



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :
M^{elle}. Ben chibane Fatima
M^r. Benayeche Abdessamed

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : Ouvrages et Aménagements Hydrauliques

INTITULE :

ETUDE D'UNE DEUXIEME EXTENSION DE LA STATION DE TRAITEMENT D'AIN ZADA W.BORDJ BOU ARRERIDJ.

Soutenu le **08/10/2020** devant le jury composé de :

- Président : **Mr. KADJI. B**
- Promoteur : **Mr. SAKHRAOUI. F**
- Examinatrice : **Mme BENSLIMANE. M**

Remerciements.

Nous exprimons nos remerciements les plus distingués à notre promoteur Monsieur **SAKHRAOUL.F**, en reconnaissance de sa compétence, sa disponibilité et de ses conseils judicieux qui nous ont été d'un grand soutien ;

Nos sincères remerciements vont à Monsieur **KADJI. B**, qui nous a honorés en acceptant de présider le jury de soutenance. Nous lui exprimons toute notre reconnaissance pour l'intérêt qu'il a porté à notre travail ;

Nous tenons également à remercier madame **BENSLIMANE. M** pour l'honneur qu'elle nous a fait en acceptant d'examiner ce travail ;

Nous adressons nos vifs remerciements à tous les enseignants du département hydraulique de l'université Abderrahmane MIRA, Bejaia.

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à la mémoire de ma chère maman
J'aurai tant voulu que tu assistes à l'aboutissement de ces années de
dur labeur, Dieu en a décidé autrement. Que Dieu t'accorde la paix
éternelle et t'accueille dans son paradis.*

Fatima

Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail premièrement à mes très chers parents
pour leurs sacrifices et encouragements*

A mes sœurs et mes frères

A mon binôme pour toute sa patience et sa compréhension

*A tous mes amis et a tous ceux qui m'ont aidé de près ou de
loin tout au long de ma carrière scolaire*

B. ABDESSAMED

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction	1
I.2 Situation de la zone d'étude	1
I.2.1 Situation géographique	1
I.2.2 Situation topographique.....	2
I.2.3 Situation climatologique.....	3
I.2.4 Sismicité	4
I.3 Ressource en eau	4
I.3.1 Bassin versant d'Oued Boussalem.....	5
I.3.2 Paramètres morphométriques	6
I.3.3 Caractéristique technique de l'aménagement du barrage d'Ain Zada.....	7
I.3.4 Quelques caractéristiques hydrologiques du barrage d'Ain Zada.....	10
I.4 Conclusion.....	11

Chapitre II : Généralités sur la qualité des eaux

II.1 Introduction.....	12
II.2 Qualités générales des eaux issues de diverses sources.....	12
II.2.1 Eaux de pluie	13
II.2.2 Eaux souterraines	13
II.2.3 Eaux de surface	13
II.2.4 Eaux de mer et les eaux saumâtres	13
II.3 Histoire du traitement de l'eau potable.....	13
II.4 Problème de qualité de l'eau	14
II.4.1 Propriétés organoleptiques	15
II.4.2 Normes microbiologique.....	15
II.4.3 Caractéristiques physico-chimique	16
II.4.4 Paramètres indésirables ou toxique	16
II.5 Conclusion	17

Chapitre III : Filières de traitement des eaux potable

III.1 Introduction	18
III.2 Classification des filières de traitement utilisées dans le monde	18
III.3 Prétraitements	19
III.3.1 Procédé physique	19
III.3.2 Procédés chimiques	20
III.4 Coagulation - Flocculation :	20
III.4.1 Introduction	20
III.4.2 But de la coagulation-flocculation	20
III.4.3 Coagulation.....	21
III.4.4 La flocculation :	23
III.5 Décantation.....	24
III.5.1 types de décantation.....	24
III.5.2 Type et Géométrie des décanteurs	24
III.6 Filtration	27
III.6.1 Les différents procédés de filtration	27
III.6.2 Types de filtres	27
III.6.3 Les types des filtres ouverts.....	27
III.7 La désinfection	28
III.7.1 Désinfection par le chlore (Cl ₂)	29
III.7.2 Désinfection par l'ozone (O ₃).....	29
III.7.3 Désinfection par le rayonnement UV	30
III.8 Conclusion.....	30

Chapitre IV : Présentation de la station existante et estimation des besoins en eau

IV.1 Introduction	31
IV.2 Présentation des stations de traitements.....	31
IV.2.2 présentation de la 1ère extension.....	35
IV.3 Les besoins en eaux.....	38
IV.4 Les ressources en eaux	40
IV.5 Estimations des besoins en eaux	40
IV.5.1 Coté Sétif	41
IV.5.2 Coté El Eulma	42

IV.5.3 Coté Bordj Bou Arreridj.....	43
IV.6 Taux de satisfaction des besoins en eaux.....	44
IV.6.1 Avant la deuxième extension	44
IV.6.2 Après deuxième extension On va dimensionner la deuxième extension de la station de traitement d'Ain Zada avec un débit de 150 l/s.....	47
IV.7 Résultat final	50
IV.8 Recommandation	50
IV.8.1 Taux de satisfaction de la wilaya de BBA avec un débit de 1200 l/s	50
IV.8.2 Taux de satisfaction de la wilaya de BBA avec un débit de 1350 l/s	51
IV.8.3 Analyse des résultats	52
IV.9 Conclusion	52

Chapitre V : Dimensionnement

V.1 Introduction.....	53
V.2 Les caractéristiques moyennes d'eau brute	53
V.2.1 Analyse des données	54
V.3 Objectif de la station de traitement.....	54
V.4 Description de la chaine de traitement proposée	54
V.5 Dimensionnement de la chaine de traitement.....	55
V.5.1 Ouvrage de mesure et régulation du débit.....	55
V.5.2 Pré-chloration.....	56
V.5.3 Dégrilleur	57
V.5.4 Coagulation- Flocculation.....	59
V.5.5 Décantation	66
V.5.6 Correction du PH	70
V.5.7 Filtration.....	71
V.5.8 Désinfection	77
V.5.9 Dimensionnement Réservoir d'eau traitée	78
V.6 Calcul de la ligne d'eau	79
V.6.1 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le barrage jusqu'au piquage de la station.....	79
V.6.2 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le piquage jusqu'à l'entrée du dégrilleur :	80
V.6.3 Calcul de la perte de charge au niveau de la grille.....	81

V.6.4 Calcul de la perte de charge entre les ouvrages	83
V.6.5 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant l'ouvrage du réglage PH avec le filtre	84
V.6.6 Calcul de la perte de charge au niveau du filtre	84
V.6.7 Calcul des diamètres de la conduite reliant l'ouvrage de filtration avec le réservoir d'eau traité	85
V.6.8 Calcul de la pression d'arrivé au dégrilleur	86
V.7 Conclusion :	86

Chapitre VI : Aspect économique

VI.1 Introduction	88
VI.2 Les opérations pour la réalisation et le fonctionnement de notre extension	88
VI.3 Bordereau des prix	88
VI.3.1 Tableau des prix unitaires.....	88
VI.3.2 Devis estimatif et quantitatif	89
VI.4 Conclusion :	90

Conclusion générale

Liste des symboles

A : Surface de la lame d'un agitateur (m^2) ;

AEP : Alimentation en eau potable ;

a : Ouverture, écartement. (m) ;

a_l : Longueur de la lame(m) ;

b : Espacement (m) ;

b_l : largeur de la lame(m) ;

C : Coefficient de colmatage ;

c : Coefficient de la grille ;

CAG : Charbon actif en grains ;

CAP : Charbon actif en poudre ;

C_{chlore} : Dose optimal de chloration (g/m^3) ;

C_s : Concentration de chlore (g/l) ;

D : Diamètre (m) ;

E : Echelle ;

e : Ecartement(m) ;

G : Gradient de vitesse (s^{-1}) ;

h_c : Hauteur d'eau sur le lit filtrant (m);

h_f : Hauteur de la dalle du fond de (m) ;

HMT : Hauteur manométrique totale (m) ;

h_{sb} : Epaisseur de la couche du sable (m);

i : Gradient hydraulique ;

L : Longueur (m) ;

l : Largeur (m) ;

L₀ : Longueur mouillée (m) ;

L_p : Longueur des lamelles (m) ;

l_p : Largeur des lamelles. (m) ;

m₀ : Coefficient de débit ;

MES : Matières en suspension.

MF : Microfiltration ;

MO : Minéralisation ;

NF : Nanofiltration ;

NGA : Nord géographique algérienne ;

N_T : Nombre total de lamelle sur le dispositif de décantation ;

OI : Osmose Inverse

OMS : Organisation Mondiale de la Santé ;

P : Puissance de l'agitateur dissipée dans le bassin de coagulation (Watts) ;

PH : Potentiel hydrogène ;

PHE : Plus hautes eaux (m) ;

Q_{EB} : Débit d'eau brute (l/s) ;

Q_{fil} : Débit total d'entrée (m³/s) ;

Q_m : Débit moyen annuel (m³/s) ;

Q_p : Débit max journalier (m³/s) ;

Q_T : Débit total d'entré en (m³/s) ;

q_p : Débit de la pompe doseuse ;

S : Surface (m^2) ;

t : Tirant d'eau amont(m) ;

TA : Titre alcalimétrique ;

TAC : Titre alcalimétrique complet ;

TH : Titre hydrométrique ;

THM : Trihalométhanes ou haloformes ;

ts : Temps de séjour ;

UMF : Ultra microfiltration ;

UV : Ultra-violet ;

V : Volume d'eau dans le bassin (m^3) ;

v_0 : Vitesse débitante à l'amont de la grille (m/s) ;

V_c : Volume du chlore utilisé dans la pré-chloration (m^3) ;

V_c' : Volume du chlore utilisé dans la désinfection (m^3) ;

v_H : Vitesse de HAZEN (m/h) ;

V_m : Volume moyen journalier (m^3) ;

V_{Moy} : Volume moyen journalier total (m^3) ;

V_p : Volume max journalier (m^3) ;

$V_{rét}$: Volume du rétrolavage des filtres (m^3) ;

W : Vitesse périphérique des lames (m/s) ;

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

δ : Inclinaison de la grille ;

α : Angle de l'écoulement d'approche ;

β : Coefficient arbitraire pour les flocculateurs à agitation mécanique ;

β_g : Facteur de forme du barreau ;

ΔH : Pertes de charge (m) ;

μ : Viscosité dynamique de l'eau (Pa s) ;

ρ : Masse volumique du liquide (kg/m^3) ;

ξ : Facteur de perte de charge ;

k : Facteur de la direction de l'écoulement ;

Liste des figures

Figure I.1 : localisation géographique de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.....	1
Figure I.2 : Carte de la wilayat de B.B.Arreridj avec ces communes.	2
Figure I.3 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations	4
Figure I.4 : Barrage d'Ain Zada wilaya de B.B.Arreridj.	5
Figure I.5 : Localisation des stations de prise d'échantillon et délimitation du bassin versant d'Oued Boussalem.	6
Figure I.6 : Photo de la digue principale et coupe en travers du barrage d'Ain zada	9
Figure I.7 : Schémas simplifié montre les différents ouvrages de prise du barrage de Ain zada.....	10
Figure II.1: Réserves en eaux douce sur Terre.	12
Figure III.1: étape du dégrillage	19
Figure III.2: étape du tamisage	20
Figure III.3: Schéma illustrant le procédé de coagulation-floculation	21
Figure III.4: Eau brute additionnée de coagulant	22
Figure III.5: Chambre de mélange avec agitateur rapide.	23
Figure III.6 : Décanteur Accelator	25
Figure III.7: Décanteur Pulsatube.....	26
Figure III.8 : Décanteur Actiflo.	26
Figure III.9 : Filtre double AQUAZUR type T à plancher béton et canal air-eau.....	28
Figure IV.1 : situation de la station par rapport au barrage Ain Zada.....	31
Figure IV.2 : Les bâtiments des réactifs.....	33
Figure IV.3 : Ouvrages de décantation, filtration, mélange et collecteur	34
Figure IV.4 : Estimation du Volume moyen journalier de la ville de Sétif.....	41

Figure IV.5 : Estimation du volume max journalier de la ville de Sétif.....	41
Figure IV.6 : Estimation du Volume moyen journalier de la ville d'El Eulma.....	42
Figure IV.7 : Estimation du volume max journalier de la ville d'El Eulma.	42
Figure IV.8 : Estimation du Volume moyen journalier de la ville de Bordj Bou Arreridj.....	43
Figure IV.9 : Estimation du volume max journalier de la ville de Bordj Bou Arreridj.....	43
Figure V.1: La filière de traitement de l'eau du barrage.....	55
Figure V.2 : Schéma des dimensions du dégrillage.	58
Figure V.3 : Représentation schématique des deux agitateurs	63
Figure V.4 : décanteur lamellaire à contre courant.	66
Figure V.5 : Les dimensions d'un décanteur lamellaire	68
Figure V.6 : Les hauteurs d'un décanteur lamellaire.	69
Figure V.7 : Éléments d'un filtre à sable	72
Figure V.8 : courbe granulométrique du sable..	73
Figure V.9 : Canal de répartition et déversoirs des filtres	76
Figure V.10 : Les dimensions de la grille.	81
Figure V.11 : les valeurs de βg en fonction de la forme des barreaux.....	82

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les températures moyennes mensuelles, maximales et minimales (Météorologie de Bordj Bou Arreridj : Station Boumerghed).	3
Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (Météorologie de Bordj Bou Arreridj : station Boumerghed (2001-2015)).	3
Tableau I.3 : Subdivision du bassin versant de l'Oued Boussalem.....	6
Tableau I.4 : Paramètres morphométriques de Oued Boussalem.....	7
Tableau I.5 : Caractéristique du barrage d'Ain Zada et sa retenue.....	8
Tableau I.6 : caractéristique hydrologique du barrage d'Ain Zada.....	10
Tableau II.1 : Normes des paramètres organoleptiques d'une eau potable. Error! Bookmark not defined.	
Tableau III.1 : Types de filières utilisées dans le monde..... Error! Bookmark not defined.	
Tableau IV.1 : caractéristiques de l'eau brute du barrage d'Ain Zada.....	33
Tableau IV.2 : caractéristiques du groupe électropompe.....	35
Tableau IV.3 : caractéristiques des conduites d'adduction.....	35
Tableau IV.4 : Caractéristiques du dégrilleur.....	37
Tableau IV.5 :Caractéristiques du bassin de coagulation.....	37
Tableau IV.6 : Caractéristiques du bassin de floculation.....	37
Tableau IV.7 : caractéristiques des filtres.....	38
Tableau IV.8 : Paramètres hydraulique.....	38
Tableau IV.9 : Evolution des besoins en eaux des régions Sétif-El Eulma-Bordj Bou Arreridj.....	39
Tableau IV.10 : Estimation des besoins en eaux.....	44
Tableau IV.11 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Sétif + El Eulma)	45

Tableau IV.12 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Sétif + El Eulma)	45
Tableau IV.13 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (coté BBA)	46
Tableau IV.14 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (coté BBA)	46
Tableau IV.15 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier	47
Tableau IV.16 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier	47
Tableau IV.17 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Sétif + El Eulma)	48
Tableau IV.18 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté Sétif + El Eulma)	48
Tableau IV.19 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté BBA)	49
Tableau IV.20 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté BBA)	49
Tableau IV.21 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier	49
Tableau IV.22 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier	49
Tableau IV.23 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant et après extension du volume moyen journalier	50
Tableau IV.24 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant et après extension du volume max journalier	50
Tableau IV.25 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier avec un débit de 1200 l/s (Coté BBA)	51
Tableau IV.26 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier avec un débit de 1200 l/s (Coté BBA)	51

<i>Tableau IV.27 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier avec un débit de 1350 l/s (Coté BBA).</i>	51
<i>Tableau IV.28 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier avec un débit de 1350 l/s (Coté BBA).</i>	52
<i>Tableau V.1 : Qualité de l'eau brute (2018) et les valeurs de l'O.M.S....</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau V.2 : Domaine d'application de chaque type de grille.</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau V.3 : Les résultats du jar-test pour la coagulation-floculation ..</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau V.4 : les valeurs de a/b en fonction de K</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau V.5 : Caractéristiques des bassins de coagulation et floculation</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau V.6 : L'analyse granulométrique du sable.</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau V.7 : Le cycle de lavage choisi</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau V.8 : Evolution du coefficient K. en fonction de l'angle d'orientation α et du rapport s/a.</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau V.9 : Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Tableau VI.1 : Opérations pour la réalisation et le fonctionnement de notre extension</i>	86
<i>Tableau VI.2 : Tableau des prix unitaires</i>	86
<i>Tableau VI.3 : Devis estimatif et quantitatif</i>	87

Liste des planches

- ***Planche 01*** : *PLAN DE LA STATION DE TRAITEMENT D'AIN ZADA APRES LA DEUXIEME EXTENTION.*

Introduction générale

Introduction générale

L'eau est un élément naturel indispensable à la survie de tout être vivant. Bien qu'elle soit en quantité abondante sur notre planète, il n'y a que 1% de cette eau qui est sous forme d'eau douce.

De nos jours le problème de l'eau n'est pas seulement un problème quantitatif, mais surtout un problème de qualité. Car la plupart des eaux de surface sont des eaux polluées qui peuvent atteindre à la santé des populations, pour cela l'eau doit subir le traitement qu'il lui convient.

Le barrage d'Ain Zada est la ressource d'eau principale pour les deux wilayas de Sétif et Bordj Bou-Arredj. Cependant, les eaux de ce dernier ne répondent pas aux normes de qualité d'eau potable exigée par l'OMS. Pour assurer une eau consommable, les autorités concernées ont installé une usine de traitement dans la région. Cette station a été construite dans le but de traiter un débit de 900 l/s. L'augmentation des besoins en eau des citoyens à nécessité une mise en place d'une extension avec une capacité de traitement de 300 l/s, pour satisfaire ses besoins.

En 2018, l'équilibre entre l'offre et la demande en eau dans la région étudiée a atteint un niveau critique, les statistiques indiquent un taux de satisfaction de 56,34%. Ce qui nous mis dans l'obligation de penser à minimiser ce grand déficit par la réalisation d'une deuxième extension de la station de traitement.

L'objectif de notre travail est de renforcer l'alimentation en eau potable des deux wilayas, par une deuxième extension pour la station de traitement da Ain Zada d'une capacité de 150 l/s.

Notre travail se compose de deux volets principaux :

Le premier volet est consacré à la partie théorique, il permettra d'avoir une idée générale sur notre travail, il englobe les trois premiers chapitres :

- Présentation de la zone d'étude ;
- Généralités sur la qualité des eaux ;
- Filières de traitement des eaux potables.

Le dernier volet représente la partie étude, il comporte deux chapitres:

- Présentation de la 1^{ère} extension et les besoins en eaux ;
- Dimensionnement.

Notre travail se termine par une conclusion générale qui sert à répondre à notre problématique préalablement posée, sortir les principaux résultats obtenus et donner quelques recommandations et perspectives à prendre en considération.

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

I.1 Introduction

Le dimensionnement d'une deuxième extension de la station de traitement d'Ain Zada située dans la commune d'Ain Taghrout wilaya de Bordj Bou Arreridj, nécessite une description de la région d'étude pour donner un aperçu sur la situation actuelle de cette dernière.

I.2 Situation de la zone d'étude

I.2.1 Situation géographique

Le Chef-lieu de la wilaya de Bordj Bou Arreridj est située à 230 km à l'est de la capitale, Alger. Elle s'étend sur une superficie de 3 921 km².

Elle est à : Latitude / Longitude : 36° 4' 60" N / 4° 45' 0" E

Elle est limitée :

- Du Nord par la wilaya de Bejaïa ;
- Du Sud par la wilaya de M'silla ;
- De l'Est par la wilaya de Sétif ;
- De l'Ouest par la wilaya de Bouira.



Figure I.1 localisation géographique de la wilaya de Bordj Bou Arreridj [1]

La commune d'Ain Taghrout est délimitée :

- Au Nord par la commune de Khellil ;
- Au sud par la commune de Tixter ;
- À l'Est par la commune de Mahdia ;
- À l'Ouest par la commune de Bir Kasdali.

Elle est composée d'un réseau principal des routes qui relient les communes avoisinantes et les zones qui les entourent et qui se présentent comme suit :

- L'ancienne route nationale n°5 qui sépare la commune d'Ain Taghrout de la région Sud.
- La nouvelle auto route Est-Ouest qui relie la commune d'Ain Taghrout à la wilaya de Sétif d'une part et la wilaya de Bordj de l'autre part.
- Le chemin du wilayat N°63 qui mène jusqu'au barrage d'Ain Zada. [1]

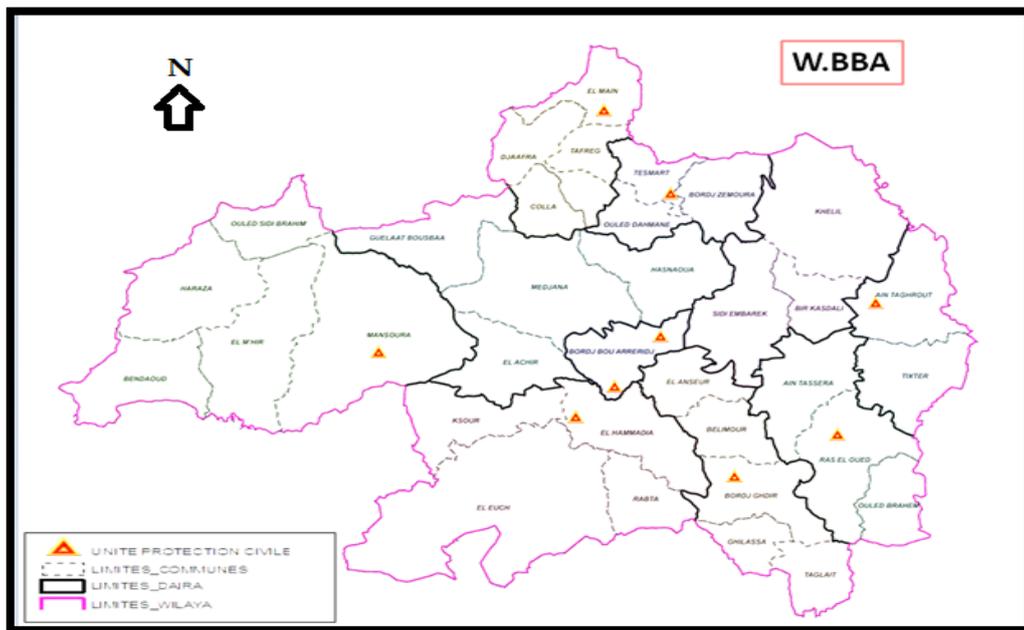


Figure I.2 : Carte de la wilayat de B.B.Arreridj avec ces communes. [1]

I.2.2 Situation topographique

La wilaya de Bordj Bou Arreridj est constituée de trois zones géographiques qui se succèdent:

- Une zone montagneuse, avec au nord, la chaîne des Bibans.
- Une zone de hautes plaines qui constitue la majeure partie de la wilaya.
- Une zone steppique, au sud-ouest, à vocation agropastorale.

La région de Ain Taghrouth présente un relief assez plat, elle fait partie des hautes plaines Sétifiennes avec une altitude moyenne de 1037 m, et la pente allant du nord vers le sud. Cette région est caractérisée par deux types de manifestation morphologique :

- **La zone semi-montagneuse** : caractérisée par une hauteur supérieure à 900 m, et la pente plus de 10%.
- **La zone steppique** : caractérisée par une hauteur inférieure à 900 m, et la pente moins de 10%. [2]

I.2.3 Situation climatologique

a) Le climat

La wilaya se caractérise par un climat continental semi-aride, qui offre des températures chaudes en été et très froides en hiver ; parmi les plus basses d'Algérie. La pluviométrie annuelle est de 300 à 700 mm [3]

b) La température

Les températures : moyennes mensuelles, maximales et minimales pendant la période (1998-2008) sont présentées dans le tableau I.1.

Tableau I.1 : Les températures moyennes mensuelles, maximales et minimales (Météorologique de Bordj Bou Arreridj : Station Boumerghed).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MOY
T° moy	6.2	6.5	10.5	13.4	18.2	23.9	28	27	21.6	17.6	10.6	6.8	15.8
T° min	1.4	2.1	3.8	6.1	10.4	16.1	20.2	20.1	15.3	10.8	6.3	2.7	9.61
T° max	9.4	11.1	13.3	16.7	22.3	29.6	34.2	33.8	27.3	20.8	14.8	10.3	20.3

Source : ANRH

On observe à partir du tableau :

- La température moyenne mensuelle est de 15.8 °C.
- La température moyenne maximale est remarquée en mois de juillet (34.2 °C).
- La température moyenne minimale est remarquée en mois de janvier (1.4°C).

c) Pluviométrie

Il existe des contrastes pluviométriques liés à l'altitude entre les différentes régions de la wilaya de Bordj Bou Arreridj. C'est au niveau des zones montagneuses que sont enregistrées les plus importantes précipitations (700 à 1000 mm). La pluviométrie annuelle est comprise entre 300 et 600 mm [4]

La répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations sont présentées dans le tableau I.2 :

Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (Météorologique de Bordj Bou Arreridj : station Boumerghed (2001-2015).

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOU	ANNUEL
Pluviométrie (mm)	36.7	31.9	37.8	36.5	38.4	33.8	32.9	43.6	34.5	26.2	10.6	19.7	382.6

Source : ANRH

A partir du tableau :

- La pluviométrie varie entre 10,6mm et 43,6mm selon le mois.
- La pluviométrie totale annuelle est de 382,6mm.
- La valeur maximale est remarquée en mois d'avril.

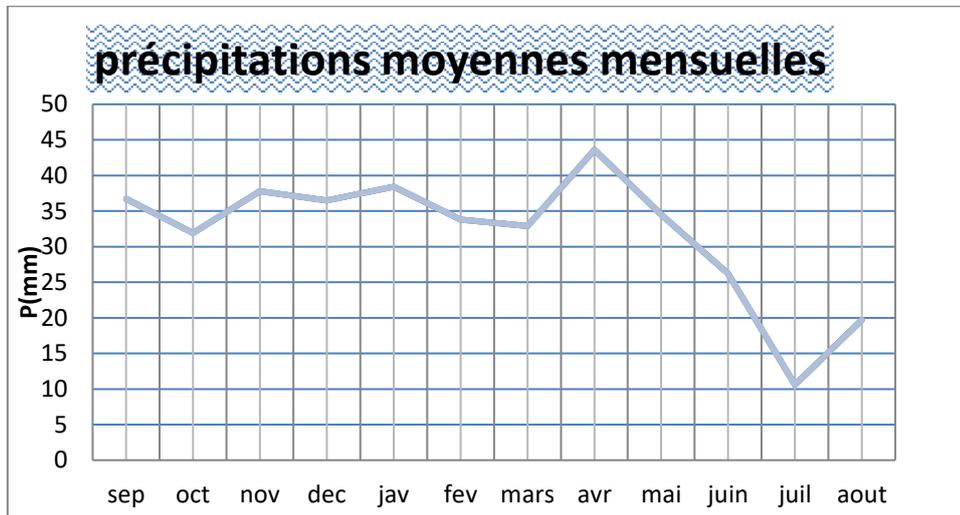


Figure I.3 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations

d) Le vent

Les vents qui dominent cette région sont des vents « Ouest » et « Nord-Ouest ». Pendant la période estivale les vents se caractérisent par des sirocos de nature chaude dont les effets limitent la mise en valeur des hautes plaines. [5]

I.2.4 Sismicité

Notre zone d'étude se trouve dans une zone, avec une concentration importante des séismes et de la plupart des glissements de terrain. Ceci est dû à plusieurs facteurs, parmi lesquels : la nature montagneuse et le relief fortement penté de ce secteur combiné à une pluviométrie importante et à la nature lithologique des terrains (argileuse et marneuse) ce qui favorise la survenue de glissements de terrain. [1]

I.3 Ressource en eau

L'eau brute sera prélevée du barrage d'Ain Zada, ce dernier est situé dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj à 25 km à l'Ouest de Sétif et à 40 km à l'Est de Bordj Bou Arreridj. Il est implanté dans la commune d'Ain-Taghrouit sur l'Oued Boussellam. L'apport d'eau moyen annuel est estimé à environ 79 Mm³.

