

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Etude de l'extension de la station de traitement d'Ain Zada
(w. Bordj Bou Arreridj).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0030-11

APA Citation (توثيق APA):

Sakhraoui, Fouad (2011). Etude de l'extension de la station de traitement d'Ain Zada (w. Bordj Bou Arreridj)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE L'EXTENSION DE LA STATION DE
TRAITEMENT D'AIN ZADA
(W.BORDJ BOU ARRERIDJ)**

Présenté par :
M^r SAKHRAOUI FOUAD

Promoteur :
M^r A. HACHEMI

MEMBRES DE JURY :

Président : M^r O. KHODJET-KESBA

Examineurs :

M^r M.S. BENHAFID

M^r A. AYADI

M^{me} L. TAFAT

M^r R. KERID

OCTOBRE 2011

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
-ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

Option : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME :

**ETUDE DE L'EXTENSION DE LA STATION DE
TRAITEMENT D'AIN ZADA
(W.BORDJ BOU ARRERIDJ)**

Présenté par :
M^r SAKHRAOUI FOUAD

Promoteur :
M^r A. HACHEMI

MEMBRES DE JURY :

Président : **M^r O. KHODJET-KESBA**

Examineurs :

M^r M.S. BENHAFID

M^r A. AYADI

M^{me} L. TAFAT

M^r R. KERID

OCTOBRE 2011



dédicace

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

D'abord à mes très chères parents **ABDKADER et ZAKIA** , à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amours , son aides et son soutiens et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.

A mes très chers frères avec leur femmes « **HICHEM-LINDA** », « **RAOUF-SARAH** » et **AKRAM**

A mes deux très chères sœurs **RATIBA** et **SIHEM**.

A la meilleure et la plus chère personne dans ma vie **DJEBAILIA AMINA**, sans oublier sa famille.

A mes deux très chères cousins **TAIB** et **WALID**.

A mes chers amis **DJAMEL, SOFIENE, ABDERRAZZAQ, RADOUANE, MOHAMED**.

Je dédie également ce travail à tous mes amis de L'E.N.S.H avec qui je partage tous les souvenirs.

F.SAKHRAOUI



Remerciement

- Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apportés un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.
- Toute ma gratitude pour mon promoteur M^r A. HACHEMI pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long pour l'élaboration de ce travail.
- Mon respect s'adresse aux membres de jury « M^r O. KHODJET-KESBA, M^r M.S. BENHAFID, M^r A. AYADI, M^{me} L. TAFAT et M^r R. KERID » qui m'on fera l'honneur d'apprécier ce travail.
- Je tiens à présenter par occasion tout mon respect à tous les enseignants de l'ENSH qui ont contribués à ma formation du cycle universitaire.
- Un remerciement particulier est adressé à M^r MAAFA et M^r ISSA, pour leurs précieux conseils, orientations et aides. Aussi a tous les gens de la DHW de Bordj Bou Arreridj.
- Un remerciement particulier aussi est adressé à tous mes amés de l'ENSH, Djamel, Sofiane, Mohamed, Abderrazzaq, Amel, Raoua, Imane, Houda.

ملخص

إن تزويد السكان بالمياه الصالحة للشرب, يتطلب منا تلبية كافة احتياجاتهم من الماء, مع الحرص على أن تكون هذه المياه ذات جودة عالية و موحدة.

إن الهدف من هذه المذكرة, هو دراسة محطة معالجة المياه, الموجودة بمدينة عين زادة والتي تعالج 900 لتر/الثانية من المياه الآتية من "سد عين زادة", وأيضا توسعة هذه المحطة بقدره معالجة 300لتر /الثانية حسب معايير منظمة الصحة العالمية, وذلك لتلبية احتياجات المدن المعنية; برج بوعريريج, سطيف والعلمة.

هذه التوسعة هي عبارة عن محطة تقليدية لمعالجة المياه, التي تتبع طريقة معالجة المياه السطحية.

Résumé :

L'alimentation en eau potable des populations exige la satisfaction de la demande en eau, et l'assurance d'un niveau de qualité élevé et uniforme.

Le but de notre MFE est l'étude de la station de traitement existante d'AIN ZADA qui traite 900 l/s d'eau brute provenant du barrage d'AIN ZADA, et dimensionner l'extension de celle-ci avec une capacité de 300 l/s selon les normes de l'OMS, afin de satisfaire la demande en eau des villes de BBA, Sétif et El Eulma.

Notre extension est une station de traitement classique qui suivre une filière de traitement des eaux de surfaces.

Abstract :

The drinkable water supply of the populations requires the satisfaction of the demand in water, and the insurance of a high and uniform quality level.

The purpose of our MFE is the study of the existing treatment station of AIN ZADA which treats 900 l/s with raw water resulting from the dam of AIN ZADA, and to size the extension of this one with a capacity of 300 l/s according to the standards of the WHO, to satisfy the demand in water of the cities of BBA, Sétif and El Eulma.

Our extension is a classic treatment station which to follow a sector of water treatment of surfaces.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Carte d'Algérie.....	2
Figure I.2 : Carte de la wilayat de B.B.Arreridj avec ces communes.....	3
Figure I.3 : Plan du site de la zone d'étude.....	4
Figure I.4 : Implantation de quelque barrage de l'Algérie.....	7
Figure I.5 : Localisation des stations de prise d'échantillon et délimitation du bassin versant de Oued Boussalem.....	8
Figure I.6 : Carte des zones de perméabilité à partir de la lithologie du bassin versant de Oued Boussalem.....	10
Figure II.1 : Cycle de transformation de l'eau dans la nature.....	13
Figure III.1 : coagulation-floculation.....	20
Figure III.2 : Eau brute additionnée de coagulant.....	21
Figure III.3 : Chambre de mélange avec agitateur rapide.....	22
Figure III.4 : Schéma de principe de fonctionnement d'un décanteur à circulation (Type Accelator-Degremont).....	24
Figure III.5 : Décanteur Circulator (version béton).....	25
Figure III.6 : Décanteur Pulsator.....	26
Figure III.7 : Evolution des décanteurs à lit de boues pulsé.....	26
Figure III.8 : Décanteur Pulsatube.....	27
Figure III.9 : Décanteur Superpulsator.....	27
Figure III.10 : Décanteur Densadeg.....	28
Figure III.11 : Décanteur Actiflo.....	29
Figure III.12 : Filtre double AQUAZUR type T à plancher béton et canal air-eau.....	31
Figure III.13 : Filtre gravitaire en béton à lavage [air + eau] avec balayage latéral de surface (Aquazur V de Degremont).....	32

Figure III.14 : Filtre MEDIAZUR double flux.....	33
Figure III.15 : Courbe typique de point de rupture d'une eau naturelle.....	36
Figure IV.1 : Situation de la station de traitement par rapport au barrage d'Ain Zada.....	38
Figure IV.2 : Les bâtiments des réactifs.....	43
Figure IV.3 : Ouvrages de décantation, filtration, mélange et collecteur.....	45
Figure IV.4 : Le réservoir d'eau traitée et la station de pompage.....	48
Figure V.1 : Estimation du Volume moyen journalier de la ville de Sétif	51
Figure V.2 : Estimation du volume max journalier de la ville de Sétif	51
Figure V.3 : Estimation du Volume moyen journalier d'El Eulma	52
Figure V.4 : Estimation du volume max journalier d'El Eulma.....	52
Figure V.5 : Estimation du Volume moyen journalier de BBA	53
Figure V.6 : Estimation du volume max journalier de BBA	53
Figure VI.1 : La filière de traitement.....	63
Figure VI.2 : Représentation schématique des deux agitateurs.....	72
Figure VI.3 : L'alimentation d'un décanteur lamellaire à contre courant.....	76
Figure VI.4 : Décanteur lamellaire.....	77
Figure VI.5 : Les dimensions d'un décanteur lamellaire.....	78
Figure VI.6 : Les hauteurs d'un décanteur lamellaire.....	79
Figure VI.7 : Le bassin de filtration.....	81
Figure VI.8 : courbe granulométrique du sable.....	83
Figure VI.9 : Le canal de répartition et les déversoirs des filtres.....	86
Figure VI.10 : Les dimensions de la grille.....	92

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Les températures moyennes (période 1998-2008)	5
Tableau I.2 : Les températures maximales et minimales (période 1998-2008)	6
Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (période 1998-2006)	6
Tableau I.4 : Evaporation moyenne mensuelles (période 1998-2006)	6
Tableau I.5 : Subdivision du bassin versant de Oued Boussalem.....	8
Tableau I.6 : Paramètres morphométriques de Oued Boussalem.....	9
Tableau I.7 : caractéristique hydrologique du barrage d'Ain Zada.....	12
Tableau II-1 : les normes de quelques paramètres physiques et chimiques d'OMS.....	18
Tableau V.1 : Sétif-El Eulma-Bordj Bou Arreridj, Evolution des besoins en eaux.....	50
Tableau V.2 : Estimation des besoins en eaux.....	54
Tableau V.3 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté Sétif+El Eulma)	55
Tableau V.4 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté Sétif+El Eulma)	55
Tableau V.5 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté BBA)	55
Tableau V.6 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté BBA).....	55
Tableau V.7 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier.....	56
Tableau V.8 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier...56	
Tableau V.9 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté Sétif+El Eulma)	57

Tableau V.10 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté Sétif+El Eulma)	58
Tableau V.11 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté BBA)	58
Tableau V.12 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté BBA)	58
Tableau V.13 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier.....	59
Tableau V.14 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier..	59
Tableau V.15 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant et après extension du volume moyen journalier	59
Tableau V.16 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant et après extension du volume max journalier	59
Tableau VI.1 : Qualité de l'eau brute et les valeurs de l'O.M.S.....	61
Tableau VI.2 : Les résultats du jar-test pour la coagulation-floculation.....	68
Tableau VI.3 : L'analyse granulométrique du sable.....	82
Tableau VI.4 : Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains.....	96
Tableau VII.1 : Quelques catégories des matières dangereuses.....	102
Tableau VIII.1 : Les prix unitaires.....	107

LISTE DES PLANCHES

- 1- Plan de la liaison barrage-station de traitement ;
- 2- Plan de la station de traitement existante d'AIN ZADA ;
- 3- Plan de la station de traitement d'AIN ZADA après extension ;
- 4- Dégrilleur ;
- 5- Bloc de traitement des eaux ;
- 6- Bassin de filtration ;
- 7- Réservoir 4000 m³ ;
- 8- Profil en long de l'extension de la station de traitement.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	----------

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

I.1)- Introduction :	2
I.2)- Situation de la zone d'étude :	2
I.2.1)- Situation géographique:	2
I.2.2)- situation topographique :	5
I.2.3)- situation géologique et hydrogéologique :	5
I.2.4)- Situation climatologique :	5
I.2.4.1)- Le climat :	5
I.2.4.2)- La température :	5
1-Températures moyennes :	5
2- Température maximales et minimales :	6
I.2.4.3)- La pluviométrie :	6
I.2.5)- Le vent :	6
I.2.6)- Sismicité:	7
I.3)- Ressource en eau :	7
I.3.1)- Bassin versant de Oued Boussalem :	8
I.3.2)- Paramètres morphométriques :	9
I.3.3)- Cadre géologique du bassin versant de l'Oued Boussalem :	10
I.3.4)- Caractéristique technique de l'aménagement du barrage de Ain Zada :	11
A- La digue :	11

B- Evacuateur de crue :	11
C- Tour de prise :	11
D- Retenue :	11
E- Objectif :	11
I.3.5)- Quelque caractéristique hydrologique du barrage de Ain Zada :	12
I.4)-Conclusion :	12

Chapitre II : Généralités et qualités sur les eaux

II.1)- Introduction :	13
II.2)- Qualités générales des eaux issues de diverses sources :	14
II.2.1)- Eaux de pluie :	14
II.2.2)- Eaux souterraines :	14
II.2.3)- Eaux de surfaces :	14
II.2.4)- Eaux de mer et les eaux saumâtres :	15
II.3)- Histoire du traitement de l'eau potable :	15
II.4)- Normes de qualité d'eau potable :	16
II.4.1)- Normes microbiologique :	17
II.4.2)- Normes et recommandations pour les paramètres physiques et chimique :	17
I.5)- Conclusion :	18

Chapitre III : Filières de traitement des eaux potables

III.1)- Introduction :	19
III.2)- Pré-chloration :	19
III.3)- Coagulation - Flocculation :	19

III.3.1)- Introduction :	19
III.3.2)- But de la coagulation-floculation :	19
III.3.3)- Coagulation :	20
III.3.3.1)- Agitation :	21
III.3.4)- Floculation :	22
III.3.4.1)- Aide flocculants usuels :	22
III.3.4.2)- Agitation :	22
III.3.5)- Conclusion :	23
III.4)- Décantation :	23
III.4.1)- Types de décantation :	23
III.4.2)- Type et Géométrie des décanteurs :	24
III.4.2.1)- Décanteurs statiques (simples ou lamellaires) :	24
III.4.2.2)- Décanteurs à recirculation de boues :	24
III.4.2.3)- Décanteurs à lit de boues :	25
III.4.2.4)- Décanteurs lamellaires à lit de boues :	25
III.4.2.5)- Décanteurs lamellaires à recirculation de boues :	25
III.4.2.6)- Décanteurs à floc lesté :	28
III.5)- Filtration :	29
III.5.1)- Introduction :	29
III.5.2)- Types de filtres :	30
III.5.3)- Les types des filtres ouverts :	30
III.5.3.1)- Les filtres AQUAZUR.T :	30
III.5.3.2)- Les filtres AQUAZUR.V :	31
III.5.3.3)- Filtres particuliers :	33

III.6)- Désinfection :	34
III.6.1)- Introduction :	34
III.6.2)- Désinfection par le chlore :	34
A- Avantage :	35
B- Désavantage :	35
III.6.2.1)- Modes de chloration :	35
A- Chloration simple :	35
B- Chloration au point critique ou au « Break-point » :	35
III.6.2.2)- Chloration par l'eau de javel :	36
III.6.3)- Désinfection par l'ozone :	36
III.6.4)- Désinfection par le rayonnement UV :	37
III.7)- Conclusion :	37

Chapitre IV : Présentation actuelle de la station de traitement d'Ain Zada

IV.1)- Introduction :	38
IV.2)- Situation de la station de traitement (existante) :	38
IV.3)- Schémas d'ensemble :	38
IV.4)- Description générale de la station de traitement existante :	39
IV.4.1)- Filière de traitement :	39
IV.4.2)- Capacité de traitement :	40
IV.4.3)- Qualité de l'eau brute :	40
IV.4.4)- Qualité de l'eau traitée :	40
IV.5)- Impact sur l'environnement :	41
IV.5.1)- Insertion de la station dans le site :	41

IV.5.2)- Bruits et vibrations :	41
IV.5.3)- Protection du personnel :	41
IV.6)- Caractéristique technique de la station de traitement existante :	41
IV.6.1)- Bâtiments des réactifs :	41
A- Dosage de polyelectrolite :	41
B- Dosage du sulfate d'alumine :	42
C- Station du chlore :	42
D- Station de dosage de chaux :	42
IV.6.2)- La station de traitement :	43
A- Regard d'arrivée (A) :	43
B- Regard de mesure (B) :	43
C- Regard de contrôle (C) :	44
D- Bassins de mélange et floculation :	44
E- Les deux décanteurs :	44
F- Bassin collecteur d'eau clarifiée :	44
G- Station de filtration :	44
H- Regard de mesure H :	45
I- Réservoir d'eau traitée :	46
IV.6.3)- Station de pompage et conduit d'adduction :	46
IV.6.3.1)- Coté B.B.Arreridj :	46
a- Pompage :	46
b- Adduction :	46
IV.6.3.2)- Coté Sétif :	46
a- Pompage :	46
b- Station de reprise Mahdia :	47
c- Adduction :	47
IV.6.3.2)- Coté Bougaa :	47
a- Pompage :	47
b- Adduction :	47
IV.7)- Conclusion :	48

Chapitre V : Les besoins en eaux

V.1)- Introduction :	49
V.2)- Les besoins en eaux :	49
V.3)- Les ressources en eaux :	49
V.4)- Estimations des besoins en eaux :	49
V.4.1)- Coté Sétif :	51
V.4.2)- Coté El Eulma :	52
V.4.3)- Coté Bordj Bou Arreridj :	53
V.5)- Taux de satisfaction des besoins en eaux :	54
V.5.1)- Avant extension :	54
A- Coté Sétif+El Eulma :	54
B- Coté B.B.ARRERIDJ :	55
C- Besoins totaux :	56
V.5.2)- Après extension (1200 l/s) :	57
A- Coté Sétif+El Eulma :	57
B- Coté B.B.ARRERIDJ :	58
C- Besoins totaux :	58
V.6)- Résultat final :	59
V.6.1)- Les besoins totaux en eaux du volume moyen journalier :	59
V.6.2)- Les besoins totaux en eaux du volume max journalier :	59
V.7)- Conclusion :	60

