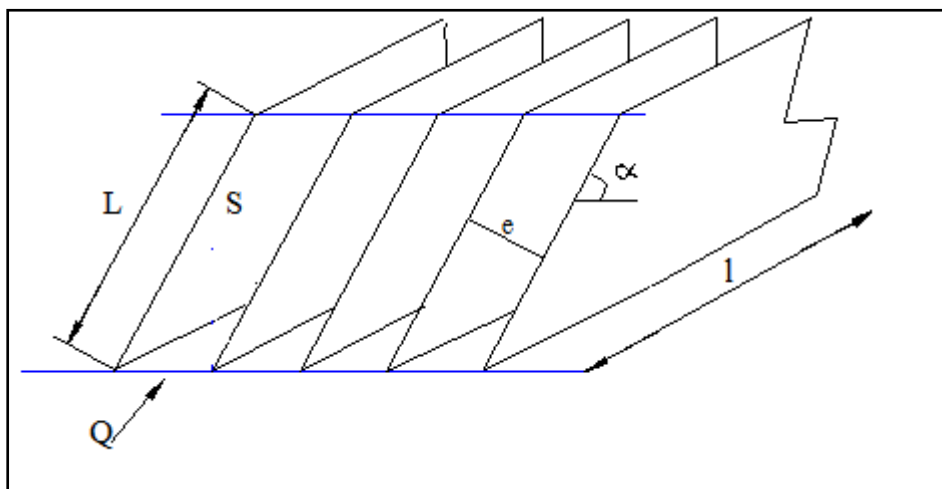


Figure IV.12 : Schéma des lamelles.

Si on prend :

- La vitesse de Hazen $U_H = 0,403$ mm/s;
- Largeur d'une lamelle $l = 3$ m ;
- Longueur d'une lamelle $L = 1,5$ m ;
- Ecartement $e = 0,05$ m ;
- Inclinaison des plaques $\alpha = 60^\circ$;
- Débit à traiter $Q = 18,91$ l/s.

On va trouver les résultats suivants :

- La surface totale projetée $STP = 47$ m² ;
- Le nombre total de lamelle $N_T = 21$;
- Le débit entre les lamelles $Q_i = 0,9$ l/s.

IV. 4.4.2 Détermination de la surface de décanteur:

- La largeur du décanteur correspond à la largeur d'une lamelle ;
- La longueur est déterminée en fonction de : (figure IV.12) ;
- La zone d'introduction d'eau brute (a) ;
- La longueur projetée de la dernière plaque (b) ;
- L'écartement des lamelles (c) d'où $c = c_1 + c_2 + c_3$;
- La zone de tranquillisation d'eau décantée (d).

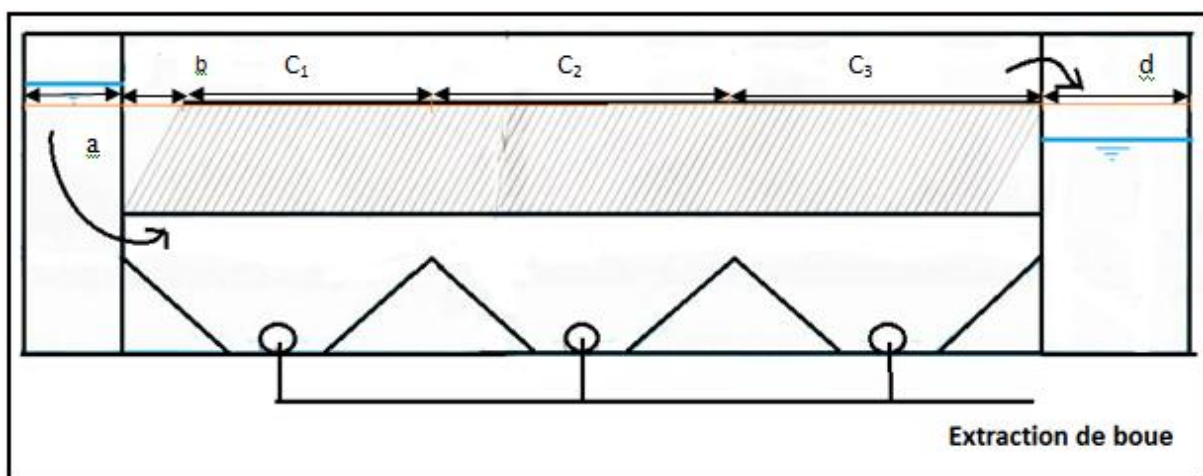


Figure IV.13: Les dimensions d'un décanteur lamellaire.

a : pour dissiper l'énergie, on retiendra une valeur de l'ordre de 0,45 m ;

b : $1,5 \cdot \cos 60^\circ = 0,75$ m ; on prend $b=0,75$ m ;

$c = c_1 + c_2 + c_3$, on prend $c_1 = c_2 = c_3$

c: nombre de plaque * écartement = $21 \cdot 0,05 = 1,05$ m ;

Donc : $c_1 = c_2 = c_3 = 0,35$ m ;

On prend $d=0,7$ m.

$$L = 0,45 + 0,75 + 1,05 + 0,7 = 3 \text{ m}$$

Soit une surface ($L \cdot l$) de 9 m^2 .

IV.4.4.3 Calcul de la hauteur du décanteur:

Les différentes hauteurs d'un décanteur lamellaire sont présentées dans la figure V.13

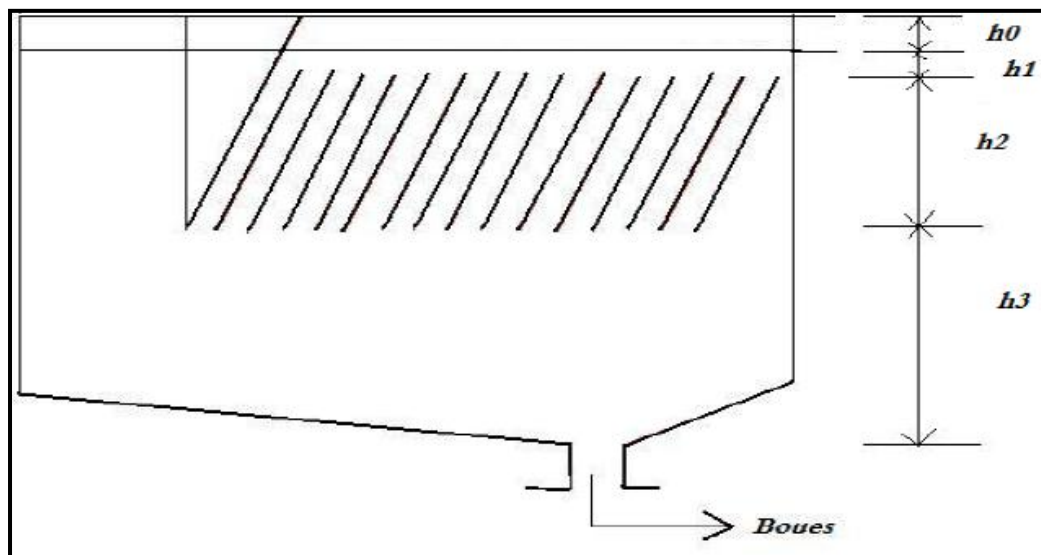


Figure IV.14: Les hauteurs d'un décanteur lamellaire.(SCHULMAN.J)

h0 : Hauteur d'eau dessus des plaques

Sa valeur correspond à la distance entre le haut des plaques et la goulotte d'évacuation des eaux. La distance préconisée souhaitable en l'absence de calcul précis est de **0,5 m** pour éviter des phénomènes d'aspiration au niveau de la goulotte.

h1 : Zone eau clarifiée

Elle se situe dans le haut des plaques. Cette hauteur peut varier entre 0,20 et 0,50 m. Une hauteur de 0,20 m peut être retenue si la distance h0 est correctement dimensionnée.

h2 : Zone de décantation

Cette zone correspond à la hauteur occupée par les plaques

h3 : Zone de turbulence, épaissement de boues et stockage

Elle est généralement comprise entre 1-2 m.