Le barrage d'Ain Zada permettra actuellement d'emmagasiner un volume d'eau de 125 Mm^3 régularisant ainsi un volume de 50 Mm^3 par an, mais une étude hydrologique complémentaire du barrage d'Ain Zada a revu en Baisse le volume régularisé à $43 \text{ Mm}^3/\text{an}$. [5]



Figure I.4: Barrage d'Ain Zada wilaya de B.B.Arréridj. [6]

I.3.1 Bassin versant d'Oued Boussalem

Le bassin versant d'Oud Boussalem s'étend sur une superficie de 1800 km^2 il est contrôlé par le barrage d'Ain Zada qui est situé sur la route nationale N°5 reliant Sétif et Bordj Bou Arreridj par Oued Boussalem de longueur 65 km.

L'étude géomorphologique à permet d'aboutir à la subdivision du bassin en sous bassins présentés sur le tableau I.3 et figure I.5:

Tableau I.3 : Subdivision du bassin versant de l'Oued Boussalem. [7]

Bassin versant de Oued Boussalem					
Symbole l'exutoire	Symbole de la superficie	Valeur (km ²)	Coordonnées		
			X (km)	Y (km)	Z (m)
B1	SB1	103,8	742	330.2	1042
B2	SB2	174,8	742.5	324.5	986
B3	SB3	258,6	739	317	973
B4	SB4	372,6	737.8	316	937
B5	SB5	883	727.2	309.9	890
B6	SB6	1376,2	725	310.5	878
B7	SB7	1436,2	723	308	862
B8	SB8	1800	725.5	321.5	829

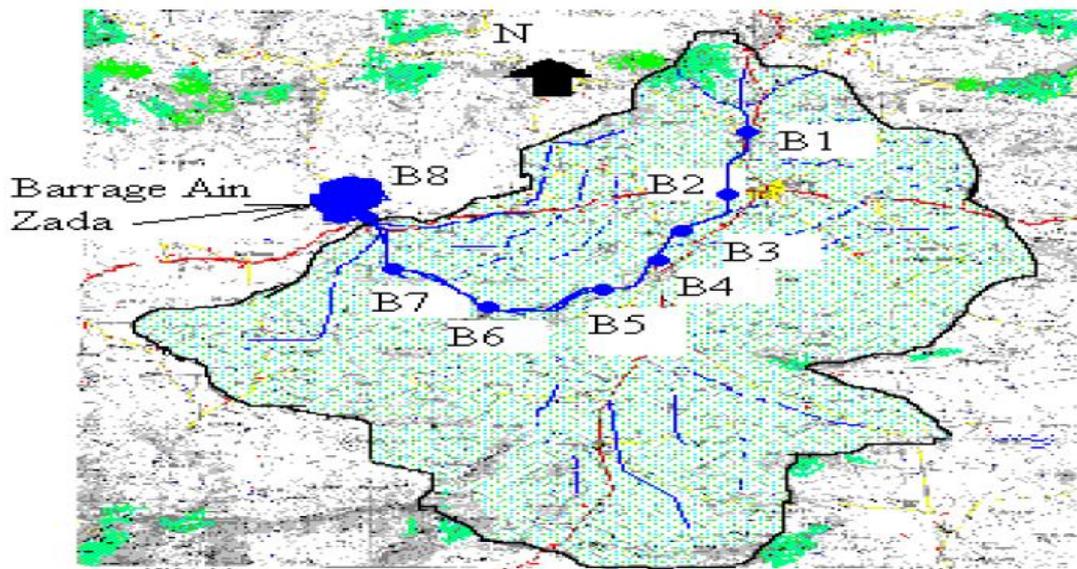


Figure I.5 : Localisation des stations de prise d'échantillon et délimitation du bassin versant d'Oued Boussalem. [7]

I.3.2 Paramètres morphométriques

Le tableau I.4 suivant représente tous les paramètres morphométriques du sous bassin versant d'Oued Boussellam :

Tableau I.4 : Paramètres morphométriques de Oued Boussalem. [1]

Paramètres	Valeurs	Symboles
Superficie	1800 Km ²	S
Périmètre	175 Km	P
Coefficient de compacité	1,115	C
Altitude max	1650 m	H _{max}
Altitude min	850 m	H _{min}
Altitude moy	1000 m	H _{moy}
Dénivelée spécifique	346,88 m	Ds
Temps de concentration	27,27 h	Tc
Densité de drainage	3,03 Km/Km ²	Dd
Longueur du talweg principal	65 Km	L
Pente moyenne	2,71 m/Km	Pm
Longueur du rectangle équivalent	54,44 Km	Le
Largeur du rectangle équivalent	33,07 Km	le

Remarque :

- Les paramètres sont calculés à partir de la carte topographique : E : 1/200 000 de Sétif.
 - Selon Les paramètres morphométriques du bassin d'Oued Boussalem on constate qu'il a une forme assez ramassée et qu'il est caractérisé par un réseau hydrographique très dense.
- [1]

I.3.3 Caractéristique technique de l'aménagement du barrage d'Ain Zada*a) Le barrage et sa retenue*

Les caractéristiques du barrage de Zada sont présentées dans le tableau I.5 suivant :

Tableau I.5 : Caractéristique du barrage d'Ain Zada et sa retenue. [4]

CARACTERISTIQUE	BARRAGE AIN ZADA
Type de barrage	En terre
Déversoir (Evacuateur de crues)	Saut de ski
Capacité initiale	125.000Mm ³
Envasement annuel	0.240 Mm ³
Cote retenue normale	855 m
Capacité derniers levé bathymétrique (septembre 2004)	121.400 Mm ³
Tranche morte (838m)	12.068 Mm ³
Capacité utile	109.332Mm ³
Bassin versant	1800 km ²
Altitude des plus hautes eaux (PHE)	864.20 m
Volume (PHE)	261.200 Mm ³
Surface (PHE)	1920 ha
Cote minimale	828.12 m
Volume (cote minimale)	0.001 Mm ³
Surface (cote minimale)	0.1 ha
Précipitation moyenne annuelle	382,6 mm
Apport moyen annuel	79 Mm ³
Evaporation moyenne annuelle	10 Mm ³
Percolation moyenne annuelle	6 Mm ³
Déversement moyen annuel	27 Mm ³
Volume utile (entre les cotes 838 et 855)	110 Mm ³
Volume régularisé	la première étude est de 50 mm ³ /an mais une étude hydrologique complémentaire du barrage d'Ain Zada a revu en Baisse le volume régularisé a 43 mm ³ /an

b) La digue principale

- Recharges en enrochement : 1950 380 m³ ;
- Noyau en argile : 434 430 m³ ;
- Filtres : 191 530 m³ ;
- Rip – rap : 49 580 m³ ;
- Parement/avant Digue : 55 810 m³ ;
- Volume total : 2681 730 m³ ;
- Elévation de la crête : 865m ;
- Hauteur de la crête (au-dessus du niveau du lit de l'oued) : 55m ;
- Largeur de la crête : 7m ;
- Longueur de la crête : 688m ;

- Pente talus amont : 2.5/1 ;
- Pente talus aval : 1.8/1.

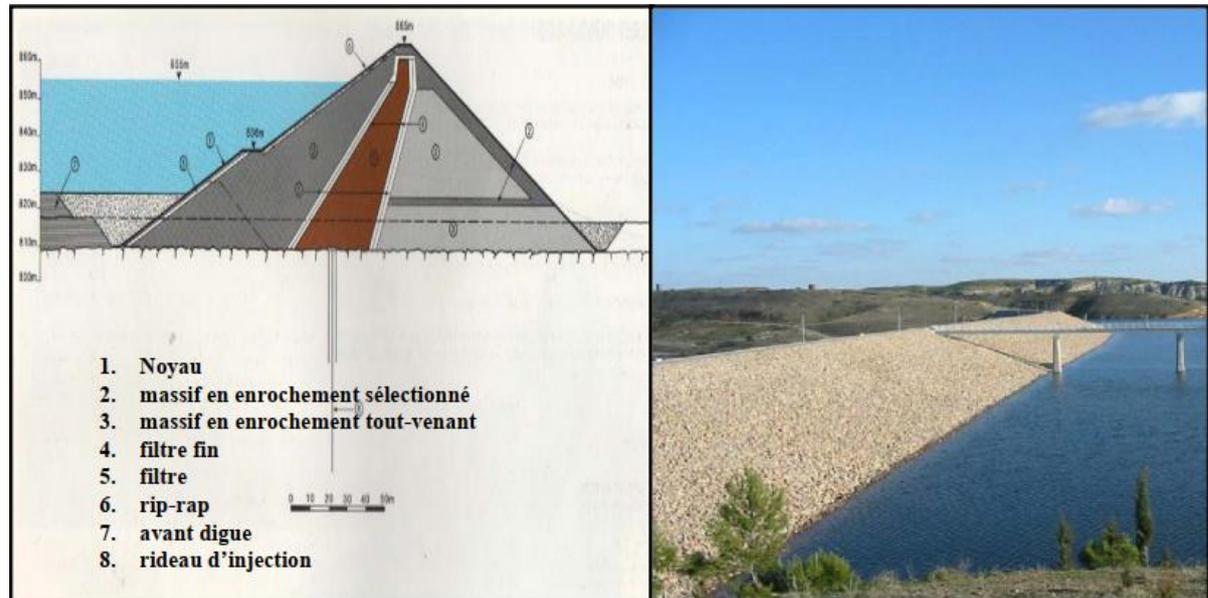


Figure I.6 Photo de la digue principale et coupe en travers du barrage d'Ain zada [4]

c) Evacuateur de crue

- Elévation du seuil du déversoir : 855m ;
- Largeur du déversoir en amont (doucine) : 75m ;
- Largeur du déversoir en aval (saut de ski) : 45m ;
- Longueur du coursier : 180m ;
- Pente du coursier : 8.4%.

d) Tour de prise

- Hauteur de la tour : 38m ;
- Diamètre intérieur de la tour : 5m ;
- Longueur de la galerie : 185m ;
- Diamètre de la galerie : 4,6m ;
- Cote première prise : 848m ;
- Cote deuxième prise : 838m ;
- Cote vidange de fond : 827m ;
- Diamètre de la conduite de prise : 1200mm ;
- Débit maximal de prise : 12 m³/s ;
- Diamètre de la conduite de vidange de fond : 1600mm ;
- Débit de la vidange de fond : 25 m³/s.

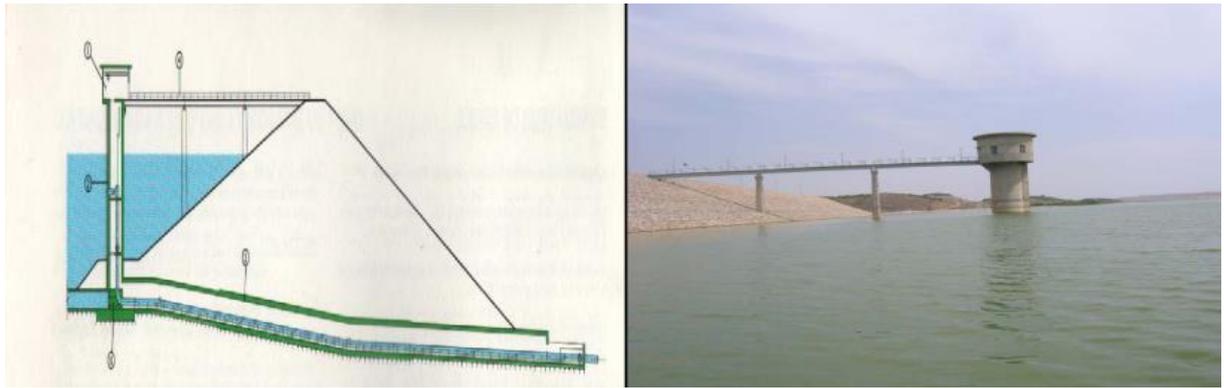


Figure I.7 : Schémas simplifiés montrant les différents ouvrages de prise du barrage de Ain Zada [4]

e) Objectif de la réalisation du barrage

Le barrage d'Ain Zada avec une capacité d'emménagement de 125Mm^3 et un volume régularisable de 43Mm^3 , permet de satisfaire les besoins en eau potable et industrielles des villes : Sétif, El Eulma, Bordj Bou Arreridj et même plusieurs communes qui se situent entre ces deux wilayas.

Le barrage est équipé d'une station de traitement des eaux d'une capacité de 900 l/s construite en aval du barrage et qui a bénéficié d'une extension de 300 l/s.

I.3.4 Quelques caractéristiques hydrologiques du barrage d'Ain Zada

Les caractéristiques hydrologiques du barrage d'Ain Zada sont présentées dans le tableau I.6 :

Tableau I.6 : caractéristique hydrologique du barrage d'Ain Zada. [1]

Caractéristique	Valeur
Mise en service	1986
Surface (km^2)	1 800
Apport liquide (Mm^3)	90,0
Coefficient écoulement	0,13
Erosion spécifique (t/ha/an)	4,38
Apport solide (Mm^3)	0,52
Taux de rétention (Tr) %	96,8
As corrigé (Mm^3)	0,34
Vs estimé 2001 (Mm^3)	5
Vs obs., 2001 (Mm^3)	10

I.4 Conclusion

Dans ce chapitre, on a procédé à une présentation générale de notre région d'étude et du barrage d'Ain Zada de point de vue géographique, topographique, géologique et climatologique. Cette représentation nous permet d'entamer la deuxième étape de notre travail qui consiste à faire une deuxième extension de la station de traitement d'Ain Zada.

Chapitre II :

Généralités sur la qualité des eaux

II.1 Introduction

La qualité de l'eau est un paramètre important qui touche à tous les aspects du bien-être des écosystèmes et de l'homme. Il existe quatre sources principales d'eaux brutes dans la nature : les eaux de pluie, les eaux de surface, les eaux souterraines et les eaux de mer.

On peut classer la qualité de l'eau selon deux volets : suivant son origine ou suivant les normes de qualité ; normes microbiologique, normes physiques et normes chimiques.

Dans ce chapitre on se basera sur les différentes généralités sur la qualité des eaux.

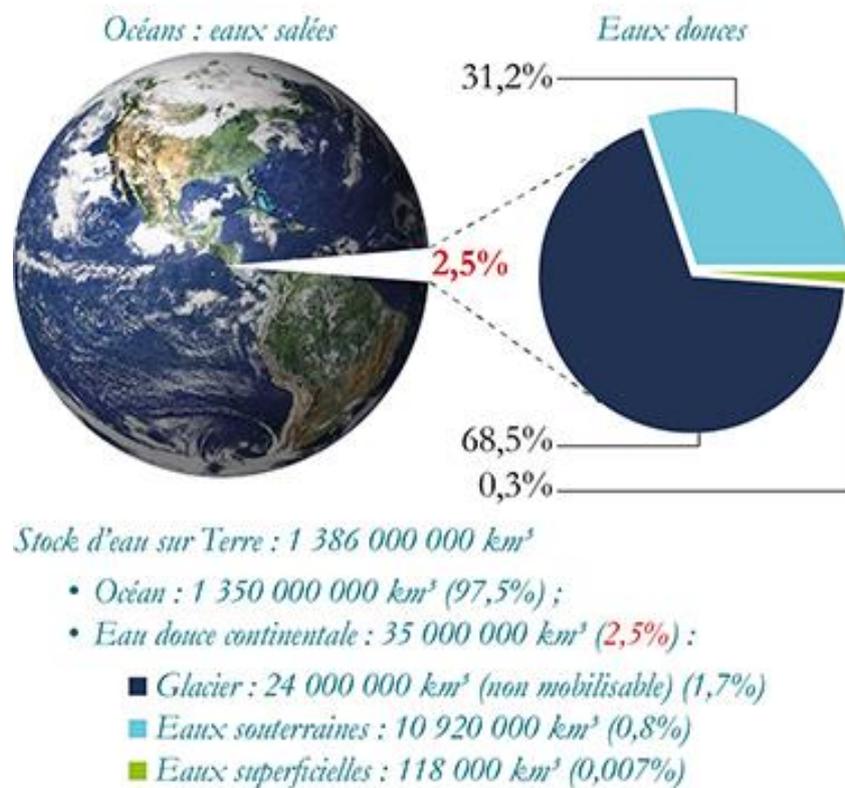


Figure II.1 : Réserves en eau douce sur Terre.

II.2 Qualités générales des eaux issues de diverses sources

On retrouve quatre sources principales d'eau brutes : les eaux de pluie, les eaux souterraines, les eaux de surface et les eaux de mer et les eaux saumâtres.

Les caractéristiques générales de chacune de ces sources reflètent l'interaction de l'eau et du milieu environnant. [8]

II.2.1 Eaux de pluie

Les eaux de pluie sont des eaux de bonne qualité pour l'alimentation humaine. Elles sont saturées d'oxygène et d'azote et ne contiennent aucun sel dissous, comme les sels de magnésium et de calcium ; elles sont donc très douces. Dans les régions industrialisées, les eaux de pluie peuvent être contaminées par des poussières atmosphériques. La distribution des pluies dans le temps ainsi que les difficultés de captage font que peu de municipalités utilisent cette source d'eau. [8]

II.2.2 Eaux souterraines

Les eaux souterraines sont toutes les eaux se trouvant sous la surface du sol, dans la zone de saturation et en contact direct avec le sol ou le sous-sol, elles se caractérisent par une turbidité faible où leurs eaux bénéficient de filtration naturelle importante. Comme elles se caractérisent par une contamination bactérienne faible, car elle est habituellement à l'abri des sources de pollution. Par conséquent la dureté est souvent élevée, et les eaux souterraines peuvent être en contact avec des formations rocheuses contenant des métaux bivalents comme le calcium ou magnésium. En plus, dans les eaux souterraines, le fer et le magnésium présentent une concentration élevée. [9]

II.2.3 Eaux de surface

Ce type des eaux englobe toutes les eaux circulantes ou stockées à la surface des continents (rivières, lacs, étangs, barrages...). La composition chimique des eaux de surface dépend de la nature des terrains traversés par ces eaux durant leurs parcours dans l'ensemble des bassins versants. Ces eaux sont le siège, dans la plupart des cas, d'un développement d'une vie microbienne à cause des déchets rejetés dedans et de l'importante surface de contact avec le milieu extérieur. C'est à cause de cela que ces eaux sont rarement potables sans aucun traitement. [10]

II.2.4 Eaux de mer et les eaux saumâtres

Ces eaux sont caractérisées par une salinité importante. Selon leurs origines (pleine mer, estran, estuaire) les caractéristiques physiques sont très variables : turbidité, matières en suspension, présence de plancton, teneur en sable, pollution par des rejets urbains ou industriels, température de l'eau, ...

Le sel de mer est un composé dont le nom complet en chimie est : chlorure de Sodium. Il tend à se dissoudre dans l'eau jusqu'à une concentration de saturation variant de 33 à 37g/l. On appelle eau saumâtre, une eau salée non potable de salinité inférieure à celle de l'eau de mer. La plupart des eaux saumâtres contiennent entre 1 et 10 g de sels par litre. Ce sont parfois des eaux de surface mais le plus souvent des eaux souterraines qui se sont chargées en sels en dissolvant certains sels présents dans les sols qu'elles ont traversés. [11]

II.3 Histoire du traitement de l'eau potable

Chronologiquement, on peut distinguer plusieurs périodes :

- Fin du XIX^e siècle et 1^{re} moitié du XX^e siècle : application généralisée aux eaux de surface du traitement biologique extensif que constitue la filtration lente ;
- Milieu du XX^e siècle (années 40 à 70) : remplacement progressif de la filtration lente par des procédés basés sur un traitement de coagulation-floculation et comportant essentiellement une décantation et une filtration rapide ; la pré-chloration était alors appliquée presque systématiquement et réglée au-dessus du point critique manière à pouvoir mesurer du chlore libre résiduel dans l'eau décantée et l'eau filtrée ; dans ces conditions, aucun phénomène biologique ne pouvait se produire dans ce type de stations. Parallèlement, certaines stations de filtration lente continuaient toutefois à fonctionner, mais avec des possibilités progressivement réduites (détérioration de la qualité des eaux brutes, sévérité accrue des normes) ;
- À partir des années 70 : retour de la biologie dans le traitement des eaux potables, sous trois aspects :
 - suppression progressive de la pré-chloration sur les stations traitant des eaux de surface polluées et/ ou trop riches en matière organique, à cause du problème des THM (trihalométhanes ou haloformes) et autres sous-produits d'oxydation; cette mesure a favorisé des développements bactériens utiles sur les supports constitués par les masses de boues des décanteurs accélérés et par les matériaux granulaires (sable et autres matériaux filtrants, et surtout le CAG (charbon actif en grains) installé de plus en plus souvent en deuxième étage de filtration à partir de cette époque), contribuant ainsi à l'élimination des MO (minéralisation) et de l'azote ammoniacal (nitrification). De telles stations présentent donc un fonctionnement mixte, physico-chimique et biologique, surtout lorsqu'elles comportent un affinage basé sur la séquence [O₃ + CAG] ;
 - Rénovation de certaines stations de filtration lente encore existantes, par exemple en installant un prétraitement de clarification et un post-traitement d'affinage par O₃ et CAG (cas des stations d'Ivry et de Joinville en amont de Paris);
 - Développement de procédés biologiques spécifiques : déferrisation, démanganisation, nitrification et dénitrification; ils concernent le plus souvent les eaux souterraines.

À l'heure actuelle, tous les procédés biologiques appliqués au traitement des eaux potables peuvent être assimilés à des cultures fixées sur des lits granulaires non turbulents et sont donc mis en œuvre dans des biofiltres. À l'exception de la dénitrification, ils sont aérobies et fonctionnent grâce à l'oxygène initialement dissous dans l'eau ou à une insufflation d'air simultanée. À l'exception des filtres dits « secs » (où l'eau s'écoule par ruissellement dans la masse filtrante) rarement utilisés, tous ces filtres travaillent, gravitairement ou sous pression, avec un milieu filtrant complètement immergé. [12]

II.4 Problème de qualité de l'eau

L'eau potable doit être exempte de matières en suspension, micro-organismes et produits toxiques afin de garantir une eau équilibrée et agréable à boire.

Or l'eau qui provient des nappes aquifères et des eaux superficielles sa composition et ses propriétés sont donc très diverses. Elle peut contenir toutes sortes de contaminants à éliminer, transformer ou inactiver tels que microorganismes pathogènes ou non, composés organiques ou inorganiques, dissous ou en suspension, composés chimiques inoffensifs ou toxiques, etc.

La composition et les propriétés de l'eau brute sont donc les facteurs qui détermineront son traitement.

Les recommandations quant aux concentrations en minéraux varient de pays à pays avec toutefois pour la plupart des minéraux une concentration maximale.

II.4.1 Propriétés organoleptiques

Ce sont des paramètres liés aux sens :

- Couleur
- Turbidité
- Goûts et Odeurs

Les normes des différents paramètres organoleptiques sont présentées dans le tableau II.1

Tableau II.1 : Normes des paramètres organoleptiques d'une eau potable. [13]

Paramètre organoleptiques	Unité	Norme OMS
Turbidité	NTU	5
Couleur	Mg/l échelle pt/Co	25
Odeur	Seuil de perception à 25°C	4
Saveur	Seuil de perception à 25°C	4

II.4.2 Normes microbiologique

L'eau ne doit contenir ni microbes, ni bactéries pathogènes, ni virus qui pourraient entraîner une contamination biologique et être la cause d'une épidémie. D'une manière générale, les risques microbiens les plus importants sont liés à l'ingestion d'eau contaminée par des fèces humaines ou animales (oiseaux, notamment).

Le dénombrement bactérien consiste à rechercher des bactéries aérobies, c'est-à-dire celles qui pourraient se développer en présence d'oxygène. Cette analyse est surtout significative pour l'étude de la protection des nappes phréatiques.

À 37 °C et pendant une durée de 24 heures, on isole les bactéries vivant chez l'homme et chez les animaux à sang chaud. Si la population bactérienne ne dépasse pas 10 unités/ml, on peut en conclure qu'il n'y a pas de risques potentiels.

À 20-22 °C et pendant une durée de 72 heures, on isole les bactéries du milieu naturel. Si la bactérienne ne dépasse pas 100 unités/ml, on peut en conclure qu'il n'y a pas de risques potentiels.

- Coliformes totaux et fécaux (Concentration maximale).
- Streptocoques fécaux (Concentration maximale).
- Clostridium sulfito-réducteurs (Concentration maximale).
- Staphylocoques pathogènes (Concentration maximale).

La présence de coliformes fécaux ou de streptocoques fécaux indique une contamination de l'eau par des matières fécales. La présence d'autres coliformes, de clostridium ou de staphylocoques laisse supposer une contamination de ce type. Dans les deux cas, des mesures doivent être prises pour interdire la consommation de l'eau ou en assurer le traitement. [14]

II.4.3 Caractéristiques physico-chimique

Une eau de consommation ne doit être ni trouble, ni colorée. Cependant à part les eaux souterraines et celles de certaines sources, la couleur et la turbidité sont des conditions qu'on trouve généralement dans l'eau brute et qui ne peuvent être modifiées que par traitement. Le consommateur exige ainsi que l'eau n'ait ni goût ni odeur pouvant être décelées. Ceux-ci sont dus à la présence de certaines substances chimiques ; leur correction entre dans le domaine du traitement

- Température
- Potentiel d'hydrogène
- Salinité
- Les résidus secs à 180°C
- Dureté ou titre hydrométrique (TH)
- Conductivité électrique
- Alcalinité
- Titre alcalimétrique (TA) ou titre alcalimétrique complet (TAC)
- Chlorure

II.4.4 Paramètres indésirables ou toxique

- *Fer et manganèse*

Ces deux éléments existent dans la plupart des eaux et sont généralement liés ; ils entraînent des conséquences similaires : formation de dépôts, goûts désagréables et prolifération bactérienne. Bien que nécessaire à la nutrition humaine, le fer et manganèse ne doivent pas dépasser certaines teneurs. [15]

- *Métaux lourds*

Certains éléments sont rarement présents dans les eaux à l'état naturel mais sont apportés par les divers rejets. La dose dangereuse est difficile à fixer car la toxicité de ces éléments est surtout d'origine cumulative. Les principaux d'entre eux sont : argent, cadmium, cuivre, mercure, nickel, plomb, zinc ...etc. [15]

II.5 Conclusion

Pour garantir une meilleure qualité de l'eau de consommation, plusieurs normes ont été posées selon l'origine de cette eau et son utilisation pour assurer la santé du consommateur.

Pour cela plusieurs méthodes de traitement sont utilisées soit à domicile soit au niveau des systèmes d'Alimentation en Eau Potable (AEP) pour améliorer la qualité de l'eau. Les différentes méthodes et procédures de traitement des eaux seront représentés dans le chapitre suivant.

Chapitre III :
Filières de traitement
des eaux potables

III.1 Introduction

L'eau du barrage d'Ain Zada ne peut être consommée à son état brut car elle contient des constituants nocifs sur la santé, en effet elle doit passer par la station de traitement d'Ain Zada pour subir le traitement de potabilisation approprié. Et pour cela notre travail doit comprendre un chapitre sur les filières de traitement des eaux potables.

III.2 Classification des filières de traitement utilisées dans le monde

Pour que l'eau brute soit consommable elle subit divers traitements physiques, chimiques et biologiques. Le tableau III.1 suivant expose les noms des différentes filières avec la description de ses chaînes de traitement :

Tableau III.1 : Types de filières utilisées dans le monde [16]

Code	Nom de filière	Sous filière	Description
Filières non membranaires			
0	Simple désinfection	-	Prise d'eau + désinfection
1	Filtration physique simple	-	Prétraitement + filtration + décantation
2	Filtration avec décantation	-	Prétraitement + Coagulation/floculation+ décantation+ filtration sur sable+ désinfection
3	Traitement physique et chimique poussé	CAG	Prétraitement +Coagulation/floculation +décantation +pré-oxydation +filtration sur sable+ affinage (O ₃ /CAG) + désinfection
3.1	-	CAP	Prétraitement +Coagulation/floculation +décantation +pré-oxydation +CAP +filtration sur sable +désinfection
3.2	-	Aération	Coagulation/Floculation +Décantation +Pré-oxydation +Filtration sur sable+ tout d'aération+ Désinfection
4	Dénitrification biologique.	-	Filière 3 sans pré-oxydation + dénitrification Biologique.