Chapitre VI : Dimensionnement

VI.1)- Introduction :	61
VI.2)- Les caractéristiques moyennes de l'eau brute :	61
VI.3)- Objectif de la station et choix de la filière de traitement :	62
VI.4)- Description de la chaîne de traitement proposée :	63
VI.5)- Dimensionnement des ouvrages :	64
VI.5.1)- Ouvrage de mesure et régulation du débit :	64
VI.5.2)- Pré-chloration:	65
A- Pompe doseuse :	65
B- Bac de stockage :	65
• Le volume du chlore utilisé dans la pré-chloration :	66
VI.5.3)- Dégrileur :	66
VI.5.4)- Coagulation- Flocculation :	68
VI.5.4.1)- Coagulation :	69
A- Détermination des caractéristiques du bassin de coagulant :	69
B- Détermination du débit de la pompe doseuse du coagulant ainsi que le bac de coagulant :	69
B.1- Le débit de la pompe doseuse :	69
B.2- Le bac de coagulant :	69
VI.5.4.2)- Flocculation :	71
A- Détermination des caractéristiques du bassin de flocculation :	71
• Détermination du nombre d'agitateurs X :	71
• Dimensionnement des deux lames d'un agitateur :	72
• Vitesse périphérique :	73
• Vérification du critère de Reynolds :	73
• Vérification du gradient de vitesse G :	74
• Calcul de la puissance P :	74

B- Détermination du débit de la pompe doseuse du flocculant ainsi que le bac de flocculant :	75
B.1- Le débit de la pompe doseuse :	75
B.2- Le bac de flocculant :	75
VI.5.5)- Décantation :	76
• Description générale d'un décanteur lamellaire :	77
VI.5.5.1)- Détermination de la surface du décanteur :	78
VI.5.5.2)- Calcul de la hauteur du décanteur :	79
VI.5.5.3)- Calcul du temps de séjour :	80
VI.5.6)- Correction du PH :	80
VI.5.7)- Filtration :	81
VI.5.7.1)- La filtration rapide :	82
VI.5.7.2)- Critère du choix du matériau filtrant pour les filtres rapide :	82
VI.5.7.3)- Choix du matériau filtrant :	82
• Analyse granulométrique par tamisage :	82
• Exploitation des résultats :	83
1- La taille effective :	83
2- Le coefficient d'uniformité :	83
VI.5.7.4)- Calcul de la surface totale de filtration :	84
VI.5.7.5)- Calcul de la hauteur du filtre :	84
VI.5.7.6)- Lavage des filtres :	85
VI.5.7.7)- Calcul du volume du rétrolavage des filtres :	86
VI.5.7.8)- Calcul du canal de répartition des eaux dans les filtres :	86
VI.5.7.8.1)- Calcul des caractéristiques du canal :	87
VI.5.7.8.2)- Calcul de la largeur du déversoir :	87
VI.5.8)- Désinfection :	88

VI.5.8.1)- Dimensionnement :	88
• Le volume du chlore utilisé dans la désinfection :	88
VI.5.8.2)- Le calcul du bac de stockage du chlore :	89
A- Le volume du bac :	89
B- La surface du bac :	89
C- La longueur du bac :	89
VI.5.9)- Réservoir d'eau traitée :	90
VI.5.9.1)- Calcul du diamètre du réservoir d'eau traiter :	90
VI.6)- Calcul de la ligne d'eau :	91
VI.6.1)- Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le barrage jusqu'au piquage de la station :	91
VI.6.2)- Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le piquage jusqu'à l'entrée du dégrilleur :	91
VI.6.3)- Calcul de la perte de charge au niveau de la grille :	92
VI.6.4)- Calcul de la perte de charge entre les ouvrages :	94
VI.6.4.1)- Coagulateur-Floculateur :	94
VI.6.4.2)- Floculateur-Décanteur :	94
VI.6.5)- Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant l'ouvrage du réglage-PH avec le filtre :	95
VI.6.6)- Calcul de la perte de charge au niveau du filtre :	95
VI.6.7)- Calcul des diamètres de la conduite reliant l'ouvrage de filtration avec le réservoir d'eau traité :	96
VI.6.8)- Calcul de la pression d'arrivé au dégrilleur :	97
VI.7)- Conclusion :	98

Chapitre VII : Protection et Sécurité de Travail

VII.1)- Introduction :	99
VII.2)- Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :	99
VII.2.1)- Facteurs humains :	99
VII.2.2)- Facteurs matériels :	99
A- Liste des conditions dangereuses :	99
B- Liste des actions dangereuses :	100
VII.3)- L'Objectif de l'étude de la sécurité de travail dans le laboratoire de traitement des eaux potables :	100
VII.4)- L'ensemble des risques :	100
VII.5)- La sécurité en laboratoire :	100
VII.6)- Systèmes d'Information sur les Matières Dangereuses :	101
VII.6.1)- Le Service du répertoire toxicologique :	101
VII.6.2)- SIMDUT (Système d'Information sur les Matières Dangereuses Utilisées au Travail) :	101
VII.6.2.1)- Quelques catégories des matières dangereuses :	101
VII.6.2.2)- Informations sur les produits :	103
1- Étiquette SIMDUT :	103
2- Étiquette du fournisseur :	103
3- Étiquette du lieu de travail :	103
4- La fiche signalétique :	103
VII.6.3)- SYCLAUN (système de classification uniformisé) :	103
VII.7)- Quelques règles applicables dans laboratoires de traitement des eaux potables :	104
VII.7.1)- Contrôle des risques en laboratoire :	104
VII.7.2)- Quelques précautions à suivre :	104

VII.8)- Mesure préventives pour éviter les causes des accidents durant la réalisation de l'installation :	105
VII.8.1)- Protection collective :	105
a- Engin de levage :	105
b- Appareillages électriques :	105
VII.8. 2)- Protection individuelle :	105
VII.9)- Conclusion :	105

Chapitre VIII : Aspect économique

VIII.1)- Introduction :	106
VIII.2)- Les opérations pour la réalisation et le fonctionnement de notre station de traitement (300 l/s) :	106
1- Partie génie civil :	106
2- Partie équipements :	106
VIII.3)- Bordereau des prix :	107
VIII.3.1)- Tableau des prix unitaires :	107
VIII.3.2)- Devis estimatif et quantitatif :	108
VIII.4)- Conclusion :	109
Conclusion générale	110

Références bibliographiques

Introduction générale

L'eau est la principale composante de notre corps, elle est à l'origine de la vie.

Les planètes et les êtres vivants sont essentiellement constitués d'eau. La quantité d'eau à la surface de la terre est constante, cependant 97% de celle-ci est salée [1].

Toutes les eaux de la nature ne sont pas bonnes à boire. Même une eau d'apparence limpide transporte en son sein toutes sortes de substances inertes et vivantes, dont certaines peuvent être nocives pour l'organisme humain. Ces substances proviennent soit du milieu physique dans lequel l'eau a évolué, soit des rejets de certaines activités humaines dont l'eau est devenue le réceptacle. L'eau est ainsi le vecteur de transmission privilégié de nombreuses maladies. Pour être consommée sans danger, l'eau doit donc être traitée.

Une usine moderne de production d'eau potable assure en fait deux principales fonctions : la satisfaction de la demande en eau, et l'assurance d'un niveau de qualité élevé et uniforme [1, 2].

La station de traitement existante d'AIN ZADA alimente les villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma en eau potable par un débit de 900 l/s. Vue l'augmentation de la demande en eau dans ces villes, il est indispensable de faire une extension de cette station pour couvrir une partie de ce déficit.

Notre étude est scindée en trois grandes parties :

La première partie est relative à l'étude bibliographique qui va nous permettre de donner un aperçu théorique et pratique des différentes filières d'une station classique de traitement des eaux de surfaces, dont on trouve :

- ❖ La coagulation-floculation ;
- ❖ La décantation ;
- ❖ La filtration ;
- ❖ La désinfection.

La deuxième partie met en évidence l'étude du taux de satisfaction des besoins en eaux des villes consternées ; Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma par la station de traitement de AIN ZADA existante et le taux de satisfaction des besoins en eaux après l'extension.

En fin la troisième partie concernant le dimensionnement de l'extension de la station de traitement d'AIN ZADA.

C'est dans ce cadre que s'inscrit mon mémoire de fin d'étude "Etude de l'extension de la station de traitement d'AIN ZADA W.Bordj Bou Arreridj".

CHAPITRE I :

***PRESENTATION DE LA ZONE
D'ETUDE***

I.1)- Introduction :

Notre zone d'étude se situe dans la commune d'Ain Taghrout (wilaya de Bordj Bou Arreridj) ; à 40 km à l'Est de ce cette dernier et à 25 km à l'Ouest de la wilaya de Sétif.

I.2)- Situation de la zone d'étude :

I.2.1)- Situation géographique:

La wilaya de Bordj Bou Arreridj ce situe dans le Nord de l'Algérie ; à 230 km Sud-Est d'Alger. (**Figure 1**)

Elle à : Latitude : 36°07 N / Longitude : 5°04 E

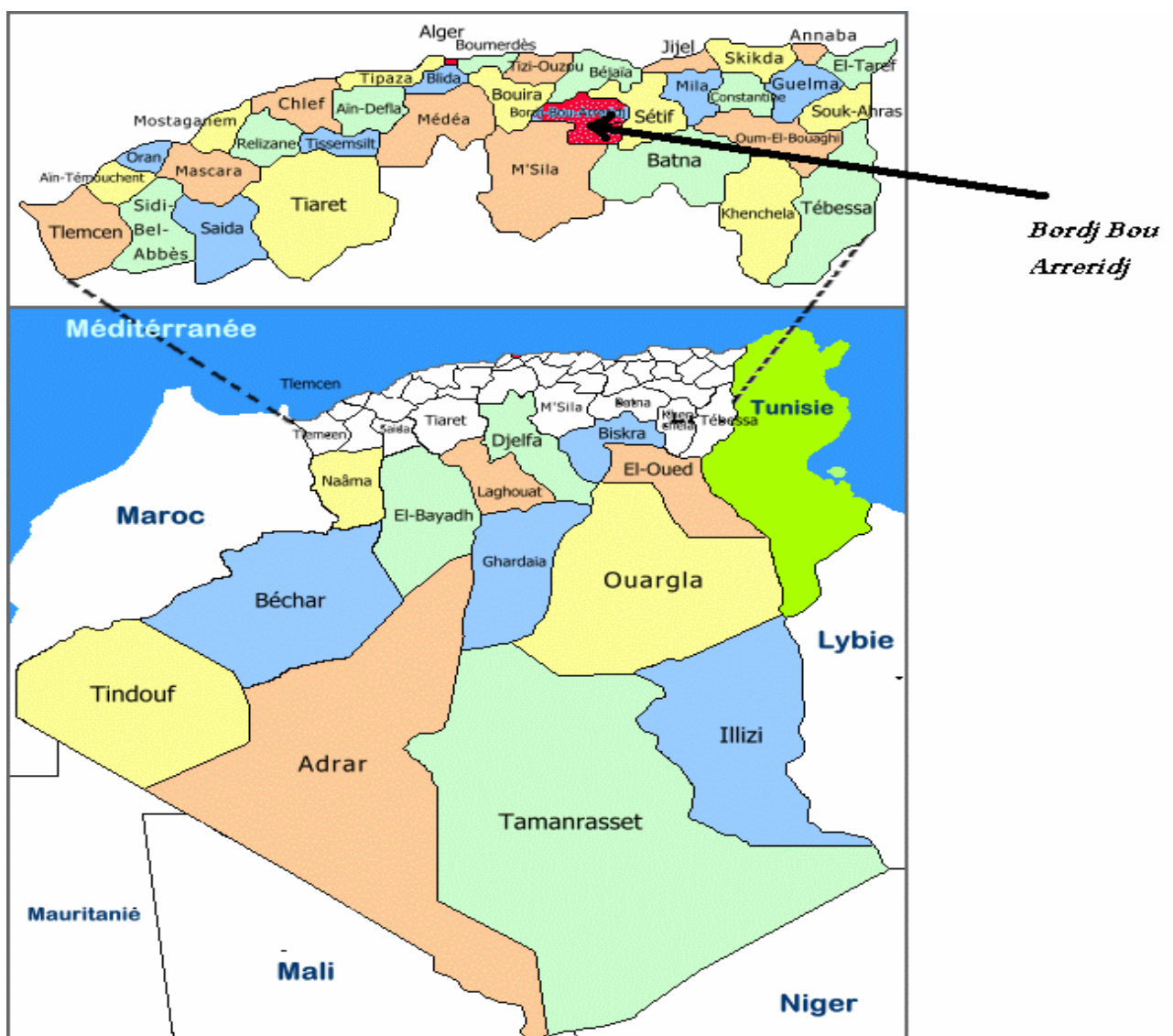


Figure I.1-Carte d'Algérie

Elle est délimitée : (Figure 2)

- au Nord par la wilaya de Bejaïa ;
- au Sud par la wilaya de M'sila ;
- à l'Est par la wilaya de Sétif ;
- à l'Ouest par la wilaya de Bouira.

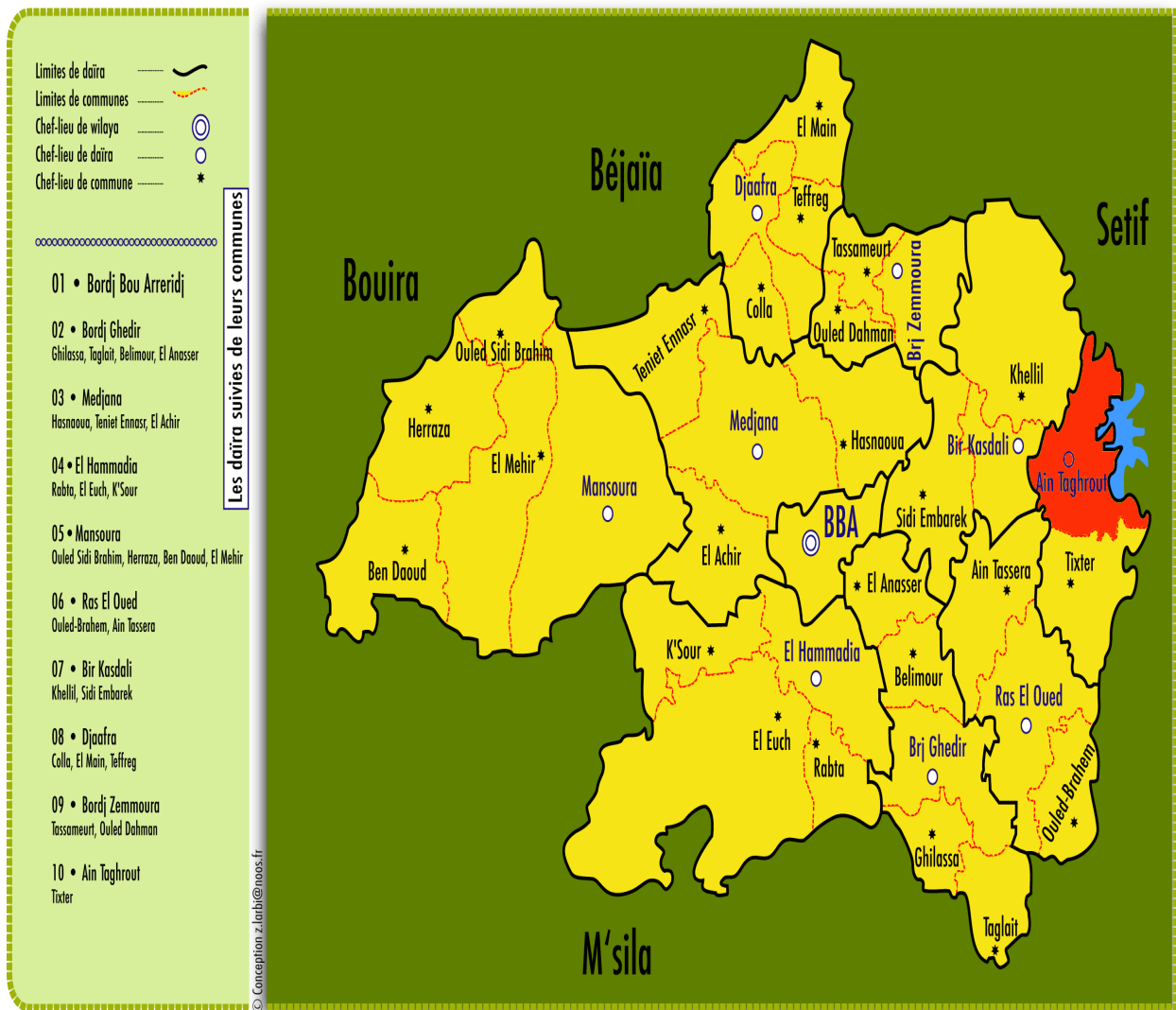


Figure I.2-Carte de la wilayat de B.B.Arreridj avec ces communes

On outre, la commune d'Ain Taghrouit est délimitée : (Figure 2 et Figure 3)

- 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.