Donc :

$$h_0=0,5 \text{ m} ; h_1= 0,2 \text{ m};$$

$$h_2 = L \cdot \sin 60 = 1.5 \cdot \sin 60 = 1,3 \text{ m};$$

$$h_3=1 \text{ m}.$$

En fin:

$$\mathbf{H= 0,5+0,2+1,3+1 \text{ m}= 3 \text{ m}.$$

D'où les dimensions finales du décanteur sont : **3 * 3*3 m.**

IV.4.4.4 Calcul de temps de séjour:

Le volume du bassin : $V=L*1*H= 3*3*3= 27\text{m}^3$

$$\mathbf{V=27\text{m}^3}$$

$$\text{On a } V= Q \cdot t_s \longrightarrow t_s = \frac{V}{Q/4} = \frac{27}{0,01891} = 24 \text{ min.}$$

IV.4.4.5 Canalisation perforées:

La répartition des eaux brutes le long du décanteur est assurée par trois tuyaux perforés, de diamètre 100 mm chacun.

La sortie des eaux décantées est assurée aussi par quatre conduites de reprise de diamètre 150mm chacun.

IV.4.4.6 Circuit des boues

La boue produite dans les décanteurs serait composée essentiellement d'hydroxydes d'aluminium et de substances colloïdales.

Les boues décantées sont piégées dans les fosses de forme pyramidale.

L'extraction des boues au bas du décanteur est réalisée à l'aide d'un réseau maillé afin de les prélever de manière parfaitement uniforme.

Un système d'évacuation par pompes spéciales des boues à commande séquentielle qui extrait les boues, après chaque extraction cette conduite est rincée, automatiquement, par un mélange (air + eau).

Remarque:

Des trop-pleins sont prévus pour évacuer l'eau excédentaire dans les ouvrages suivant :

- flocculateurs.
- décanteurs.

Les trop-pleins seront reliés à la conduite d'eau pluviale, ou vers le milieu naturel.

IV.4.5 Filtration:

En raison de la variabilité de la turbidité de l'eau brute et de la présence d'eau légèrement colorée la mise en place de filtres de sable et d'autres de charbon actif avec façade en DN 200 équipée pour effectuer des cycles de contre lavage est envisagée. Ce type de filtre fermé permettra d'assurer une filtration rapide tout en conservant une emprise au sol réduite.

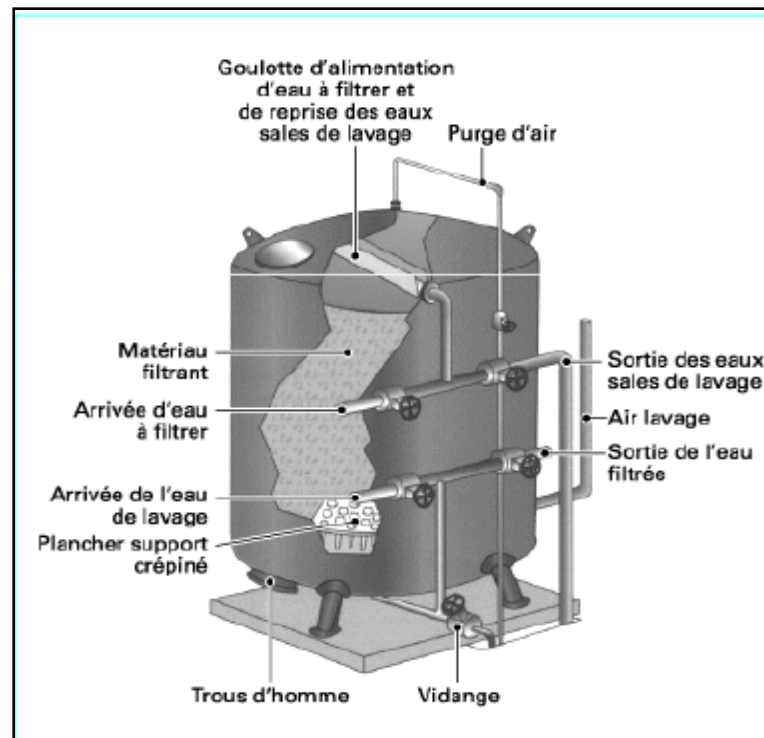


Figure I V.15: schéma d'un filtre sous pression

IV.4.5.1 Filtre sous pression:

- **Description générale:**

Ces filtres sont fabriqués en acier protégé, sont équipés de vannes manuelles et dotés de trous pour faciliter la maintenance et la rénovation.

Ces filtres sont équipés d'un plancher étanche formé par une plaque métallique, supportées par des raidisseurs, muni de douilles en PVC pour recevoir des crépines bosselures à longue queue.

Les crépines de filtres sous pression ont une double fonction :

- Drainage de l'eau filtrée;
- Répartition de l'eau de lavage et de l'air sur pressé.

Elles permettent d'optimiser l'efficacité de lavage tout en réduisant les quantités d'eau utilisées et les temps de lavage.

Ces crépines présentent une résistance mécanique à l'encrassement et suppriment le risque d'entraînement de la masse filtrante dans le réseau d'eau filtrée.

V.4.5.2 filtration sur sable: (Hubert Cabana, 2009)

a) Masse filtrante:

Le sable de silice ($\rho_{\text{relative}} \sim 2.55-2.65$) a été le premier matériau utilisé et reste encore le matériau de base de la majorité des filtres.

b) Paramètres clefs de la sélection d'un médiateur filtrant:

1. La taille effective :

La taille effective, exprimée en mm et notée D_{10} , correspond à l'ouverture de maille laissant passer 10 % en poids de l'échantillon soumis à l'analyse.

2. Le coefficient d'uniformité :

C'est un nombre sans dimension, est égal au quotient de la diversité 60 % par la taille effective. Ce coefficient donne une indication sur l'homogénéité granulométrique de la masse filtrante. Le coefficient d'uniformité $CU = D_{60}/D_{10}$.

c) Choix de la granulométrie d'une couche filtrante unique:

En supposant que la hauteur de la couche est adaptée (essais de colonne) et que $d_{60}/d_{10} \sim 1.2-1.8$.

Tableau IV.6 : La taille effective en fonction du type de filtration(hubert cabana GCI 720)

D ₁₀ (mm)	Type de filtration
0.3 – 0.5	Utilisé pour filtration très rapide sous pression ($600 - 1\,200 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ j}^{-1}$). Colmatage rapide. Lavage du média à l'eau.
0.6 – 0.8	Filtration sans décantation préalable ou coagulation sur filtre (si eau peu chargée); filtration d'eau décantée à faible vitesse ($150 \text{ m}^3 \text{ m}^{-2} \text{ j}^{-1}$) si on peut accepter une plus grande perte de charge; Peut être utilisée dans un filtre hétérogène (bi- ou multicouches).
0.9 – 1.35	Granulométrie couramment utilisée en Europe dans des systèmes à couche homogène.
1.35 – 2.5	Dégrossissage des eaux industrielles ou traitement tertiaire des eaux usées. Utilisation comme couche support de matériaux de 0.4–0.8 mm.
3 – 25	Utilisé comme couche de support.