Filières membranaires			
5	MF	-	MF+O3/CAG
6	UMF	-	UMF + Désinfection chimique
7	Affinage par membrane	-	Pré-oxydation + Coagulation/Floculation + Décantation + Filtration sur sable + MF+NF+ Réminéralisation
8	OI	-	Prétraitement +OI + Réminéralisation
9	EDR	-	-

III.3 Prétraitements

Le prétraitement consiste essentiellement à séparer les particules en suspension et à réduire la teneur de certaines substances dissoutes. Cette étape est constituée de deux procédés :

III.3.1 Procédé physique

a) Pré-décantation

Elle est nécessaire lorsque les eaux sont particulièrement chargées en particules, elle consiste à laisser s'accumuler au fond du décanteur ces particules sous l'effet de la pesanteur. [15]

b) Le dégrillage

Il consiste à éliminer les déchets volumineux présents dans l'eau brute. Après son prélèvement, l'eau passe à travers des grilles de différentes tailles dans le but de retirer les polluants solides les plus volumineux comme par exemple des branches d'arbre ou des bouteilles plastiques. [15]



Figure III.1 : étape du dégrillage [15]

c) Tamisage

C'est un filtrage plus fin, à travers des tamis destinés à arrêter les déchets plus petits.



Figure III.2 : étape du tamisage [15]

d) Aération

L'aération permet de mélanger l'air à l'eau pour favoriser les réactions d'oxydation, enlever les gaz dissous ou éliminer les goûts et odeurs. L'aération suit les lois de l'échange gaz-liquide, pour le transfert des solutés à travers une interface air-liquide.

III.3.2 Procédés chimiques

C'est un procédé chimique qui utilise le chlore (ou l'hypochlorite de sodium), le dioxyde de chlore ou l'ozone. Il est important lorsque la charge organique est très importante ou s'il y a de l'ammoniacque, du fer ou du manganèse en solution.

La plupart de ces procédés de traitement ne permettent malheureusement pas une élimination totale des polluants, soit ils les concentrent, soit ils les transferts vers un autre état physique ce qui ne résout pas le problème. [19]

III.4 Coagulation - Flocculation :

III.4.1 Introduction

Ce sont des procédés physico-chimiques qui visent à éliminer les particules en suspension appelées substances colloïdales par les techniques de décantation et de filtration. Ces particules en suspension ne peuvent pas être éliminées dans les étapes du prétraitement pour leurs faibles dimensions et la présence d'une charge électrique négative sur leurs surfaces, ce qui les rend plus stable et difficile à se décantés et pour cela on fait recours à la méthode de coagulation flocculation.

III.4.2 But de la coagulation-flocculation

Le but du processus de la coagulation-flocculation est de former des floes de particules colloïdales en les déstabilisants ensuite la croissance et la restructuration de ces floes en agrégats denses susceptibles de se séparer par sédimentation ou filtration.

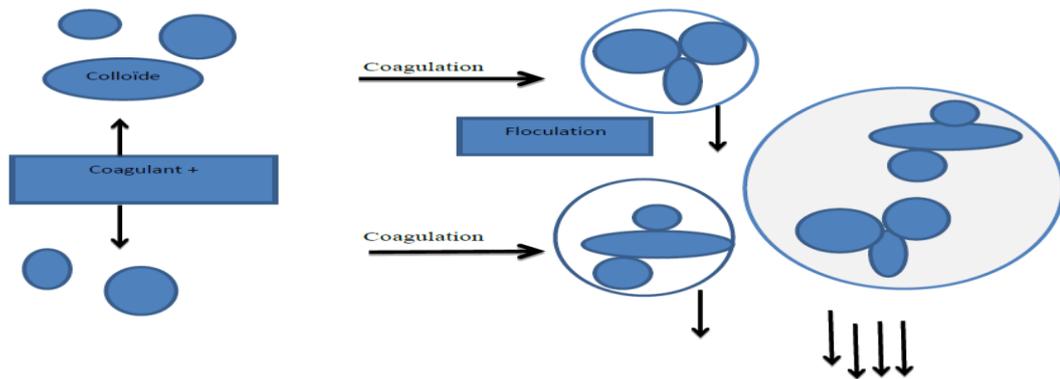


Figure III.3 : Schéma illustrant le procédé de coagulation-floculation [17]

III.4.3 Coagulation

Les charges négatives qui existent sur les particules colloïdales créent des forces de répulsion entre les particules ce qui rend ces derniers stables. En effet le processus de la coagulation sert à déstabiliser ces particules pour favoriser leur agglomération et former des flocons, et cela se fait par l'ajout d'un réactif chimique appelé coagulant dans l'eau. Le coagulant peut être introduit dans un bassin de mélange rapide ou dans un mélangeur statique en ligne qui génère tous deux une forte agitation au point d'injection.

On peut obtenir cette déstabilisation par : [8]

- Compression de la double couche ;
- Adsorption et neutralisation des charges ;
- Emprisonnement des particules dans un précipité ;
- Adsorption et pontage ;

a) Les coagulants utilisés

Les principaux coagulants utilisés sont :

- Sulfate d'aluminium: $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 18\text{H}_2\text{O}$; dosages moyens 15 à 40 mg/l ;
- Chlorure ferrique : FeCl_3 ; moins sensible que le sulfate d'aluminium au contrôle du pH, et meilleur dans le traitement de la couleur;
- Le sulfate ferreux $\text{Fe}(\text{SO}_4)_3$;
- Aluminate de Sodium : NaAlO_2 .

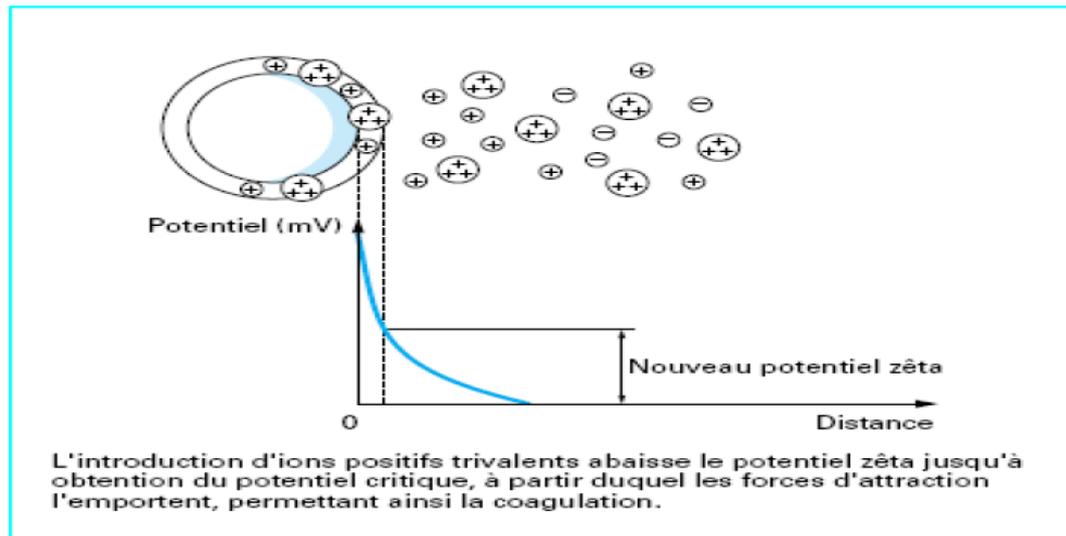


Figure III.4 : Eau brute additionnée de coagulant. [17]

b) paramètres influençant la coagulation

Afin d'optimiser la coagulation il faut tenir compte de plusieurs facteurs en interrelations :

- Le PH ;
- La température ;
- La dose de coagulant ;
- La turbidité et la couleur ;
- Les sels dissouts ;
- Les conditions de mélange.

Ces interrelations complexes interdisent actuellement toute approche théorique permettant de prédire quelles sont les concentrations optimales de coagulants. [8]

c) Agitation

La coagulation requiert un mélange rapide pendant un temps qui varie habituellement de 1 à 2 min. Le niveau de mélange peut être caractérisé de manière simple par un gradient de vitesse moyen :

$$G = \sqrt{\frac{P}{V \times \mu}} \quad (\text{III.1})$$

Où :

P (Watts) : la puissance de l'agitateur dissipée dans le bassin de coagulation ;

μ (Pa s) : la viscosité dynamique de l'eau ;

V (m^3) : le volume d'eau dans le bassin.

En coagulation le gradient de vitesse varie généralement de 300 à 1500 s^{-1} . [17]

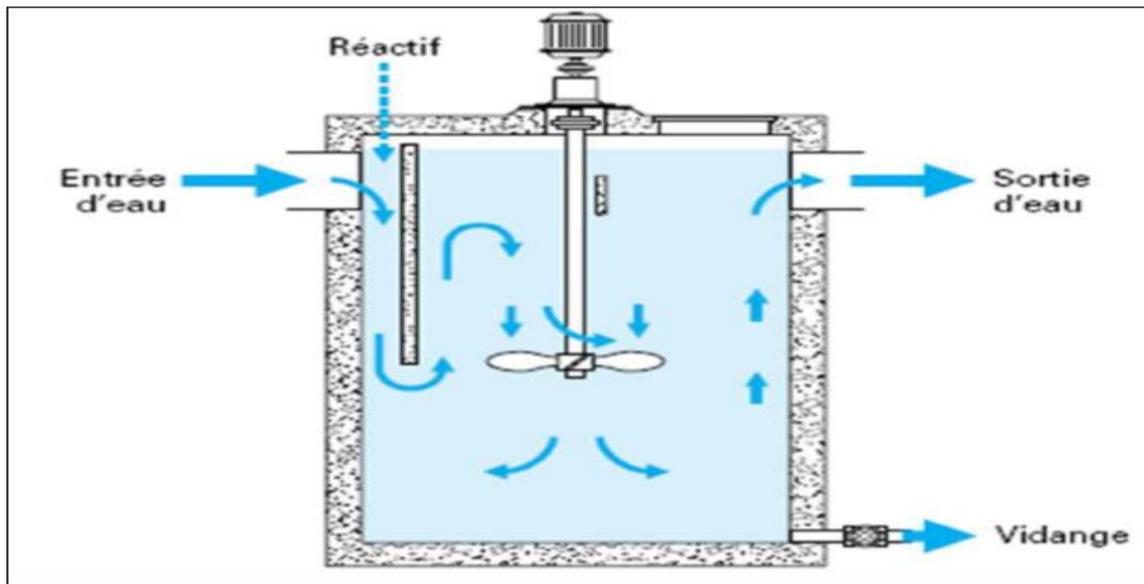


Figure III.5 : Chambre de mélange avec agitateur rapide. [17]

III.4.4 La floculation :

La floculation est l'étape où les particules préalablement déchargées s'agglomèrent en structures plus grosses appelées microflocs. Ces microflocs s'agrègent ensuite en flocons plus volumineux, appelés flocons. Le taux d'agglomération dépend de la probabilité des contacts entre les particules et l'efficacité de ces derniers. La floculation a justement pour but d'augmenter la probabilité de ces contacts lesquels sont provoqués par deux phénomènes: [8]

- **La floculation péricinétique** : ce phénomène est lié à la diffusion brownienne (agitation thermique). Toutes les particules ayant la même énergie cinétique, les plus petites ont alors des vitesses de déplacement plus élevées ce qui augmente leur probabilité de se rencontrer. Le contact est donc induit par les gradients de diffusion et de température.
- **La floculation orthocinétique** : ce phénomène s'applique aux flocons dont la taille est supérieure à la taille critique de $10\mu\text{m}$. En effet, au-delà de cette valeur critique l'agitation thermique ne joue plus qu'un rôle extrêmement mineur sur le mouvement des particules. Seule une agitation mécanique de l'eau correspondant à un régime turbulent faible mais non négligeable, peut alors déplacer les particules et faire se rencontrer les flocons et ainsi les faire s'agglomérer en des structures plus grosses

a) Aides floculants usuels

Les floculants sont des produits qui ont des actions inter-particules par pontage. Ces floculants sont pour la plupart constitués de polymères à haut poids moléculaire possédant des groupes réactifs de charge inverse à celle de la suspension. [20]

Plusieurs aides floculants sont utilisés pour faciliter la floculation:

- Poly électrolytes : polymères de très haut poids moléculaire, qui donnent du corps et de la résistance aux flocons. Les dosages usuels sont de 0,05 à 0,5 mg/l;
- Silice activée : Silice activée par aluminat de sodium, qui alourdit les flocons et agit aussi comme adsorbant pour certains micropolluants. Les dosages usuels sont de 0,5 à 4 mg/l SiO₂. [1]

b) Agitation

La vitesse d'agitation agit sur la probabilité de rencontre des particules. Mais, il n'est pas possible de l'augmenter exagérément. En effet, si elle est trop élevée, les flocs formés subissent un cisaillement mécanique entraînant leur destruction et ils se reforment rarement eux-mêmes. La floculation est donc favorisée par une vitesse d'agitation assez faible qui amène doucement les flocs à se réunir.

III.5 Décantation

C'est un procédé utilisé dans presque toutes les stations de traitement et d'épuration des eaux. Ce procédé sert à l'élimination des flocs déjà formés dont la densité est supérieure à celle de l'eau par l'action de la force de la gravité.

Les flocs s'accumulent au fond du bassin de décantation d'où on les extrait périodiquement. L'eau clarifiée, située près de la surface, est dirigée vers l'unité de filtration.

III.5.1 types de décantation

On distingue quatre types de décantation : [1]

- La décantation de particules discrètes: La vitesse de chute est alors indépendante de la concentration en solide. Les particules conservent leurs propriétés initiales ;
- La décantation de particules floculantes : Ce type de décantation est caractérisé par l'agglomération des particules au cours de leur chute ;
- La décantation freinée : Ce type de décantation est caractérisé par une concentration élevée de particules, ce qui entraîne la formation d'une couche de particules ;
- La décantation en compression de boues : Les particules entrent en contact les unes avec les autres et reposent sur les couches inférieures.

III.5.2 Type et Géométrie des décanteurs

Parmi les différents types des décanteurs, on peut citer :

a) Décanteurs statiques (simples ou lamellaires)

On trouve là de nombreux types de décanteurs, circulaires ou rectangulaires, raclés ou non raclés, précédés ou non d'un flocculateur ; les plus récents peuvent en outre être garnis d'un dispositif de décantation lamellaire (plaques ou tubes, inclinés à 60° sur le plan horizontal), pour tenter

d'augmenter la vitesse de passage qui, sans cela, ne pouvait dépasser : $1,5 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$ sur la surface de décantation (surface des flocculateurs non comprise). [17]

b) Décanteurs à recirculation de boues

Dans ce type d'appareil, les boues sont séparées de l'eau clarifiée dans une zone de décantation. Elles sont ensuite recyclées vers une zone de réaction et de mélange munie d'une agitation mécanique (Accelerator figure. III.5, Tur-bocirculator) ou hydraulique (Circulator figure.III.6, Thermocirculator), fournissant l'énergie simultanément nécessaire à la floculation et à la recirculation des boues. L'eau brute, additionnée des réactifs, est introduite dans cette même zone de mélange. [18]

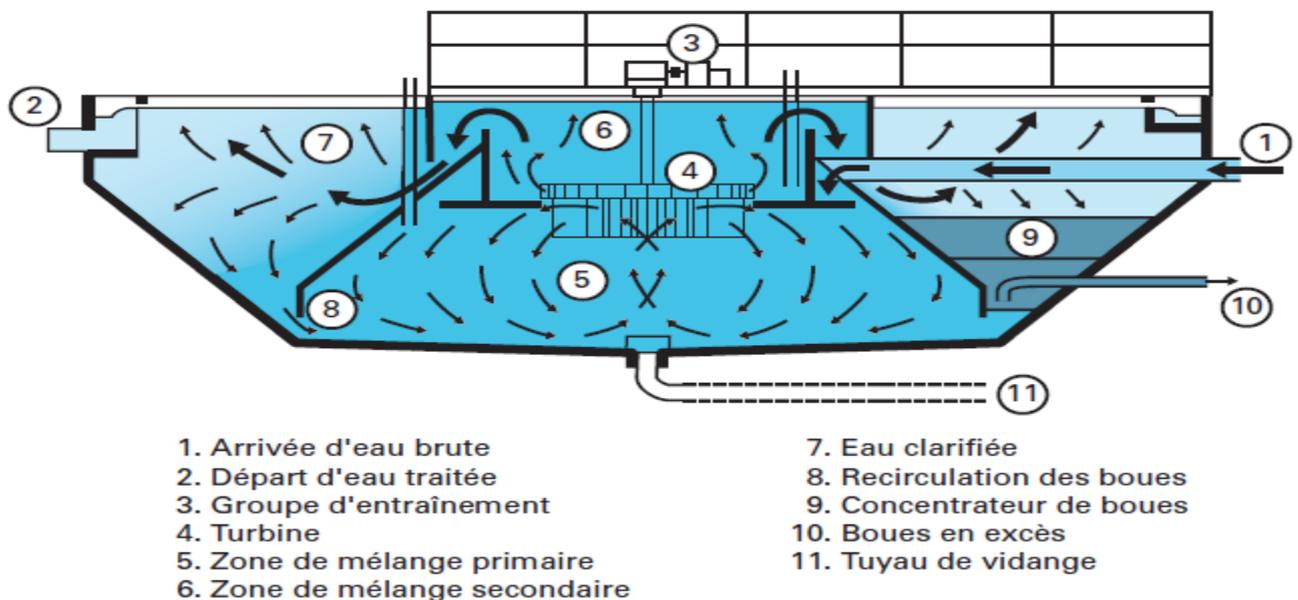


Figure III.6 : Décanteur Accelerator [18]

c) Décanteurs lamellaires à lit de boues

L'adjonction de dispositifs lamellaires au principe de base du Pulsator a donné naissance à une famille d'appareils qui est récapitulée dans la figure 7 ; les deux premiers remontent à plus de vingt ans :

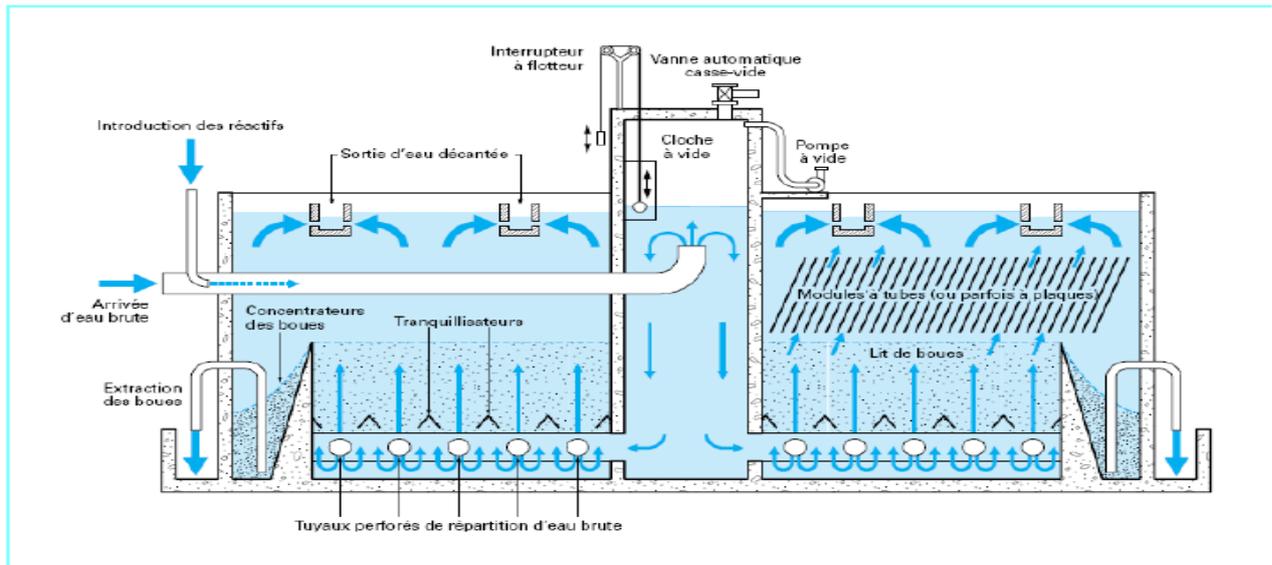


Figure III.7 : Décanteur Pulsatube [18]

d) Décanteurs à floc lesté

Son hydraulique général ressemble un peu à celle du Densadeg, mais avec deux caractéristiques particulières : [18]

- Très grande vitesse sur la surface de décantation ;
- Aucun épaissement des boues, du fait du débit nécessaire pour le recyclage des eaux boueuses sur l'hydrocyclone destiné à récupérer le microsable ;

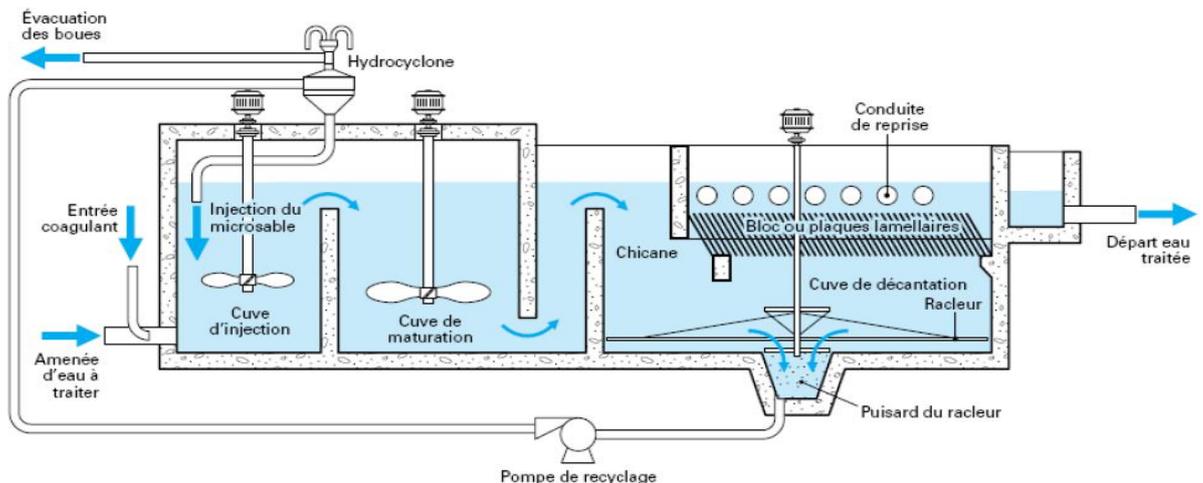


Figure III.8 : Décanteur Actiflo. [18]

III.6 Filtration

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier un liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer à travers un milieu poreux, les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'accumulent, il faut donc nettoyer le milieu de façon continue ou de façon intermittente ; la filtration, habituellement précédée des traitements de coagulation - floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et de certains goûts et odeurs. [8]

Les deux actions fondamentales qu'il faudra effectuer successivement en filtration peuvent être résumées ainsi : [1]

1. Produire une eau propre en retenant les impuretés.
2. Laver le filtre en chassant les impuretés sans perdre ou détériorer le milieu filtrant.

III.6.1 Les différents procédés de filtration

- La filtration par gravité ;
- La filtration par surpression ;
- La filtration sous pression ;

III.6.2 Types de filtres

Pour le traitement d'eau potable, on utilise principalement : [8]

- Des filtres à sable rapides
- Des filtres à sable lent
- Des filtres sous pression
- Des filtres à terre diatomée.
- Des filtres à tambours.

III.6.3 Les types des filtres ouverts

Vu leur coût, la plupart des installations filtrantes de fort débit destinées à l'alimentation d'eau potable, ainsi que bon nombre d'installations de clarification d'eaux industrielles ou résiduaires, utilisent des filtres ouverts, en général en béton.

Il s'agit le plus souvent d'une filtration d'eau décantée, parfois d'une floculation sur filtre, voire d'une filtration directe sans réactif. Le mode de traitement influence la conception technologique des filtres et sur-tout la conception d'ensemble de la batterie filtrante. [18]

Les principaux filtres ouverts sont :

- Les filtres à sable Aquazur ;
- Les filtres bicouches Médiatur ;

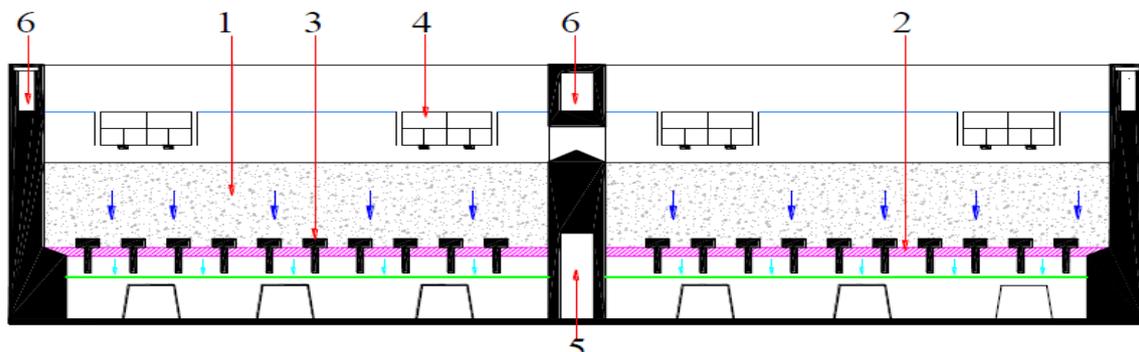
- Les filtres à charbon actif Carbazur ;

a) Les filtres AQUAZUR.T

Ils sont caractérisés par :

- Un lit filtrant, de granulométrie homogène et qui reste homogène après lavage, dont la hauteur est généralement comprise entre 0.80 et 1 m ;
- Une taille effective de matériau compris entre 0.7 et 1.35 mm ;
- Faible hauteur d'eau au-dessus du sable : 0.5m ;
- Une chute géométrique réduite, en général 2m, évitant qu'à un trop fort encrassement n'entraîne un important dégazage de l'eau ;
- La vitesse maximale de filtration peut être de 5 à 10 m/h ;
- Equipé de bosselures, vissée sur un plancher pouvait être constitué :
 - A/ De dalles de polyester armé.
 - B/ De dalles de bétons préfabriqués.

Les filtres T (**figure III.12**) comportant trois vannes principales correspondant à l'eau brute est commandée par un clapet qui se ferme automatiquement pendant le lavage lorsque le niveau d'eau dans le filtre devient supérieur dans la goulotte d'amenée. [17]



1- Sable.

4- Clapet d'entrée d'eau.

2- Plancher.

5- Canal de distribution air-eau de lavage.

3- Buselures.

6- Goulettes d'évacuation des boues.

Figure III.9: Filtre double AQUAZUR type T à plancher béton et canal air-eau [1]

III.7 La désinfection

La désinfection est un traitement qui permet de détruire ou d'éliminer les microorganismes susceptibles de transmettre des maladies. On procède à la désinfection en ajoutant à l'eau une certaine quantité d'un produit chimique doté de propriétés germicides. Les produits chimiques les

plus utilisées sont : le chlore (Cl_2), le dioxyde de chlore (ClO_2) et l'ozone (O_3) ... Sachant que pour choisir un désinfectant on doit passer par plusieurs critères, parmi ces derniers on trouve :

- Le désinfectant ne doit pas être toxique pour les humains ou les animaux ;
- Il doit être soluble dans l'eau ;
- Former avec l'eau une solution homogène ;
- Etre efficace avec les températures normales de l'eau de consommation ;
- Etre facile à manipuler et ne faire courir aucun danger aux opérateurs.

III.7.1 Désinfection par le chlore (Cl_2)

C'est souvent la plus utilisée (80% de la désinfection dans le monde), car ce désinfectant présente plusieurs des avantages comme :

- Il inactive de manière efficace une vaste gamme d'agents pathogènes courants;
- Il laisse dans l'eau un résidu facilement mesurable et dont le suivi est aisé;
- Il est économique;
- Il a plus d'une fois fait ses preuves et contribué au succès du traitement (malgré les dangers associés à l'usage et à la manutention du chlore, particulièrement le chlore gazeux, il conserve une très bonne cote de sécurité).