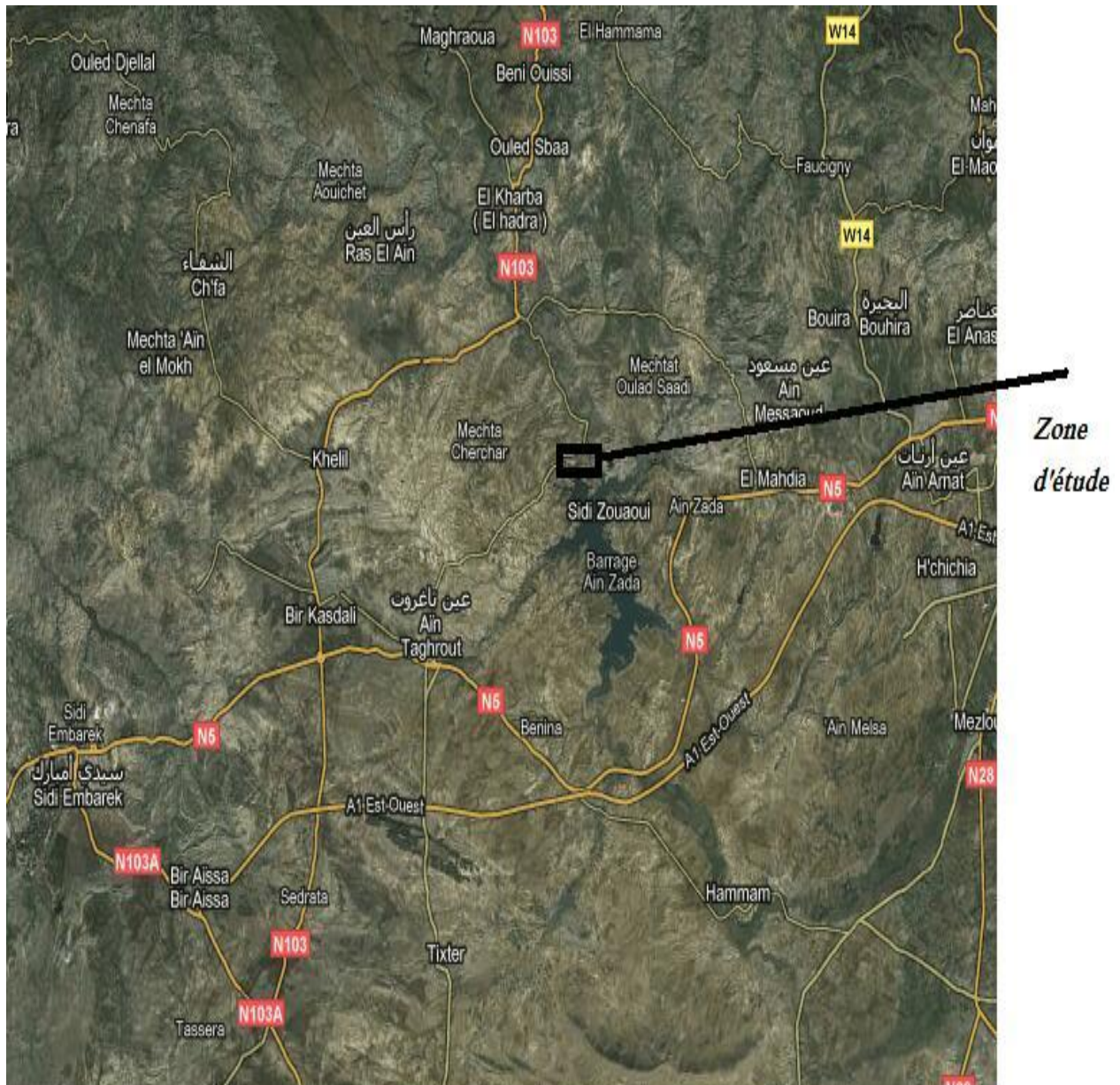


Figure I.3-Plan du site de la zone d'étude

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.

I.2.2)- situation topographique :

Notre zone d'étude se trouve dans un site où les altitudes varient entre 820 -840 mNGA.

On peut citer qu'à partir de la cote 832 mNGA la pente s'incline fortement au CW 63 (chemin de la wilaya 63).

I.2.3)- situation géologique et hydrogéologique:

Les vastes surfaces du sous bassin de l'Oued Boussalem qui alimente le barrage d'Ain Zada sont recouvertes sur leur quasi-totalité par des faciès très hétérogènes de graviers, de galets, de sables, de limons, d'argiles, de marnes et de calcaires lacustres.

En effet, notre zone d'étude présente une structure géologique un peu plus complexe :
 -La partie haute du site a un terrain limono-argileux, marron foncé à noir, faiblement organique.
 -La partie basse du site < 832 mNGA (réservoir et station de pompage) on a un horizon rocheux (conglomérat), fortement cimenté.

Au dessus du conglomérat on rencontre les couches suivantes :

- Matériaux de surface : limono-argileux avec forte proportion de cailloutis ;
- Matériaux sous-jacent : limon argileux plastiques avec faible proportion de gravier et cailloutis ;

I.2.4)- Situation climatologique :**I.2.4.1)- Le climat :**

La zone a un climat pseudo continental.
 Elle a un hiver froid, pluvieux avec chute des neiges, et elle a un été chaud et sec.

I.2.4.2)- La température :

La température de la zone d'étude atteint au mois juillet et Aout un maximum environ 40° (2 à 3 jours), tandis qu'elle peut diminuer sous 0° en hiver au minimum au mois de Décembre et janvier.

1- Températures moyennes :

Les températures moyennes sont présentées dans le tableau I.1.

Tableau I.1 : les températures moyennes (période 1998-2008)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
T°C	5.45	6.8	9.1	11.4	16.3	22.2	28.1	27.2	21.3	15.8	10.5	6.1	15

(Source ANRH)

2- Températures maximales et minimales :

Les températures maximales et minimales sont présentées dans le tableau I.2.

Tableau I.2 : les températures maximales et minimales (période 1998-2008)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moy
$T_{min} \text{ } ^\circ\text{C}$	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
$T_{max} \text{ } ^\circ\text{C}$	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)

I.2.4.3)- La pluviométrie :

Les précipitations moyennes interannuelles représentent la caractéristique climatique capitale de la zone d'étude.

Elles sont exprimées sous forme de lame de pluies, la lame de pluies moyenne interannuelles de la zone d'étude est estimée à 400 mm ; cette valeur est tirée de la carte pluviométrique de l'Algérie du Nord par L'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH).

La répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations et l'évaporation moyenne mensuelles sont présentées dans les tableaux I.3 et I.4.

Tableau I.3 : Répartition mensuelle moyenne interannuelle des précipitations (période 1998-2006)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
%	5.1	11.1	12.4	16.9	12.8	10.8	12.8	8.9	5.2	2.0	0.7	1.7	100
P_{moy} (mm)	20.4	44.4	49.6	67.6	51.2	43.2	51.2	35.6	20.8	8.0	2.8	6.8	400

(Source ANRH)

Tableau I.4 : Evaporation moyenne mensuelles (période 1998-2006)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
%	10.5	13.6	3.31	0.9	1.2	1.5	2.6	5.7	7.6	15.5	21.6	16.0	100
Evap (mm)	136	176	43	13	17	20	33	74	98	201	280	208	1300

(Source ANRH)

I.2.5)- Le vent :

Pendant la période hivernale, on note la prépondérance des vents « Ouest » et « Nord-Ouest ».

En été les vents sont variables avec manifestation du sirocco dont les effets limitent la mise en valeur des hautes plaines.

I.2.6)- 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.

(Source : DHW de Sétif)

I.3)- Ressource en eau :

L'eau brute sera prélevée du barrage de Ain Zada, ce dernier est situé dans la wilayet de Bordj Bou Arreridj ; 40 km à l'est de BBA et à 25 km à l'ouest de Sétif. (**Figure I.4**)

Il est implanté sur l'oued Boussalem et draine à l'emplacement du site un bassin versant de 1800 km². L'apport d'eau moyen annuel est estimé à 70 HM³.

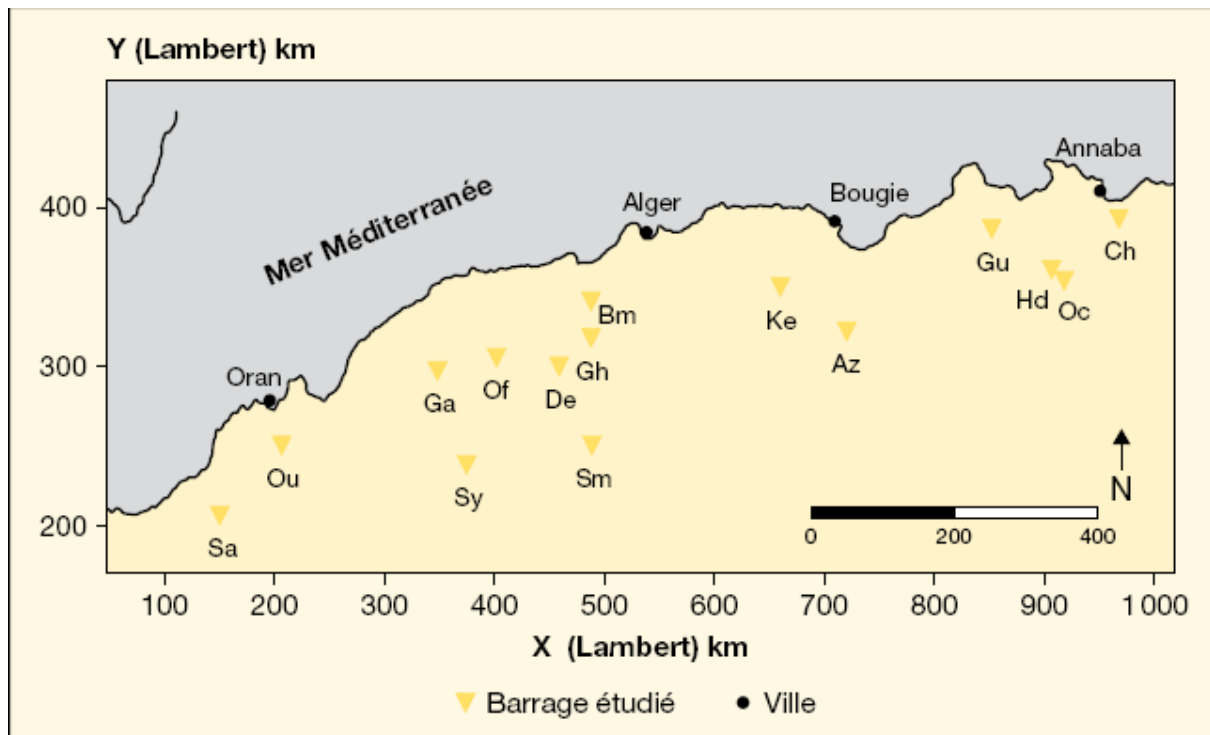


Figure I.4- Implantation de quelque barrage de l'Algérie. [03]

Of : Oued Fodda ; Gh : Ghrib ; Ch : Cheffia ; Sm : Sidi M. Bénaouda ; Gu : Guenitra ; De : Deurdeur ; Sy : Sidi Yacoub ; Az : Ain Zada ; Bo : Bouroumi ; Ou : Ouizert ; Hd : Hammam Debagh ; Ke : Keddara ; Sa : Sidi Abdelli ; Ga : Gargar ; Oc : Oued Cherf.

I.3.1)- Bassin versant de Oued Boussalem :

Le bassin débouche sur les monts de Sétif s'étalant sur une superficie de 1800 km² pour alimenter le barrage d'Ain Zada situé sur la route nationale N°5 reliant Sétif et Bordj Bou Arreridj par Oued Boussalem de longueur 65 km.

L'étude géomorphologique a permis d'aboutir à la subdivision du bassin en sous bassins présentés sur le tableau I.5 et figure I.5: [04]

Tableau I.5: Subdivision du bassin versant de l'Oued Boussalem

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

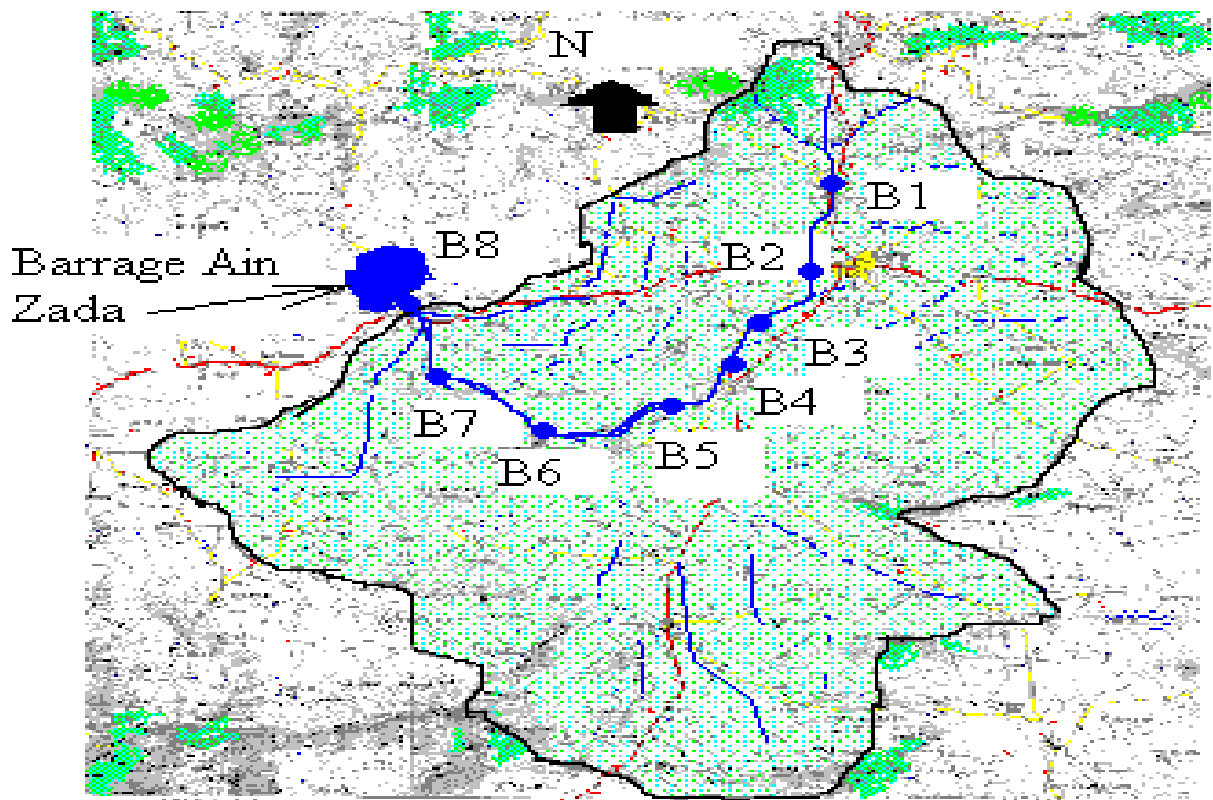


Figure I.5: Localisation des stations de prise d'échantillon et délimitation du bassin versant de Oued Boussalem. [04]

I.3.2)- Paramètres morphométriques :

Tous les paramètres morphométriques sont récapitulés dans le tableau I.6 :

La surface, le périmètre, et la longueur du talweg principal.

Elles sont calculés à partir de la carte topographique : E : 1/200 000 de Sétif. [05]

Tableau I.6 : Paramètres morphométriques de Oued Boussalem

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

*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.