Dans notre cas on a une filtration rapide sous pression donc on doit avoir un $d_{10} \sim 0.3 - 0.5 \text{ mm}$.

d) Caractéristiques du gravier:

Le gravier est placé entre le support des filtres et le lit de sable. Son rôle est de retenir le sable du milieu filtrant et d'améliorer la répartition de l'eau de lavage dans le filtre. La hauteur du support de gravier est prise égale à 0,2m.

e) Vitesse de filtration:

Selon le cas d'application, la vitesse de filtration peut atteindre 25 m/h dans ce type de filtres. (VEOLIA ENVIRONNEMENT, 2009)

f) Lavage de filtres:

Les filtres lents et rapides doivent subir un lavage pour une régénération de leur pouvoir filtrant;

Rétrolavage lorsque :

- 1) Perte de charge supérieure à la valeur de design;
- 2) Diminution de la qualité de l'eau (turbidité);
- 3) Temps d'opération dépassé.

Dans notre cas Le lavage des filtres serait à contre courant et utilisant l'eau et l'air. La sortie de chaque filtre est munie d'équipements de contrôle pour détecter le colmatage, les pertes de charges et permettent une régulation adéquate.

Il est bien entendu indispensable d'avoir à l'esprit que la turbidité d'eau filtrée ne doit jamais excéder 0,5 NTU et que ce critère déclenchera une procédure de lavage même si la perte de charge maximum autorisée n'est pas atteinte.

Il est également opportun d'assurer l'évacuation vers l'égout des premières eaux de filtration correspondant à environ un volume du filtre.

g) Modalités de lavage:

Classiquement le lavage d'un filtre à sable se décompose de manière suivante :

1. Phase détassage: Air pendant 1 à 2 minutes à débit 40-60 $\text{Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$ (objectif : détassage du matériau filtrant qui s'est progressivement compacté au cours de la filtration)
2. Lavage air + eau : Air dans les mêmes conditions que pour le détassage (40 à 60 $\text{Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$) + eau à faible débit (8 à 10 $\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$) pendant 10 à 15 minutes (objectif: détacher les matières retenues entre les grains ou accrochées à ces grains).

3. Rinçage à l'eau seule: A un débit plus élevé (20 à 30 m³/m²/h) pendant environ 5 à 10 minutes (objectif : entraîner hors de la masse filtrante toutes les matières en suspension décrochées).

Les eaux filtrées sont stérilisées selon les besoins avec l'hypochlorite de sodium et renvoyées vers l'utilisateur.

La durée de lavage est proportionnelle à son niveau d'encrassement. Le lavage des filtres est à commande manuelle.

V.4.5.3 Filtration sur charbon actif en grains CAG:

Le charbon actif en grains présente l'avantage d'effectuer deux actions distinctes :

1. adsorption et rétention des micropolluants.
2. consommation du carbone organique dissous.

Le charbon actif en grains consomme en moyenne 100g de carbone organique par m³ et par jour.

Les règles de dimensionnement des filtres à CAG sont les suivantes :

- vitesse de filtration comprise entre 8 et 15m/h.
- hauteur du filtre comprise entre 1 et 2m.
- granulométrie du charbon actif située entre 0,5 et 0,8mm. on prend 0,6 mm. (op.cit)

A-Modalités de lavage

Les caractéristiques propres au charbon actif nécessitent des conditions de décolmatage qui diffèrent de celles utilisées pour les filtres à sable.

Cela suppose un suivi rigoureux du personnel de l'usine sur l'évaluation des pertes en charbon qui faut-il le rappeler, est un matériau coûteux.

Classiquement le lavage d'un filtre à charbon actif se décompose de manière suivante :

- a) abaissement du plan d'eau à 5 à 10 cm au-dessus du niveau du CAG
- b) détassage à l'air seul : à un débit de 40 à 60 Nm³/m²/h pendant une minute.

Le CAG est un matériau fiable, l'opération de détassage ne doit jamais être prolongée car elle aurait pour effet de former des "fines".

c) dégazage : arrêt du surpresseur et purge des faux-fonds pendant environ 3 minutes.

d) lavage à l'eau seule : une expansion d'environ 30 % du matériau est nécessaire pour réaliser un lavage efficace.

- Le débit d'eau de lavage sera donc adapté en fonction du type de CAG pour assurer cette condition. (Attention à la température de l'eau qui peut avoir une incidence importante dans le cas de matériau filtrant de faible densité).
- Le volume d'eau nécessaire représente environ 5 à 6 volumes de matériau.

Remarque :

Les capacités adsorbants du CAG ne sont pas récupérées par le simple lavage, ce qui implique sa régénération chez le fournisseur à une périodicité qui dépend de la charge polluante admise sur le filtre.

B- Régulation des filtres

Pour une usine possédant plusieurs filtres, il est nécessaire d'assurer l'équipartition des débits par l'intermédiaire de régulateurs.

Parmi les principaux régulateurs de filtres, on rencontre :

- le régulateur bine ;
- le régulateur var Ibar ;
- le régulateur à siphon (Syphidra - Neyrpic – Degrémont) ;
- le débitmètre associé à une vanne modulante;

Dans notre cas on opte pour débitmètre associé à une vanne modulante.

IV.4.5.4 Dimensionnement des filtres

a) Données initiales

- Débit à traiter = $68,08 \text{ m}^3/\text{h}$ pour chaque décanteur.
- Vitesse de passage sur filtre $\approx 14 \text{ m/h}$.

b) Calcul de la surface totale de filtration nécessaire

$$Q = V \cdot S \quad S = Q/v$$

Avec:

- v : vitesse de filtration (14 m/h) ;
- Q : débit horaire entrant (m^3/h) ;
- S : surface totale de filtration (m^2);

AN :

$$S = 68,08/14 = 4,86 \text{ m}^2$$

Dans notre travail on souhaite mettre en place trois filtres pour chaque décanteur, deux à sable en parallèles et un à charbon actif en grain (CAG).

c) Calcul du diamètre de chaque filtre de sable:

Débit unitaire à traiter = $68,08/2 = 34,04 \text{ m}^3/\text{h}/\text{filtre}$

- $S = Q/v = 34,04/14 = 2,43 \text{ m}^2$
- $R = (S/\pi)^{1/2} = (2,43/\pi)^{1/2} = 0,88 \text{ m}$
- $D = R \cdot 2 = 0,88 \cdot 2 = 1,76 \text{ m} \quad \mathbf{D=1,76 \text{ m}}$

d) Calcul du diamètre du filtre à charbon actif:

Le filtre à charbon actif va traiter:

- débit $68,08 \text{ m}^3/\text{h}$
- $R = (s/\pi)^{1/2} = (4,86/\pi)^{1/2} = 1,25 \text{ m}$
- $D = R \cdot 2 = 1,25 \cdot 2 = 2,5 \text{ m}$.

D=2,5 m.

e) Calcul de la hauteur du filtre:

La hauteur du filtre rapide doit être calculée de sorte qu'elle comporte les hauteurs partielles suivantes :

hc : hauteur d'eau sur le lit filtrant de 0,5 m ;

hsb : épaisseur de la couche du médium filtrant de 0,6 à 1 m ; prenant 1 m ;

hf : hauteur au-dessous du plancher de fond 0,5 m. (MOKADEM.M, 1998)

$$H = hc + hsb + hf$$

H = 2 m.

Le plancher est crepiné de buselures de 50 unités par m^2 avec un débit de $0,28 m^3/h$, cela assure également l'équipartition de l'air dans le filtre lors des lavages et permet l'élimination de la couche de support de gravier.

f) Lavage des filtres:

Le lavage qui se fait par suite de colmatage du filtre se fait par l'eau et air :

1. filtres à sable:

- Phase détassage : Air pendant 1 à 2 minutes à débit $40 Nm^3/m^2/h$.
- Lavage air + eau : Air dans les mêmes conditions que pour le détassage ($40 Nm^3/m^2/h$) + eau à faible débit ($8 m^3/m^2/h$) pendant 10 à 15 minutes.
- Rinçage à l'eau seule: A un débit plus élevé ($20 m^3/m^2/h$) pendant environ 5 à 10 minutes

2. filtres à charbon actif:

- abaissement du plan d'eau à 5 à 10 cm au-dessus du niveau du CAG
- détassage à l'air seul : à un débit de $40 Nm^3/m^2/h$ pendant une minute.
- dégazage : arrêt du compresseur et purge des faux-fonds pendant environ 3 minutes.
- lavage à l'eau seule : une expansion d'environ 30 % du matériau est nécessaire pour

réaliser un lavage efficace.