Par contre l'utilisation du chlore peut entraîner des effets secondaires indésirables qui, dans certain cas, obligent à utiliser d'autres désinfectant, on peut citer aussi plusieurs autres inconvénients comme :

- Il peut provoquer une formation de substances cancérigènes ou d'odeurs désagréables à cause de la réaction avec la matière organique de l'eau ;
- Il n'est pas suffisamment puissant pour éliminer complètement certains microorganismes comme les virus. [8]

III.7.2 Désinfection par l'ozone (O_3)

L'ozone est un gaz instable composé de molécules d'oxygène triatomique, O_3 . Puisque l'ozone se décompose rapidement en oxygène on doit le produire immédiatement avant son utilisation, grâce à l'émission d'un effluve électrique sous haute tension dans une atmosphère contenant de l'air sec imputable à l'énergie électrique et à l'entretien sont très importants. [8]

L'ozone est certainement l'oxydant le plus efficace sur les virus, le fer et le manganèse. Il ne donne pas de goût à l'eau, contrairement au chlore, et oxyde fortement les matières organiques. Pour obtenir un effet désinfectant, Les dosages recommandés sont de 2 à 4 g/l avec des durées de contact de 8 minutes. L'inconvénient majeur de l'ozone est son instabilité qui laisse l'eau sans protection contre les développements des bactéries et autres micro-organismes. [1]

III.7.3 Désinfection par le rayonnement UV

Contrairement aux méthodes de désinfection de l'eau par les produits chimiques, l'irradiation par lumière UV inactive rapidement et efficacement les microorganismes par un processus physique. Lorsque les bactéries, les virus et les protozoaires sont exposés aux longueurs d'ondes germicides de la lumière UV, ils deviennent incapables de se reproduire et perdent leur pouvoir d'infection. [8]

III.8 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons donné un aperçu général sur les différents procédés des traitements des eaux potables.

Nous avons d'abord commencé par le prétraitement ensuite nous avons passé aux processus coagulation-floculation après, la décantation, la filtration et enfin on a terminé par la désinfection.

Chapitre IV :

Présentation de la station existante et estimation des besoins en eaux

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons donner une présentation générale de la station de traitement d'Ain Zada et son extension, après nous allons essayer d'estimer les besoins en eaux de la population des villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma. Ainsi on va déterminer le taux de satisfaction des besoins globaux en eaux de ces villes.

IV.2 Présentation des stations de traitements

IV.2.1 Présentation de la station avant extension

La station de traitement existante d'Ain Zada a pour but d'alimentation en eau potable des villes de Sétif, El Eulma, Bougaà et Bordj Bou Arreridj. Elle a été conçue de manière à traiter un débit de 900 l/s.

a) Situation de la station de traitement (avant extension)

La station de traitement d'Ain Zada est placée juste à l'aval du barrage Ain Zada à environ 1,5 Km.

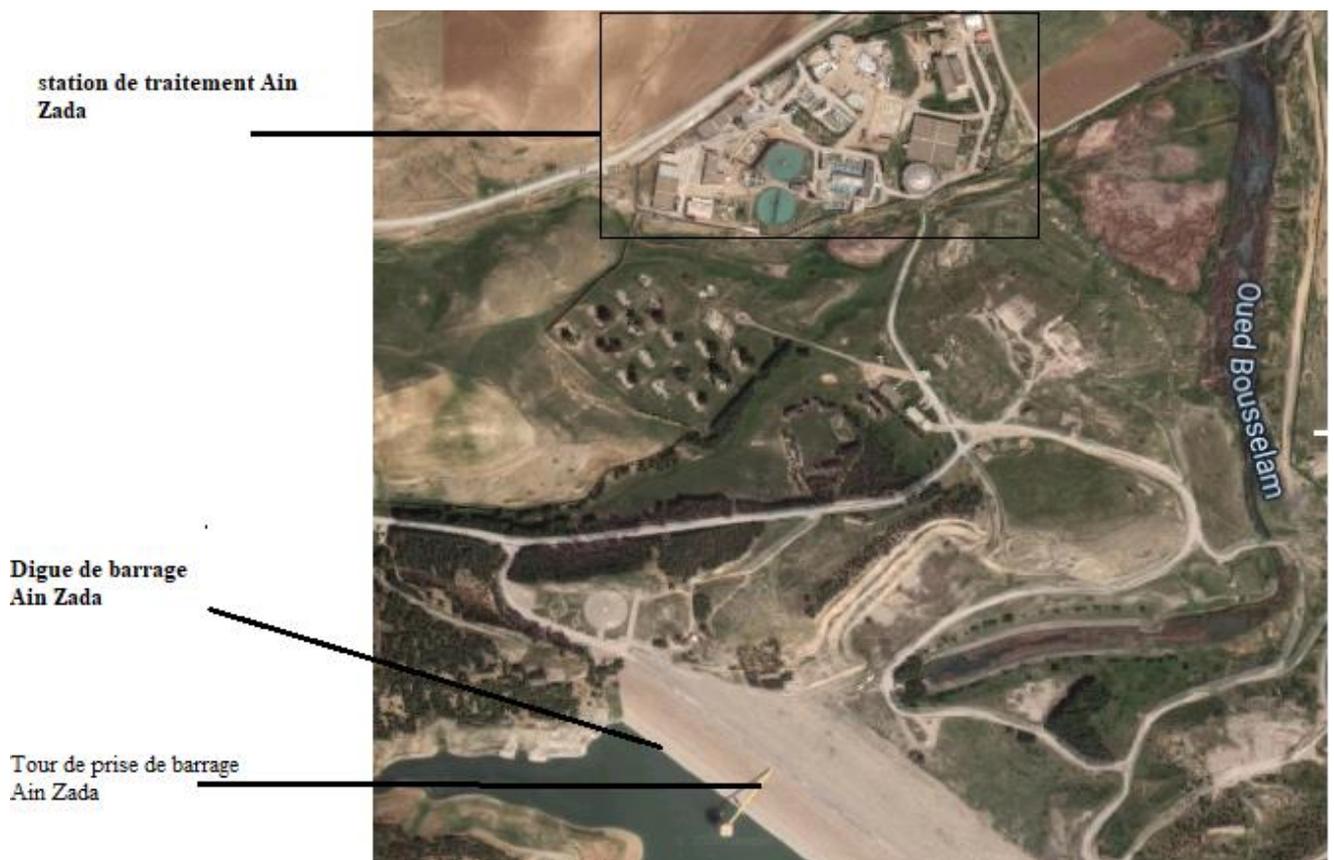


Figure IV.1 : situation de la station par rapport au barrage Ain Zada.

Source: Google maps

b) Description générale de la station de traitement avant extension

La station de traitement d'Ain Zada est mise en service en 1991 est de type conventionnel.

Ses ouvrages sont implantés à l'aval du barrage d'Ain Zada, en rive gauche de l'oued Boussalem, sur un site dont la cote est comprise entre 820 et 840 m NGA.

L'eau brute arrive de la réserve du barrage d'Ain Zada par une conduite de 1200 mm de diamètre qui passe en galerie sous la digue gravitairement, vers les regards A, B et C :

- Le regard A est le regard d'arrivée ;
- Le regard B est le regard de mesure ;
- Le regard C'est le regard pour la Pré-chloration.

L'eau est dirigée d'abord gravitairement vers un bassin de mélange où on injecte des sulfates, polymères, charbon actif et la chaux.

Par la suite l'eau est dirigée vers deux décanteurs circulaires à raclettes (modèle traitement eaux usée).

L'eau issue par les décanteurs passe vers les lits filtrants en 3^{ème} étape.

Une Post-chloration est assurée avant l'arrivée à la réserve d'eau potable de 10.000 m³.

En fin, La station de pompage principale qui regroupera dans un génie civil unique les équipements nécessaires au refoulement vers Sétif et au refoulement vers Bordj Bou Arreridj. [1]

c) Filière de traitement

La station de traitement d'Ain zada comprend cinq (5) filières de traitement:

- Pré -Chloration ;
- Coagulation ;
- Flocculation ;
- Décantation ;
- Filtration ;
- Post-chloration.

d) Capacité de traitement

La station d'Ain Zada a une capacité de traitement de 78000 m³/j maximum ; ce qui fait 900l/s réparti comme suit :

- 600 l/s sont destiné, à l'AEP des villes de Sétif, El Eulma, Bougaà et des agglomérations en cours de route ; Béni-Hocine, Ain Arnet, El-hassi et Ain-Trick.

- 300l/s sont destinés, à l'AEP des villes : Bordj Bou Arreridj et des centres situés en cours de route à savoir : Ain Taghout, Sidi-Embarek et d'autres agglomérations situées hors maille ; El Anasser (pôle universitaire).

e) Qualité de l'eau brute

D'après le laboratoire de la station de traitement d'AIN ZADA les caractéristiques de l'eau brute extraite du barrage d'Ain Zada sont présentées dans le tableau IV.1:

Tableau IV.1 : caractéristiques de l'eau brute du barrage d'Ain Zada.

PH	Les MES (mg/l)	TH (°F)	TAC (°F)
7,3÷8	40÷20.000	35÷50	15÷25

Source : Laboratoire de la station de traitement d'AIN ZADA

f) Les ouvrages de la station de traitement

- *Bâtiments des réactifs*



Figure IV.2 : Les bâtiments des réactifs

Source: Google maps

- 1) **Dosage de polyelectrolite** : Le dosage serait déterminé par des tests sur place, les valeurs utilisées généralement sont comprises entre 0.05 et 0.5 g/m³. Le bac de dosage servirait également de bac de préparation. Ce poste comprend : un bac de préparation, trois agitateurs, un entonnoir d'entrée du produit ainsi qu'une pompe de dosage.

- 2) **Dosage du sulfate d'alumine** : La détermination du dosage serait effectuée par des essais de floculation sur place. Ce poste comprend : deux bacs de préparation ($73 \text{ m}^3 \times 2$), un bac de dosage (10 m^3), pompe pour dissolution du sulfate et un débitmètre.
- 3) **Station du chlore** : Elle comprend : six (06) fûts raccordés pour le dosage, un doseur du chlore, eau de service et le stockage des fûts de chlore.
- 4) **Station de dosage de chaux** : Elle comprend : des silos de stockage, des bacs de préparation, une pompe de refoulement et débitmètre.

- **La station de traitement**



Figure IV.3 : Ouvrages de décantation, filtration, mélange et collecteur

Source: Google maps

- 1) **Regard d'arrivée (A)** : Il comprend : Vanne d'arrêt DN 800.
- 2) **Regard de mesure (B)** : son rôle est de Mesurer : le débit, la conductivité, la valeur du PH, la turbidité et la température.
- 3) **Regard de contrôle (C)** : Il comprend : deux vannes motrices pour débitmètre et l'Injection du chlore.
- 4) **Bassins de mélange et floculation** : son volume est de 1500 m^3 ; il comprend : l'Injection des produits de traitement, huit (08) agitateurs dont quatre (04) à vitesse lente et un (01) PH-mètre à chaque sortie des deux (02) bassins.
- 5) **Les deux décanteurs** : chacun d'entre eux est caractérisé par un diamètre de 40 m, une capacité de 330 m^3 et un pont racleur.
- 6) **Bassin collecteur d'eau clarifiée**

- 7) **Station de filtration** : Elle est introduite par une conduite DN 800 ; elle comprend Dix (10) filtres avec un volume de 60 m³ pour chaque filtre et une surface de 50 m² chacun, la vitesse de filtration est de 7 m/h et la hauteur de la masse de filtration est 1,2 m
- 8) **Regard de mesure H** : son rôle est de mesurer : Le débit ; La température ; La conductivité ; La turbidité ; La valeur du PH et le chlore qui est en excès.
- 9) **Réservoir d'eau traitée** : l'eau traitée est stockée dans un réservoir carré, son volume maximal est 10.000 m³ avec une largeur de 45m et une longueur de 45 m.

- **La Station de pompage et conduites d'adduction**

- 1) **Pompage** : Il s'effectue par un groupe électropompe doté des caractéristiques suivantes (Tableau IV.2) :

Tableau IV.2: caractéristiques du groupe électropompe

Coté	Groupe électropompe	HMT (m)	Vitesse de rotation (tr/min)	Tension (v)	Puissance (KW)	Débit (m ³ /h)
Sétif	1+1	200	1500	5500	860	900
BBA	1+1	291	1500	5500	1300	1080
Bougaa	1+1	237	1500	380	340	360
Station Mahdia	2+1	167	1500	5500	860	900

- 2) **Adduction** : les conduites d'adduction sont caractérisées par (Tableau IV.3):

Tableau IV.3: caractéristiques des conduites d'adduction

Coté	Diamètre	Type	Distance
B.B.Arrerij	700 mm	En acier	Ain Zada-BBA : 36 km
Sétif (station de reprise Mahdia)	1000 mm	En acier	Ain Zada-Sétif : 28,5 km Sétif-El Eulma : 30,5 km (gravitaire)
Bougaa	500 mm	En acier	22 km

IV.2.2 présentation de la 1ère extension

L'extension de la station de traitement du barrage d'Ain Zada, a été conçue de manière à couvrir le débit non traité du volume régularisé du barrage. De ce fait l'extension traite un volume de 300l/s.

a) Description de la chaine de traitement

L'extension a été dimensionnée pour traiter un débit d'eau brute de 300 l/s pour produire une eau potable selon les normes de l'OMS.

L'eau brute qui provient du barrage d'Ain Zada arrive gravitairement vers l'ouvrage de mesure par une conduite d'amenée de 600 mm de diamètre. Où on assure la mesure et la régularisation du débit en utilisant une vanne papillon.

La pré-chloration se fait par injection du chlore dans la conduite d'eau brute par l'intermédiaire d'une pompe doseuse.

On passe par la suite au dégrillage qui se fait par une grille à nettoyage manuel.

Après avoir enlevé toute les grandes particules, l'eau est conduite vers un bassin de mélange où on injecte du sulfate d'aluminium, du charbon actif pour l'adsorption des goûts et des odeurs de l'eau du barrage. Des polyelectrolites pour former les floccs.

L'eau se dirige ensuite vers le décanteur pour éliminer les floccs déjà formés au bassin de mélange.

L'eau est conduite vers une chambre de mélange rapide située après la sortie du décanteur pour ajuster son PH et contrôler sa dureté pour la filtrer ensuite par des filtres à sable rapide.

Enfin vient la désinfection par le chlore comme dernière étape avant que l'eau passe au réservoir d'eau traité de volume de 4000 m³.

b) Capacité de traitement

Cette extension nous a permis d'augmenter la capacité de traitement de la station de Ain Zada par 26000 m³/j ce qui fait 300 l/s réparti comme suit :

- 150 l/s pour le côté Sétif et El Eulma
- 150 l/s pour le côté Bordj Bou Arreridj

Ce qui nous donne une capacité totale de 104000 m³/j soit 1200 l/s (750 l/s pour le côté Sétif et El Eulma et 450 l/s pour le côté Bordj Bou Arreridj).

c) Ouvrages de l'extension

- 1) *Ouvrage de mesure et régulation du débit* : l'ouvrage a été conçu pour effectuer l'isolement de la station, régler le débit d'eau brute, assurer la pré-chloration, Il comporte: Une vanne d'isolement de type papillon manuelle en DN600 ; une vanne papillon qui sert à la mesure du débit d'eau brute donnée ; Un débitmètre installé dans l'ouvrage ; une

pompe doseuse avec un débit de 14,20 m³/h ; un bac de stockage (La hauteur 2 m, largeur 14 m, longueur 2 5m).

- 2) **Dégrilleur** : On utilise dans cette extension un dégrilleur à grille à nettoyage manuel sa longueur est 0,95 m sa largeur est 1,7m et sa hauteur est 0,8 m, ces caractéristiques sont présentées dans le tableau IV.4 :

Tableau IV.4 : Caractéristiques du dégrilleur

Epaisseur des barreaux	Ecartement des barreaux	Inclinaison des grilles
10 mm	40 mm	60°

(L'inclinaison des grilles est mesurée par rapport à l'horizontale, dans le sens inverse du flux).

3) *Coagulation floculation*

Les Caractéristiques des bassins de coagulation et floculation sont présenté dans les tableaux IV.5 et IV.6 :

Tableau IV.5: Caractéristiques du bassin de coagulation

Temps de séjour	volume du bassin	hauteur du bac	surface	largeur	longueur
1,5 min	30 m ³	2 m	15 m ²	2,75 m	5,5 m

Tableau IV.6 : Caractéristiques du bassin de floculation

Temps de séjour	20 min
Volume du bassin	396 m ³
La surface du bassin	107,85 m ²
La profondeur du bassin	3,7 m
La largeur du bassin	7,35 m
La longueur du bassin	14,6 m
Nombre d'agitateur	2
Longueur de la lame de l'agitateur	3,2 m
Largeur de la lame de l'agitateur	0,75 m
Surface de la lame	2,4 m ²
Rayon de rotation	3,525 m

4) *Décantation*

Contrairement à la station de traitement où on utilise deux décanteurs classiques, dans son extension le décanteur est lamellaire à contre courant avec une surface de 74 m² où sa largeur est 4 m et sa longueur est 18,5 m.

5) *Filtration**Tableau IV.7 : caractéristiques des filtres.*

Nombre de filtre	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)	Surface de filtration m ²	Nombre de buses	Caractéristique du sable (mm)
5	9	4	2.3	36 m ²	2160	0,63 – 1,25.

6) *Désinfection*

Le désinfectant utilisé est le chlore. Le volume du chlore utilisé lors de la désinfection est 340 m³, ce dernier est stocké dans un bac de 25 m de longueur, 14m de largeur et 2 m de hauteur.

Tableau IV.8 : Paramètres hydraulique

Paramètre hydraulique	Eau brute	Pré-chloration	Désinfection
Débit (m ³ /s)	1080	14,20	14,20

7) *Réservoir d'eau traitée*

Volume : $V = 4000 \text{ m}^3$;

Diamètre : $D = 29 \text{ m}$.

IV.3 Les besoins en eaux

Le tableau IV.9 comporte les données d'évolution des besoins totaux en eaux des villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma pendant la période (1986 à 2018). (Les valeurs ont été calculées avec la dotation de 180 l/j/hab).

Tableau IV.9 : Evolution des besoins en eaux des régions Sétif-El Eulma-Bordj Bou Arreridj

Années		1986	1988	1990	1992	1994	1996	1998	2000	2002	2004	2006	2008	2010	2012	2014	2016	2018
Sétif	V_m	4080	8670	13740	19320	25470	32250	39710	47920	56950	66870	74130	81900	91096	99610	108124	116638	125152
	V_p	4690	9970	15800	22220	29300	37100	45670	55110	65500	76900	85250	94200	104771	114564	124357	134150	143943
	Q_m	0,05	0,1	0,16	0,22	0,29	0,37	0,46	0,55	0,66	0,77	0,86	0,95	1,058	1,158	1,258	1,358	1,458
	Q_p	0,05	0,12	0,18	0,26	0,34	0,43	0,53	0,64	0,76	0,89	0,99	1,09	1,213	1,326	1,439	1,552	1,665
El Eulma	V_m	2700	4270	6020	7950	10100	12470	15100	18000	21200	24750	27250	30000	33255	36260	39265	42270	45275
	V_p	3100	4900	6920	9150	11600	14350	17350	20700	24400	28450	31350	34400	38165	41600	45035	48470	51905
	Q_m	0,03	0,05	0,07	0,09	0,12	0,14	0,17	0,21	0,25	0,29	0,32	0,35	0,389	0,424	0,459	0,494	0,529
	Q_p	0,04	0,06	0,08	0,11	0,13	0,17	0,2	0,24	0,28	0,32	0,36	0,4	0,44	0,48	0,52	0,56	0,6
Sétif + El Eulma	V_m	6780	12940	19760	27270	35570	44720	54810	65920	78150	91620	101380	111900	124351	135870	147389	158908	170427
	V_p	7790	14870	22720	31370	40900	51450	63020	75810	89900	105350	116600	128600	142936	156164	169392	182620	195848
	Q_m	0,08	0,15	0,23	0,31	0,41	0,51	0,63	0,76	0,91	1,06	1,18	1,3	1,447	1,582	1,717	1,852	1,987
	Q_p	0,09	0,18	0,26	0,37	0,47	0,6	0,73	0,88	1,04	1,21	1,35	1,49	1,653	1,806	1,959	2,112	2,265
Bordj Bou Arreridj	V_m	3430	5720	8420	11570	15250	19500	24450	30150	36700	44250	48250	52550	59285	64920	70555	76190	81825
	V_p	3950	6600	9700	13300	17500	22400	28100	34700	42200	50900	55500	60500	68230	74720	81210	87700	94190
	Q_m	0,04	0,07	0,1	0,13	0,18	0,23	0,28	0,35	0,42	0,51	0,56	0,61	0,688	0,754	0,82	0,886	0,952
	Q_p	0,05	0,08	0,11	0,15	0,2	0,26	0,33	0,4	0,49	0,59	0,64	0,7	0,789	0,864	0,939	1,014	1,089
Totaux	V_m	10210	18660	28180	38840	50820	64220	79260	96070	114850	135870	149630	164450	183636	200790	217944	235098	252252
	V_p	11740	21470	32420	44670	58400	73850	91120	110510	132100	156250	172100	189100	211166	230884	250602	270320	290038
	Q_m	0,12	0,22	0,33	0,44	0,59	0,74	0,91	1,11	1,33	1,57	1,74	1,91	2,135	2,336	2,537	2,738	2,939
	Q_p	0,14	0,26	0,37	0,52	0,67	0,86	1,06	1,28	1,53	1,8	1,99	2,19	2,442	2,67	2,898	3,126	3,354

Source : DRE wilaya de Bordj Bou Arreridj.

 V_m : Volume moyen journalier(m^3) ; V_p : Volume max journalier (m^3) ; Q_m : Débit moyen annuel (m^3/s) ; Q_p : Débit max journalier (m^3/s).

IV.4 Les ressources en eaux

Selon la direction des ressources en eau de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, le chef-lieu de la wilaya bénéficie de 5 forages et un champ de captage destinés à l'alimentation en eau potable de la région. Les ouvrages sont répartis comme suit :

- Deux (02) forages à partir de la commune de Bordj Ghedir de capacité moyenne : 145,75 l/s ;
- Trois (03) forage à partir d'El Anasser de capacité moyenne : 46,5 l/s ;
- Un champ de captage à Lachbore de capacité moyenne : 23,9 l/s.

Selon la direction des ressources en eau de la wilaya de Sétif, la ville de Sétif et El Eulma sont alimentées par :

- Trente-deux (32) forages offrant un débit total de 475 l/s destiné à alimenter les deux villes en eaux potable.
-

IV.5 Estimations des besoins en eaux

Pour l'estimation de la quantité d'eau nécessaire pour l'alimentation des villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma. Nous avons opté pour la méthode graphique avec le « **LOGICIEL EXCEL** », cette méthode consiste à faire prolonger la tendance des graphes d'évolutions des besoins en eaux de ces villes, voire tableau IV.10 et les figure IV.4 a IV.9 :

IV.5.1 Coté Sétif

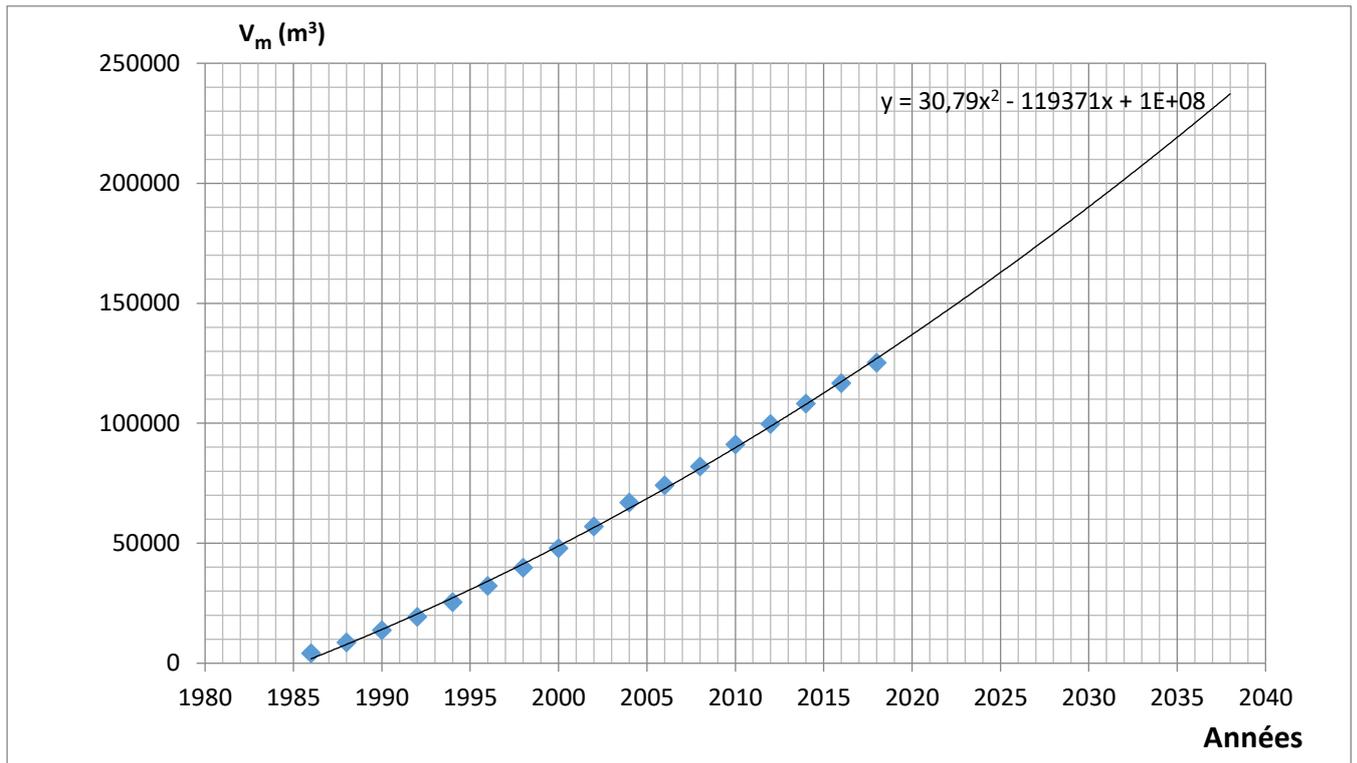


Figure IV.4: Estimation du Volume moyen journalier de la ville de Sétif

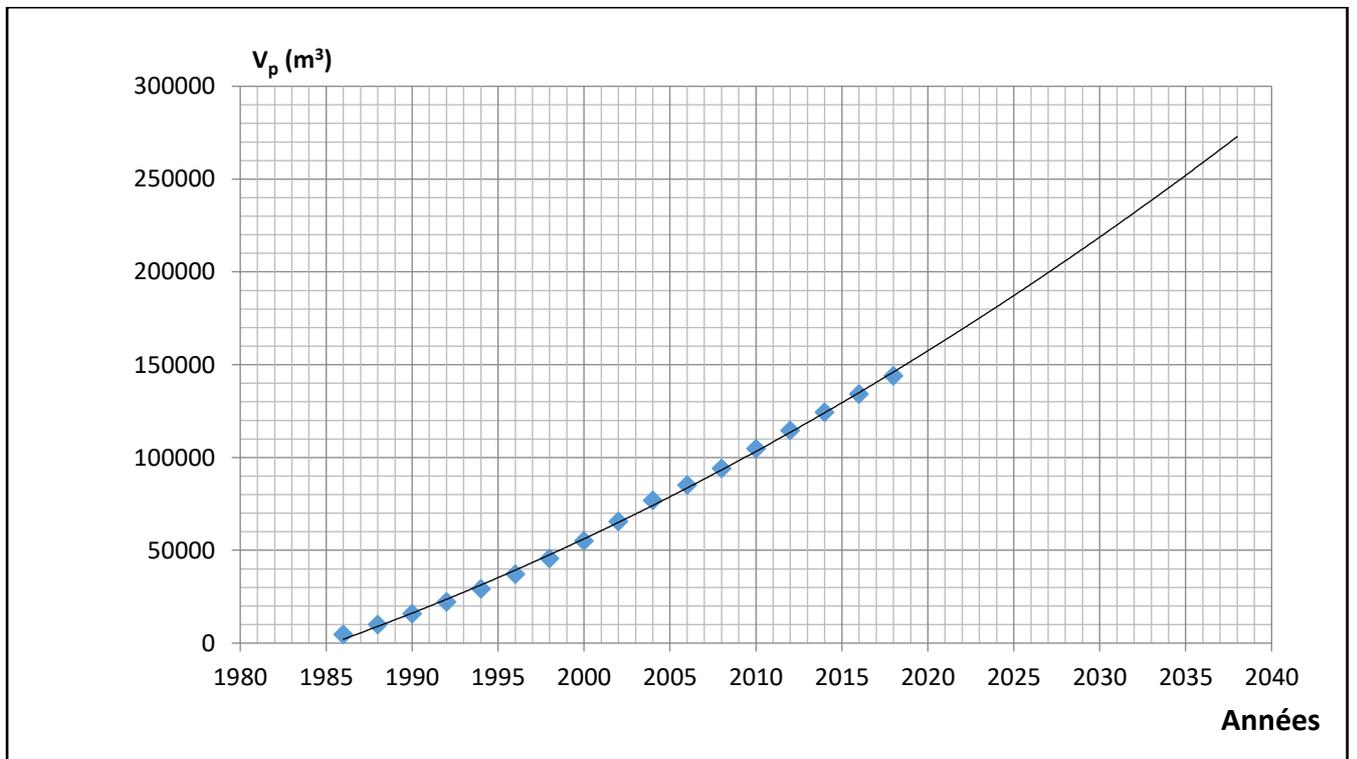


Figure IV.5 : Estimation du volume max journalier de la ville de Sétif.