I.3.3)- Cadre géologique du bassin versant de Oued Boussalem :

La géologie du bassin versant de Oued Boussalem se résume sur la figure I.6

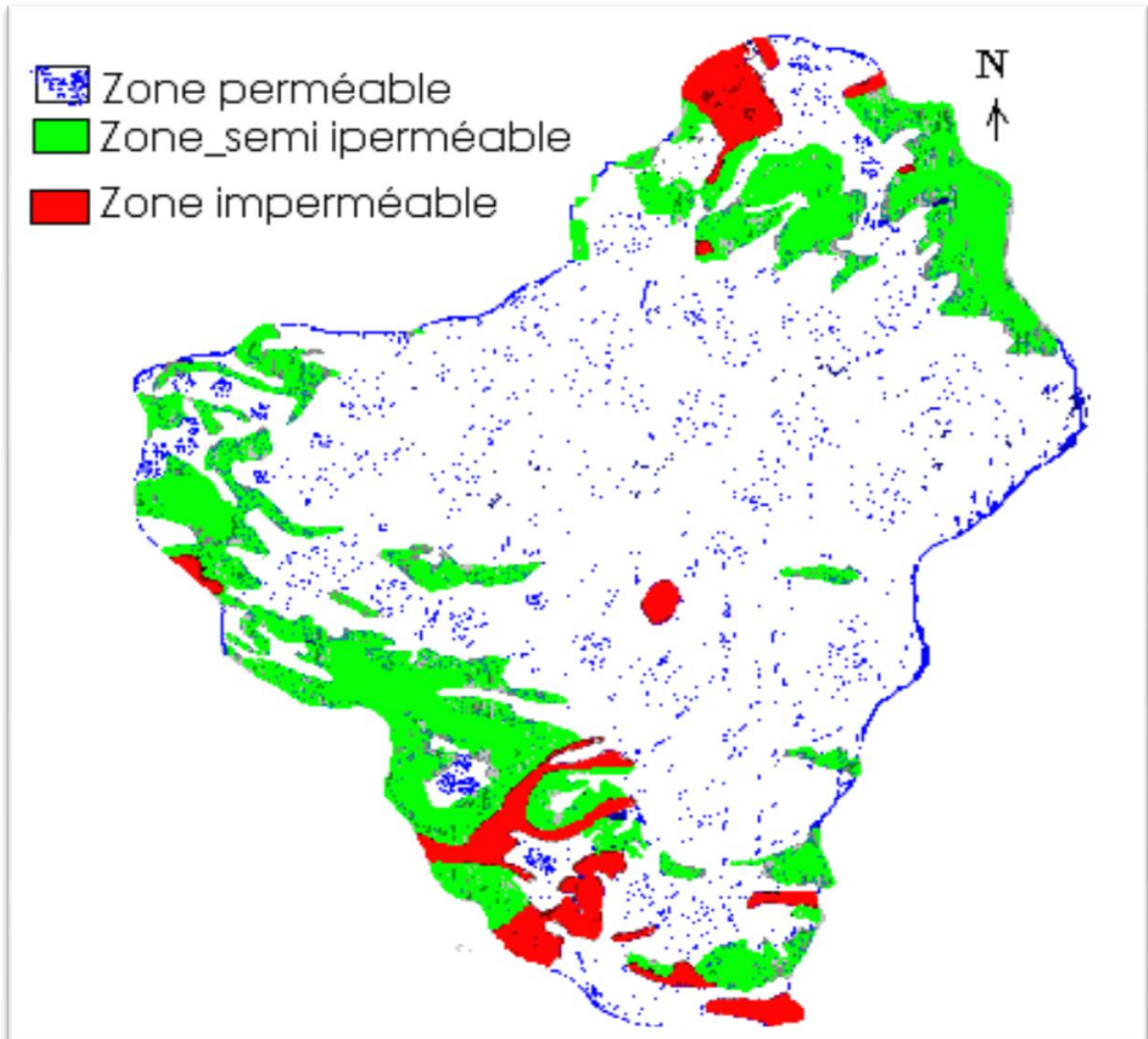


Figure I.6: Carte des zones de perméabilité à partir de la lithologie du bassin versant de Oued Boussalem. [05]

I.3.4)- Caractéristique technique de l'aménagement du barrage de Ain Zada:**A- La digue :**

- Type : massif d'encrochement avec noyau étanche ;
- Cote en crête : 865 m ;
- Hauteur : 55 m ;
- Longueur en crête : 688 m ;
- Largeur en crête : 7 m ;

B- Evacuateur de crue (en rive droite) :

- Type : seuil déversant avec coursier et auge de déflexion ;
- Cote du seuil : 855 m ;
- Crue du projet : 4400 m³/s ;

C- Tour de prise :

- Cote de la prise supérieur : 848 m (axe) ;
- Cote de la prise inférieur : 838 m (axe) ;

D- Retenue :

- Cote des plus hautes eaux (NPHE) : 864,2 m ;
- Niveau normal de la retenue (NRN) : 855 m ;
- Volume total de la retenue : 125 Mm³ ;
- Volume utile (entre les cotes 838 et 855) : 110 Mm³ ;
- Volume régularisé : la première étude est de 50 Mm³/an mais une étude hydrologique complémentaire du barrage d'Ain Zada a revue en Baisse le volume régularisé a 38Mm³/an ;

Source : DHW de BBA

E- Objectif :

Le barrage de Ain Zada permettra d'emmagasiner un volume de 125 Mm³, régularisé un volume de 38 Mm³ a fin d'assurer les besoins d'alimentation en eau potable des populations des villes de BBA, Sétif, El Elma, ainsi que certaines agglomération située le long de la route reliant les deux wilayas.

I.3.5)- Quelques caractéristiques hydrologiques du barrage d'Ain Zada :

Les caractéristiques hydrologiques du barrage d'Ain Zada sont présentées dans le tableau I.7

Tableau I.7: caractéristique hydrologique du barrage d'Ain Zada [03]

<i>Caractéristique</i>	<i>Valeur</i>
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 nous avons essayé de représenter notre zone d'étude, de point de vue géologie, topographie, climat.

Aussi, nous avons donné quelque caractéristique du bassin versant de Oued Boussalem et le barrage d'Ain Zada.

Ces différentes informations représentent les premières données de base pour l'élaboration de notre travail qui consiste à faire l'extension de la station de traitement d'Ain Zada.

CHAPITRE II :

***GENERALITES ET QUALITES SUR
LES EAUX***

II.1) -Introduction :

L'eau est l'une des ressources les plus importantes de la planète. L'alimentation en eau peut être limitée en quantité et en qualité. L'importance de la limitation du point de vue qualitatif est illustrée par le fait que 97 % de l'eau de la Terre est contenue dans des océans et a une teneur en sels d'approximativement 35 000 mg/l ce qui limite énormément l'utilisation de cette immense quantité d'eau comme source d'eau potable. En réalité, l'eau douce et la pluie ne sont pas uniformément distribuées à la surface de la Terre et c'est pour cette raison que plusieurs régions dans le monde font face actuellement à la sécheresse. En plus, l'humanité a pollué et continue à polluer certaines réserves d'eau douce à cause du manque de planification et des pratiques irresponsables contribuant ainsi au déficit global en eau potable. [06]

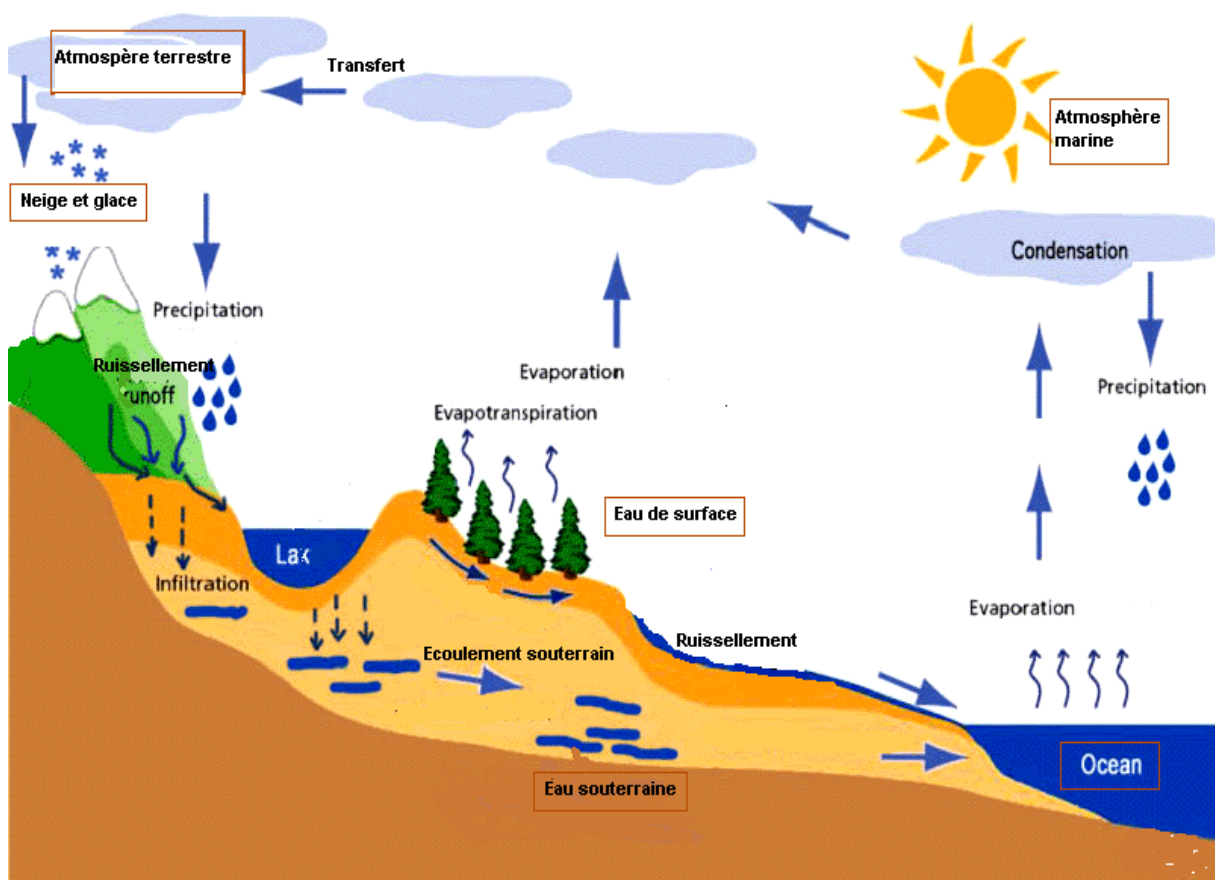


Figure II.1 : Cycle de transformation de l'eau dans la nature

Le cycle de l'eau comprend :

L'évaporation, les précipitations, infiltration et l'écoulement. Ces étapes qui permettent le renouvellement de l'eau. (Figure 1)

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. [07]

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. [07]

II.2.2) -Eaux souterraines :

Dans les eaux souterraines, le premier acte de traitement réside dans une bonne protection et une exploitation raisonnée des nappes d'eau souterraine. Généralement claires à l'émergence, ces eaux peuvent, en l'absence de traitement, engendrer des désordres par suite de la présence de Fe^{2+} , Mn^{2+} , H_2S (précipitations d'oxydes de fer et de manganèse ou de soufre colloïdal, respectivement).

En outre, elles peuvent présenter une forte agressivité carbonique et des chiffres élevés de dureté, sels d'acides forts, ammonium, nitrates, silice, etc.

Très souvent, il faudra leur appliquer un traitement spécifique de tel ou tel des éléments qui viennent d'être cités. [07]

II.2.3) -Eaux de surfaces :

Ce sont les eaux des rivières et des lacs naturels ou artificiels.

Elles contiennent :

- des matières en suspension inertes (matières naturellement décantable et colloïdes stables induisant une turbidité permanente) ;
- des êtres vivants microscopiques (virus, bactéries, micro algues, micro-invertébrés) ;
- des macromolécules colorées (acides humiques).

Ces eaux doivent subir un traitement global de **clarification** qui interviendra sur tous ces paramètres et qui, en fonction des caractéristiques les plus défavorables de l'eau brute et de l'objectif de qualité fixé pour l'eau traitée, pourra être :

- soit une simple filtration sans réactifs ;
- soit une filtration directe (sur sable ou milieu bicouche) après coagulation-floculation ;
- soit un traitement complet de coagulation – floculation – décantation ou flottation à air dissous – filtration ; sur certaines eaux, une telle filière doit être précédée d'un prétraitement approprié (exemple : tamisage, dessablage, ...).

En outre, il faut assurer :

- la **stabilité biologique** par une **chloration**, qui peut elle-même se subdiviser en une préchloration au début et une postchloration à la fin de la filière.
- la **stabilité chimique** soit par une **neutralisation** finale de l'agressivité carbonique, soit par une **reminéralisations** en début ou en fin de filière, soit par une **décarbonatation** à la chaux qui peut être combinée ou consécutive à la clarification, le choix dépendant des caractéristiques de l'eau brute et du type d'utilisation de l'eau traitée. [08]

II.2.4) -Eaux de mer et les eaux saumâtres :

Les eaux de mer sont une source d'eau brute qu'on n'utilise que lorsqu'il n'y a pas moyen de s'approvisionner en eau douce. Les eaux de mer sont caractérisées par leurs concentrations en sels dissous ; c'est ce que on appelle leur salinité.

La salinité de la plupart des eaux de mer varie de 33000 à 37000 mg/l.

Pour les eaux saumâtres, la teneur en sel minéraux varie entre 10000 et 15000 mg/l ; en deçà les eaux sont considérées comme potables. [07]

II.3) -Histoire du traitement de l'eau potable :

Les hommes ont été alimentés en eau depuis des siècles. Avant, l'eau de rivière fournissait directement l'eau dans le but d'être potable. Lorsque les gens restaient en permanence à un certain endroit, c'était toujours près d'un lac ou d'une rivière. Lorsqu'il n'y avait pas de rivière ni de lacs, les peuples utilisaient les eaux souterraines pour avoir de l'eau potable. Elle était pompée depuis des puits.

Lorsque la population humaine a commencé à s'agrandir intensément, les approvisionnements en eau n'étaient plus suffisants. L'eau potable devait être extraite depuis différentes sources.

Il y a environ 7000 ans, Jéricho (Palestine), stocker l'eau dans des puits qui étaient utilisés comme des sources. Les hommes ont alors commencé à développer des systèmes de transport d'eau potable. Le transport s'effectuait grâce à de simples canaux, des digues en sable ou en roche. Plus tard, ont commencé à utiliser des sortes de canalisations. L'Égypte utilisait des branches de palmier, la Chine et le Japon utilisaient du bambou. Par la suite, ils ont commencé à utiliser l'argile, le bois et même le métal.

Le peuple perse a recherché des rivières et des lacs souterrains. L'eau arrivait par les trous des roches dans des puits dans les plaines.

Vers 3000 av. J.C., le Pakistan s'approvisionnait énormément en eau. Dans ce pays avait des bains publics avec des installations de chauffage de l'eau et des salles de bains.

Dans la Grèce antique, l'eau de source, l'eau de puits et l'eau de pluie ont commencé à être utilisés très tôt. A cause de l'expansion de la population urbaine, la Grèce a été forcée de stocker l'eau dans des puits et de la transporter à la population par l'intermédiaire d'un réseau de distribution. L'eau utilisée était emportée dans les égouts avec l'eau de pluie. La Grèce fut les premiers à s'intéresser à la qualité de l'eau.

Les Romains furent les plus grands architectes et constructeurs de réseaux de distribution d'eau. Ils s'approvisionnaient en eau grâce aux rivières, aux sources ou aux eaux souterraines. Les Romains ont construit des barrages dans les fleuves, afin de former des lacs. L'eau de lac était aérée puis fournie à la population. L'eau de montagne était le type d'eau le plus populaire,

grâce à sa qualité.

Pour le transport de l'eau, des aqueducs furent construits. Grâce à ces aqueducs, l'eau était transportée sur des dizaines de kilomètres. Les installations en ville étaient faites en béton, en roche, en bronze, en argent, en bois ou en plomb. L'extraction de l'eau était protégée contre les polluants extérieurs.

Après la chute de l'empire romain, les aqueducs ne furent plus utilisés. De 500 à 1500 apr. J.C., il n'y a eu très peu de développement dans le secteur du traitement de l'eau. Au Moyen-âge, de nombreuses villes sont apparues. Dans ces villes des installations en bois furent utilisées. L'eau était extraite des rivières ou des puits, ou depuis l'extérieur des villes. Rapidement, les conditions sont devenues non hygiéniques, puisque les déchets et les excréments étaient déversés dans l'eau. Les personnes qui buvaient cette eau devenaient malades ou mourraient. Pour résoudre ce problème, les hommes ont commencé à boire de l'eau provenant de l'extérieur de la ville, ou les rivières n'étaient pas polluées. Cette eau était transportée dans la ville par les porteurs d'eau.

Le premier système d'approvisionnement en eau potable pour alimenter une ville entière fut construit à Paisley, en Ecosse en 1804 par John Gibbs, dans le but d'approvisionner en eau sa blanchisserie et la ville entière. Durant trois ans, l'eau filtrée était transportée aux consommateurs. Il y a eu grand projet d'installation de traitement de l'eau. L'eau était décantée pendant 12 heures avant d'être filtrée. Les filtres étaient constitués de sable et de charbon de bois et étaient remplacés toutes les 6 heures.

En 1827, l'anglais James Simpson a construit un filtre à sable pour purifier l'eau de boisson.

Depuis le début du siècle, d'importants progrès ont été réalisés en matière de traitement des eaux. La désinfection continue des eaux est maintenant une chose importante des produits désinfectants (dioxyde de chlore), assurent une meilleure désinfection. Certains développements dans le domaine de la décantation et de la filtration ont entraîné la réduction de la taille des équipements. Par ailleurs, le raffinement des techniques de laboratoire permet de mesurer avec davantage de précision les concentrations des différentes substances contenues dans une eau ; on peut ainsi déterminer si une eau est potable. Grâce à la technologie actuelle on peut rendre à peu près n'importe quelle eau et ce quelque soit son degré de pollution.