A l'ensemble on va placer 8 filtres à sable et 4 à CAG, ces filtres sont répartis en 4 lignes identiques, mais pour effectuer l'opération de contre-lavage on va isoler 2 lignes et cela pour ne pas perturber le fonctionnement de la station de traitement, le calcul des volumes utilisés dans cycle de lavage choisi se fait comme suit :

Filtres à sable:

➤ Phase détassage :

- Débit d'air : $40 \text{ Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$;
- Durée : 2 min ;
- Débit d'air utilisé :

$$Q_{\text{air}} = \left(40 * \frac{2,43}{60}\right) * 4 = 6,48 \text{ Nm}^3/\text{min}/\text{lavage}$$

- Volume d'air : $12,96 \text{ Nm}^3/\text{lavage}$.

➤ Lavage eau+ air :

- Débit d'air : $40 \text{ Nm}^3/\text{m}^2/\text{h}$;
- Durée : 10 min ;
- Débit d'air utilisé : $6,48 \text{ Nm}^3/\text{min}/\text{lavage}$;
- Volume d'air : $64,8 \text{ Nm}^3/\text{lavage}$.
- Débit d'eau : $8 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$;
- Durée : 10 min ;
- Débit d'eau utilisé : $0,624 \text{ m}^3/\text{min}/\text{lavage}$;
- Volume d'eau : $6,24 \text{ m}^3/\text{lavage}$.

➤ Rinçage à l'eau seule:

- Débit d'eau de rinçage : $20 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{h}$;
- Durée : 5 min ;
- Débit d'eau de rinçage utilisé : $3,24 \text{ m}^3/\text{min}/\text{lavage}$;
- Volume d'eau de rinçage : $16,2 \text{ m}^3/\text{lavage}$.

Filtres à CAG:

➤ Détassage à l'air seul :

- Débit d'air utilisé $6,48 \text{ Nm}^3/\text{min}/\text{lavage}$ pendant 1 min ;
- Volume d'air utilisé : $V = 6,48 \text{ Nm}^3/\text{lavage}$.

➤ Lavage à l'eau seule :

- Débit d'eau utilisé $3,24 \text{ m}^3/\text{min}/\text{lavage}$ pendant 5 min ;

- Volume d'eau utilisé : $V=16,2 \text{ m}^3/\text{lavage}$.

g) Calcul du volume du rétro lavage des filtres

Le volume du rétro lavage peut être calculé comme suit :

$V_{\text{rét}} = V_{\text{soufflage par eau}} + V_{\text{rinçage par eau}}$

$$V_{\text{rét}} = 6,24 + 16,2 + 16,2 = 38,64 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{rét}} = \mathbf{38,64 \text{ m}^3}$$

- L'alimentation du réserve d'eau de contre lavage se fait à partir des quatre décanteurs
- La pression d'eau à filtrer serait assurée par une pompe placée à l'entrée du premier filtre. Cette pression est de *3 bars* au maximum, cela pour assurer une filtration rapide.
- L'air surpressé serait obtenu à partir d'un sur presseur qui doit être équipé :
 - -Vannes
 - -Clapet
 - -Soupape anti pulsation

-Débit $19,44 \text{ Nm}^3/\text{min}/\text{lavage}$.

-Pression 0.5 bar

L'air sera distribué par une conduite placée dans le système de collectes sous le média filtrant, et réparti uniformément sur toute la surface du filtre.

L'évacuation des eaux de lavage, au –dessus de la surface du lit filtrant, serait assurée par un latéral et raccordée à la tuyauterie d'évacuation à l'égout.

Ces précautions permettront un lavage efficace et par le même empêcher la fuite du média filtrant.

IV.4.6 Désinfection:

C'est l'étape finale du traitement de l'eau : quasi systématique, elle permet de garantir la qualité microbiologique de l'eau.

La désinfection consiste à ajouter le chlore pour détruire les microorganismes de type pathogènes et assurer une quantité résiduelle du chlore libre de 0.1 mg/l.

La demande en chlore est déterminée par un essai de désinfection au laboratoire.

On va utiliser le même oxydant que celui utilisé à la sortie du bassin de coagulation-floculation de la station (Hypochlorite de Sodium ou équivalent).

L'injection du chlore ce fait à la sortie du filtre en CAG; au niveau de la conduite reliant le filtre et le réservoir d'eau traité.

IV.4.6.1 Calcul du débit de la pompe doseuse:

Le débit de la pompe doseuse q_p' est déterminé par la relation suivant

$$Q_{\text{fil}} \cdot C_{\text{chlore}} = q_p' \cdot C_s \Rightarrow q_p' = \frac{Q_{\text{fil}} \cdot C_{\text{chlore}}}{C_s}$$

Avec :

Q_{fil} : débit de l'eau filtré de chaque sachant qu'on a 4 lignes de 68,08m³/h chacune;

C_{chlore} : Dose optimal du NaOcl (0,2 à 2 g/m³) ;

C_s : Concentration de chlore (36°F) soit 1°F= 3.17 g/l de Cl₂ ;

q_p' : Débit de la pompe doseuse.

A.N:

$$q_p = (68,0810^3 * 1,5)/(114,12*10^3) = 0,89 \text{ l/h.}$$

IV.4.6.2 Le volume de l'eau de javel utilisé dans la désinfection:

Le temps de séjour $t_s = 24 \text{ h}$;

$$V_c' = q_p * t_s = 0,89*4*24 = 85,44 \text{ l.}$$

$$V_c' = 85,44 \text{ l.}$$

N.B :

Le temps de contact de l'Hypochlorite de Sodium avec l'eau ce fait au niveau du réservoir d'eau traité.

IV.4.6.3 Le calcul du bac de stockage de l'Hypochlorite de Sodium:

Le volume total du bac de stockage est égal à la somme du volume utilisé dans la chloration avant la décantation et celui utilisé dans la phase de désinfection.

- *Le volume du bac*

$$V_T = V_C + V_{C'} = 57,12 + 85,44 = 142,56 \text{ l.}$$

$$V_T = 150 \text{ l.}$$

On prend les dimensions suivantes : **0,5*0,3*1 m.**

IV.5 Conclusion:

Dans ce chapitre on a dimensionné tous les ouvrages de notre station de traitement en se basant sur les critères de dimensionnement de chaque ouvrage.

Notre station de traitement se compose de deux ligne de traitement identique, chaque ligne contient un coagulateur-floculateur avec trois agitateurs de volume respectivement 4.29 m³ et 49,01 m³, aussi deux décanteurs lamellaires chacun se compose de 21 lamelles et une surface de 9 m², et en fin six filtres installés en parallèles avec une surface totale de 4,86 m². Après avoir dimensionné les ouvrages de la station de traitement, on va passer au calcul hydraulique à fin de déterminer la cote du plan d'eau dans chaque ouvrage.

Le schéma de la filière de traitement des eaux retenues peut être résumé de la façon suivante :

- Arrivée d'eau brute dans la station de traitement
-
- Deux bassins de coagulation-floculation.
- Quatre bassins de décantation.
- Douze filtres sous pression.
- Stockage d'eau de javel.
- Réserves des eaux de lavage des filtres.

V.1 Introduction:

Le calcul hydraulique permet le tracé de la ligne d'eau en calculant les côtes du plan d'eau dans différents ouvrages en tenant compte les pertes de charges engendrées entre deux ouvrages successifs.

Les pertes de charges sont causées par les orifices, les vannes, les déversoirs et par les conduites.