IV.5.2 Coté El Eulma

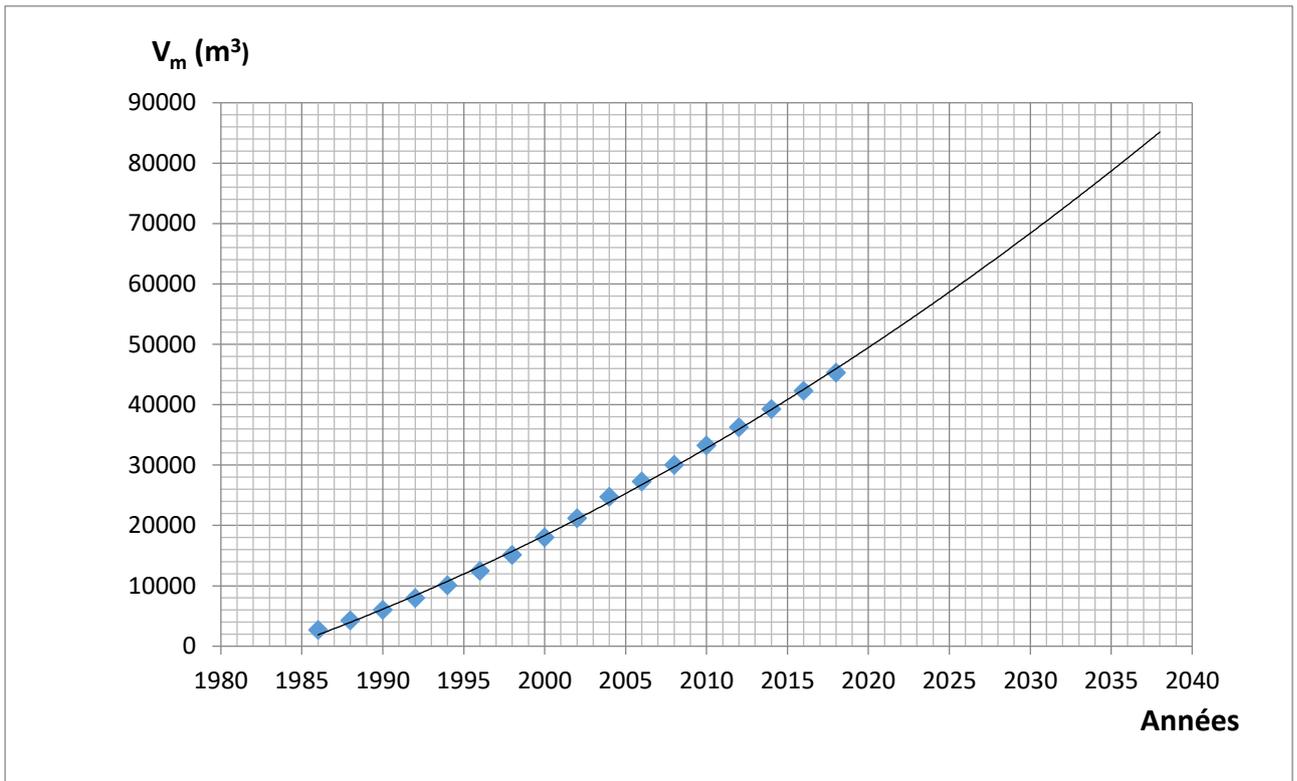


Figure IV.6 : Estimation du Volume moyen journalier de la ville d'El Eulma

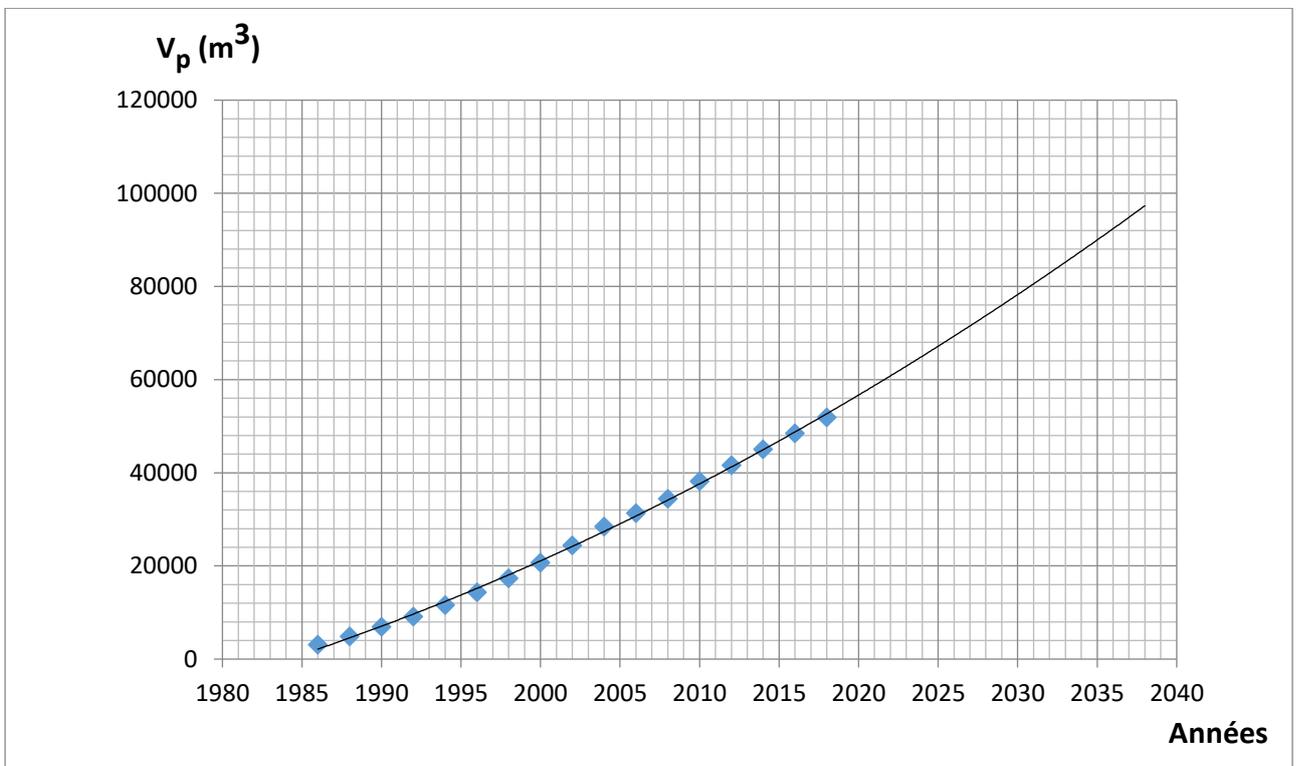


Figure IV.7 : Estimation du volume max journalier de la ville d'El Eulma.

IV.5.3 Coté Bordj Bou Arreridj

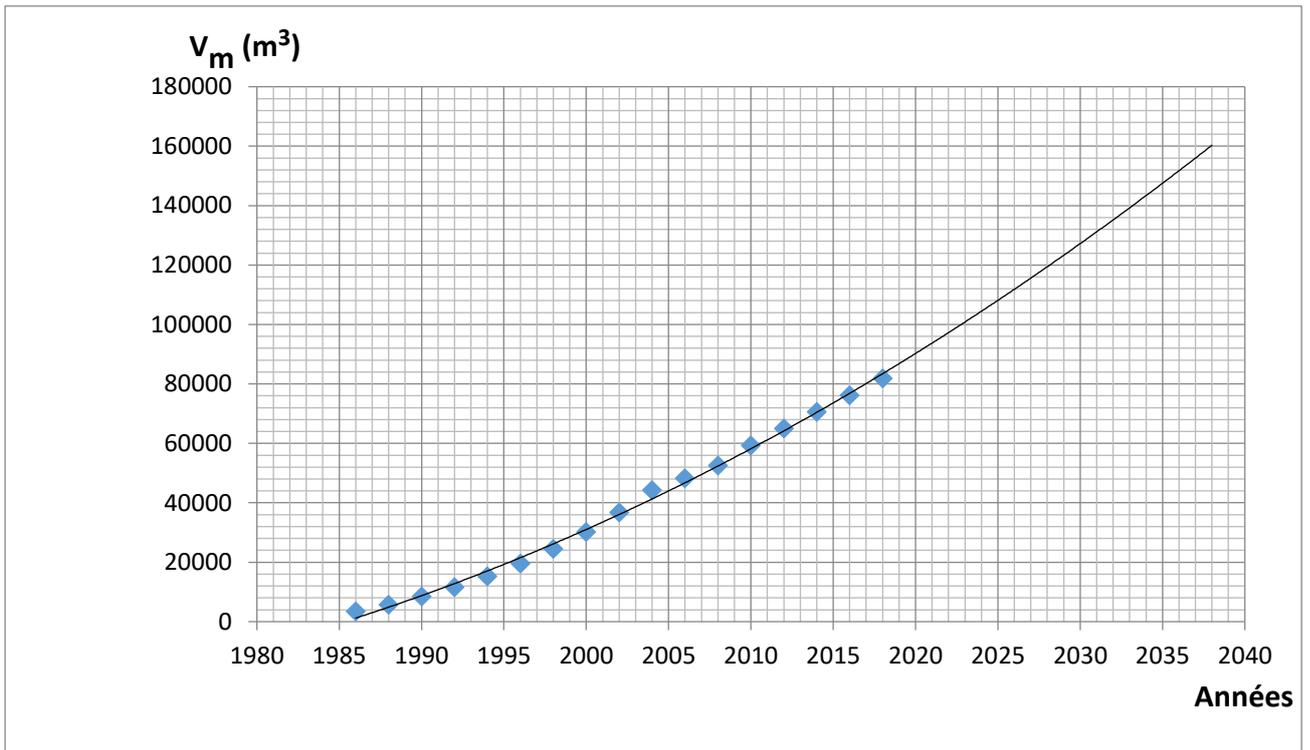


Figure IV.8 : Estimation du Volume moyen journalier de la ville de Bordj Bou Arreridj.

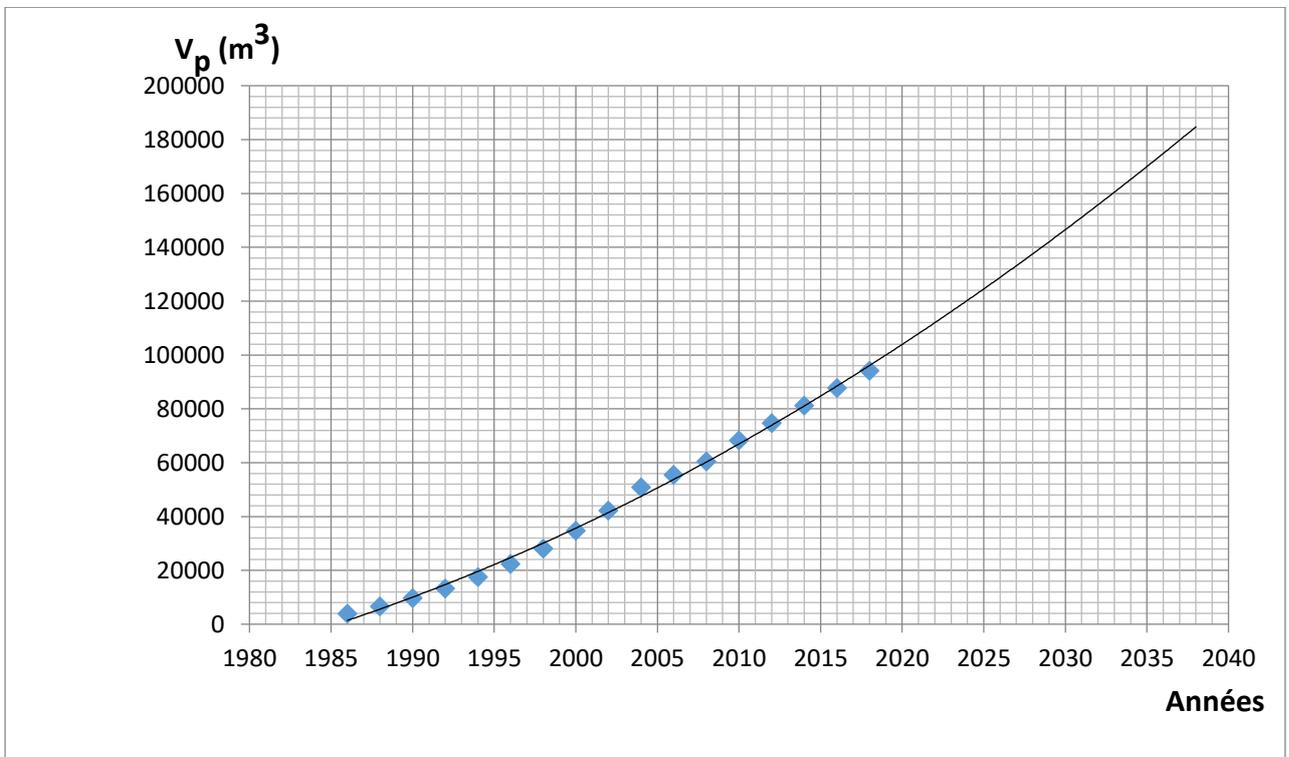


Figure IV.9 : Estimation du volume max journalier de la ville de Bordj Bou Arreridj.

Tableau IV.10 : Estimation des besoins en eaux.

Années		2018	2020	2030	2035
<i>Sétif</i>	V_m	125152	137748	191029	219979
	V_p	143943	159236	220528	253830
	Q_m	1,458	1,594	2,211	2,546
	Q_p	1,665	1,843	2,552	2,938
<i>El Eulma</i>	V_m	45275	49470	68394	78695
	V_p	51905	56690	78255	89979
	Q_m	0,529	0,573	0,792	0,911
	Q_p	0,6	0,656	0,906	1,041
<i>Sétif + El Eulma</i>	V_m	170427	186378	258575	297822
	V_p	195848	214176	297016	342034
	Q_m	1,987	2,157	2,993	3,447
	Q_p	2,265	2,479	3,438	3,959
<i>Bordj Bou Arreridj</i>	V_M	81825	90245	127205	147521
	V_P	94190	103921	146546	169985
	Q_m	0,952	1,045	1,472	1,707
	Q_p	1,089	1,203	1,696	1,967
<i>Totaux</i>	V_m	252252	276664	385821	445384
	V_p	290038	318098	443562	512018
	Q_m	2,939	3,202	4,466	5,155
	Q_p	3,354	3,682	5,134	5,926

V_m : Volume moyen journalier (m3) ;

V_p : Volume max journalier (m3) ;

Q_m : Débit moyen annuel (m3/s) ;

Q_p : Débit max journalier (m3/s).

IV.6 Taux de satisfaction des besoins en eaux

IV.6.1 Avant la deuxième extension

La station de traitement d'Ain Zada et son extension, traitent un débit de 1200 l/s. elle est destinée à alimenter les villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma. Le débit est réparti comme suit :

- 750l/s destinée pour alimenter Sétif + El Eulma ;
- 450l/s destiné pour alimenter BBA ;

a) Coté Sétif + El Eulma

- Le débit refoulé par la station existante est :

$$750 \text{ l/s} \rightarrow 64800 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit donné par les 32 forages est :

$$475 \text{ l/s} \rightarrow 41040 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc le volume moyen journalier total est :

$$V_{\text{Moy}} = 105840 \text{ m}^3$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux IV.11 et IV.12 :

Tableau IV.11 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Sétif + El Eulma)

<i>Année</i>	<i>2018</i>	<i>2020</i>	<i>2030</i>	<i>2035</i>
V_m (m³)	170427	186378	258575	297822
V_{Moy} (m³)	105840	105840	105840	105840
Taux (%)	62,10	56,79	40,93	35,54

Tableau IV.12: Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Sétif + El Eulma)

<i>Année</i>	<i>2018</i>	<i>2020</i>	<i>2030</i>	<i>2035</i>
V_p (m³)	195848	214176	297016	342034
V_{Moy} (m³)	105840	105840	105840	105840
Taux (%)	54,04	49,42	35,63	30,94

b) Coté Bordj Bou Arreridj

- Le débit refoulé par la station existante est :

$$450 \text{ l/s} \rightarrow 38880 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit refoulé par les deux (02) forages qui se situent dans la commune de Bordj Ghedir est:

$$145,75 \text{ l/s} \rightarrow 12593 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit refoulé par les trois (03) forages qui se situent dans la commune d'El Anasser est:

$$46,5 \text{ l/s} \rightarrow 4018 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit refoulé par le champ de captage à Lachbore est :

$$23,9 \text{ l/s} \rightarrow 2065 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc le volume moyen journalier total est :

$$V_{\text{Moy}} = 57556 \text{ m}^3$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux IV.13 et IV.14 :

Tableau IV.13 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (coté BBA)

<i>Année</i>	2018	2020	2030	2035
V_m (m³)	81825	90245	127205	147521
V_{Moy} (m³)	57556	57556	57556	57556
Taux (%)	70,34	63,78	45,25	39,02

Tableau IV.14 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (coté BBA)

<i>Année</i>	2018	2020	2030	2035
V_p (m³)	94190	103921	146546	169985
V_{Moy} (m³)	57556	57556	57556	57556
Taux (%)	61,11	55,38	39,28	33,86

c) Besoins totaux

- Le débit donné par la station existante est : 1200 l/s → 103680 m³/j
- Le débit donné par les 37 forages est : 667,25 l/s → 57651 m³/j
- Le débit donné par le captage est : 23,9 l/s → 2065 m³/j

Donc le volume moyen journalier total est : $V_{\text{Moy}} = 163396 \text{ m}^3$

Les résultats sont présentés dans les tableaux IV.15 et IV.16 :

Tableau IV.15: Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier

<i>Année</i>	<i>2018</i>	<i>2020</i>	<i>2030</i>	<i>2035</i>
V_m (m³)	252252	276664	385821	445384
V_{Moy} (m³)	163396	163396	163396	163396
Taux (%)	64,77	59,06	42,35	36,69

Tableau IV.16 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier

<i>Année</i>	<i>2018</i>	<i>2020</i>	<i>2030</i>	<i>2035</i>
V_p (m³)	290038	318098	443562	512018
V_{Moy} (m³)	163396	163396	163396	163396
Taux (%)	56,34	51,37	36,84	31,91

IV.6.2 Après deuxième extension

On va dimensionner la deuxième extension de la station de traitement d'Ain Zada avec un débit de 150 l/s.

Ce débit est calculé par rapport au volume régularisé du barrage d'Ain Zada qui est de l'ordre de 43 Mm³/an comme suit :

1ère station traite 1200 l/s → 37,8432 Mm³/an;
 La différence du volume est : 43 -37,8432 = 5,1568 Mm³/an ;
 Donc : l'extension va traiter : 5,1568 Mm³/an → 150 l/s

Ce débit est répartie comme suit :

- 100 l/s → coté Sétif +El Eulma ;
- 50 l/s → coté Bordj Bou Arreridj.

a) Coté Sétif + El Eulma

- Le débit refoulé par la station après extension est :

$$850 \text{ l/s} \rightarrow 733440 \text{ m}^3/\text{j} ;$$

- Le débit refoulé par les 32 forages est :

$$475 \text{ l/s} \rightarrow 41040 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Donc le volume moyen journalier sera égale :

$$V_{\text{Moy}} = 114480 \text{ m}^3$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux IV.17 et IV.18 :

Tableau IV.17 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Sétif + El Eulma)

<i>Année</i>	2018	2020	2030	2035
V_m (m³)	170427	186378	258575	297822
V_{Moy} (m³)	114480	114480	114480	114480
Taux (%)	67,17	61,42	44,27	38,44

Tableau IV.18: Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté Sétif + El Eulma)

<i>Année</i>	2018	2020	2030	2035
V_p (m³)	195848	214176	297016	342034
V_{Moy} (m³)	114480	114480	114480	114480
Taux (%)	58,45	53,45	38,54	33,47

b) Coté Bordj Bou Arreridj

- Le débit refoulé par la station après extension est :

$$500\text{s} \rightarrow 43200 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit refoulé par les deux (02) forages qui se situent dans la commune de Bordj Ghedir est:

$$145,75 \text{ l/s} \rightarrow 12593 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit refoulé par les trois (03) forages qui se situent dans la commune d'El Anasser est:

$$46,5 \text{ l/s} \rightarrow 4018 \text{ m}^3/\text{j}$$

- Le débit refoulé par le champ de captage à Lachbore est :

$$23,9 \text{ l/s} \rightarrow 2065 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc le volume moyen journalier total sera égale à :

$$V_{\text{Moy}} = 61876 \text{ m}^3.$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux IV.19 et IV.20 :

Tableau IV.19 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté BBA).

<i>Année</i>	2018	2020	2030	2035
V_m (m³)	81825	90245	127205	147521
V_{Moy} (m³)	61876	61876	61876	61876
Taux (%)	75,62	68,56	48,64	41,94

Tableau IV.20 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté BBA).

<i>Année</i>	2018	2020	2030	2035
V_p (m³)	94190	103921	146546	169985
V_{Moy} (m³)	61876	61876	61876	61876
Taux (%)	65,69	59,54	42,22	36,40

c) Besoins totaux

- Le débit donné par la station après extension est : 1350 l/s → 116640 m³/j
- Le débit donné par les 37 forages est : 667,25 l/s → 57651 m³/j
- Le débit donné par le captage est : 23,9 l/s → 2065 m³/j

Donc le volume moyen journalier total est : V_{Moy} = 163396 m³

Les résultats sont présentés dans les tableaux IV.21 et IV.22 :

Tableau IV.21: Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier

<i>Année</i>	2018	2020	2030	2035
V_m (m³)	252252	276664	385821	445384
V_{Moy} (m³)	176356	176356	176356	176356
Taux (%)	69,91	63,74	45,71	39,60

Tableau IV.22 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier

<i>Année</i>	2018	2020	2030	2035
V_p (m³)	290038	318098	443562	512018
V_{Moy} (m³)	176356	176356	176356	176356
Taux (%)	60,80	55,44	39,76	34,44

IV.7 Résultat final

La comparaison entre le taux total de satisfactions des besoins en eaux avant et après extension est présentée dans les tableaux IV.23 et IV.24 :

Tableau IV.23 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant et après extension du volume moyen journalier

<i>Année</i>	<i>2018</i>	<i>2020</i>	<i>2030</i>	<i>2035</i>
Taux avant extension (%)	64,77	59,06	42,35	36,69
Taux après extension (%)	69,91	63,74	45,71	39,60

Tableau IV.24 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant et après extension du volume max journalier

<i>Année</i>	<i>2018</i>	<i>2020</i>	<i>2030</i>	<i>2035</i>
Taux avant extension (%)	56,34	51,37	36,84	31,91
Taux après extension (%)	60,80	55,44	39,76	34,44

IV.8 Recommandation

Nous remarquons que même après une 2^{ème} extension, la satisfaction des besoins en eau potable reste non satisfaisante (39,6 % en 2035).

Pour établir un équilibre entre les besoins et la quantité d'eau traiter (03 Stations), un barrage sera mis en service dans environs 2 ans pour alimenter la région de Sétif, donc les eaux du barrage de Ain Zada (1350 l/s) seront destinées pour l'AEP de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Source : DRE de la wilaya de Bordj Bou Arreridj

IV.8.1 Taux de satisfaction de la wilaya de BBA avec un débit de 1200 l/s (avant extension)

- Le débit refoulé par la station après extension est : 1200 l/s → 103680 m³/j
- Le débit refoulé par les deux (02) forages qui se situent dans la commune de Bordj Ghedir est: 145,75 l/s → 12593 m³/j
- Le débit refoulé par les trois (03) forages qui se situent dans la commune d'El Anasser est: 46,5 l/s → 4018 m³/j
- Le débit refoulé par le champ de captage à Lachbore est : 23,9 l/s → 2065 m³/j

Donc le volume moyen journalier total destiné à l'AEP de B.B.Arreridj est :

$$V_{\text{Moy}} = 122347 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul du taux de satisfaction des besoins en eaux (Coté BBA) avant une deuxième extension sont présentés dans les tableaux IV.25 et IV.26 :

Tableau IV.25 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier avec un débit de 1200 l/s (Coté BBA).

Année	2020	2025	2030	2035
$V_m(m^3)$	90245	108113	127205	147521
$V_{Moy}(m^3)$	122347	122347	122347	122347
Taux (%)	136	113	96	83

Tableau IV.26 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier avec un débit 1200 l/s (Coté BBA).

Année	2020	2025	2030	2035
$V_p(m^3)$	103921	124525	146546	169985
$V_{Moy}(m^3)$	122347	122347	122347	122347
Taux (%)	118	98	83	72

IV.8.2 Taux de satisfaction de la wilaya de BBA avec un débit de 1350 l/s (après extension)

- Le débit refoulé par la station après extension est : 1350 l/s → 116640 m³/j
- Le débit refoulé par les deux (02) forages qui se situent dans la commune de Bordj Ghedir est: 145,75 l/s → 12593 m³/j
- Le débit refoulé par les trois (03) forages qui se situent dans la commune d'El Anasser est: 46,5 l/s → 4018 m³/j
- Le débit refoulé par le champ de captage à Lachbore est : 23,9 l/s → 2065 m³/j

Donc le volume moyen journalier destiné à l'AEP de B.B.Arréridj total est :

$$V_{Moy} = 135316 \text{ m}^3$$

Les résultats de calcul du taux de satisfaction des besoins en eaux (Coté BBA) sont présentés dans les tableaux IV.25 et IV.26 :

Tableau IV.27 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier avec un débit de 1350 l/s (Coté BBA).

Année	2020	2025	2030	2032	2035
$V_m(m^3)$	90245	108113	127205	135184	147521
$V_{Moy}(m^3)$	135316	135316	135316	135316	135316
Taux (%)	150	125	106	100	92

Tableau IV.28 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier avec un débit de 1350 l/s (Coté BBA).

<i>Année</i>	2020	2025	2030	2035
V_p(m³)	103921	124525	146546	169985
V_{Moy}(m³)	135316	135316	135316	135316
Taux (%)	130	109	92	80

IV.8.3 Analyse des résultats

Les tableaux IV.25, IV.26, IV.27 et IV.28, indiquent qu'après la mise en service du nouveau barrage de Sétif l'eau traitée par la station de traitement de Ain Zada pourra satisfaire les besoins en eaux de la wilaya de Bordj Bou Arreridj :

Avant une deuxième extension :

- Jusqu'à l'année 2025 par rapport au volume moyen journalier.
- Jusqu'à l'année 2020 par rapport au volume max journalier.