II.4) - Normes de qualité d'eau potable :

La fixation de normes et d'objectifs basés sur des critères organoleptiques est probablement la plus vieille méthode connue. De telles normes ne sont pas directement basées sur des effets sanitaires. De toute évidence, l'eau pure peut susciter un faux sentiment de sécurité, comme l'ont prouvé les épidémies de choléra au 18^{ém} siècle.

En effet, l'eau doit être attrayante pour celui qui s'en alimente. Elle doit être incolore, insipide, inodore et sans éléments minéraux et organique en quantités excessives. Les limites de l'acceptation du consommateur doivent être considérées comme un critère de qualité et introduites dans les normes. Ces normes sont des concentrations maximales acceptables et les modalités d'application sont différentes d'un pays à l'autre. [09]

II.4.1) - Normes microbiologique :

Les deux groupes de micro-organismes les plus utilisés comme indicateurs de contamination bactérienne sont les coliformes totaux et les coliformes fécaux.

Le groupe des coliformes totaux : comprends toute les bactéries aérobies et anaérobies facultatives et qui font fermenter le lactose avec dégagement de gaz en moins de 48h à 35° c.

Les coliformes totaux étant largement répartis dans la nature, ils n'indiquent pas nécessairement qu'il y a contamination, ces organismes survivent plus longtemps dans l'eau est résiste mieux a la chloration que les coliformes fécaux

Le groupe des coliformes fécaux : comprend les coliformes pouvant former des gaz en moins de 24h à 44.5° c. [10]

On retrouve les bactéries coliformes fécales en grand nombre dans les intestins et les excréments des animaux, on utilise de préférence les coliformes fécaux comme indicateurs de la qualité des eaux brutes, ce qui permet de déceler la présence d'organisme pathogène à la source.

On utilise de préférence les coliformes totaux comme indicateur de l'efficacité de traitement de l'eau potable.

La présence d'un organisme coliforme quelconque dans l'eau traitée révèle que le traitement a été inefficace ou qu'il y a eu contamination après traitement mais ces indicateurs (coliformes fécaux et totaux) sont actuellement remis en doute par plusieurs chercheurs. [07]

Peut-on vraiment, à l'aide de ces seuls indicateurs, conclure à l'absence de risques microbiologiques pour la santé humaine ?

Des études récentes montrent qu'il n'y a pas de liens entre ces indicateurs et la présence des organismes pathogènes tels que les Virus ou les protozoaires.

Par la suite deux autres paramètres ont été ajoutés et qui sont les suivants :

1- Le dénombrement des colonies de fond sur les filtres à membranes pour les coliformes totaux. Ces colonies ne devraient pas y avoir plus de 200 colonies de fond

2- Le dénombrement des bactéries hétérotrophes aérobies et anaérobies facultatives.

La concentration de ces bactéries ne devrait pas dépasser 500BHA/100ml.

II.4.2) -Normes et recommandations pour les paramètres physiques et chimique:

Le but de ces normes est de fournir aux consommateurs une eau qui ne constitue pas un risque pour la santé, Des objectifs esthétiques ont été proposé car une eau de mauvaise qualité esthétique fait naître un doute sur sa salubrité dans l'esprit du consommateur, Souvent une mauvaise qualité esthétique découle d'une contamination chimique ou bactériologiques. Les normes des substances présentant un risque direct pour la santé sont contrôlées et comparées avec des recommandations.

Ces derniers proposent des concentrations maximales acceptables (CMA) pour les substances qui peuvent nuire à la santé se sont des valeurs limites au –de là –desquelles il serait possible d'observer un effet sur la santé.

Les normes de quelques paramètres physiques et chimiques d'OMS sont présentées dans le tableau II.1

Tableau II-1 : les normes de quelques paramètres physiques et chimiques d'OMS [11]:

<i>Paramètre</i>	<i>Unité</i>	<i>Valeur</i>
Température	°c	≤ 15
PH	-	6,5 ÷ 8,5
Turbidité	NTU ou NFU	≤ 5
Couleur	UCV	≤ 15
odeur	-	inoffensive
Chlore	mg/l	≤ 250
Manganèse	mg/l	≤ 0,05
Sodium	mg/l	≤ 200
Sulfate	mg/l	≤ 250
Chlorure	mg/l	≤ 250

1.5) -Conclusion :

Pour rendre l'eau disponible en quantité suffisante et en qualité adéquate il faut bien choisir le type de source et de traitement utilisé pour améliorer la qualité de cette eau.

CHAPITRE III :

***FILIERES DE TRAITEMENT DES
EAUX POTABLES***

III.1)-Introduction :

Dans le but de produire une eau potable conforme aux normes O.M.S à partir d'une eau de surface telle que le « barrage de Ain Zada », notre extension de la station de traitement d'eau potable de Ain Zada comprendra une filière complète de traitement physico-chimique identique à celle qui est utilisé dans la station existante ; A savoir :

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

III.2)- Pré-chloration :

La pré-chloration et avant tout utilisées pour le contrôle de la croissance des algues, et élimination les matières organiques et l'ammoniaque contenue dans l'eau.

Le chlore c'est le plus connu et le plus universel. En solution, le chlore réagit avec l'eau pour former deux composés, l'acide hypochloreux (HClO) et des ions hypochlorites (ClO⁻).

L'acide hypochloreux a un effet bactéricide plus important que l'ion hypochlorite.

On utilise pour la Pré-chloration le chlore (Cl₂) à une dose de (1 à 2) g/m³ ;

L'injection chlore s'effectue directement en conduite par l'intermédiaire d'une pompe doseuse.

III.3)- Coagulation - Floculation :

III.3.1)- Introduction :

La turbidité et la couleur de l'eau sont principalement causées par des particules très Petites dites particules colloïdales. La faible dimension des particules colloïdales présentent dans une eau, en même temps que l'existence de charges négatives réparties à leur surface conduit à une stabilité des suspensions colloïdales. Pour éliminer ces particules, on a recours aux procédés de coagulation et de floculation. [12]

III.3.2)- But de la coagulation-floculation :

L'opération de coagulation-floculation a donc pour but, la croissance des particules (qui sont essentiellement colloïdales) par déstabilisation des particules en suspension puis formation de floc par absorption et agrégation. Les floes ainsi formés subiront décantation et une filtration par la suite : (**figure III.1**)

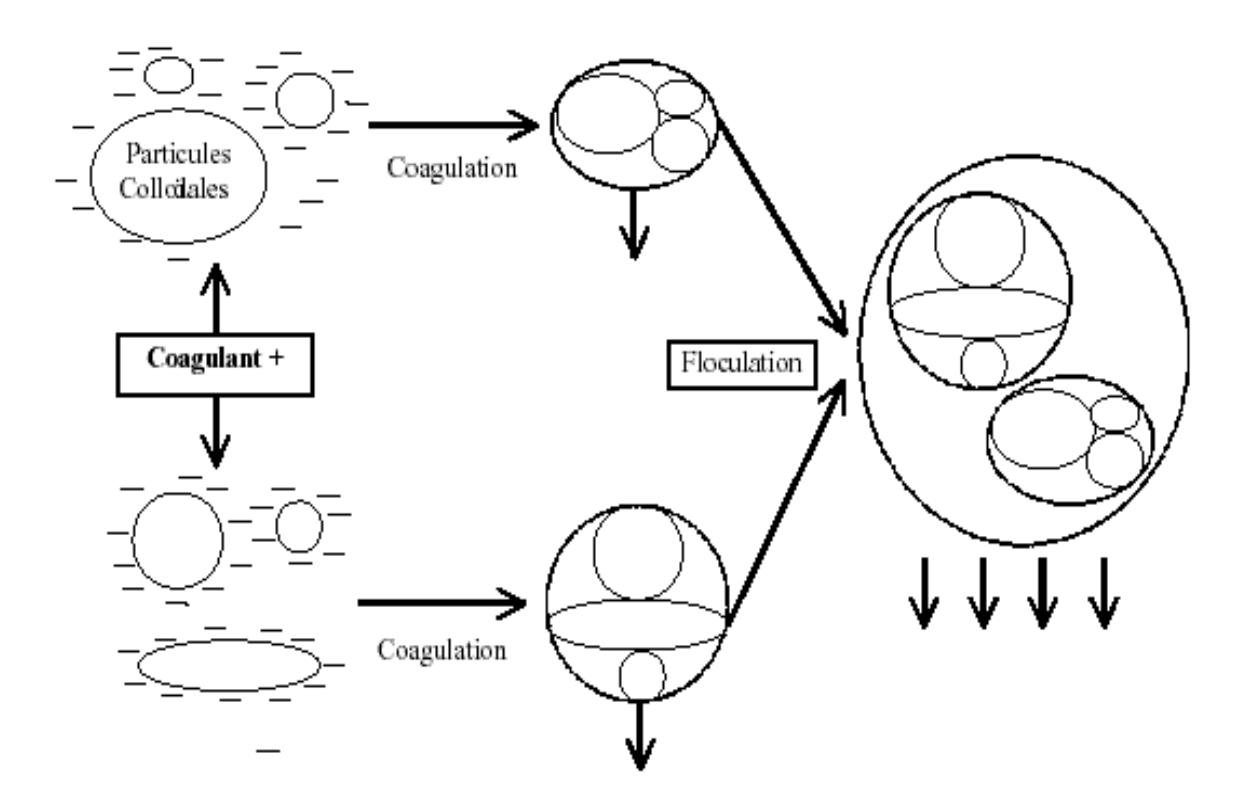


Figure III.1- coagulation-floculation

III.3.3)- Coagulation :

La charge électrique et la couche d'eau qui entoure les particules colloïdales tendent à éloigner les particules les unes des autres et par conséquent, à les stabiliser dans la solution, le but principal de la coagulation est de déstabiliser ces particules pour favoriser leur agglomération. On peut obtenir cette déstabilisation par :

- 1/ - Compression de la double couche ;
- 2/ - Adsorption et neutralisation des charges ;
- 3/ - Emprisonnement des particules dans un précipité ;
- 4/ - Adsorption et pontage ;

La **coagulation** consiste à ajouter à l'eau un électrolyte permettant de neutraliser les charges négatives qui sont à l'origine du maintien en suspension stable (**figure III.2**).

Les coagulants usuels 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 .

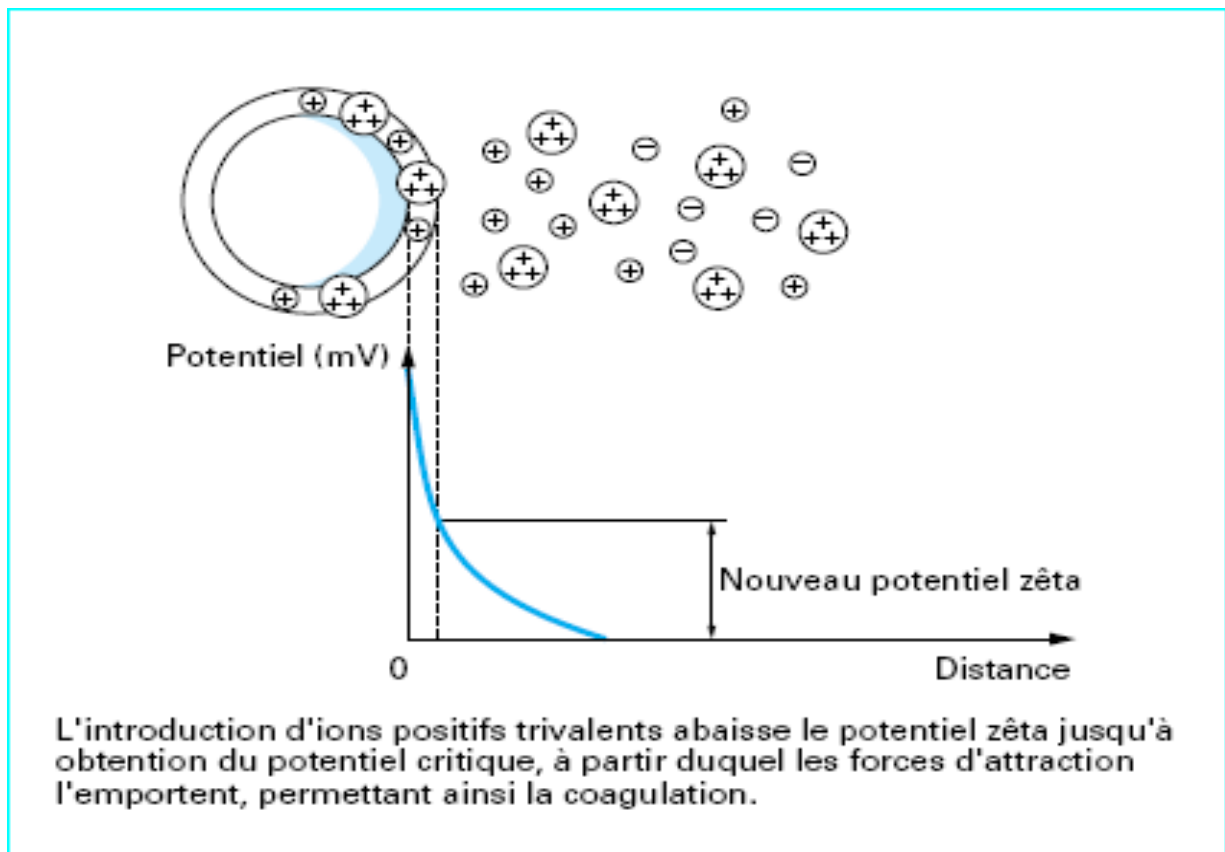


Figure III.2 – Eau brute additionnée de coagulant

La quantité de coagulant à introduire est dirigée par deux impératifs. Il faut tout d'abord qu'un maximum de particules précipitent et d'autre part utiliser le minimum de coagulant.

Pour déterminer la dose optimale pour traiter l'eau, on effectue un « jar test ». Le principe du « Jar test » pour déterminer la dose optimale de coagulant à employer est simple à mettre en place. [13]

III.3.3.1)- 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 . $G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot V}}$

Où P (Watts) est la puissance de l'agitateur dissipée dans le bassin de coagulation, μ (Pa s) est la viscosité dynamique de l'eau et V (m³) est le volume d'eau dans le bassin.

En coagulation le gradient de vitesse varie généralement de 300 à 1500 s⁻¹. [13]

La figure III.3 illustré un système d'agitation rapide dit (chambre de mélange).

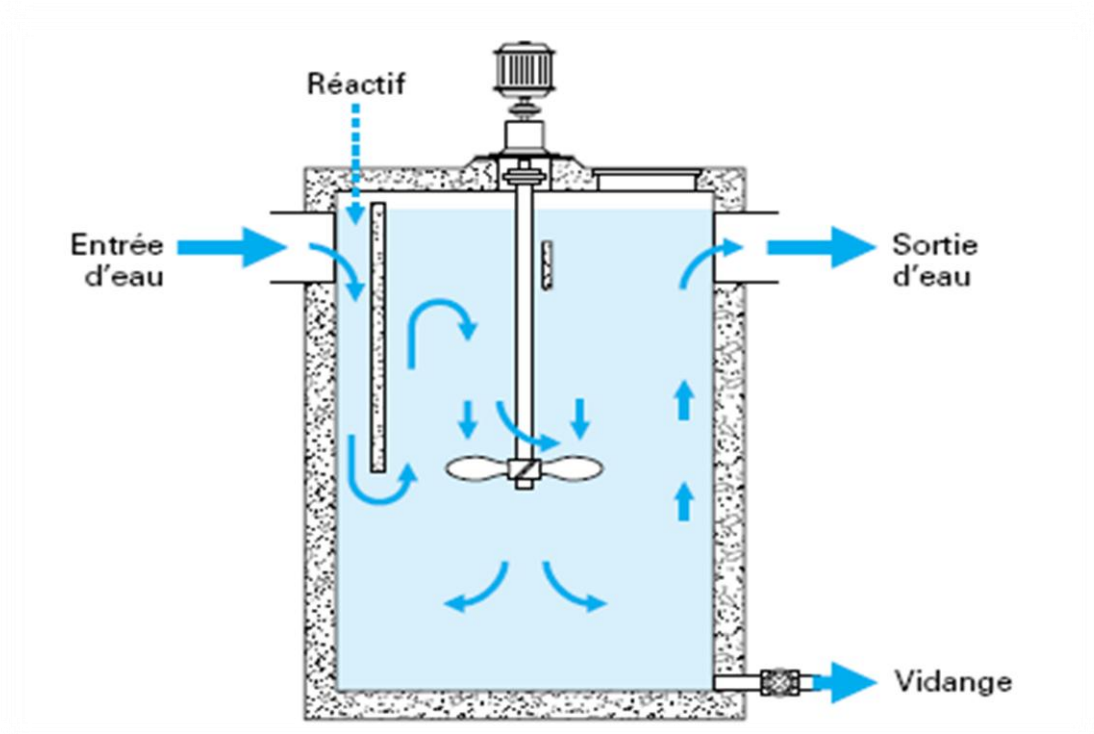


Figure III.3 – Chambre de mélange avec agitateur rapide

III.3.4)- Floculation :

Lors du processus de floculation, les particules dispersées sont combinées en agglomérats plus gros (flocs) qui peuvent être éliminés par un processus subséquent tel la décantation ou la filtration.