V.2 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite d'amenée de l'eau brute:

Les ouvrages d'adduction servent à amener l'eau brute depuis des sites plus ou moins éloignés où elle est généralement plus abondante et moins polluée, vers les zones d'utilisation.

Dans notre cas ce transport est engendré par la combinaison : force de gravité et conditions topographiques car la source se situe à une cote supérieure à la cote piézométrique de l'ouvrage d'arrivée, dans notre cas on a une adduction gravitaire.

V.2.1 Choix du type de matériaux:

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PEHD (polyéthylène haute densité). (Mahmoud Moussa, 2002)

- Dans notre cas on opte pour les conduites en P.E.H.D, suite à des nombreux avantages qu'elles procurent.

Tuyaux en P.E.H.D :**Les avantages ;**

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage.
- Disponibilité sur le marché.

- Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres.
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite).
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible).
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Les inconvénients :

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

V.2.2 Calcul de diamètre de la conduite d'amenée:

Le choix de la vitesse d'amenée de l'eau repose sur une vitesse élevée qui augmente la perte de charge dans la conduite et une vitesse faible qui favorise la sédimentation, Cette vitesse ne doit pas dépasser **1,5 m/s**, bien qu'il soit préférable qu'elle soit comprise entre **0,7 et 1,2 m/s**. (Hubert Cabana ,2009)

On suppose une vitesse d'écoulement de 1.07 m/s et on calcule le diamètre de la conduite gravitaire moyennant l'équation de continuité :

$$Q = V * S \Rightarrow Q = V * \frac{\pi * D^2}{4} \quad \text{Ainsi: } D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

Avec :

Q : débit véhiculé par l'adduction (m³/s) ;

S : section de la canalisation (m²) ;

V : vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : diamètre de la conduite (m).

$$\text{Ceci revient à : } D = \sqrt{\frac{4 * 0.0756}{\pi * 1.07}} = 300 \text{ mm.}$$

$$\mathbf{D=300 \text{ mm} \quad \text{et} \quad v=1,07 \text{ m/s.}}$$

Le calcul de la perte de charge se fait avec la formule Darcy-Weisbakh

$$\Delta H = \frac{\lambda \cdot L}{D} \cdot \frac{V^2}{2 \cdot g}$$

ΔH_t : Perte de charge totale (m)

λ : Coefficient de frottement

L_e : Longueur équivalente de la conduite (m)

$$L_e = L_g + L_{e_s}$$

L_g : Longueur géométrique de la conduite (m)

L_{e_s} : Longueur équivalente des pertes de charge singulière (m)

Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **15%** des pertes de charge linéaires.

$$\Delta H_t = 1,15 * \Delta H_p^{lin} \Rightarrow L_e = 1,15 * L_g$$

Q : Débit véhiculé par la conduite (m³/s) ;

D_{av} : Diamètre avantageux calculé de la conduite (m) ;

$Q=75,64$ l/s.

$$\lambda = \left(1,14 - 0,86 \cdot \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2}$$

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln 0,25/300)^{-2} = 0,019$$

La longueur géométrique est de : 965,5 m → la longueur équivalente est de : 1110,33 m

$$\text{Donc : } \Delta H = \frac{0,019 * 1110,33 * (1,07 * 1,07)}{2 * 0,3 * 9,81} = 4,1 \text{ m.}$$

$$\Delta H = 4,1 \text{ m.}$$

V.3 Calcul de la perte de charge au niveau du bassin de coagulation-floculation:

La circulation du débit entre les ouvrages de coagulateur-floculateur –bassin d'accumulation des eaux floculées se fait à travers des orifices placés à l'intérieur des ouvrages (donc on a un écoulement noyé).

V.3.1 Coagulateur-floculateur :

La formule du débit à travers un orifice rectangulaire avec un écoulement noyé est :

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ}. \quad (\text{R.E. FEATHERSTONE, 1995})$$

Avec :

Z : la différence entre la ligne d'eau amont et aval (en m) ;

S : la surface $h \cdot b$ (en m^2) ;

μ : coefficient de débit ($\mu = 0.62$).

AN:

$b = 2$ m, on prendra $h = 0.2$ m, tel que h est la hauteur de l'orifice, et b la largeur.

Donc :

$$Z = Q^2 / \mu^2 \cdot S^2 \cdot 2g = 0,03782^2 / 0.62^2 \cdot (2 \cdot 0.2)^2 \cdot 2 \cdot 9.81 = 0.001 \text{ m.}$$

$$\rightarrow Z = 0,001 \text{ m.}$$

V.3.2 Flocculateur-bassin d'accumulation des eaux flocculées:

La formule du débit à travers un orifice rectangulaire avec un écoulement noyé est

:

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ}.$$

AN:

$b = 2$ m, on prendra $h = 0.2$ m

Donc :

$$Z = Q^2 / \mu^2 \cdot S^2 \cdot 2g = 0,03782^2 / 0.62^2 \cdot (2 \cdot 0.15)^2 \cdot 2 \cdot 9.81 = 0.002 \text{ m.}$$

$$\rightarrow Z = 0,001 \text{ m.}$$

V.4 Calcul de la perte de charge au niveau des ouvrages de connexion et décanteur:

V.4.1 La conduite reliant le coagulateur- flocculateur avec le décanteur:

- -La conduite d'eau brute est de type : PEHD avec un diamètre de 250 mm ;
- -La longueur de la conduite est : 2 m ;
- -Le débit véhiculé par la conduite est : 18,91 l/s.

Donc :

$$\Delta H = \frac{K \cdot l \cdot Q^\beta}{D^m}$$

Avec :

$$K = 0,001052$$

$$\beta = 2$$

$$m = 4,772.$$

Ceci revient à :

$$\Delta H = 0.001052 * 2.0,01891^2 / 0.25^{4,772} = 0.0006 \text{ m.}$$

On ajoute 5 % à la perte de charge linéaire, ce pourcentage représente :

- 1- La perte de charge à l'entrée et à la sortie des ouvrages ;
- 2- Une certaine valeur de sécurité.

Donc :

$$\Delta H = 0,00063 \text{ m.}$$

V.4.2 Décanteur:

L'écoulement serait gravitaire à l'entrée, au passage et à la sortie de flocculateur et du décanteur.

Les pertes de charges sont causées par les conduites perforées.

1- Tuyaux de réparation d'eau brute:

- -Type de canalisation : PVC avec un diamètre de 100 mm ;
- -La longueur totale est : 9m ;
- -Le débit véhiculé par la conduite est : 18,91 l/s.
- -les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

Donc :

$$\Delta H = 0.001052 * (0,01891)^2 * 9 * 1,1 / 0.1^{4,772} = 0,22 \text{ m.}$$

2- Tuyaux de reprise d'eau décantée:

- -Type de canalisation : PVC avec un diamètre de 150 mm ;
- -La longueur totale est : 12 m ;
- -Le débit véhiculé par la conduite est : 18,91 l/s.
- -les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

Donc :

$$\Delta H = 0.001052 * (0,01891)^2 * 12 * 1,1 / 0.15^{4,772} = 0,042 \text{m.}$$

V.5 Calcul de la perte de charge au niveau des filtres:

V.5.1 filtres à sable

Les pertes de charges au niveau des filtres peuvent être déterminées par la loi de **Carmen-Kozeny** :

$$h_L = \frac{f}{\phi} \frac{1-\varepsilon}{\varepsilon^3} \frac{L}{d} \frac{V_d^2}{g} ;$$

$$f = 150 \frac{1-\varepsilon}{R} + 1,75 ;$$

$$R = \frac{\phi d V_a \rho}{\mu}.$$

d : diamètre des grains, m;

f : coefficient de frottement ;

h_L : perte de charge, m ;

g : accélération de la pesanteur, $9,81 \text{ m/s}^2$.