Après une deuxième extension :

- Jusqu'à l'année 2032 par rapport au volume moyen journalier.
- Jusqu'à l'année 2025 par rapport au volume max journalier.

IV.9 Conclusion

D'après les résultats obtenus par notre étude, on remarque que même après une deuxième extension de la station de traitement d'Ain Zada, le taux de satisfaction des besoins en eaux reste toujours insuffisant pour assurer tous les besoins en eaux de la région surtout à l'horizon de 2035.

Après la mise en service du nouveau barrage à Sétif, les eaux traitées par notre station pourront satisfaire les besoins en eaux de la wilaya de Bordj Bou Arreridj jusqu'à l'année 2032.

Chapitre V :

Dimensionnement

V.1 Introduction

Dans ce chapitre nous essayerons de dimensionner une deuxième extension pour la station de traitement d'Ain Zada, de manière à ce que tout le volume régularisé du barrage Ain Zada soit traité. Pour cela la capacité de traitement sera 150 l/s.

V.2 Les caractéristiques moyennes d'eau brute

Les analyses réalisées au sein du laboratoire de la station d'Ain Zada nous informent sur les différentes caractéristiques de l'eau du barrage Ain Zada. Les valeurs sont présentées dans le tableau V.1 :

Tableau V.1 : Qualité de l'eau brute (2018) et les valeurs de l'O.M.S

<i>Paramètre</i>	<i>Valeur</i>	<i>Valeur de l'O.M.S</i>	<i>Observation</i>
<i>Débit</i>	150 l/s	-	-
<i>Débit journalier</i>	12 960 m ³ /j	-	-
<i>Température</i>	17,85 °c	Doit être acceptable	Bonne
<i>PH</i>	8,17	6,5-8,5	Bonne
<i>Turbidité</i>	7,61 NTU	5 NTU	Mauvaise
<i>Conductivité</i>	1766,36 ms/cm	2500 ms/cm	Bonne
<i>Rs</i>	756,67 mg/l	1000 mg/l	Bon
<i>MO</i>	6,99 mgO ₂ /l	-	-
<i>TH</i>	29,99 °F	50 °F	Bonne
<i>HCO₃⁻</i>	168,6 mg/l	-	-
<i>Ca⁺²</i>	55,02 mg/l	250 mg/l	Bonne
<i>Mg⁺²</i>	38,97 mg/l	150 mg/l	Bonne
<i>Na⁺</i>	118,9 mg/l	200 mg/l	Bonne
<i>K⁺</i>	7,53 mg/l	-	-
<i>Cl⁻</i>	174,17 mg/l	250 mg/l	Bonne
<i>So₄⁻²</i>	145,13 mg/l	250 mg/l	Bonne
<i>No₃</i>	1,37 mg/l	44 mg/l	Bonne
<i>No₂</i>	0,14 mg/l	3 mg/l	Bonne
<i>Nh₄</i>	1,49 mg/l	1,5 mg/l	Bon
<i>Couleur</i>	≈ 15 mg de platine/l	15 pt-Co	Bonne

Source : DRE wilaya de Bordj Bou Arreridj

- Les données indiquées ci-dessus sont des valeurs moyennes de l'année 2018.
- Les prélèvements sont effectués à une profondeur de 4 m ; la prise du barrage 848 m. (Source : laboratoire de la station de traitement de Ain Zada) "Directives de qualité pour l'eau de boisson" (édité par l'OMS, deuxième édition, 1994). (Source : publication OMS)

V.2.1 Analyse des données

a) Sur le plan microbiologique :

Comme l'indique le tableau V.1, il existe une légère présence de la matière organique non importante.

b) Sur le plan physico-chimique :

Les analyses n'indiquent aucun polluant indésirable ni le fer ni l'ammoniac ni le manganèse, ainsi la minéralisation globale et l'aspect physique de l'eau conformément aux normes de l'OMS.

V.3 Objectif de la station de traitement

L'objectif de la station de traitement d'Ain Zada est la potabilisation des eaux brutes extraites du barrage Ain Zada avant sa mise en distribution, c'est-à-dire satisfaire les normes qualitatives et quantitatives d'eau potable exigées par l'OMS pour l'eau potable destinée à la consommation domestique.

Les opérations de traitement de l'eau nous permettront d'éliminer les corps solides, les algues, écumes grasses et autres matières surnageâtes légères. Elles nous permettront aussi d'éliminer la matière organique et les gaz.

V.4 Description de la chaîne de traitement proposée

D'après le tableau des caractéristiques de l'eau brute en remarque que la qualité de l'eau n'exige pas des procédés de traitement très poussés.

Les filières de traitement d'eau de notre extension sont :

- Prétraitement comprendra le dégrillage et la pré-chloration ;
- Coagulation ;
- Flocculation ;
- Décantation ;
- Filtration ;
- Désinfection.

Et la chaîne des ouvrages de notre extension sera dimensionnée comme suit :

- Conduite d'amenée ;
- Ouvrage de mesure et régulation du débit ;
- Dégrilleur ;
- Bassin de coagulation ;
- Bassin de flocculation ;
- Bassin de décantation ;
- Chambre de mélange rapide pour l'ajustement du PH ;
- Filtre ;
- Désinfection ;
- Réservoir de stockage d'eau traitée.

Le schéma de la filière de traitement est présenté dans la figure V.1 :

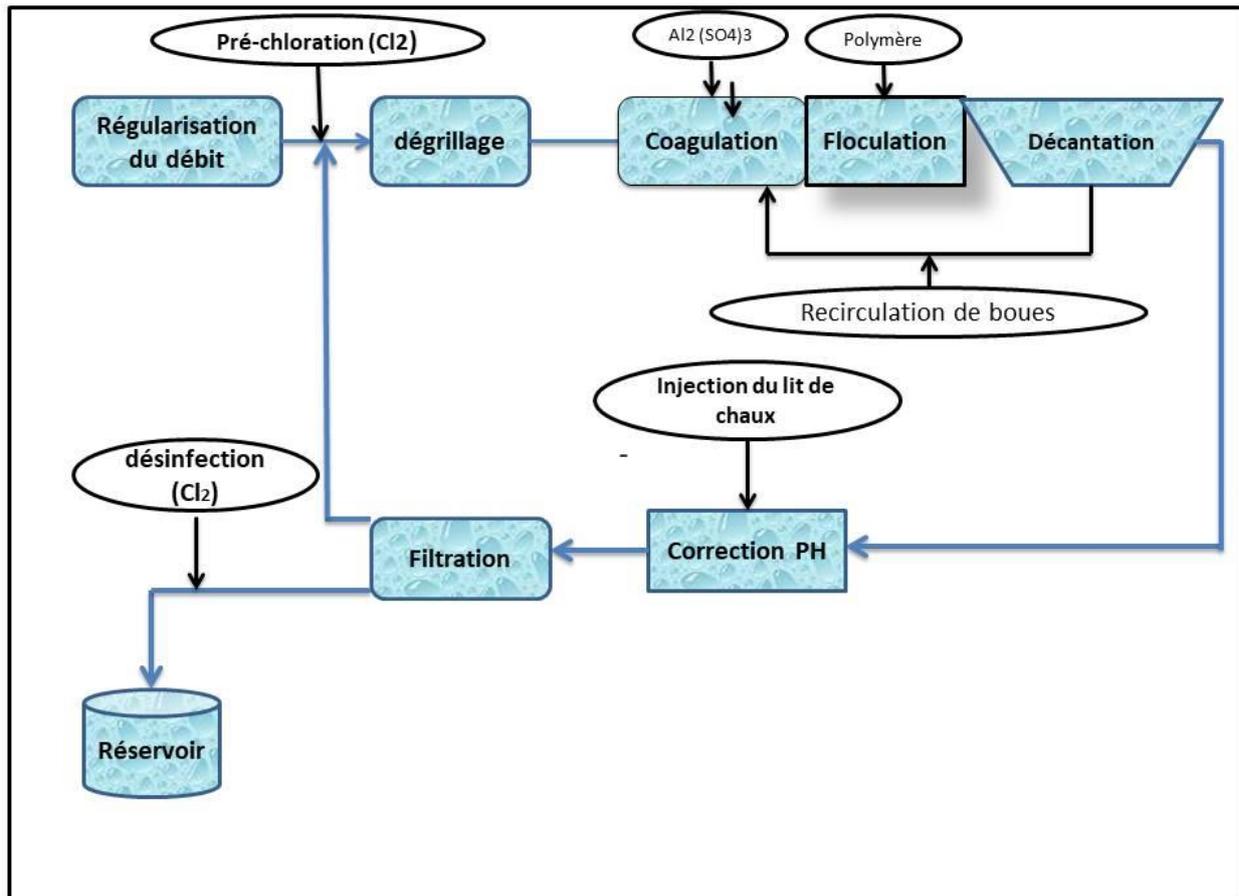


Figure V.1 : La filière de traitement de l'eau du barrage.

V.5 Dimensionnement de la chaîne de traitement

V.5.1 Ouvrage de mesure et régulation du débit

Les eaux brutes de la station proviennent du barrage d'AIN ZADA. Elles s'écoulent gravitairement vers la station de traitement.

On a : $Q_{EB} = 150 \text{ l/s}$ → donc la conduite d'amené à $D = 400 \text{ mm}$ (pour obtenir une vitesse d'écoulement presque égale à 1 m/s)

On obtient : **$V=1,19 \text{ m/s}$**

Les fonctions principales de l'ouvrage sont :

- L'isolement de la station au moyen d'une vanne papillon manuelle en DN400 ;
- Le réglage du débit d'eau brute qui sera assuré par une vanne papillon servie à la mesure du débit d'eau brute donnée, par un débitmètre installé dans l'ouvrage ;

- Assure également une fonction de sécurité contre les débordements ;
- Par piquage à la conduite d'arrivée en aval de la vanne d'isolement manuelle, cet ouvrage permet d'assurer la pré-chloration.

V.5.2 Pré-chloration

a) Pompe doseuse

$$Q_{EB} \cdot C_{\text{chlore}} = q_p \cdot C_s \quad \longrightarrow \quad q_p = \frac{Q_{EB} \cdot C_{\text{chlore}}}{C_s} \quad (\text{V.1})$$

Avec :

Q_{EB} : débit de l'eau brute ;

C_{chlore} : Dose optimal de chloration (1 à 2 g/m³) ;

C_s : Concentration de chlore (48°F) soit 1°F= 3.17 g/l de Cl₂ ;

q_p : Débit de la pompe doseuse.

A.N:

$$q_p = \frac{0,15 \cdot 2}{152,16} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$$

$$q_p = 7,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{h}$$

b) Bac de stockage

t_s : le temps de séjour de l'eau dans le bac de chloration qui est en général de l'ordre de 24h.

On calcule :

$$\text{Le volume : } V_c = q_p \cdot t_s \quad (\text{V.2})$$

NB:

Le dimensionnement du bac de stockage du chlore se fait à la fin de notre chapitre ; après la détermination du volume du chlore dans la phase de désinfection.

Le volume du chlore utilisé dans la pré-chloration :

$$V_c = 7,1 \cdot 10^{-3} \cdot 24 = 0,2 \text{ m}^3.$$

Donc on prend :

$$V_c = 0,2 \text{ m}^3$$

V.5.3 Dégrileur

Le dégrillage constitue la première étape du prétraitement. Il a pour objet de retenir les éléments les plus grossiers susceptibles d'être véhiculés par le réseau, afin de protéger les ouvrages de traitement à l'aval et d'éviter la présence de matériaux non biodégradables dans les boues.

Il existe trois types des dégrilleurs :

- **Grilles à nettoyage manuel** : sont des grilles composées de barreaux généralement inclinés sur l'horizontal de 60 à 80 degrés. Ces grilles sont destinées à de petites collectivités et nécessitent un nettoyage manuel régulier par l'intermédiaire d'un râteau. [19]
- **Grilles mobiles à nettoyage automatique** : Ces grilles sont composées d'une série de tamis rectangulaires dont le mouvement mécanique est rotatoire et ascendant. Chaque tamis est nettoyé par des jets d'eau lorsqu'il atteint le niveau du plancher. [20]
- **Grilles fixes à nettoyage automatique** : Ces grilles, fixes et robustes, sont équipées d'un système de raclage permettant de gérer efficacement d'importantes quantités de débris de différentes tailles. [20]

Tableau V.2 : Domaine d'application de chaque type de grille

Type de grilles	Taille de l'installation
Grille à nettoyage manuel	Petite et moyenne avec faible charge de débris
Grille mobile à nettoyage automatique	Moyenne (<20 000 m ³ /j)
Grille fixes à nettoyage automatique	Grande envergure (>20 000 m ³ /j)

Les critères de conception pour ces différents types de grilles sont : [21]

- Dimension des mailles 4 à 10 mm de côté.
- Vitesse d'approche 7,5 à 15 cm/s.
- Angle de la grille 60 à 80 degrés par rapport à l'horizontale.
- Ecartement des barreaux : 40 mm.

Dans notre cas on va adopter la grille à nettoyage manuel.

La surface de la grille est donnée par la formule suivante :

$$S = \frac{Q_t}{V.O.C} \quad (V.3)$$

Avec :

- **S** : Surface de la grille en m² ;
- **V** : Vitesse d'entrée V = (0,6 à 1,2) m/s (on prendra 1,19 m/s) ;
- **C** : Coefficient de colmatage : C = (0,1 à 0,3) → grille manuelle (on prendra 0,25)
- **O** :
$$O = \frac{\text{Espace entre les barreaux}}{\text{Espace libre} + \text{épaisseur du barreaux}}$$

On prendra l'espacement libre entre les barreaux 40 mm ;

L'épaisseur des barreaux sera pris égale à : 10 mm ;

Avec ces valeurs, on obtiendra : $O = \frac{40}{40+10} = 0,80$ (sans unité)

- Q_T : Débit total d'entrée en m^3/s :

$$Q_T = Q_{EB} + Q_{lav}. \quad (V.4)$$

- Q_{EB} : Débit de l'eau brute ;

- Q_{lav} : Débit de recirculation de l'eau de lavage (pris égale à 5 % du Q_{eb}).

AN:

$$S = \frac{0,1575}{1,19 \cdot 0,8 \cdot 0,25} = 0,66 \text{ m}^2$$

Pour compléter le dimensionnement du dégrillage, nous utiliserons le schéma suivant:

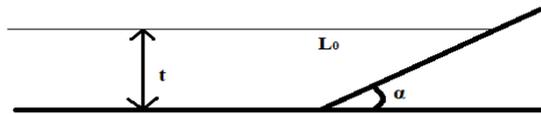


Figure V.2 : Schéma des dimensions du dégrillage. [1]

t : tirant d'eau amont (hauteur d'eau max 0.3 à 0.8 m)

$$\text{Longueur mouillée : } L_0 = \frac{t}{\sin \alpha} \quad (V.5)$$

On prend $t = 0,8$ m et $\alpha = 60^\circ$

$$\text{Donc : } L_0 = \frac{0,8}{\sin 60} = 0,92 \text{ m}$$

$$L_0 \approx 0,95 \text{ m}$$

La largeur l de la grille est donnée par l'équation :

$$l = \frac{S}{L_0} \quad (V.6)$$

$$l = \frac{0,66}{0,95} \approx 0,7 \text{ m}$$

Conclusion

- **Dimensions de l'ouvrage de dégrillage :**

Longueur : 0,95 m ;

Largeur : 0,7 m ;

Hauteur : 0,8 m.

- **Caractéristiques du dégrilleur :**

Epaisseur des barreaux : 10 mm ;

Ecartement des barreaux : 40 mm ;

Inclinaison des grilles : 60° (mesuré par rapport à l'horizontale, dans le sens inverse du flux).

V.5.4 Coagulation- Floculation

Les procédés de la coagulation et floculation constituent les traitements de base appliqués pour le traitement des eaux. Ils facilitent l'élimination des MES et des colloïdes en injectant un réactif chimique.

La dose optimale du coagulant et du floculant que nous utiliserons est déterminée par le test du « **jar-test** » dans le laboratoire de la station de traitement de Ain Zada. Les résultats sont présentés dans le tableau V.3 :

Tableau V.3 : Les résultats du jar-test pour la coagulation-floculation

<i>La dose du coagulant Al₂(SO₄)₃.18H₂O</i>	<i>20 mg/l</i>
<i>Le temps de coagulation</i>	<i>1.5 minutes</i>
<i>La dose du floculant (polymère)</i>	<i>0.05 mg/L</i>
<i>Le temps de floculation</i>	<i>20 minutes</i>

Source : Laboratoire de la station de Ain Zada

a) La Coagulation

Le dimensionnement comprendra deux étapes essentielles :

1) Détermination des caractéristiques du bassin de coagulation

- Le temps de séjour : $t_s = 2 \text{ mn}$;

- Agitation rapide : 150 tour/mn ;

- Profondeur : $H = 1 \text{ à } 2 \text{ m}$;

- Volume du bassin : $V = Q_T \cdot t_s$. (V.7)

Tel que : $Q_T = Q_{EB} + Q_{lav} + Q_{boues}$ (V.8)

Avec :

Q_{EB} : Débit de l'eau brute ;

Q_{lav} : Débit de recirculation de l'eau de lavage (pris égale à 5% du Q_{EB}) ;

Q_{boues} : Débit de recirculation des boues (pris égale à 5% du Q_{EB}).

- La surface S :

$$S = \frac{V}{h_{\text{max}}} ; \quad (\text{V.9})$$

- La largeur l :

$$l = \sqrt{\frac{S}{2}} ; \quad (\text{V.10})$$

- La longueur L :

$$L = \frac{V}{l \cdot h} \quad (\text{V.11})$$

A.N:

$$Q_T = 0,15 + 0,0075 + 0,0075 = 0,165 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Volume du bassin : } V = 0,165 \cdot 90 = 14,85 \text{ m}^3$$

$$\mathbf{V_{\text{bassin}} = 15 \text{ m}^3}$$

La hauteur du bassin :

$$\mathbf{h_{\text{bassin}} = 2 \text{ m}}$$

$$\text{La surface du bassin : } S = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ m}^2$$

$$\mathbf{S_{\text{bassin}} = 7,5 \text{ m}^2}$$

$$\text{La largeur : } l = \sqrt{\frac{7,5}{2}} = 1,94 \text{ m}$$

$$\mathbf{l = 2 \text{ m}}$$

$$\text{La longueur : } L = \frac{15}{2 \cdot 2} = 3,75 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 4 \text{ m}}$$

2) Détermination du débit de la pompe doseuse du coagulant

On a:

$$Q_T \cdot C_{\text{coag}} = q_P \cdot C_s \quad (\text{V.12})$$

Avec :

- Q_T : Débit total d'entrée ; μP
- C_{coag} : Dose optimale de coagulant ;
- q_p : Débit de la pompe doseuse ;
- C_s : Concentration de coagulant (10 g/l).

A.N:

$$q_p = \frac{Q_T * C_{coag}}{C_s} = \frac{165 * 20 * 10^{-3}}{10} = 0,33 l/s$$

$$q_p = 1,2 \text{ m}^3/h$$

3) Détermination des caractéristiques du bac du coagulant

La hauteur du bac : $h_{bac} = 2m$

Le temps de séjours : $t_s = 24h$

Le volume du bac : $V = q_p * t_s = 28,8m^3$

$$V_{bac} = 28,8m^3$$

La hauteur du bac :

$$h_{bac} = 2m$$

La surface du bac : $S_{bac} = \frac{28,8}{2} = 14,4m^2$

$$S_{bac} = 14,4m^2$$

La largeur l : $l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{14,4}{2}} = 2,68m$

$$l_{bac} = 3m$$

La longueur : $L = \frac{V}{h * l} = \frac{28,8}{2 * 2,7} = 5,33m$

$$L_{bac} = 5,5m$$

4) Correction et ajustement du PH de floculation

L'eau traitée risque de contenir un résiduel en aluminium trop élevé. Cette situation amène alors à travailler à pH acide dans le décanteur, Pour obtenir une bonne floculation, il peut être nécessaire

d'ajuster le pH de l'eau en y ajoutant soit un acide soit une base : soude ou chaux, (sous forme de lait de chaux). [22]

Pour faire on doit injecter de lait de chaux dans le bassin de coagulation-floculation. Le volume de la chaux hydratée est pris au niveau de la station existante.

b) Floculation

L'étape floculation sera dimensionnée en deux phases :

1) Détermination des caractéristiques du bassin de floculation

- Le temps de séjour : $20 \text{ min} < t_s < 30 \text{ min}$ (on va prendre $t_s = 20 \text{ min}$) ;
- Gradient de vitesse : $40 < G < 80 \text{ S}^{-1}$;
- Le volume du bassin : $V = Q_T \cdot t_s$; (V.13)
- La surface : $S = 2 \cdot \sqrt[3]{(Q_T \cdot t_s)^2}$; (V.14)
- La profondeur : $h_{\max} = \frac{\sqrt[3]{V}}{2}$; (V.15)
- La largeur : $l = \sqrt{\frac{S}{2}}$; (V.16)
- La longueur : $L = \frac{V}{l \cdot h}$; (V.17)

AN :

Le volume : $V = 9,9 \cdot 20 = 198 \text{ m}^3$

$$V = 198 \text{ m}^3$$

La surface : $S = 2 \cdot \sqrt[3]{(198)^2} = 67,94 \text{ m}^2$

$$S = 68 \text{ m}^2$$

La profondeur : $h_{\max} = \frac{\sqrt[3]{198}}{2} = 2,9 \text{ m}$

$$h_{\max} \approx 3 \text{ m}$$

La largeur : $l = \sqrt{\frac{68}{2}} = 5,8 \text{ m}$

$$l \approx 6 \text{ m}$$

La longueur : $L = \frac{198}{5,8 \cdot 3} = 11,38 \text{ m}$

$$L \approx 11\text{m}$$

- **Détermination du nombre d'agitateurs X :**

D'après l'équation empirique suivante, nous déterminons X :

$$X \leq \frac{L}{h \cdot \beta} \quad (\text{V.18})$$

- β : coefficient arbitraire pour les flocculateurs à agitation mécanique ($1 \leq \beta \leq 1,5$)
- Pour $\beta = 1$: $X \leq 4$
- Pour $\beta = 1,5$: $X \approx 2$

Pour des raisons économiques, on prend la valeur inférieure de X, donc $X = 2$.

- **Dimensionnement de la lame d'un agitateur :**

En pratique, la distance entre les parois verticales et les lames doit être de 15 cm. La distance entre la lame jusqu'au fond du bassin et à la surface de l'eau doit être de 25 cm. (Figure V.2) La surface de la lame doit être au maximum égale à 20 % de la section du bassin $l \cdot H$. [01]

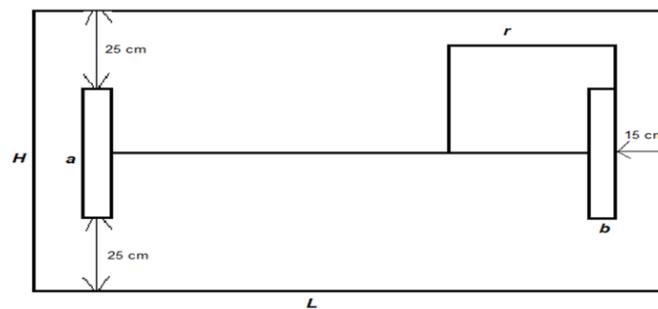


Figure V.3 : Représentation schématique des deux agitateurs [1]

- Longueur de la lame:

$$a = H - (2 \times 0,25) = 2,5 \text{ m.}$$

- Largeur de la lame:

$$l = 10 b \rightarrow b = 0,57 \text{ m On prend } b = 0,6 \text{ m}$$

Surface de la lame d'un agitateur :

$$A = a \cdot b = 1,5 \text{ m}^2$$

- **Vérifications du dimensionnement :**

Nous avons convenu que A ne doit pas dépasser 20 % de la section du bassin :

$$20 \% \times l \cdot H = 3,6 \text{ m}^2$$

$$A = 1,5 \text{ m}^2 < 3,6 \text{ m}^2 \rightarrow \text{résultat acceptable}$$

- **Vitesse périphérique :**

Elle doit être inférieure à 2,7 m/s afin d'éviter les cassures des floccs. [23]

$$W = 2\pi r \cdot n$$

r : rayon de rotation

n : est le nombre de tours par minute (vitesse de rotation)

Puisqu'on a deux agitateurs, donc la vitesse de rotation de ces derniers est la même afin de favoriser un grossissement progressif des floccs. [1]

En pratique, on prend : $n = 4$ tours/min.

A.N :

$$r = \frac{(h-2d)}{2} = \frac{(3-2*0,15)}{2} = 1,35 \text{ m}$$

$$W = 2\pi r.n = 2*3,14*1,35*(4/60) = 0,57 \text{ m/s} < 2,77\text{m/s}$$

- **Vérification du critère de Reynolds :**

Le nombre de Reynolds doit être inférieur à 5.10^5 , afin d'éviter la cassure des floes.

$$Re = \frac{U.b.\rho}{\mu} \quad (V.19)$$

U : différence entre la vitesse d'écoulement du liquide et la vitesse du mouvement de la lame d'agitateur ;

b : largeur de la lame ;

ρ : densité de l'eau brute ($\rho = 1,005.10^3 \text{ Kg/m}^3$) ;

μ : viscosité dynamique de l'eau ($\mu = 1,17.10^{-3} \text{ Pa.s}$ à $T = 20^\circ\text{C}$).

En pratique, on adopte une valeur de U telle que :

$$U = 75 \% W$$

Où :

W : la vitesse périphérique des lames.

$$U = 0,75*W = 0,75*0,57 = 0,43 \text{ m/s} ;$$

$$Re = \frac{U.b.\rho}{\mu} = \frac{(0,43*0,6*1,005*10^3)}{1,17*10^{-3}} = 2,22.10^5$$

Donc:

$$\mathbf{Re < 5.10^5}$$

- **Vérification du gradient de vitesse G :**

$$G = \sqrt{\frac{P_t}{\mu.V}} \quad 20 < G < 100 \text{ S}^{-1} \quad (V.20)$$

Avec :

P_t : puissance total transmise (Watt) ;

μ : viscosité dynamique de l'eau $\mu = 1,17.10^{-3} \text{ pa.s}$ à $T = 20^\circ\text{C}$;

V : volume du bassin (m^3).

Calcul de la puissance P :

$$P_t = 0,5*K*\rho_{\text{eau}}*A_p*v^3 = 2*P \quad (V.21)$$

K : coefficient qui correspond à la forme de la lame ;

A : surface de la pale (m^2) ;

ρ : masse volumique du liquide, $\rho = 1,005 \cdot 10^3 \text{ Kg/m}^3$;

v : vitesse relative de la pale par rapport à l'eau ($0,75 \cdot$ vitesse de la pale).

A.N:

$$A_p = a \cdot b = 1,5 \text{ m}^2$$

$$v = 0,75 \cdot W = 0,43 \text{ m/s}$$

Le coefficient K varie avec le rapport a/b

Le tableau V.4 suivant donne les valeurs de a/b en fonction de K :

Tableau V.4 : les valeurs de a/b en fonction de K

a/b	1	1-2	2,5-4	4,5-10	10,5-18	18
K	1,1	1,15	1,19	1,29	1,4	2

$$\frac{a}{b} = \frac{2,5}{0,6} = 4,17 \longrightarrow K=1,29$$

Donc:

$$P = 77,3 \text{ watt} \longrightarrow 2 \cdot P = 154,6 \text{ watt}$$

En fin :

$$G = \sqrt{\frac{154,6}{1,17 \cdot 10^{-3} \cdot 191,4}} = 26,27 \text{ S}^{-1}$$

$$20 < 26,27 < 100 \text{ S}^{-1}$$

2) Détermination du débit de la pompe doseuse du floculant

Le débit de la pompe doseuse du floculant est donnée par l'équation suivante :

$$q_p = \frac{Q_T \cdot C_{\text{floc}}}{C_s} \quad (\text{V.22})$$

Avec :

Q_T : Débit de l'eau brute.