La floculation est déterminée par le contact entre particules qui conduit à la croissance en taille et la diminution en nombre de particule en solution. [14]

III.3.4.1)- Aide floculants usuels :

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. [15]

III.3.4.2)- Agitation :

La floculation requiert une agitation moins forte que la coagulation. L'agitation doit être suffisamment forte pour favoriser les contacts entre les flocons mais pas trop forte pour briser les flocons déjà formés. Le gradient de vitesse en floculation varie généralement de 10 à 75 s⁻¹.

La floculation est un phénomène plus lent que la coagulation. De manière générale, la floculation peut prendre de 6 à 30 min, tout dépendant de la configuration du bassin de

mélange, du niveau de mélange, du type d'aide flocculant utilisé et de son dosage. Quand les conditions ne sont pas propices au grossissement des floccs, la taille des floccs demeure faible, on parle alors de micro-floccs. [15]

III.3.5)- Conclusion :

La coagulation – flocculation est une méthode de traitement de l'eau qui constitue souvent l'un des prétraitements puisqu'elle permet d'abattre la teneur de l'effluent en matières en suspension.

La détermination des quantités et des types de produits à utiliser pour effectuer ce traitement doit effectuer au cas par cas. Il faut en outre s'occuper des particules décantées.

Enfin, ce procédé de potabilisation nécessite d'être couplé à d'autres traitements pour répondre aux objectifs fixés.

III.4)- Décantation :

La décantation est le procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines d'épuration et de traitement des eaux. Il a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau.

Une fois le flocc formé, il faut réaliser la séparation solide-liquide qui permettra d'obtenir l'eau clarifiée d'un côté et les boues (particules colloïdales initiales + flocc) de l'autre côté. On utilise en général l'action de la pesanteur sur les particules en suspension et l'on recueille ensuite l'eau claire à la partie supérieure de l'appareil, alors qu'on soutire les boues sédimentées dans la partie inférieure : c'est la *décantation*. [07]

III.4.1)-Types de décantation :

Selon la concentration en solide et la nature des particules (densité et forme), on distingue quatre types de décantation :

1- La décantation de particules discrètes : Les particules conservent leurs propriétés initiales (forme, dimension et densité) au cours de leur chute. La vitesse de chute est alors indépendante de la concentration en solide.

2- La décantation de particules flocculantes : Ce type de décantation est caractérisé par l'agglomération des particules au cours de leur chute. Les propriétés physiques de ces particules (forme, dimension, densité et vitesse de chute) sont donc modifiées pendant le processus.

3- 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.

4- La décantation en compression de boues : Les particules entrent en contact les unes avec les autres et reposent sur les couches inférieures. [13]

III.4.2) - Type et Géométrie des décanteurs :

III.4.2.1- 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). [13]

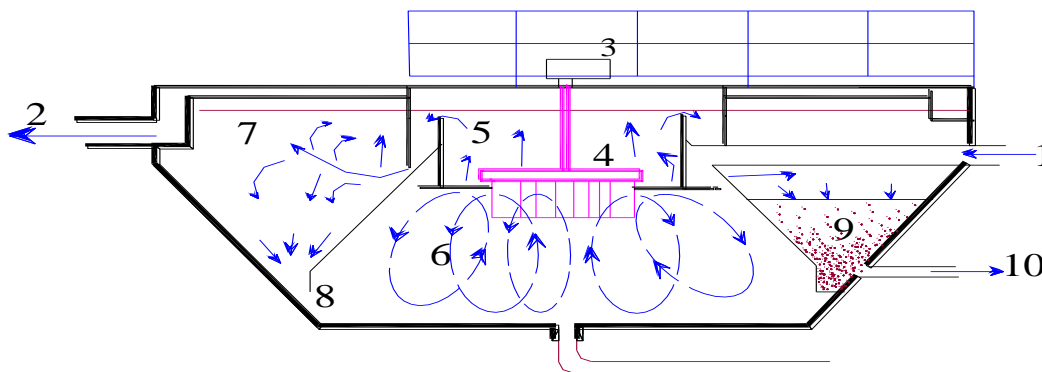
III.4.2.2- Décanteurs à recirculation de boues :

Ils favorisent un bon contact de l'eau et des boues par recyclage de tout ou partie des boues dans une colonne centrale de réaction.

D'autre part, le rassemblement des flocons permet une sédimentation plus rapide. Nous citerons :

-l'**Accelator** (**figure III.4**) ; un des premiers appareils à recirculation de boues, comportant une zone centrale de réaction entourée d'une zone de décantation. L'Accelator est caractérisé par la présence d'une turbine, comme organe de flocculation et de recirculation des boues, et d'une jupe inclinée à la sortie de la colonne centrale de flocculation, favorisant l'écoulement des boues et leur séparation d'avec l'eau surnageant.

-le **Circulator** (**figure III.5**), très simple de conception (recirculation des boues par un système d'hydro-éjecteur placé sur le tuyau d'arrivée d'eau brute) ; mais le floc risque de se briser au passage de la tuyère, ce qui a conduit au type suivant ; [13]



- | | |
|------------------------------|--------------------------------|
| 1 -Arrivée de l'eau brute. | 6 -Zone de mélange secondaire. |
| 2 -Départ de l'eau décantée. | 7 -Eau clarifiée. |
| 3 -Groupe d'entraînement. | 8 -Recirculation des boues. |
| 4 -Turbine. | 9 -Concentration de boues. |
| 5 -Zone de mélange primaire. | 10 -Boues en excès évacuées. |

Figure III.4 - Schéma de principe de fonctionnement d'un décanteur à circulation (Type Accelator-Degremont)

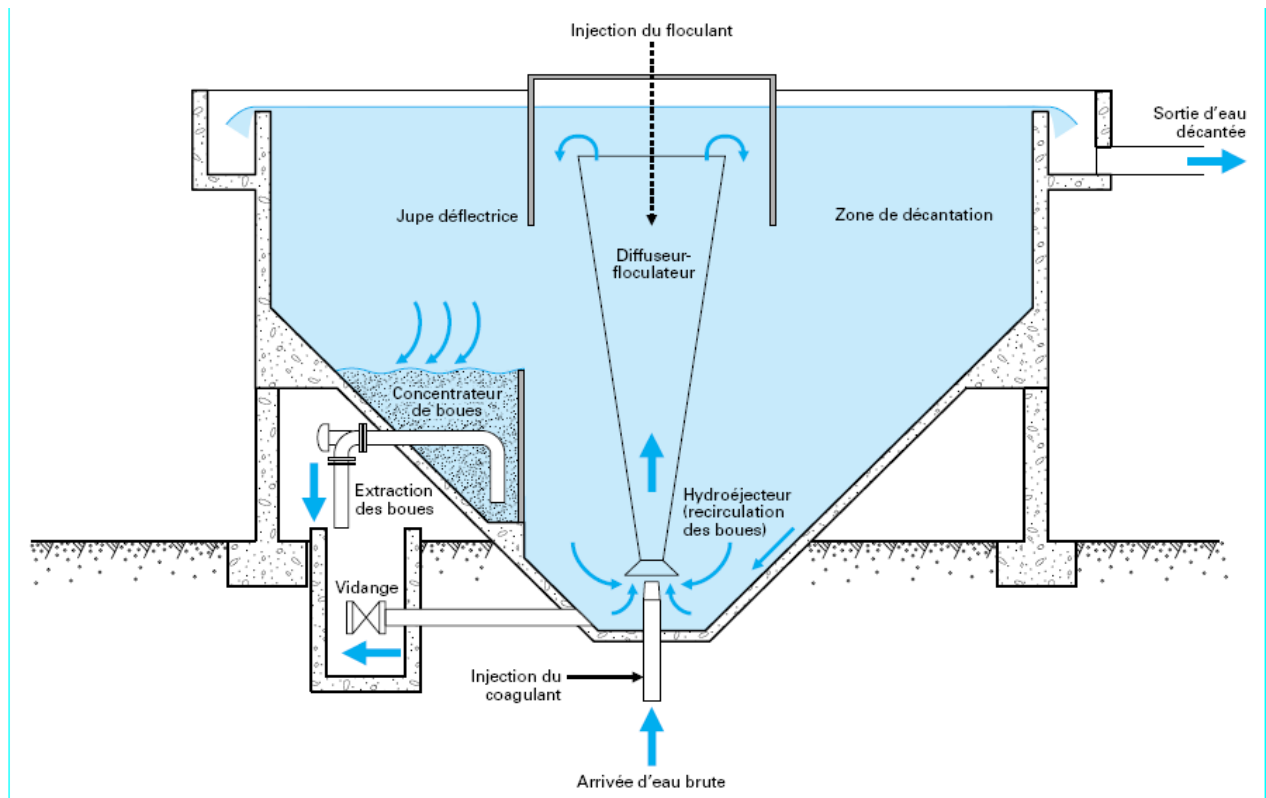


Figure III.5 – Décanteur Circulator (version béton)

III.4.2.3- Décanteurs à lit de boues :

Ce type d'appareil est surtout représenté par le **Pulsator** (figure III.6) dans lequel l'eau à clarifier traverse verticalement le lit de boues qui joue un rôle de filtre fluidisé très efficace. Les pulsations (qui lui ont donné son nom) garantissent la bonne floculation et l'homogénéité du lit de boues. À surface de décantation égale, la vitesse autorisée est souvent 2 à 3 fois celle d'un appareil statique (soit 3 à 5 m³.h⁻¹.m⁻²).

III.4.2.4- 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 :

-**Pulsatube** (figure III.8) : tubes inclinés, placés au-dessus du lit de boues ;

-**Superpulsator** (figure III.9) : plaques inclinées munies de déflecteurs, placées au sein du lit de boues.

Dans les deux cas, on peut atteindre une vitesse ascensionnelle double de celle d'un Pulsator classique fonctionnant dans les mêmes conditions, soit 6 à 10 m³.h⁻¹.m⁻². [13]

III.4.2.5- Décanteurs lamellaires à recirculation de boues :

Dans cette famille de décanteurs, associant le principe de la recirculation des boues à celui d'une décantation lamellaire généralement pratiquée dans des modules tubulaires, nous prendrons pour exemple l'appareil breveté par Degrémont sous le nom de **Densadeg**, qui est aussi un **décanteur-épaisseur**. (Figure III.10). [13]

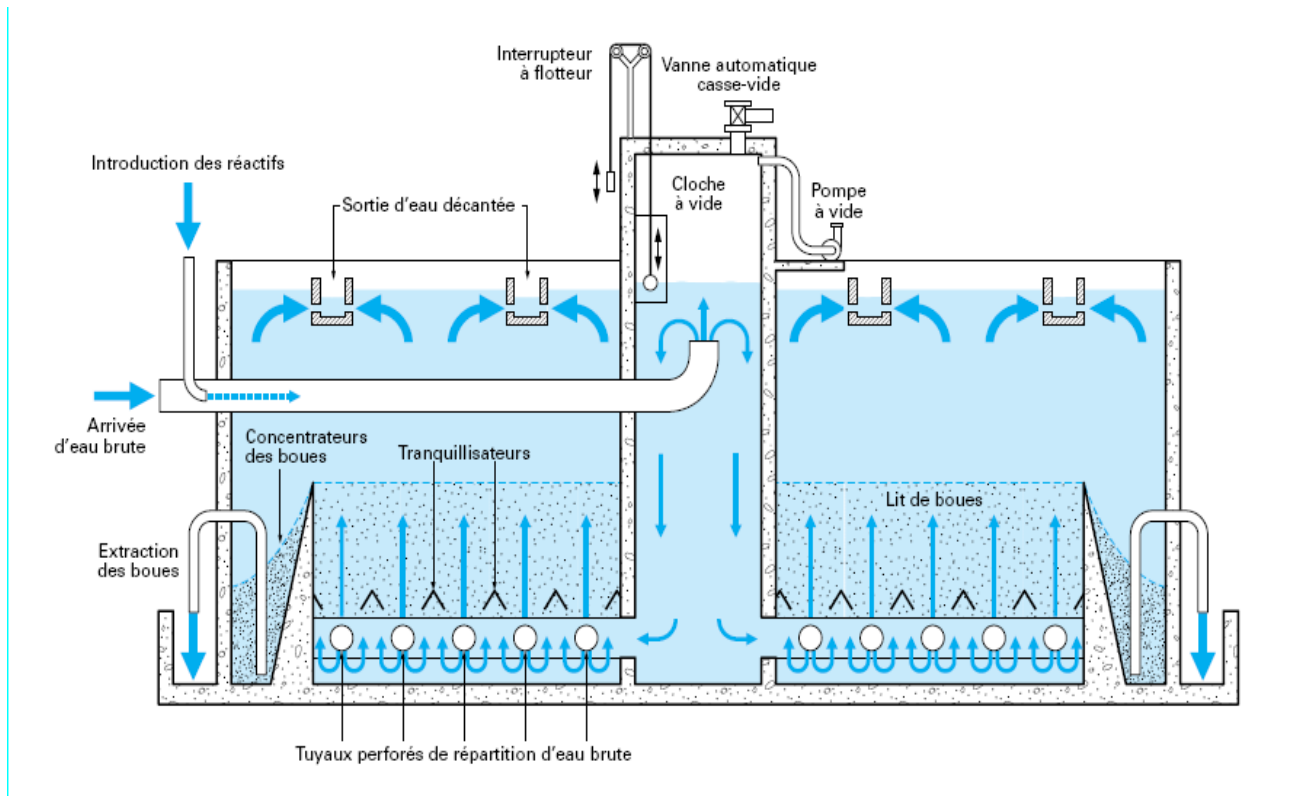


Figure III.6 – Décanteur Pulsator [13]

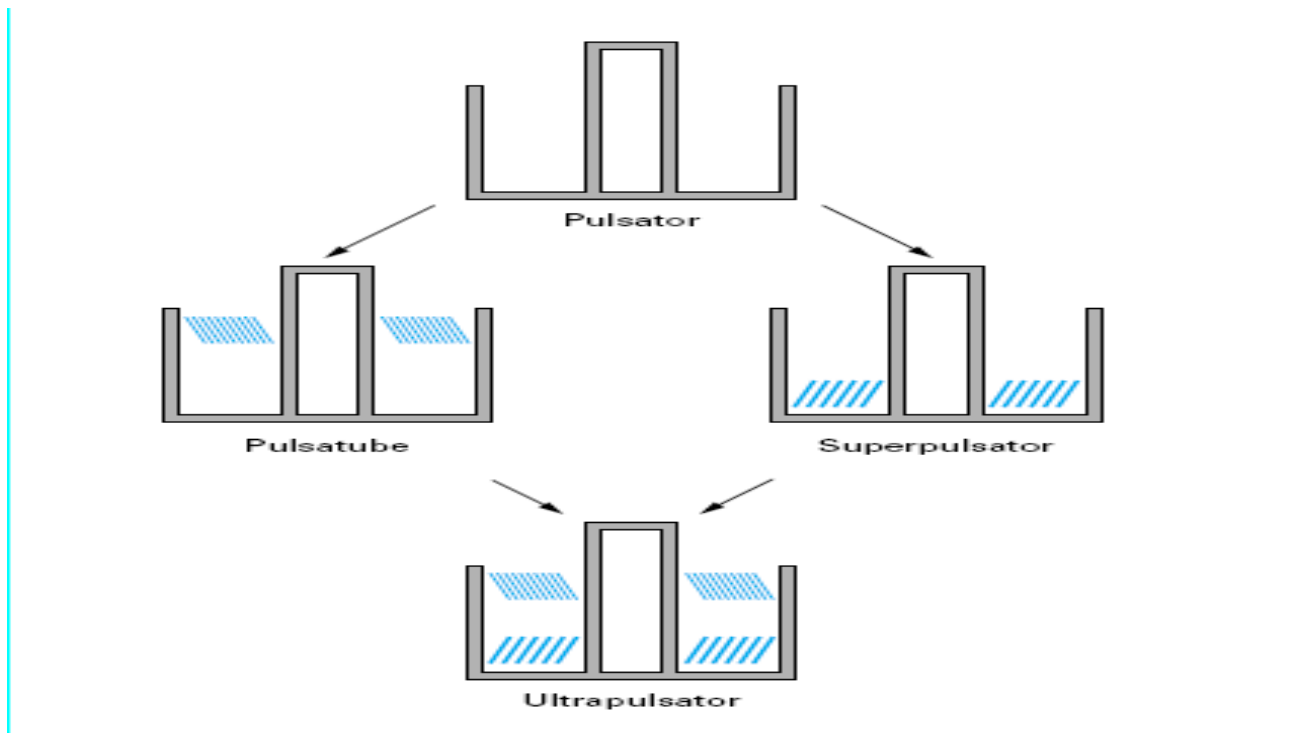


Figure III.7 – Évolution des décanteurs à lit de boues pulsé [13]