V_a : vitesse de filtration, m/s ;

L : hauteur de la masse filtrante, m ;

ε : porosité ;

R : nombre de Reynolds ;

μ : viscosité dynamique, Pa.s ;

ρ : masse volumique de l'eau, kg/m^3 ;

ϕ : coefficient dépend de la forme du granulat (1.0 pour la forme sphérique, 0.82 pour la forme arrondie, 0.75 pour la forme moyenne et 0,73 pour les matériaux anguleux).

(Mackenzie L.Davis, 2010)

A.N:

On prend :

$$d = 0,5 \text{ mm} ; \quad \phi = 0,82$$

ε est variable de 0,5 à 0,6 pour le sable de filtration, on prend $\varepsilon = 0,5$.

$$R = \frac{0,82 * 0,5 * 10^{-3} * 3,88 * 10^{-3} * 1000}{1,13 * 10^{-3}} = 1,41.$$

$$f = 150 \frac{1-0,5}{1,41} + 1,75 = 54,94.$$

Donc :

$$h_L = \frac{54,94}{0,82} \frac{1-0,5}{0,5^3} \frac{1}{0,5 * 10^{-3}} \frac{(3,88 * 10^{-3})^2}{9,81} = 0,212 \text{ m.}$$

$$\Delta H = 0,212 \text{ m.}$$

V.5.2 filtres à CAG

Pour les filtres à CAG : $d = 0,8-1 \text{ mm}$ on prend $d = 0,9$, $\varepsilon = 0,5$;

A.N :

$$R = \frac{0,75 * 0,9 * 10^{-3} * 3,88 * 10^{-3} * 1000}{1,13 * 10^{-3}} = 2,32.$$

$$f = 150 \frac{1-0,5}{2,32} + 1,75 = 34,08.$$

Donc:

$$h_L = \frac{34,08}{0,75} \frac{1-0,5}{0,5^3} \frac{1}{0,9 * 10^{-3}} \frac{(3,88 * 10^{-3})^2}{9,81} = 0,08 \text{ m.}$$

$$\Delta H = 0,08 \text{ m.}$$

Remarque:

L'écoulement est sous pression à l'entrée de chaque filtre, cette pression est assurée par un système de pompage. La pression peut atteindre 4 bars selon le cas.

V.6 Réservoir d'eau traitée:

V.6.1 volume du réservoir:

Le volume du réservoir est le volume d'eau traitée.

Avec :

$$V_{\text{trai}} = Q_{\text{trai}} \cdot t_s$$

Tel que :

t_s : est le temps de séjour qui est égal à 3h.

AN :

$$V_{\text{trai}} = 0,07564 \cdot 3 \cdot 3600 = 816,91 \text{ m}^3.$$

On opte pour un réservoir 800 m^3

Le temps de séjour devient : $t_s = 2,94 \text{ h}$.

V.6.2 Diamètre du réservoir:

On suppose de la hauteur du réservoir est de l'ordre de **5m**, donc on aura un diamètre pour le réservoir égale à :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 800}{\pi \cdot 5}} = 14,27 \text{ m.}$$

→ D=14,5 m.

V.7 Calcul de la pression d'arrivé à la station de traitement:

Le niveau de l'eau dans le barrage de sidi Bouziane est variable selon plusieurs facteurs, à cet effet le niveau de la prise d'eau flottante est variable aussi.

On va effectuer le calcul de la charge supposant le cas défavorable, lorsque l'eau brute issue par la prise inférieure c'est-à-dire à 528 m NGA généralement c'est le cas d'été.

La cote d'arrivé à la station de traitement est : 507,5 m.

Donc :

$$H = 528 - (C_{ST} + \Delta H_{\text{barrage-station}})$$

$$H = 528 - (507,5 + 2,09) = 18,21 \text{ m.c.e}$$

→ Donc l'eau arrive à la station avec une pression de 18,21 m.c.e.

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Caractéristique hydraulique des ouvrages de traitement

Ouvrage	Surface (m ²)	Longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Cote radié (m)	Cote Plus hautes eaux (m)	Hauteur totale d'ouvrage
bassins de coagulation	1.34	067	2	3	508	511	3.2
bassins de floculation	15.33	7.67	2	3	508	510.999	3.2
bassins d'accumulation des eaux floculées	1.32	0.66	2	3	508	510.998	3.2
Décanteurs	9	3	3	3	507.75	510.997	3
Filtres	4.86	-	-	-	508	-	2

Remarque : La ligne d'eau est représentée dans la planche du profil en long de la station de traitement

V.8 Conclusion:

A travers ce chapitre nous avons pu déterminer la cote du plan d'eau dans les différents ouvrages de la station de traitement, pour la conduite d'eau brute nous avons opté pour une adduction gravitaire qui répond aux critères souhaitée. La vitesse est de 1,07 m/s et cela pour éviter l'accumulation des dépôts.

L'eau arrive au niveau du bassin de coagulation-floculation avec une pression de 18,21 m.c.e, donc on va placer un régulateur de pression à l'entrée de la station de traitement pour ne pas endommager les accessoires en amont de la station de traitement monobloc.

Après avoir calculé la ligne d'eau dans les ouvrages, on va présenter l'aspect technique de notre station de traitement d'eau potable.

VI.1) Introduction :

Les accidents de travail et les problèmes qui en découlent ont une grande importance sur les plans financiers ; production et surtout humain.

Le laboratoire d'analyse dans la station de traitement d'eau potable par son Activité dans le domaine de la chimie engendre des risques importants tant pour les personnes y travaillant (manipulation, matériels,..) que pour l'environnement (gestion des déchets). La protection contre les organes en mouvement où a démarrage automatique a été prise en considération.

VI.2) Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

VI.2.1) Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables.
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux
- Erreurs de jugement ou de raisonnement.
- Importance durant les différentes phases de réalisation.
- Suivre un rythme de travail inadapté.

VI.2.2) Facteurs matériels :

- Outillage, engins, et machines de travail.
- Nature des matériaux mis en œuvre.
- La difficulté posée lors de l'exécution du travail.
- Les installations mécaniques et électriques.

✓ Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées.
- Installations mal protégées.
- Outillages, engins et machines en mauvais état.
- Protection individuelle inexistante.
- Défaut dans la conception, dans la construction.
- Matières défectueuses.
- Stockage irrationnel.
- Mauvaise disposition des lieux.
- Eclairages défectueux
- Facteurs d'ambiance impropres.
- Conditions climatiques défavorables.

✓ **Liste des actions dangereuses :**

- Intervenir sans précaution sur des machines en mouvement.
- Intervenir sans précaution sur des installations sous pression, sous tension.
- Agir sans prévenir ou sans autorisation.
- Neutraliser les dispositifs de sécurités.
- Ne pas utiliser l'équipement de protection individuelle.
- Mauvaise utilisation d'un outillage ou engin.
- Importance durant les opérations de stockage.
- Adopter une position peu sûre.
- Travailler dans une altitude inappropriée.
- Suivre un rythme de travail inadapté.
- Plaisanter ou se quereller.

VI.3) L'Objectif de l'étude de la sécurité de travail dans le laboratoire de traitement des eaux potables :

- donner aux travailleurs la capacité de recenser les risques,
- Analyser les effets
- Mettre en place des mesures.

VI.4) L'ensemble des risques :

- Le risque liés aux bâtiments (incendie, électrique, dégâts des eaux,..),
- Le risque liés à la personne (chute, brûlure, coupure..).
- Le risque biologique, risque chimique pour le travailleur et pour l'environnement.
- Le risque chimique (produits chimiques).
- Les risques spécifiques liés à l'activité du laboratoire

VI.5) La sécurité en laboratoire :

Durant tous les travaux pratiques nous devons travailler avec différents produits chimiques. Nous nous interrogerons certainement à propos des risques potentiels auxquels on sera exposés.