C_{flocu} : Concentration du floculant.

q_p : Débit de la pompe doseuse.

C_s : Dose optimal de floculant.

AN :

$$q_p = \frac{165 \cdot 0,05 \cdot 10^{-3}}{1} = 0,008 \text{ l/s} = 0,03 \text{ m}^3/\text{h}$$

3) Le bac du flocculant

Donc on calcule le volume du bac :

$$V = q_p \times t_s$$

A.N:

$$V = 0,03 \times 24 = 0,72 \text{ m}^3$$

$$V \approx 0,75 \text{ m}^3$$

Conclusion

Les Caractéristiques des bassins de coagulation et floculation sont présentées dans le tableau V.5 suivant :

Tableau V.5 : Caractéristiques des bassins de coagulation et floculation

<i>Caractéristiques</i>	<i>Coagulation</i>	<i>Floculation</i>	<i>Unité</i>
<i>volume du bassin</i>	15	198	(m ³)
<i>Hauteur du bassin</i>	2	3	(m)
<i>surface du bassin</i>	7,5	68	(m ²)
<i>longueur du bassin</i>	4	11	(m)
<i>largeur du bassin</i>	2	6	(m)
<i>Débit de la pompe</i>	1,2	0,03	(m ³ /h)
<i>Volume du bac</i>	28,8	0,75	(m ³)

V.5.5 Décantation

Il existe divers types de décanteurs, dans notre cas on opte pour un décanteur lamellaire à contre-courant. Dans ce type de décanteur l'eau et la boue circulent en sens inverse (l'eau vers le haut à la vitesse V_0 et les boues vers le bas). [24]

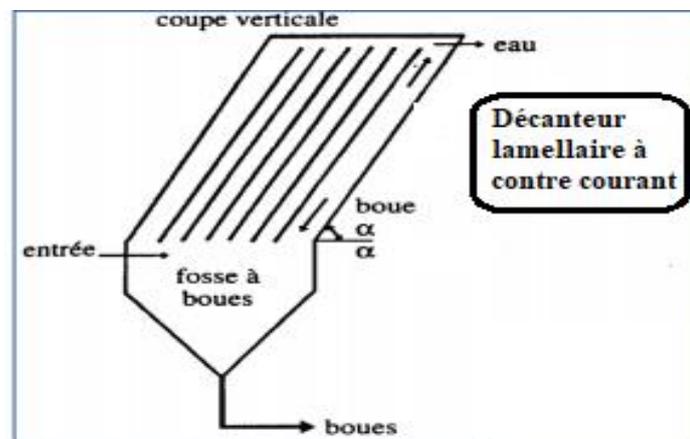


Figure V.4 : décanteur lamellaire à contre courant. [24]

a) La surface totale projetée

La surface totale projetée STP est la projection au sol de la surface de décantation ; Les équations caractéristiques du décanteur lamellaires sont les suivantes: [24]

$$STP = \frac{Q}{v_H} \quad (V.23)$$

$$STP = N_T * l_p * L_p * \cos \alpha \quad (V.24)$$

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;
- **v_H** : vitesse de HAZEN.

Les équations (V.23) et (V.24) permettent de trouver le nombre total de lamelle N_T sur le dispositif de décantation.

La vitesse de HAZEN V_H est comprise entre 0.5 et 1.5 m/h. [24]

Nous prendrons comme valeur de vitesse de HAZEN v_H=1,2 m/h (soit 3,33.10⁻⁴ m/s). Cette vitesse permet de se placer en régime laminaire, condition indispensable à la décantation.

Si on prend :

Vitesse de HAZEN v_H : 3,33.10⁻⁴ (m/s)

Largeur des lamelles l_p : 2 m

Longueur des lamelles L_p : 3 m

Inclinaison des plaques α : 60°

Débit à traiter Q : 0,165 (m³/s)

Ecartement e : 0,1 m

Donc :

- $STP = \frac{0,165}{3,33 \cdot 10^{-4}} = 496 \text{ m}^2$;
- $N_T = \frac{496}{2 \cdot 3 \cdot \cos 60^\circ} = 165$;
- $Q_i = \frac{Q}{N_T} = \frac{0,165}{165} = 0,001 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour réaliser la décantation lamellaire, Une surface totale projetée (STP) de **496 m²** est nécessaire. Compte tenu des hypothèses faites sur la taille des lamelles, **165** lamelles sont aussi nécessaires sur l'ensemble du dispositif de décantation. Ainsi, le débit entre deux lamelles est de 0,001 m³/s soit environ **3,60 m³/h**.

b) Détermination de la surface de décanteur

La largeur du décanteur correspond à la largeur d'une lamelle. [1]

Dans notre extension on va utiliser deux lamelles en parallèles, donc : **lp= 4 m**.

Pour déterminer la longueur Lp, on va se baser sur la figure V.4 :

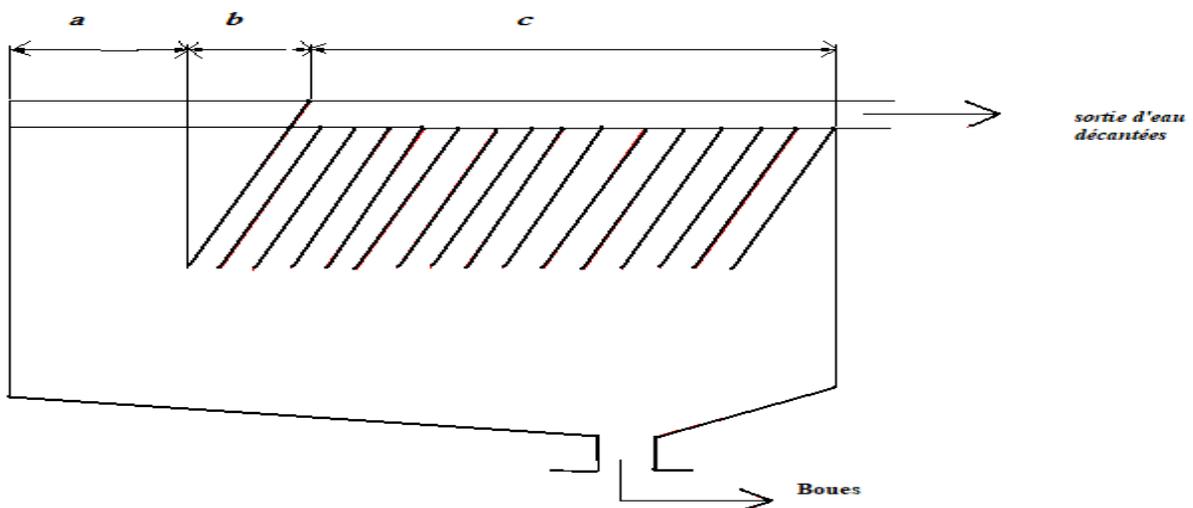


Figure V.5 : Les dimensions d'un décanteur lamellaire [1]

Avec

- **a** : La zone d'introduction d'eau brute; pour dissiper l'énergie, on retiendra une valeur de l'ordre de :

$$\mathbf{a = 0,50 \text{ m}}$$

- **b** : La longueur projetée de la dernière plaque, donc $b = 3 \cdot \cos 60^\circ$

$$\mathbf{b = 1,5 \text{ m}}$$

- **c** : L'écartement des lamelles, $c = N_T/2 \cdot e$; $c = (165/2) \cdot 0,1 = 8,25$

$$\mathbf{c = 8,3 \text{ m}}$$

- $L_p = 8,3 + 1,5 + 0,5 = 10,3$

$$L_p = 10,3 \text{ m}$$

- La surface : $S = L_p * l = 10,3 * 4$

$$S = 41,2 \text{ m}^2$$

c) Calcul de la hauteur du décanteur

La figure V.5 représente les différentes hauteurs d'un décanteur lamellaire : [25]

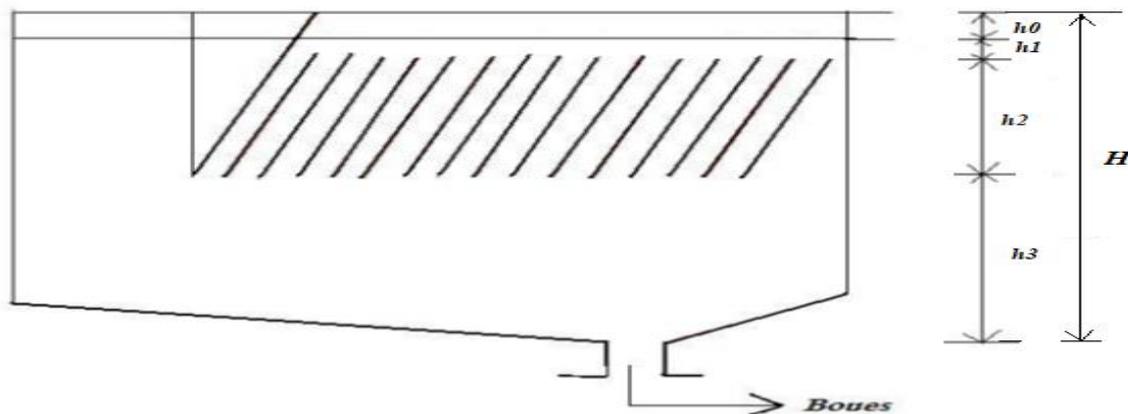


Figure V.6 : Les hauteurs d'un décanteur lamellaire. [1]

- h_0 : Hauteur d'eau au-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.
- h_1 : 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 h_0 est correctement dimensionnée.
- h_2 : Zone de décantation : Cette zone correspond à la hauteur occupée par les plaques
- h_3 : Zone de turbulence, épaissement de boues et stockage Elle est généralement

Pour notre extension on prend :

$$h_0 = 0,5 \text{ m} \quad ; \quad h_1 = 0,2 \text{ m} \quad ; \quad h_3 = 1,7 \text{ m};$$

$$h_2 = L * \sin 60 = 3 * \sin 60 = 2,6 \text{ m.}$$

Donc:

$$H = 0,5 + 0,2 + 1,7 + 2,6 = 5$$

$$H \approx 5 \text{ m}$$

Finalement les dimensions du décanteur sont :

$$10,3*4*5$$

d) Calcul de temps de séjour t_s

$$\text{On a : } t_s = \frac{V}{Q_T} ;$$

$$\text{Avec } V = L_p * l_p * H = 10,3 * 4 * 5$$

$$V = 206 \text{ m}^3$$

$$\text{Donc } t_s = \frac{206}{0,165} = 1242 \text{ s}$$

$$t_s \approx 21 \text{ min.}$$

Remarque :

Sans recirculation des eaux salées et les boues on obtient un temps de séjour de :

$$t_s = V / Q_{EB} = 206 / 0,150 = 1373,33$$

$$t_s \approx 22,8 \text{ min}$$

e) Recirculation 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). [26]

V.5.6 Correction du PH

Pour ajuster le PH; il convient alors d'utiliser un saturateur délivrant de l'eau de chaux claire (lait de chaux) dans une chambre de mélange rapide située après la sortie du décanteur vers les filtres.

On prend : $t_s = 60 \text{ s}$

$$\text{On a : } V_{\text{bassin}} = Q_{\text{déc}} * t_s \tag{V.24}$$

Avec :

- $Q_{\text{déc}}$: Débit décanté 157,5 l/s
- t_s : temps de séjour 1 min

Donc : $V_{\text{bassin}} = 0,1575 \cdot 60 = 9,5 \text{ m}^3$

$$V_{\text{bassin}} \approx 10 \text{ m}^3$$

On prend les dimensions suivantes pour le bassin :

- Longueur : 2,5 m ;
- Largeur : 2 m ;
- Hauteur : 2 m.

Remarque :

- Sans recirculation des eaux salées on obtient un temps de séjour de :
 $t_s = V / Q_{\text{EB}} = 10 / 0,165 = 60,61 \text{ s}$, donc:
 $t_s \approx 61 \text{ s}$
- Le volume de la chaux hydratée est pris au niveau de la station existante.

V.5.7 Filtration

La filtration, habituellement précédée des traitements de coagulation, de floculation et de décantation, permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et, indirectement, de certains goûts et odeurs. [24]

Pour un meilleur traitement on va procéder à la filtration rapide de l'eau.

a) Filtration à sable rapide

Le filtre à sable rapide est le type de filtre le plus utilisé dans le traitement des eaux de consommation, elle s'applique à des eaux déjà passer par les procédés de coagulation-floculation et le procédé de décantation. Le matériau filtrant est maintenu en place par gravité et l'écoulement de l'eau a lieu de haut en bas. Lorsque le milieu filtrant est encrassé, on lave le filtre en inversant le sens de l'écoulement de l'eau. [24]

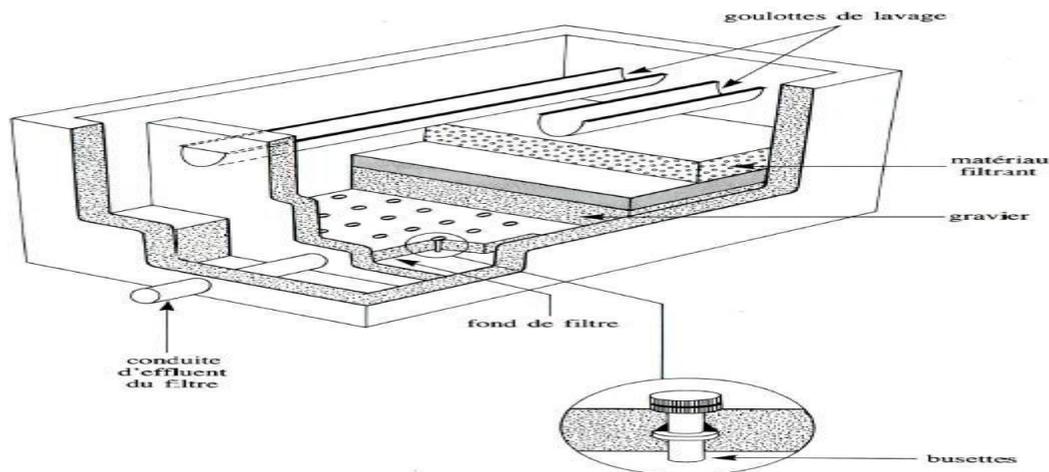


Figure V.7 : Éléments d'un filtre à sable [24]

b) Caractéristiques de milieu filtrant

- Epaisseur de la couche filtrante : de 0,6 à 1 m d'épaisseur ; [24]
- Le coefficient d'uniformité : il devrait être inférieur à 1,5 si l'installation se voulait exemplaire ; [27]
- La taille effective : ne doit pas inférieure à 0,5 mm en filtration rapide ; [27]
- Charge d'eau au-dessus du lit filtrant : la couche d'eau au-dessus du sable est de 0,5 m.

1) Analyse granulométrique par tamisage

Les résultats de l'analyse granulométrique de la station de traitement d'AIN ZADA sont présentés dans le tableau V.6 :

Tableau V.6 : L'analyse granulométrique du sable.

Ouverture de tamis (mm)	Masse de refus cumulés (g)	Pourcentage refus cumulés (%)	Pourcentage des tamisât cumulés (%)
3,15	0,0	0,0	100
2,50	1,0	0,10	99,90
2,00	2,0	0,20	99,80
1,60	2,0	0,20	99,80
1,25	146,0	14,65	85,35
1,00	399,0	40,03	59,97
0,80	968,0	97,12	2,8
0,63	989,0	99,23	0,77
0,40	990,0	99,33	0,67
F.T	991,0	99,43	0,57

Source: DRE de BBA

2) Courbe granulométrique du sable

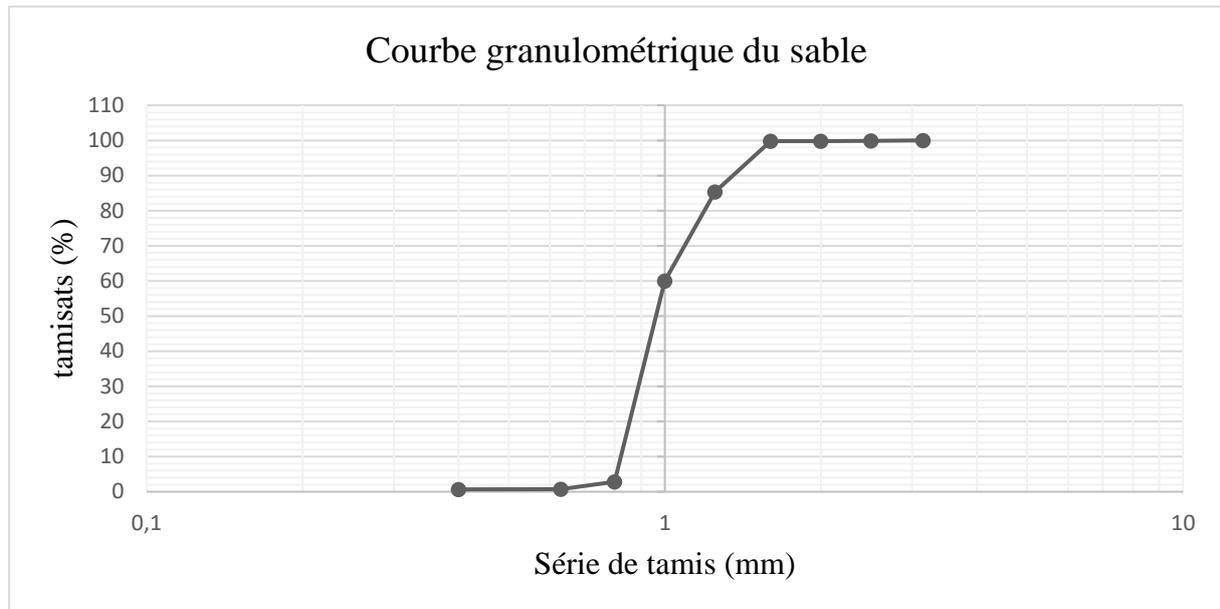


Figure V.8 : courbe granulométrique du sable.

La courbe granulométrique nous permet de déterminer deux paramètres fondamentaux dans la caractérisation granulométrique des matériaux filtrants, soit :

- **La taille effective (D_{10})** : elle correspond à la grosseur des mailles du tamis qui laissent passer 10 % de la masse de l'échantillon donc 90 % de la masse ont un diamètre supérieur à D_{10} .
D'après notre courbe granulométrique $D_{10} = 0,83$ mm
- **Le coefficient d'uniformité** : c'est le rapport entre le diamètre qui laisse passer 60 % des particules et celui qui en laisse passer 10 % :
 $C_U = D_{60} / D_{10}$
Dans notre cas : $C_U = 1 / 0,83 = 1,205$
- **Le coefficient de perméabilité** : D'après la formule empirique de Hazen : $K = 10^4 * (D_{10})^2$
Dans notre cas :
 $K = 6,89.10^{-3}$ m/s

c) Calcul de la surface totale de filtration

On va fixer une vitesse de filtration de 6,3 m/h donc :

$$Q = v * S \quad (V.25)$$

Avec :

v : vitesse de filtration (6,3 m/h) ;

Q : débit horaire entrant (m^3/h) ;

S : surface totale de filtration (m^2).

$$S = \frac{Q}{v} = \frac{567}{6,3} = 90 \text{ m}^2$$

Donc : on va opter à 2 filtres de surface **45 m²** chacun.

d) Calcul de la hauteur du filtre

La hauteur du filtre rapide doit être calculée de sorte qu'elle comporte les hauteurs partielles suivantes : [1]

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

h_{sb} : épaisseur de la couche du sable de 0,6 à 1 m ; prenant 1 m ;

h_f : hauteur de la dalle du fond de 30 cm.

$$H = h_c + h_{sb} + h_f$$

$$H = 1,8 \text{ m}$$

On rajoute une hauteur supplémentaire de 0,5 m en raison de sécurité, donc notre bassin aura une hauteur de 2,3 m

On prend les dimensions suivantes pour le bassin :

$$L = 9 \text{ m} \quad ; \quad l = 5 \text{ m}$$

La dalle utilisée aux filtres est de type béton préfabriquées et monolithique, qui constitué les trous et les fentes des buselures (B) de l'ordre 60 buselures par m².de plancher avec un débit de 1m³/h/ buselures.

Conclusion :

Les Caractéristiques du bassin de filtration sont les suivants :

- Nombre de filtre : 2 ;
- La longueur : L = 9 m ;
- La largeur : l = 5 m ;
- La hauteur: H = 2,3 m ;
- La surface de filtration : S = 45 m²/filtre ;
- La hauteur des matériaux filtrant : h = 1 m ;
- Nombres de buses: 2700/filtre ;
- Caractéristique du sable : 0,63 – 1,25 mm.

e) Lavage des filtres

L'opération de lavage consiste à l'élimination des matières en suspension retenues dans la masse filtrante par lavage à contre-courant, c'est le décolmatage, dès que la hauteur d'eau au-dessus de la masse filtrante dépasse 1 m, on assiste à une augmentation de la turbidité d'eau filtrée.

Le cycle de lavage d'un filtre à sable rapide se fait dans 24h

Dans notre cas Le lavage des filtres serait à contre-courant et utilisant l'eau et l'air.

1) Modalités de lavage

Lavage eau+ air : soufflage d'un débit d'air de $50 \div 60 \text{ m}^3/\text{h.m}^2$, et un débit d'eau de $5 \text{ à } 7 \text{ m}^3/\text{h.m}^2$ pendant un temps de $10 \div 15$ minutes.

Rinçage à l'eau seule: injection d'un débit d'eau de $20 \text{ m}^3/\text{h.m}^2$. Jusqu'à ce que l'eau évacuée à l'égout soit claire.

2) Le cycle de lavage choisi

Tableau V.7 : Le cycle de lavage choisi

<i>Outil de lavage</i>	<i>Débit ($\text{m}^3/\text{h.m}^2$)</i>	<i>Durée (min)</i>	<i>Débit utilisé ($\text{m}^3/\text{min.lavage}$)</i>	<i>Volume (m^3/lavage)</i>
<i>Air</i>	50	2	75	150
<i>Eau lavage</i>	6	6	9	54
<i>Eau rinçage</i>	20	2	30	60

f) Calcul du volume du rétrolavage des filtres

Le volume du rétrolavage est égal à la somme de volume d'eau de lavage et le volume d'eau de rinçage : $V_{\text{rét}} = V_{\text{soufflage par eau}} + V_{\text{rinçage par eau}} = 54 + 60 = 114 \text{ m}^3$

$$V_{\text{rét}} = 114 \text{ m}^3$$

Remarque

Les eaux de lavage seront évacuées par les goulottes d'évacuation, placées au niveau des parois latérales des filtres. Pour ensuite refaire les procédés de traitement.

g) Calcul du canal de répartition des eaux dans les filtres :

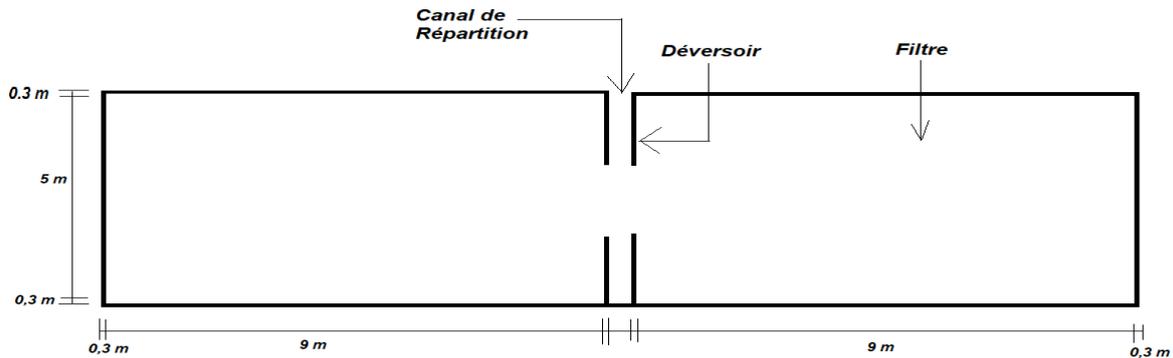


Figure V.9 : Canal de répartition et déversoirs des filtres

1) Calcul des caractéristiques du canal

La longueur du canal est égale à la somme de la largeur du filtre et l'épaisseur des parois :

$$L = 5 + (0,3 * 2) = 5,6 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 5,6 \text{ m}}$$

La largeur du canal : on prend une largeur égale au diamètre de la conduite d'amené de l'eau

$$\mathbf{l = 0.4 \text{ m}}$$

La hauteur du canal : $P + H + 0.2$

Avec :

P : hauteur de pelle ($P = 0.4 \text{ m}$) ;

H : la charge au-dessus du déversoir (on prend $H = 0.1 \text{ m}$) ;

0.2 : une marge de sécurité.

$$\mathbf{H = 0.7 \text{ m}}$$

2) Calcul de la largeur du déversoir

Le débit d'eau à filtré sera répartie sur les deux filtre donc le débit de chaque filtre est de :

$$Q_{\text{fil}} = \frac{Q}{N} = \frac{157,5}{2} = 78,75 \text{ l/s}$$

$$\mathbf{Q_{\text{fil}} = 0,079 \text{ m}^3/\text{s}/\text{filter}}$$

On a :

$$Q = \sigma \cdot m_0 \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} \quad (\text{V.26})$$

Avec :

Q : le débit traversant chaque déversoir ;

σ : pour un déversoir dénoyer $\sigma = 1$;

m_0 : coefficient de débit ;

b : la largeur du déversoir ;

H : la charge au-dessus du déversoir.

A.N :

Formule de Bazin :

$$m_0 = \left(0.405 + \frac{0.0027}{0.1}\right) \cdot \left[1 + 0.55 \cdot \left(\frac{0.1}{0.1 \cdot 0.4}\right)^2\right] = 0.442$$

On calcule b :

$$b = \frac{Q}{\sigma \cdot m_0 \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2}} = 1,25$$

$$\mathbf{b = 1,25 \text{ m.}}$$

V.5.8 Désinfection

La désinfection est un procédé de traitement qui vise à éliminer les micro-organismes pathogènes non éliminés lors des étapes précédentes, afin d'empêcher que l'eau potable soit nocive pour notre santé.

On peut procéder à la désinfection en ajoutant à l'eau une certaine quantité d'un produit chimique doté de propriétés germicides. [24]

Pour notre extension nous utiliserons désinfection par le chlore.

a) Calcul du débit de la pompe doseuse

On a :

$$Q_{fit} \cdot C_{Chlore} = q_p \cdot C_s \quad (\text{V.27})$$

Donc :

$$q_p = \frac{Q_{fil} \cdot Q_{chlore}}{C_s}$$

Avec :

Q_{fil} : Débit total d'entrée ;

C_{chlore} : Dose optimale de chlore (2 à 3 g/m³) ;

q_p : Débit de la pompe doseuse ;

C_s : Concentration de chlore (48°F) soit 1°F= 3.17 g/ de Cl₂.

A.N :

$$q_p = \frac{0,15 \cdot 2}{152,16} = 2 \cdot 10^{-3} \text{ l/s}$$

$$q_p = 7,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{h}$$

b) Le volume du chlore utilisé dans la désinfection

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

$$V_c' = q_p \times t_s = 7,1 \cdot 10^{-3} \times 24 = 0,2 \text{ m}^3$$

$$V_c' \approx 0,2 \text{ m}^3$$

Enfin le volume total du chlore utilisé dans la station:

$$V_T = V_c + V_c' = 0,2 + 0,2 = 0,4 \text{ m}^3$$

$$V_T \approx 0,4 \text{ m}^3$$

Remarque

ce n'est pas nécessaire de dimensionner le bac de stockage du chlore, le bac existant peut accumuler les trois volumes de chlore utilisé.

V.5.9 Dimensionnement Réservoir d'eau traitée

Le volume d'eau traitée est la somme du volume régularisé, le volume d'incendie et le volume de lavage des filtres :

$$V_T = V_{reg} + V_{inc} + V_{lav} \quad (V.28)$$

Avec :

V_T : Volume d'eau traité (m^3) ;

V_{reg} : Volume régularisé (m^3) = $Q_{reg} * t_s$; avec : t_s (3h) et Q_{reg} (150 l/s)

V_{inc} : Volume d'incendie ($120 m^3$) ;

V_{lav} : Volume du lavage des filtres ($114 m^3$).