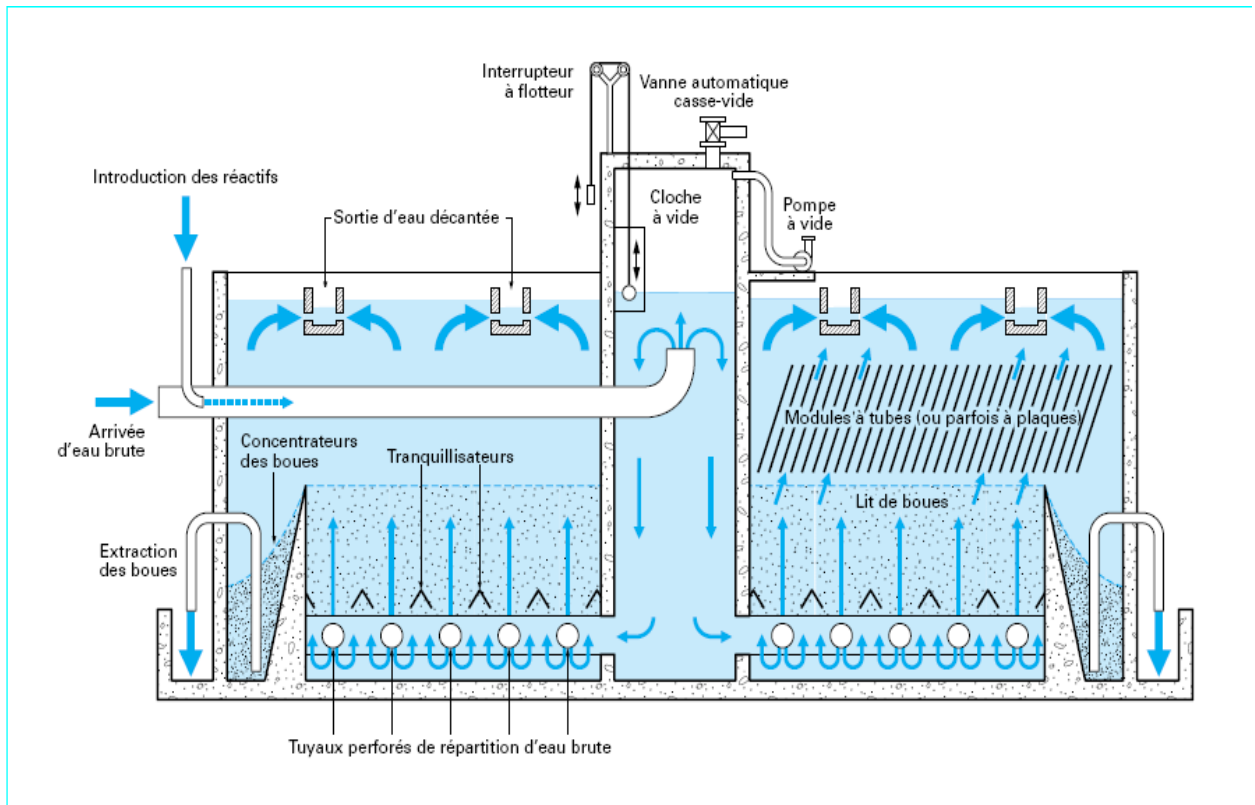


Figure III.8 – Décanteur Pulsatube

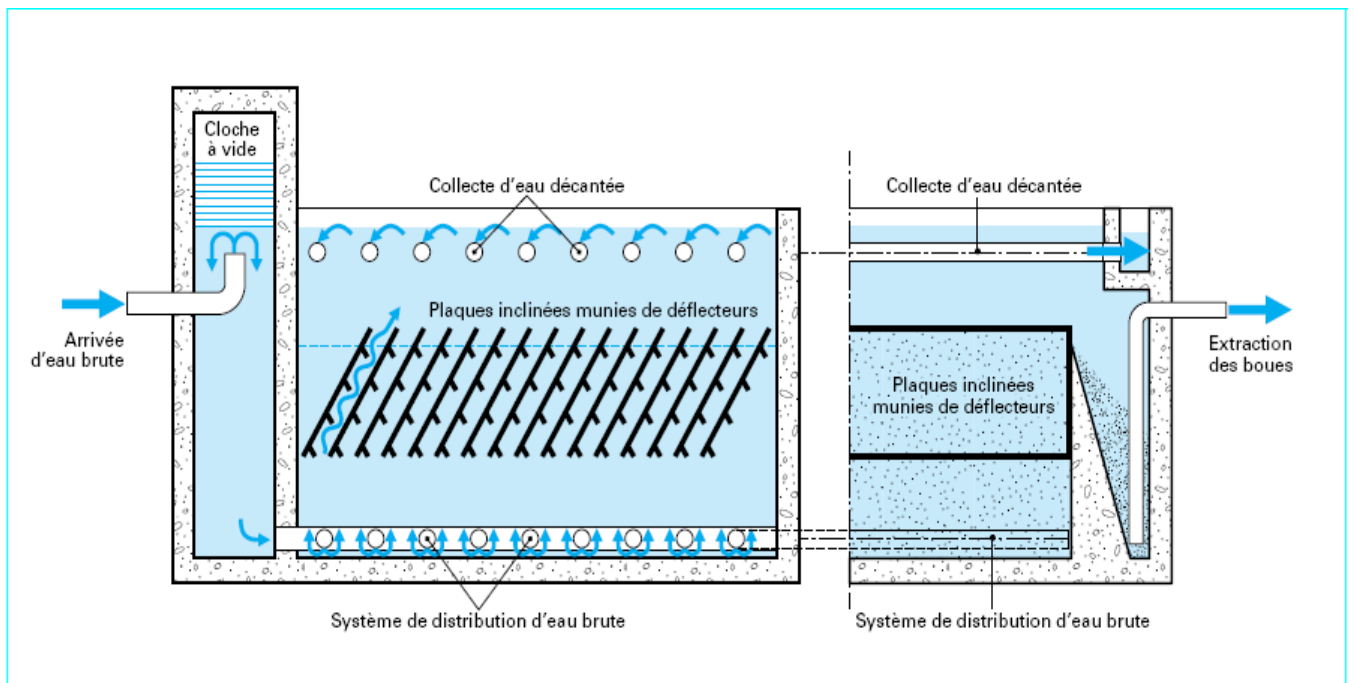


Figure III.9 – Décanteur Superpulsator [13]

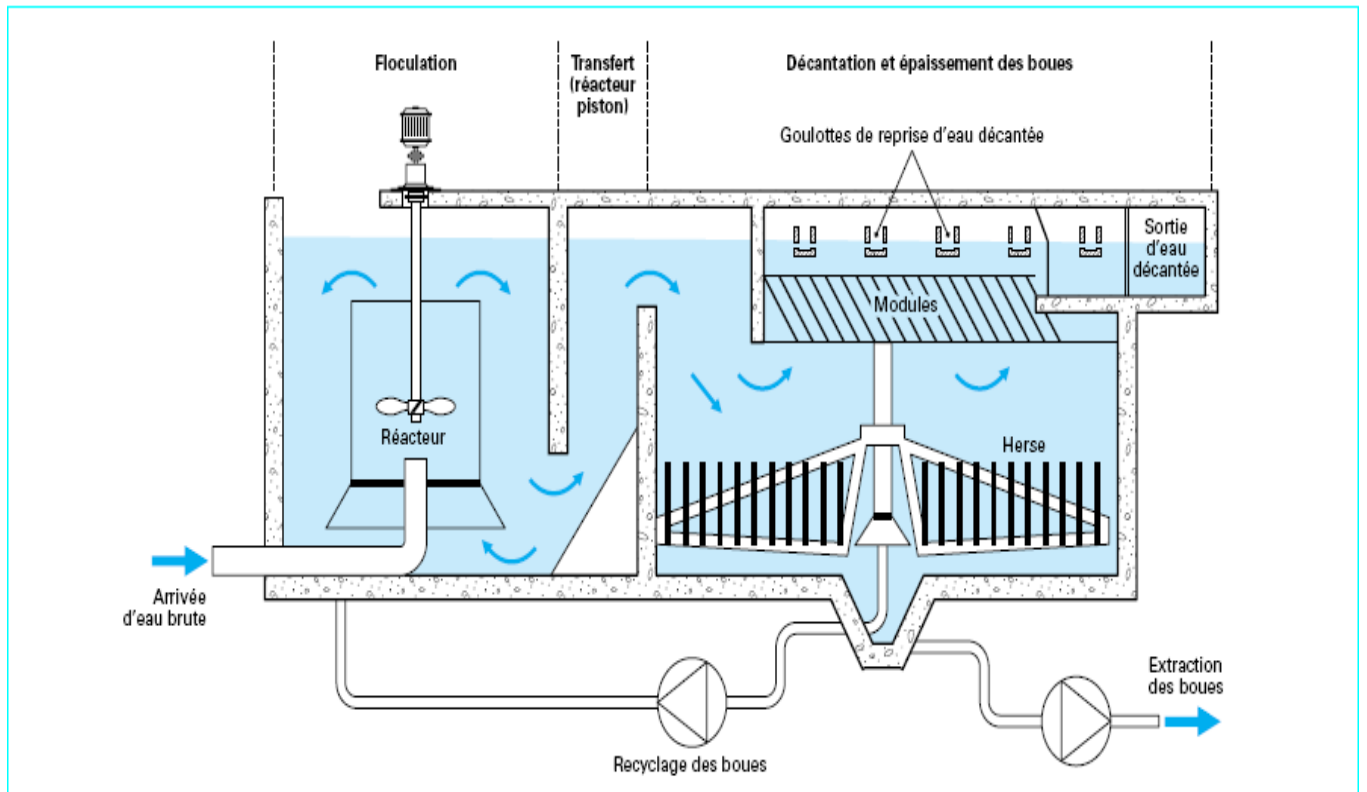


Figure III.10 – Décanteur Densadeg [13]

III.4.2.6- Décanteurs à floc lesté :

Le dernier-né de cette famille est l'**Actiflo** (figure III.11), dont l'hydraulique générale ressemble un peu à celle du Densadeg, mais avec deux caractéristiques particulières :

- très grande vitesse sur la surface de décantation ($30 \text{ à } 80 \text{ m}^3 \cdot \text{h}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}$, suivant la qualité d'eau décantée désirée) grâce au lestage du floc par le microsable ;
- en revanche, aucun épaissement des boues, du fait du débit nécessaire pour le recyclage des eaux boueuses sur l'hydrocyclone destiné à récupérer le microsable.

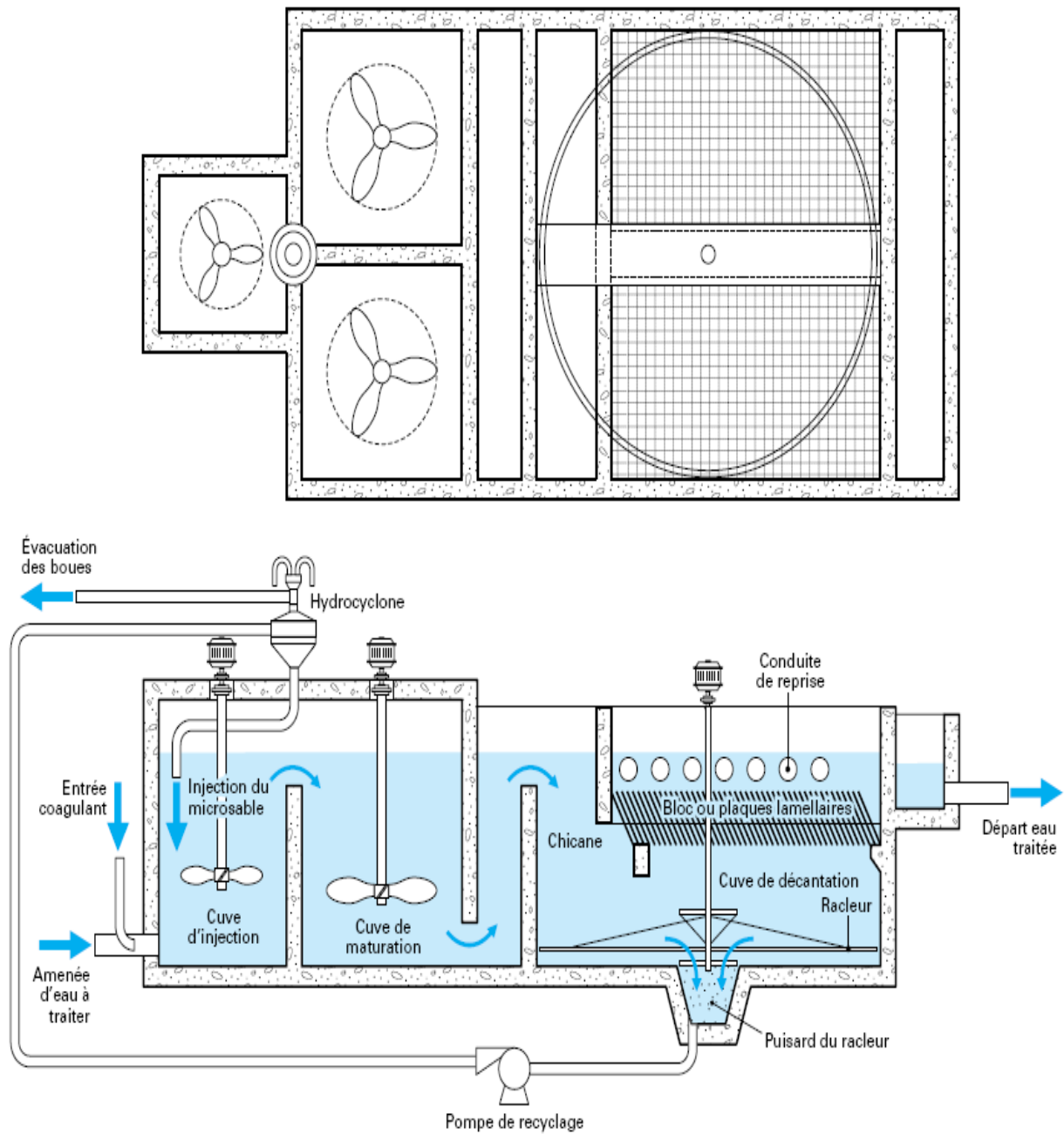


Figure III.11 – Décanteur Actiflo [13]

III.5)- Filtration :

III.5.1)- Introduction :

La filtration est un procédé physique destiné à clarifier une liquide qui contient des matières solides en suspension en le faisant passer a travers un milieu poreux, les solides en suspension ainsi retenus par le milieux 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.

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

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.5.2) -Types de filtres :

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

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

Les types de filtres sont classés suivant la vitesse de filtration :

- filtres lents : 1 à 2 m/h sont efficaces mais exigent de grandes surfaces.
- Filtres rapides : 5 à 25 m/h sont les plus répondus, il en existe deux catégories :
 - les filtres ouverts ou filtres rapides gravitaires ou la couche d'eau à filtrer est de 0.5 m.
 - les filtres sous pression. [12]

III.5.3)- Les types des filtres ouverts :

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

Suivant les cas, l'eau à filtres ne reçoit au préalable aucun réactif, elle est simulent coagulée sans phase de décantation, ou bien coagulée, floculé et décantée ; ce dernier cas est le plus fréquent. Le mode de traitement influence la conception technologique des filtres.

Les filtres ouverts fonctionnent à des vitesses de filtration comprises entre 5 et 20 m/h.

- 1-les filtres AQUAZUR.T, utilisés à des vitesses de filtration comprises 5 à 10 m/h ;
- 2-les filtres AQUAZUR.V, utilisés à des vitesses comprises entre 7 à 20 m/h ;
- 3-les filtres particuliers. [15]

III.5.3.1)-Les filtres AQUAZUR.T :

Ils sont caractérisés par :

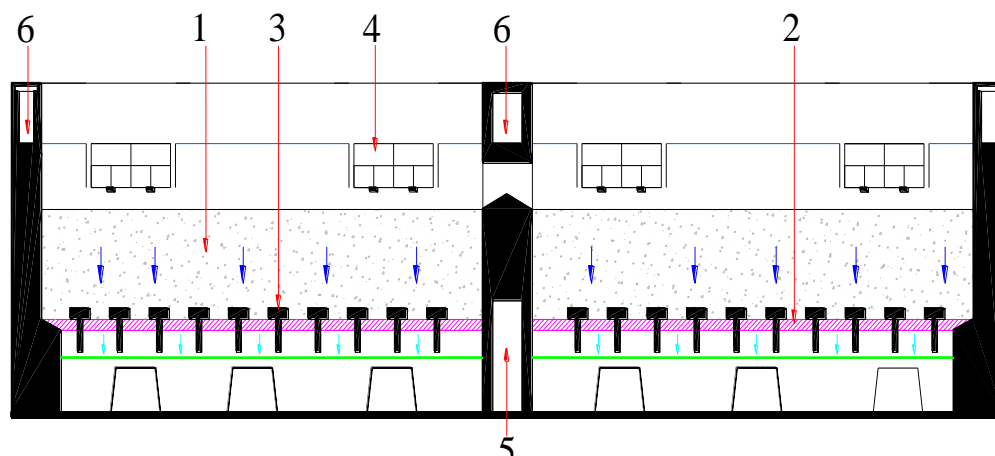
- un lit filtrant, de granulométrie homogène et qui reste homogène après lavage, dont la hauteur est généralement comprise entre 0.80 et 1 m ;
- une taille effective de matériau compris entre 0.7 et 1.35 mm ;

- 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 [13].