Il faut garder en tête qu'un laboratoire de traitement des eaux, de biochimie ou de microbiologie est un environnement de travail qui présente plus de risques qu'une cuisine, mais encore moins que certaines usines. Alors, comment connaître les dangers?

Les réponses peuvent se trouver à plusieurs endroits, dont sur les étiquettes des contenants et auprès du personnel enseignant. Le Service du répertoire toxicologique de la Commission de la santé et de la sécurité du travail (CSST); fournit également un outil très précieux à toute personne sensible à la sécurité en milieu de travail et d'étude.

L'important, c'est de connaître les dangers potentiels auxquels nous sommes exposés.

VI.6) Systèmes d'Information sur les Matières Dangereuses :**VI.6.1) Le Service du répertoire toxicologique :**

Consiste à fournir des renseignements sur les produits chimiques ou biologiques utilisés en milieu de travail.

Ces renseignements permettent aux employeurs et aux travailleurs de mieux connaître les risques pour la santé et la sécurité que présentent les produits qu'ils utilisent, favorisant ainsi la mise en place de moyens de prévention adéquats. Il fournit également des

renseignements spécifiques concernant le Système d'information sur les matières dangereuses utilisées au travail (SIMDUT).

Le Service du répertoire toxicologique propose un accès à sa banque de données sur les produits chimiques ou biologiques. Se retrouvent sous différents thèmes, des informations présentées dans une forme vulgarisée ainsi que des données spécialisées. De cette façon, l'utilisateur peut accéder à des informations complètes ou fragmentaires sur plus de 8 000 produits. Ces informations concernent, par exemple, les caractéristiques physiques d'un produit, ses effets toxiques, ses effets spécifiques tels que le cancer, les moyens à prendre pour se protéger et la réglementation applicableext.





VI.6.2) SIMDUT (Système d'Information sur les Matières Dangereuses Utilisées au Travail) :

C'est un système qui vise à protéger la santé et la sécurité des travailleurs à travers en favorisant l'accès à l'information sur les matières dangereuses utilisées au travail. Le SIMDUT est un système qui définit six catégories de « produits contrôlés ». Plus spécifiquement, le SIMDUT répartit les matières dangereuses en six catégories principales, définies en fonction des dangers que chacune de ces matières peut représenter. Si un produit correspond à au moins une de ces catégories, il devient alors ce que l'on appelle « un produit contrôlé ».

VI.6.2.1) Quelques catégories des matières dangereuses :

Le tableau suivant présente les quelques catégories, leur pictogramme respectif ainsi que leur définition.

Tableau VI.1 : Quelques catégories des matières dangereuses

Pictogramme	Catégorie	Définition	Exemples
	D1 Matières toxiques ayant des effets immédiats graves	Produit pouvant causer rapidement des effets néfastes graves pour la santé, allant jusqu'à la mort	Monoxyde de carbone Phénol
	D3 Matières infectieuses	Organismes vivants ou leurs toxines pouvant provoquer des maladies chez les humains ou les animaux.	Virus du SIDA Virus de l'hépatite B Virus de la rage
	F Matières dangereusement réactives	Produit pouvant être dangereux pour la santé ou la sécurité sous certaines conditions (pression, température, choc, réaction violente avec l'eau ou l'air).	Fluor Cyanure d'hydrogène B-Chloroprène
	E Matières corrosives	Produit pouvant corroder les surfaces métalliques ou provoquer des brûlures de la peau.	Soude caustique Acide chlorhydrique Eau de javel

Il est essentiel de pouvoir reconnaître et interpréter quelques pictogrammes SIMDUT.

VI.6.2.2)-Informations sur les produits :

- 1) **Étiquette SIMDUT** : retrouvée sur les lieux d'entreposage
- 2) **Étiquette du fournisseur** : retrouvée sur les contenants originaux

Exemple:

- Identification du produit
- Identification du fournisseur
- Signaux de danger
- Mesures de sécurité
- Référence à la fiche signalétique

3) Étiquette du lieu de travail :

Dans certains cas, produit par le Service de santé.

4) La fiche signalétique :

La fiche signalétique est un document de référence à consulter au besoin (en cas de déversement ou d'intoxication par exemple), inclus par le fabricant dans l'emballage original de chaque produit envoyé à un acheteur.

C'est le document de référence du produit. Il contient :

- L'identification du produit (numéro CAS, formule chimique, etc.)
- Les informations sur les composants
- L'identification des dangers
- Les mesures de premiers secours
- Les mesures de lutte contre les incendies
- Les mesures en cas de déversements
- Les mesures d'entreposage
- Les mesures d'hygiène et sécurité (EPI, Équipement de Protection Individuelle requis, au besoin)
- Les Propriétés physico-chimiques

- La Stabilité et la réactivité
- Les informations toxicologiques
- Les informations éco toxicologiques
- Les mesures d'élimination
- Les informations sur le transport

Le système SYCLAUN possède 10 classes de produits. Elles ne sont pas à savoir par cœur. Il faut toutefois comprendre l'incompatibilité de certaines classes pour l'entreposage.

VI.7) Quelques règles applicables dans laboratoires de traitement des eaux potables :

En bref, les règles suivantes doivent être appliquées lors de l'entreposage de produits chimiques :

- Identifier les produits (Date de réception, Local, Propriétaire).
- Avoir un espace spécifique de rangement.
- Prévoir un contenant secondaire, au besoin.
- Placer les gros contenants sur les étagères du bas.
- Un rebord est nécessaire sur les étagères.
- Une hotte chimique (enceinte ventilée) n'est pas un endroit d'entreposage.
- Aucun produit chimique ne doit être entreposé directement sur le sol.
- Inscrire la date d'ouverture du contenant.
- Séparer les produits par compatibilité (SYCLAUN).
- De plus, il est interdit d'entreposer plus haut que la hauteur des yeux. Les contenants de 4 L doivent être entreposés plus bas que la hauteur des épaules. Ceci diminue les problèmes ergonomiques et les risques d'échapper les produits.

VI.7.1) Contrôle des risques en laboratoire :

Pour contrôler les risques en laboratoire il est essentiel de connaître les 4 voies d'intoxication les plus courantes:

- L'inhalation
- L'Ingestion
- L'absorption cutanée
- Le contact avec les yeux.

Pour bien contrôler les risques potentiels dans un laboratoire, il ne faut jamais sous-estimer les risques, il faut minimiser les expositions non nécessaires et se doter des moyens de protection individuelle tels que :

- Le port d'un sarrau (obligatoire en tout temps)
- Le port de gants appropriés (au besoin);
- Le port des lunettes de sécurité.

VI.7.2) Quelques précautions à suivre :

En arrivant dans un nouveau laboratoire, il faut aussi prendre connaissance de l'emplacement et du fonctionnement des hottes chimiques, douches de sécurité, les douches oculaires, couvertures ignifuges et extincteurs.

Évidemment il est interdit d'apporter de la nourriture dans les laboratoires (incluant l'eau en bouteille et le café).

La tenue vestimentaire doit être adaptée à l'équipement de protection individuelle qu'on va porter (par exemple : lunettes de sécurité correctrice ou portée par-dessus vos verres correcteurs habituels; souliers à talon plats, fermés aux deux bouts ; etc.).

VI.8) Mesure préventives pour éviter les causes des accidents durant la réalisation de l'installation:

VI.8.1) Protection collective :

a)-Engin de levage :

La grue, et d'autres engins par leurs précisions et possibilités de manutention variées constituent le poste de travail où la sécurité n'admet pas la moindre négligence, alors le technicien responsable veillera à :

Affecter des personnels compétents.

Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre.

Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.

Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b)- Appareillages électriques :

Pour éviter les risques des appareils électriques, il faut absolument proscrire le bricolage car une ligne ou une installation électrique ne doit pas être placée que par des électriciens qualifiés.