A.N :

$$V_{reg} = Q_{reg} * t_s = 540 * 3 = 1620 m^3$$

$$V_T = V_{reg} + V_{inc} + V_{lav} = 1620 + 120 + 114 = 1854 m^3$$

$$\mathbf{V_T = 1854 m^3}$$

On opte pour un réservoir de $2000 m^3$

Le temps de séjour devient : $t_s = (2000 - 114 - 120) / 540 = 3.27 h$

Donc : $t_s = 3h 17min$

a) Calcul du diamètre du réservoir d'eau traité

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

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi.h}} = \sqrt{\frac{4*2000}{3,14*5}} = 22,6 m \quad (V.29)$$

$$\mathbf{D = 22,6 m}$$

On prend un diamètre de 23 m.

V.6 Calcul de la ligne d'eau

V.6.1 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le barrage jusqu'au piquage de la station

D'après la planche de la conduite d'amené on trouve :

-La conduite d'eau brute est de type : Acier avec un diamètre de 1200 mm ;

-La longueur de la conduite est : 1132 m

On a:

$$\Delta H = \frac{k.Q^\beta.l}{D^m} \quad (V.30)$$

Avec :

- $Q = 900 + 300 + 150 = 1350 \text{ l/s}$
- $K = 0,00179$
- $\beta = 2$
- $m = 5.3$

A.N:

$$\Delta H = \frac{0,00179 \cdot 1,35^2 \cdot 1132}{1,2^{5,3}} = 1,4$$

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

V.6.2 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le piquage jusqu'à l'entrée du dégrilleur :

D'après la planche de la conduite d'amené on trouve :

- La conduite d'eau brute est de type : Acier avec un diamètre de 400 mm ;
- La longueur de la conduite est : 212 mm ;
- Le débit d'eau brute : $Q = 150 \text{ l/s}$.

On a:

$$\Delta H = \frac{k.Q^\beta.l}{D^m}$$

Avec :

- $K = 0,00179$
- $\beta = 2$
- $m = 5.3$

A.N:

$$\Delta H = \frac{0,00179 \cdot 0,15^2 \cdot 212}{0,4^{5,3}} = 1,09 \text{ m}$$

$$\Delta H = 1,09 \text{ m}$$

V.6.3 Calcul de la perte de charge au niveau de la grille

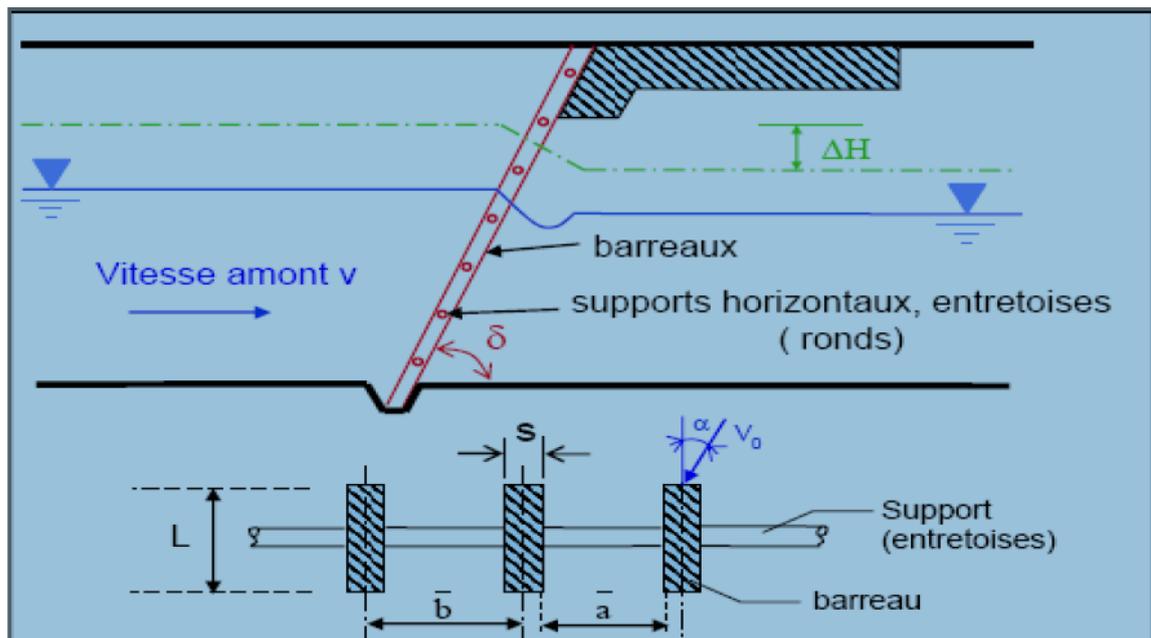


Figure V.10 : Les dimensions de la grille. [1]

Avec :

- **S** : Epaisseur des barreaux ;
- **a** : Ouverture, écartement ;
- **b** : Espacement ;
- δ : Inclinaison de la grille ;
- α : Angle de l'écoulement d'approche.

La perte de charge à la grille est exprimée comme suit : [28]

$$\Delta H = \xi \cdot \frac{v_0^2}{2g} \quad (\text{V.31})$$

Avec :

v_0 : Vitesse débitante à l'amont de la grille

ξ : Facteur de perte de charge.

Selon Kruschmer : [28]

$$\xi = K \cdot \beta_g \left(\frac{s}{a} \right)^{\frac{4}{3}} \cdot \sin(\delta) \quad (\text{V.32})$$

s : épaisseur des barreaux ;

L : longueur en coupe des barreaux ;

b : espacement ;

a: ouverture, écartement entre barreaux ;

β_g : facteur de forme du barreau.

La figure suivante représente les valeurs de β_g en fonction de la forme des barreaux :

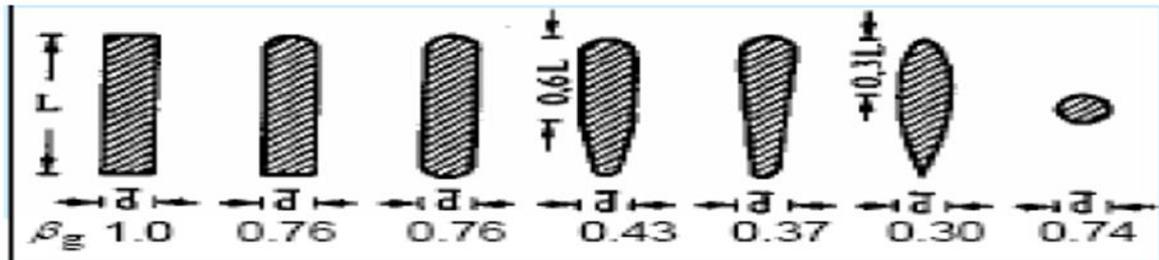


Figure V.11 : les valeurs de β_g en fonction de la forme des barreaux [1]

On va choisir les barreaux type :



Donc : $\beta_g = 0,76$

K: facteur de la direction de l'écoulement = fct $[\frac{s}{a}, \alpha]$

Les valeurs de **K** sont présentées dans le tableau V.8 :

Tableau V.8 : Evolution du coefficient **K**. en fonction de l'angle d'orientation α et du rapport s/a . [28]

α°	s/a								
	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2
90	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
80	1,06	1,07	1,08	1,09	1,10	1,11	1,12	1,14	1,50
70	1,14	1,16	1,18	1,21	1,24	1,26	1,31	1,43	2,25
60	1,25	1,28	1,31	1,35	1,44	1,50	1,64	1,90	3,60

On a : $s/a = 0.01/0.04 = 0.25$ et $\alpha = 60^\circ$

D'après le tableau : $K = 1,9$

A.N:

On a:

$$s = 0.01 \text{ m} ; a = 0.04 \text{ m} ; \delta = 60^\circ ; \alpha = 60^\circ ; v_0 = 2 \text{ m/s} ; K = 1,9 ; \beta_g = 0,76 ;$$

$$\xi = K \cdot \beta_g \left(\frac{s}{a}\right)^{\frac{4}{3}} \cdot \sin(\delta) = 1,9 * 0,76 \left(\frac{0,01}{0,04}\right)^{\frac{4}{3}} * \sin 60 = 0,20$$

$$\Delta H = \xi \cdot \frac{v_0^2}{2g} = 0,20 \cdot \frac{2^2}{2 * 9,81}$$

$$\Delta H = 0,04 \text{ m}$$

V.6.4 Calcul de la perte de charge entre les ouvrages

La circulation du débit entre les ouvrages de coagulateur-floculateur-décanteur se fait à travers des orifices placés à l'intérieur de chaque ouvrage (donc on a un écoulement noyé)

a) *Coagulateur-Floculateur*

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

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \quad (\text{V.33})$$

Avec :

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

S : la surface h*b (en m²) ;

μ : coefficient de débit (μ = 0,62)

AN:

b = 2 m, on prendra h = 0,15 m

Donc :

$$Z = \frac{Q^2}{\mu \cdot S^2 \cdot 2g} = \frac{0,165^2}{0,62^2 \cdot (2 \cdot 0,15)^2 \cdot 2 \cdot 9,81}$$

$$Z = 0,04 \text{ m}$$

b) *Floculateur-Décanteur*

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

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

AN :

b = 4 m, on prendra h = 0.15 m

$$Z = \frac{Q^2}{\mu \cdot S^2 \cdot 2g} = \frac{0,165^2}{0,62^2 \cdot (4 \cdot 0,15)^2 \cdot 2 \cdot 9,81}$$

$$Z = 0,01 \text{ m}$$

V.6.5 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant l'ouvrage du réglage PH avec le filtre

- La conduite d'eau brute est de type : Acier avec un diamètre de 400 mm ;
- La longueur de la conduite est : 26,17 m
- Le débit véhiculé par la conduite est : 157,5l/s

On a :

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

Avec :

- K = 0,00179 ;
- $\beta = 2$;
- m = 5.3.

$$\text{Donc : } \Delta H = \frac{0,00179 \cdot 0,1575^2 \cdot 26,17}{0,4^{5,3}} = 0,15 \text{ m}$$

On ajoute une valeur de 5 % à la valeur de la perte de charge linéaire. Cette valeur représente la perte de charge à l'entrée et à la sortie des ouvrages elle sert aussi à assurer la sécurité.

Donc :

$$\Delta H = 0,157 \text{ m}$$

V.6.6 Calcul de la perte de charge au niveau du filtre

La vitesse de l'écoulement de l'eau dans les sols est exprimée par la loi de Darcy :

$$V = k \cdot i$$

Quelques valeurs de ce coefficient sont indiquées dans le tableau V.9 :

Tableau V.9 : Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains

	Sable grossier 15% < 0,5 mm 55% de 0,5 à 2 30% > 2 mm	Sable moyen 50% < 0,5 mm 25% de 0,5 à 0,75mm 25% de 0,75 à 2 mm	Sable très fin 95% < 0,5 mm 5% de 0,5 à 2 mm
Porosité	27%	32,2%	34%
K en m/s	$3 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

D'après les caractéristiques de notre sable, on remarque qu'il appartient à un sable grossier. Donc notre sable a les caractéristiques suivantes :

- Porosité : 27%
- K en m/s : $3 \cdot 10^{-3}$

Calcul de la perte de charge au niveau du filtre :

$$v = k \cdot i \quad ; \quad i = \Delta H / L$$

$$\Delta H = \frac{v \cdot L}{k} = \frac{1,75 \cdot 10^{-3} \cdot 1}{3 \cdot 10^{-3}} = 0,58 \text{ m} \quad (\text{V.34})$$

$$\Delta H = 0,58 \text{ m}$$

V.6.7 Calcul des diamètres de la conduite reliant l'ouvrage de filtration avec le réservoir d'eau traité

- La longueur de la conduite est : 56,64 m ;
- Le débit véhiculé par la conduite est : 150l/s ;
- La charge disponible ΔH_{dispo} :

$$\Delta H_{\text{dispo}} = Z_{\text{filtre}} - Z_{\text{réservoir}} - \sum \Delta H = 830,22 - 819,09 - 3,32 = 7,81 \text{ m}$$

$$\Delta H_{\text{dispo}} = 7,81 \text{ m}$$

On va calculer le diamètre de la canalisation :

- Si le diamètre est unique et satisfait théoriquement aux conditions imposées c'est bon.
- Si non, on va utiliser deux diamètres différentes et en calcul les longueurs des conduites.

On a:

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

Avec:

- $K = 0,00179$;
- $\beta = 2$;
- $m = 5.3$.

Donc :

$$D = \sqrt[m]{\frac{k \cdot Q^\beta \cdot l}{\Delta H}} = \sqrt[5,3]{\frac{0,00179 \cdot 0,15^2 \cdot 56,64}{7,81}} = 0,215$$

On remarque que : $200 < D < 220$ mm

$$\Delta H_T = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{k \cdot Q^\beta \cdot l_1}{D_1^m} + \frac{k \cdot Q^\beta \cdot (l - l_1)}{D_2^m}$$

$$7,83 = \frac{0,00179 \cdot 0,15^2 \cdot l_1}{0,2^{5,3}} + \frac{0,00179 \cdot 0,15^2 \cdot (56,64 - l_1)}{0,22^{5,3}}$$

$$l_1 = 10,61 \text{ m} \quad ; \quad l_2 = 46,03 \text{ m}$$

V.6.8 Calcul de la pression d'arrivé au dégrilleur

Le barrage de Ain Zada, est doté de deux prises d'eau :

- prise inférieure 848 m NGA ;
- Prise supérieure 838 m NGA.

On va effectuer le calcul de la charge supposant que l'eau brute est issue par la prise inférieure c'est-à-dire à 838 m NGA.

-La cote supérieure du dégrilleur est : 833,65 m

Donc :

$$H = 838 - (C_{\text{dégrilleur}} + \Delta H_{\text{barrage-piquage}} + \Delta H_{\text{piquage-dégrilleur}})$$

$$H = 838 - (833,65 + 1,4 + 1,09) = 1,86 \text{ m.c.e}$$

Donc l'eau arrive au niveau de dégrilleur avec une pression de : **1,86 m.c.e.**

V.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons dimensionné les ouvrages de l'extension de la station de traitement d'Ain Zada, qui traite un débit de 150 l/s. Notre station comprendra un dégrilleur, un bassin de coagulation d'un volume de 15 m^3 , un bassin de floculation d'un volume de 198 m^3 doté de 2 agitateurs, un décanteur lamellaire avec 165 lamelles, un bassin de régularisation de PH de 10 m^3

de volume, deux filtres à sable rapide de 45 m² de surface chacun. Enfin un réservoir de stockage avec un volume de 2000 m³.

L'aspect économique de l'extension sera déterminé dans le prochain chapitre.

Chapitre VI :

Aspect économique

VI.1 Introduction

Ce chapitre a pour objectif d'étudier l'aspect économique de la réalisation de la deuxième extension pour la station de traitement d'Ain Zada. Pour faire nous allons essayer d'estimer le cout des équipements et le cout du génie civil.

VI.2 Les opérations pour la réalisation et le fonctionnement de notre extension

Tableau VI.1 : Opérations pour la réalisation et le fonctionnement de notre extension

<i>Partie génie civil</i>	<i>Partie équipements</i>
<ul style="list-style-type: none"> - Installation de chantier ; - Terrassement généraux du site aménagement ; - Tuyauterie du site ; - Installation des bassins de Coagulation-Floculation-Décantation ; - Ouvrage de filtration avec bâtiment de commande des filtres ; - Réservoir d'eau traitée ; 	<ul style="list-style-type: none"> - Equipement de la filière de traitement capacité 150 l/s ; - Montage des équipements ; - Mise en service et exploitation 3 mois ; - Formation des agents

VI.3 Bordereau des prix

VI.3.1 Tableau des prix unitaires

Tableau VI.2 : Tableau des prix unitaires

<i>Item</i>	<i>Désignation</i>	<i>unit</i>	<i>Prix unitaire (DA)</i>
1	<i>Partie génie civil</i>		
	Installation de chantier. Trente millions dinars et zéro cts	FFT	30 000 000,00
2	Terrassement généraux du site et aménagement Quatre millions dinars et zéro cts	ENS	4 000 000,00
3	Tuyauterie du site Vingt-cinq millions dinars et zéro cts	ENS	25 000 000,00
4	Installation des bassins de Coagulation-Floculation-Décantation. Quinze millions cinq cent mille dinars et zéro cts	ENS	15 500 000,00

5	Ouvrage de filtration avec bâtiment de commande des filtres. Vingt millions dinars et zéro cts	ENS	20 000 000,00
6	Réservoir d'eau traitée. Trente-trois millions dinars et zéro cts	FFT	33 000 000,00
7	<i>Partie équipements</i> Equipement de la filière de traitement capacité 150 l/s. Deux cent quatre-vingts cinq millions dinars et zéro cts	U	285 000 000,00
8	Montage des équipements. Vingt millions dinars et zéro cts	FFT	20 000 000,00
9	Mise en service et exploitation 3 mois Six millions six cents mille dinars et zéro cts	FFT	6 600 000,00
10	Formation des agents. Six cents mille dinars et zéro cts	FFT	600 000,00

NB : les prix unitaires sont fournis par la DRE de BBA

VI.3.2 Devis estimatif et quantitatif

Tableau VI.3 : Devis estimatif et quantitatif

<i>Item</i>	<i>Désignation</i>	<i>unit</i>	<i>Prix unitaire (DA)</i>	<i>Quantité</i>	<i>Montant (DA)</i>
1	<i>Partie génie civil</i> Installation de chantier.	FFT	30 000 000,00	1	30 000 000,00
2	Terrassement généraux du site et aménagement	ENS	4 000 000,00	1	4 000 000,00
3	Tuyauterie du site	ENS	25 000 000,00	1	25 000 000,00
4	Installation des bassins de Coagulation-Floculation-Décantation.	ENS	15 500 000,00	1	15 500 000,00
5	Ouvrage de filtration avec bâtiment de commande des filtres.	ENS	20 000 000,00	1	20 000 000,00
6	Réservoir d'eau traitée.	FFT	33 000 000,00	1	33 000 000,00
8	<i>Partie équipements</i>	U	285 000 000,00	1	285 000 000,00

	Equipement de la filière de traitement capacité 150 l/s.				
9	Montage des équipements.	FFT	20 000 000,00	1	20 000 000,00
10	Mise en service et exploitation 3 mois	FFT	6 600 000,00	1	6 600 000,00
11	Formation des agents.	FFT	600 000,00	1	600 000,00
Total H.T					439 700 000,00
T.V.A 19%					83 543 000,00
TOTAL TTC					523 243 000,00

VI.4 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé au calcul du cout total de notre station. Ce cout a été estimé à **523 243 000,00 DA**.

Cette estimation tient en compte des deux parties génie civil et équipements.

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans notre travail nous avons fait une étude globale sur la réalisation d'une deuxième extension pour la station de traitement d'Ain Zada, dans le but de satisfaire la demande et couvrir le déficit des besoins en eau des villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma.

Notre station de traitement d'eau potable d'Ain Zada est dimensionnée pour assurer une production d'eau potable correspondant à 150 l/s selon les normes de l'OMS.

Les résultats des analyses de l'eau brute du barrage d'Ain Zada ont montré que cette eau doit passer par les procédés de traitement suivants : dégrillage ; préchloration ; coagulation-floculation ; décantation ; filtration et enfin la désinfection.

Une étude estimative des besoins en eaux de la population des villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma a été menée, afin de pouvoir trouver le taux de satisfaction en eau des citoyens de ces villes, les résultats ont montré que les taux de satisfaction totaux à l'horizon 2035 avant et après l'extension sont respectivement : 36,69 % et 39,60 %.

D'après notre étude, l'extension que nous avons proposée comprend les ouvrages suivants :

- Un dégrilleur ;
- Un bassin de coagulation d'un volume de 15 m³ ;
- Un bassin de floculation d'un volume de 198 m³ doté de 2 agitateurs ;
- Un décanteur lamellaire avec 165 lamelles ;
- Un bassin de régularisation de PH de 10 m³ de volume ;
- Deux filtres à sable rapide de 45 m² de surface chacun ;
- Enfin un réservoir de stockage avec un volume de 2000 m³.

L'eau brute arrive gravitairement du barrage vers le dégrilleur dans une DN 400 avec une pression de 1,86 m.c.e, il passe dans un bassin de mélange d'un volume de 15 m³

En point de vue économique, le cout total de notre extension est estimé a environ :

523 243 000,00 DA

La satisfaction de tous les besoins en eau de la population de ces villes reste un objectif non réalisable surtout à l'horizons de 2035, même après la conception de notre extension vue que nous sommes limités par le volume régularisable du barrage Ain Zada.

Dans le but d'améliorer l'équilibre entre l'offre et la demande en eau dans la région, un barrage à Sétif sera mise en service dans 2 ans pour alimenter cette région, en conséquent, tout le débit traité par la station de traitement Ain Zada sera destiné à l'AEP de Bordj Bou Arreridj, ce débit va satisfaire tous les besoins jusqu'à l'horizon 2032.

Références bibliographiques

[1] **Sakhraoui, F.**, « ETUDE DE L'EXTENSION DE LA STATION DE TRAITEMENT D'AIN ZADA (W. BORDJ BOU ARRERIDJ) », *Mémoire de Fin d'Etudes, Ingéniorat*, école nationale supérieure de l'hydraulique, Algérie, 110 page, Octobre 2011.

[2] **Ghouali, S.**, « contribution à l'inventaire des adventices inféodés à la céréaliculture dans la région de Ain Taghrout wilaya de BORDJ BOU ARRERIDJ », *Mémoire de Fin d'Etudes, Master*, Université Mohamed El Bachir El Ibrahimi, BBA, Algérie, 68 page, 2017.

[3] Agence Nationale de Développement de l'Investissement

[4] **MEBARKIA, A.**, « ETUDES DES CARACTERISTIQUES PHYSICO-CHIMIQUES DES EAUX DE SURFACE, CAS DU BARRAGE DE AIN ZADA WILAYA DE BORDJ BOU-ARRERIDJ (NORD-EST ALGÉRIEN) », *Thèse de Magister* Université Badji Mokhtar de Annaba, Algérie, 195 pages, 2011.

[5] Direction des ressources en eau de la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

[6] Agence spatial Algérienne.

[7] **Boudoukha, A.**, « Rapport final d'un projet de recherche C N E P R U », Département d'hydraulique. Faculté des sciences de l'ingénieur. Université de Batna

[8] **Raymond, D.**, « Le traitement des eaux », *2^e édition revue et améliorée*. Edition de l'école polytechnique de Montréal, 293 pages, 1997.

[9] **Harez, A. et Djelailia, H.**, « Etude d'une station de traitement et de production d'eau potable à partir d'un forage, Hôpital El-Hadjar », *Mémoire de Fin d'Etudes, Master*, Université Badji Mokhtar de Annaba, Algérie, 81 pages.

[10] **SALGHI, R.**, « cours chimie des eaux », Ecole Nationale des Sciences Appliquées, Agadir, 21 pages.

[11] **BENAISSA, F.Z.**, « Etude sur le procédé d'osmose inverse pour le dessalement des eaux faiblement saumâtres » *Mémoire de Fin d'Etudes, Master*, Université Aboubakr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 2013.

[12] <https://www.suezwaterhandbook.fr/eau-et-generalites/processus-elementaires-du-genie-biologique-en-traitement-de-l-eau/applications-du-genie-biologique-en-traitement-des-eaux-potables/historique-et-caracteres-generaux>

[13] **Jean R., et Coll.**, « TECHNIQUES ET INGENIERIE : série environnement et sécurité. L'analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eaux de mer », *8e édition Dunod*, Paris, 1199 pages, 2005.

[14] Directives de qualité pour l'eau de boisson, *4^{em} édition*. OMS, 2017.

[15] <https://sites.google.com/site/tpetraitementdeleaucgjkir/i-les-diffrentes-filires-de-traitement-de-leau/a-traitement-avant-utilisation-de-leau>.

[16] **CORISCO-PEREZ Carlos.**, « *Synthèse technique: potabilisation: les couts réels de production de l'eau* », Ecole Nationale Du Génie Rural des Eaux et des Forêts ; ENGREF Centre de Montpellier, 12 pages, Février 2006.

[17] **MOUCHET, P.**, « Traitement des eaux avant utilisation. Matières particulières », Techniques de l'Ingénieur.

[18] <https://www.suezwaterhandbook.fr/>

[19] <http://hmf.enseeiht.fr/travaux/bei/beiere/content/pre-traitement>

[20] « Guide de conception des installations de production d'eau potable », chapitre 9, *Version finale* 2002/08/31.

[21] **SADOWSKI, A.G.**, « Méthode de calcul d'une filière de traitement », Mars2002.:

[22] **BOUDHAR, H.**, « Amélioration du fonctionnement des petites unités de traitement d'eau potable en vue d'éliminer les éléments neofomes, THM et turbidité », *synthèse bibliographique*, office international de l'eau, March 1999.

[23] **SCHULMAN, J.**, « Cours du traitement des eaux ».

[24] **BESSEDIK, M.**, « Traitement de l'eau », *cours*, Université Aboubakr Belkaid, Tlemcen, Algérie, 369 pages.

[25] **CANLER, J.P.**, « La décantation lamellaire des boues activées », Fonds Nationale pour le développement des Adduction d'Eau (F.N.D.A.E), France, Aout 1994.

[26] **Mazari, N.I.**, « Dimensionnement de la Station de Traitement Monobloc des Eaux du barrage de Bouzegza Commune de Lardjem (W.Tissemsilt) », *Mémoire de fin d'étude, Ingéniorat*, Ecole Nationale Supérieure de l'hydraulique, Algérie, 99 pages, septembre 2012.

[27] **Omouri, A.**, « Contribution à la modélisation et à la commande d'un procédé de filtration », *Mémoire de Fin d'Etudes, Master*, Université Mouloud MAMMERI, Tizi-Ouzou, Algérie, 88 pages, 2011.

[28] «**Etude expérimentale et numérique des grilles ichtyocompatible** », *Thèse de doctorat, École doctorale : Sciences et ingénierie en matériaux, mécanique, énergétique et aéronautique – SIMMEA (Poitiers) Secteur de recherche : Mécanique des milieux fluides*, Université de POITIERS, 213 pages, 03 décembre 2013.

Résumé:

Les wilayas de Bordj Bou Arreridj et Sétif sont alimentées principalement par le barrage d'Ain Zada doté d'une station de traitement en aval avec une capacité de traitement de 1200 l/s.

Notre mémoire est basé principalement, sur l'étude du dimensionnement d'une deuxième extension (capacité de 150 l/s), qui suit une chaine de traitement classiques.

Cette étude a été initiée suite à l'insatisfaction des besoins en eau de la population des deux wilayas.

Mots clés : Dimensionnement, chaine de traitement classique, extension, besoins en eau, barrage d'Ain Zada

ملخص :

يتم تزويد كل من ولاية برج بوعريريج و ولاية سطيف بالماء الصالح للشرب من مياه سد عين زادة, الذي يتوفر على محطة لمعالجة المياه بقدرة 1200 لتر في الثانية .
هاته المذكرة تركز على إعداد دراسة حول تحديد أبعاد توسعة لهذه المحطة التي تعتمد على الطريقة التقليدية في معالجة المياه (بقدرة 150 لتر في الثانية).
هذه التوسعة جاءت لسد الإحتياجات المائية لمواطني الولايتين.

الكلمات المفتاحية : تحديد أبعاد , عين زادة , التوسعة , محطة لمعالجة المياه , قدرة , الإحتياجات المائية , الماء الصالح للشرب

Abstract:

The cities of Sétif and Bordj Bou Arreridj receive there drinkable water from the Ain Zada's dam. It owns a treatment station in its downstream with a treatment capacity of 1200 l/s.

Our work is based on the study on sizing of another extension that uses classical processes of water treatment. This extension has a capacity of 150 l/s.

This new extension has been implanted to satisfy the requirement of the population of these two cities in water.

Key words: Sizing, Ain Zada, treatment station, extension, water treatment, Requirement of water, treatment capacity.