VI.8. 2)- Protection individuelle :

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions.

VI.9)-Conclusion :

L'essentiel objectif de la sécurité de travail est donc la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les milieux de travail. Ces accidents ainsi que les détériorations du matériel qui les accompagnent fréquemment sont d'autant plus regrettables qu'ils sont presque exclusivement dus à la négligence et à l'inobservation des règles les plus élémentaires de sécurité.

Pour limiter les risques d'accidents, Les installations ont été conçues et réalisées en assurant que les moyens d'accès aux ouvrages conformes aux règles de sécurité.

Concernant notre station la simplicité du procès et du laboratoire facilite la protection et la sécurité du travail.

Après avoir présenté l'aspect technique de la station on va étudier l'aspect économique.

Conclusion générale

Une eau de surface possède généralement beaucoup d'imperfections qui justifient un certain nombre de traitements avant distribution.

Dans notre étude on a proposé une filière classique de traitement des eaux de surface du barrage Sidi Bouziane, celle-ci comprend :

- Une floculation-décantation avec adjonction de sulfate d'alumine ;
- Une filtration des eaux décantées ;
- Une chloration avec ajout de chlore après filtration.

On a opté pour la station de traitement d'eau potable une construction métallique, solide et Compacte en plus de la possibilité de son caractère modulaire présente les avantages suivants :

- Génie civil très réduits.
- Temps de réalisation relativement court.
- Mobilité : possibilité de déplacer la station vers une autre destination.
- Possibilité d'augmenter la production en fonction du besoin par l'ajout d'un module.

Cette station de traitement permettra de créer une station capable d'assurer les besoins en eau potable des habitants pendant 26 ans (2014et2040) avec bonne gestion de distribution

Le dimensionnement de station se base sur les normes de l'OMS pour une production de l'eau potable correspondant à traiter 75.64 l/s .elle se constitue de deux lignes de traitement identiques, chaque ligne comporte un coagulateur-floculateur avec trois agitateurs de volume respectivement 4.29 m³ et 49 m³, aussi deux décanteurs lamellaires chacun se compose de 21 lamelles et une surface de 9 m², six filtres installés comme suite:4filtres à sable en parallèle, chaque 2 en série avec un filtre à charbon actif, et en fin un réservoir de stockage d'eau traitée.

Pour assurer le bon fonctionnement et la durabilité de la station il faut un entretien permanent des ouvrages et des appareillages.

Références Bibliographiques

- ✚ ANTOINE LAPORTE et MICHEL PERIAD, « L'élaboration d'une procédure sécuritaire de travail en espace clos applicable aux stations de traitement des eaux potable et usées », SAINT-HYACINTHE -APSAM -LE 21 AVRIL 2004.
 - ✚ Arnaud LAINE. Diagnostique de stations de traitement d'eau potable : réhabilitation de filières existantes et étude de filières à mettre en place. Mémoire de fin d'études. Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg. France. 2006.
 - ✚ CORISCO-PEREZ Carlos. SYNTHÈSE TECHNIQUE : POTABILISATION : LES COUTS REELS DE PRODUCTION DE L'EAU POTABLE. Ecole Nationale Du Génie Rural des Eaux et des Forêts ; ENGREF Centre de Montpellier. Février 2006. 12 p.
 - ✚ Environnement Québec. Guide de conception des installations de production d'eau potable. Volume 1. Version finale 31/08/2002. 530 p
 - ✚ Hubert Cabana.GCI 720 - Conception : usine de traitement des eaux potables. Automne 2009 : Chapitre 2 ; Les prises d'eau.42 p.
 - ✚ Hubert Cabana.GCI 720 - Conception : usine de traitement des eaux potables. Automne 2009 : Chapitre 7 ; La désinfection et les procédés oxydatifs.127 p.
 - ✚ Jean Rodier et coll. TECHNIQUES ET INGENIERIE : série environnement et sécurité. L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer. 8e éd, Dunod. Paris.2005.p :1125-1199.
 - ✚ Monjour. Les pathologies d'origine hydrique et la potabilité de l'eau, Faculté de Médecine Pitié-Salpêtrière – Paris. Les Cahiers du MURS 1997; n°33 - 2ème trimestre.
 - ✚ Mackenzie L.Davis. Water and Wastewater Engineering: Desing Principales and Practice. Edition: The McGraw-Hill Companies.United States.2010. 1301 P.
 - ✚ MOKADEM.M, "Contribution à l'étude de filières de traitement des eaux de barrages en Algérie, optimisation et dimensionnement par traitement numérique" mémoire de Magister, U.H.B.C, Chleff 1998.
 - ✚ Monjour. Les pathologies d'origine hydrique et la potabilité de l'eau, Faculté de Médecine Pitié-Salpêtrière – Paris. Les Cahiers du MURS 1997 ; n°33 - 2ème trimestre.
-

- ✚ Pierre MOUCHET, « Traitement des eaux avant utilisation. Matières particulaires», Techniques de l'Ingénieur.
- ✚ Raymond Desjardins, « Le traitement des eaux », 2^e édition revue et améliorée. Edition de l'école polytechnique de Montréal.1997.
- ✚ R.E. FEATHERSTONE and C. NALLURI. Civil Engineering Hydraulics: Essential Theory with Worked Examples.Third Edition. 1995.P 62 et 63.
- ✚ Sage Gironde, Nappe profonde. Rendement des réseaux d'eau potable : définition des termes utilisés. Validé par la commission locale de l'eau 28 juin 2004. 23p
- ✚ Sakhraoui Fouad. Etude de l'extension de la station de traitement d'ain zada (w.Bordj Bouarreridj). Mémoire de fin d'étude. Ecole Nationale Supérieure de L'Hydraulique. Algérie.2011.
- ✚ SCHULMAN.J, « Cours du traitement des eaux », 2010.
- ✚ VEOLIA ENVIRONNEMENT, Traitement d'eau potable. Région EST-OUEST, Direction Technique, Département de l'eau. France.2009.
- ✚ W.J. MASSCHELEIN, « Processus unitaire du traitement de l'eau potable ». Edition CEBEDOC sprl liège, 1996.

Références Web-graphiques

- ✚ Bibliothèque d'OMS : Le rapport du Programme commun OMS/UNICEF de surveillance de l'approvisionnement en eau et de l'assainissement, Atteindre l'OMD relatif à l'eau potable et à l'assainissement le défi urbain et rural de la décennie, 2007.48 p. http://www.who.int/water_sanitation_health/monitoring/mdg_fr.pdf. (Consulté le 28 Mars 2012).
 - ✚ FEPS : Fondation de l'Eau Potable Sûre. QU'EST-CE QUE LA CHLORATION?. www.safewater.org. (Consulté le 24 /06/ 2014).
 - ✚ <http://earth.google.com> (Consulté le 17 /06/ 2014)
 - ✚ <http://www.adcgeo.net/Dossier/CoursEau.pdf>
-

ANNEXE I : Principe de Jar Test

Les étapes à suivre dans l'essai de Jar Test

- Prélever de l'eau brute dans un seau ou dans une cuve ayant une capacité de 15 à 20 l ; bien agiter cette eau ; Introduire dans chacun bûcher de flocculateur 1000 ml d'eau ; placer les bûchers. Mettre en route le moteur, et faire tourner à la vitesse la plus rapide
(200 tr/min).
 - Introduire le volume du coagulant qui donne une concentration de 12 mg/l dans chaque bûcher
 - Déclencher le chronomètre : temps « 0 »
 - Après 1 minute, ralentir la vitesse d'agitation de façon à ce que les hélices tournent à une vitesse voisine de 90 tr/min pendant 20 minutes.
 - Ralentir la vitesse puis arrêter le moteur et sortir toutes les hélices d'agitation.
 - Mettre notre observation.
 - Mesurer le pH, turbidité et la conductivité
-
-