1- Sable.

3- Buselures.

5- Canal de distribution
air-eau de lavage.

6- Goulottes d'évacuation
des boues.

2- Plancher.

4- Clapet d'entrée d'eau.

Figure III.12: Filtre double AQUAZUR type T à plancher béton et canal air-eau

III.5.3.2)-Les filtres AQUAZUR.V :

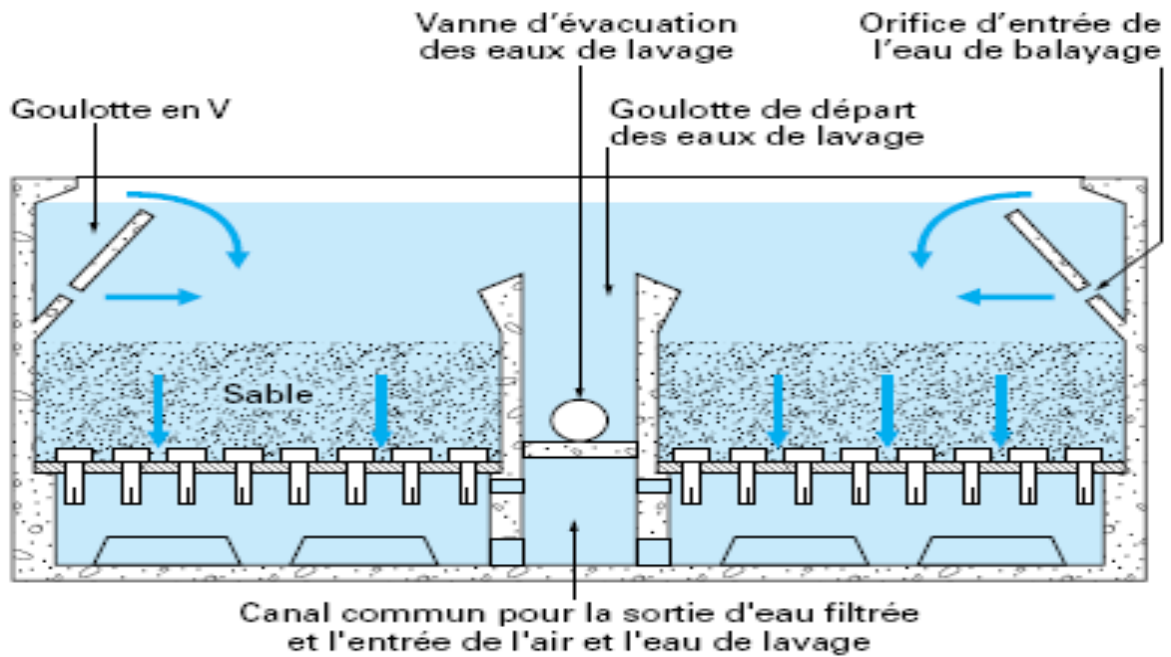
Une vitesse de filtration élevée, comprise entre 7 et 25 m/h, entraîne des choix technologiques particuliers, concernant notamment :

- le choix du matériau filtrant et sa hauteur ;
- le mode de lavage ;
- L'hydraulique générale.

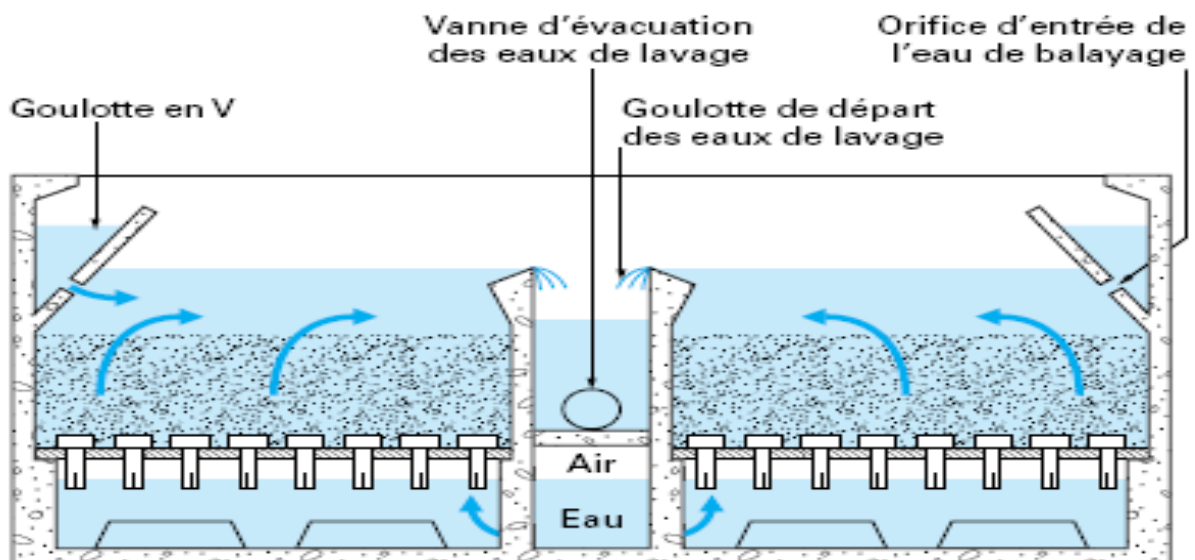
Les filtres AQUAZUR.V (**figure III.13**) sont caractérisés par :

- Une grande hauteur d'eau au-dessus du lit filtrant, égale à (1 – 1.20) m ;
- La hauteur des matériaux filtrant homogène égale (0.8 – 1.5) m ;

- La taille effective du matériau filtrant en général de (0.95 – 1.35) mm ;
- Un lavage simultané à l'air et à l'eau.



A/ Phase de filtration



B/ Phase de lavage

Figure III.13 : Filtre gravitaire en béton à lavage [air + eau] avec balayage latéral de surface (Aquazur V de Degrémont).

Avantage :

- bonne filtration et lavage efficace ;
- Adapté aux vitesses de filtration élevées pour laquelle on peut utiliser une de hauteur de sable (1 – 2) m ;
- Conserve une pression positive sur toute la hauteur du sable et durant tout le cycle de filtration ;
- Son mode de lavage, sans mise en expansion, évite tout classement hydraulique du lit filtrant ;
- Débit de retour d'eau de lavage est faible, ce qui réduit les équipements [16].

III.5.3.3)-Filtres particuliers :Filtres MEDIAZUR double flux :

Le filtre MEDIAZUR double flux est un filtre spécialement conçu pour la mise en œuvre de la filtration en deuxième étage sur CAG. Il est constitué (Figure III.14).

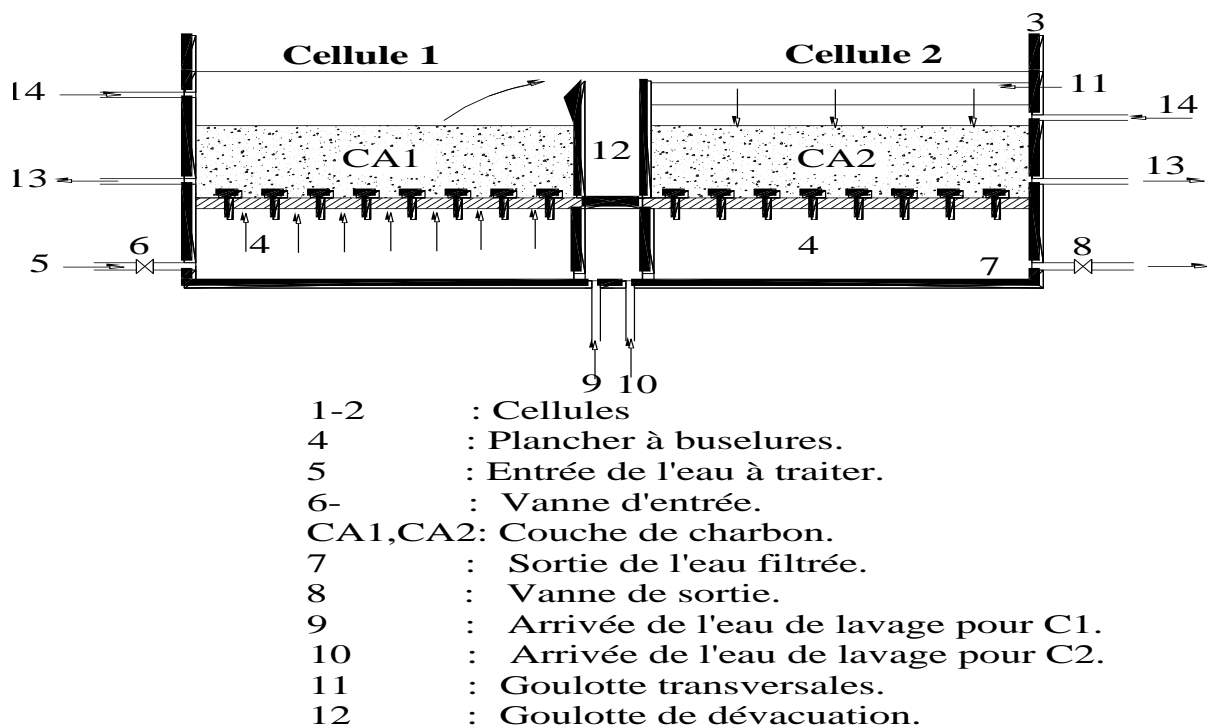


Figure III.14 : Filtre MEDIAZUR double flux.

- **Avantage :**

La disposition adoptée, avec deux cellules, permet un contact à « contre-courant », ce qui favorise une bonne efficacité du charbon actif : le charbon qui est effectivement saturé vis à vis de la qualité de l'eau à traiter. En outre, lorsque le filtre est utilisé après ozonation, le passage dans la cellule 1 permet la destruction de l'ozone résiduel : l'atmosphère au-dessus des cellules de filtration est donc exempte d'ozone et la couverture à prévoir au dessus du filtre n'a pas besoin d'une étanchéité parfaite [12, 13, 15].

III.6)- Désinfection :

III.6.1)-Introduction :

La désinfection est un traitement qui permet de déduire ou d'éliminer les microorganismes susceptible de transmettre des maladies ; ce traitement n'inclut pas spécialement la stérilisation, qui est la destruction de tous les organismes vivant dans un milieu donnée. On peut procéder à la désinfection en ajoutant à l'eau une certaine quantité de produit chimique.

Les trois principaux désinfectants utilisés en eau potable sont les suivants :

Le chlore, ozone et U.V. [17]

III.6.2)-Désinfection par le chlore :

C'est le plus connu et le plus universel. En solution, le chlore réagit avec l'eau pour former deux composés, l'acide hypochloreux (HClO) et des ions hypochlorites (ClO⁻). L'acide hypochloreux a un effet bactéricide plus important que l'ion hypochlorite.

Les produits chimiques les plus utilisés pour obtenir une désinfection des eaux par le chlore sont :

- le chlore gazeux Cl₂
- les hypochlorites de sodium NaO Cl
- Les hypochlorites de calcium Ca(OCl)₂
- le dioxyde de chlore ClO₂

Parmi ces produits, le chlore gazeux au quel on recourt le plus pour la désinfection des eaux potables.

Dans les petites usines on utilise souvent des hypochlorites, car ces produits sont faciles à manipuler et font courir moins de danger aux opérateurs.

Le dioxyde de chlore étant un gaz instable, on l'utilise de plus en plus car il permet d'éviter certains problèmes dus à l'utilisation du chlore sous d'autres formes. [17]

A- Avantage :

- 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) ;

B-Désavantage :

- Le chlore réagit avec de nombreux composés organiques et inorganiques naturellement présents dans l'eau pour former des sous-produits de désinfection indésirables (THM, AHA... etc.) ;
- Les risques associés à l'usage du chlore, surtout en ce qui concerne le chlore gazeux ; nécessitent des précautions particulières et la planification de mesures d'urgence ;
- Des doses élevées de chlore peuvent faire en sorte que l'eau ait un goût et une odeur désagréable [17].

III.6.2.1)-Modes de chloration :

On peut effectuer la chloration d'une eau suivant deux modes selon l'objectif envisagé :

A-Chloration simple :

Elle consiste à une injection unique de chlore destinée à assurer une teneur en chlore convenable. Ce mode est utilisé dans le cas des eaux relativement pures ou ayant déjà subi un traitement. C'est une opération d'affinage de l'eau.

B-Chloration au point critique ou au « Break-point » :

La chloration au point critique est le mode de chloration le plus utilisé car il permet de respecter les normes concernant la teneur en chlore résiduel et d'obtenir une eau de bonne qualité organoleptique.

Le point critique ou « Break-Point » correspond au point pour lequel la teneur en chlore résiduel est minimale ; Toute augmentation de la dose de chlore au delà de ce point va se traduire par une augmentation équivalente du chlore résiduel sous forme de chlore actif libre. En deçà de ce point le chlore résiduel est sous forme de chlore combiné (**figure III.15**). [18]

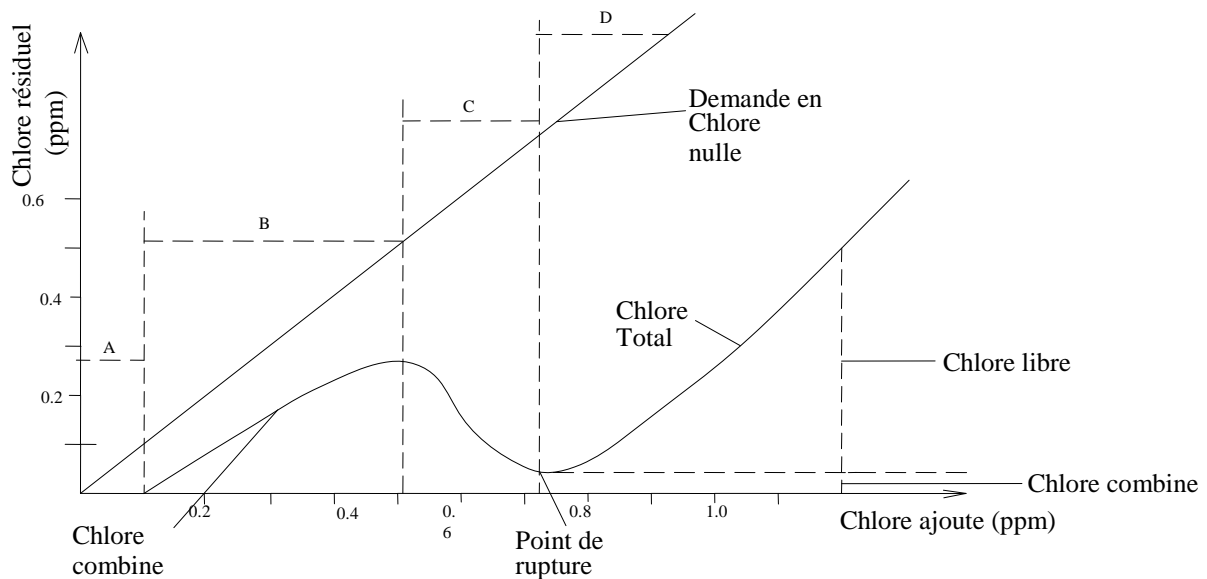


Figure III.15 : Courbe typique de point de rupture d'une eau naturelle. [18]

III.6.2.2)-Chloration par l'eau de javel :

Le traitement des eaux par l'eau de javel n'est utilisé que dans les petites installations fournissant de faibles débits ou dans les cas de termes de chlorateurs. Certaines stations utilisent préférentiellement l'hypochlorite de calcium, solide, donc de manipulation plus aisée.

Par ailleurs, les solutions d'hypochlorite sont alcalines, il faut éviter de les mettre en contact avec des substances acides. Elles sont instables et se décomposent lentement avec le temps. Il faut donc doser préalablement la teneur en chlore actif de l'eau de javel avant son utilisation. [18]

III.6.3)-Désinfection par l'ozone :

L'ozone est un gaz extrêmement instable et un oxydant très puissant. Il n'a pas de pouvoir rémanent et donc ne dispense pas d'un ajout de chlore sur le réseau pour une action bactériostatique. L'ozone est fabriqué sur place à partir d'oxygène au travers d'un champ électrique créé par une différence de potentiel entre deux électrodes de 10 à 20 kV.

L'oxygène provient soit d'air sec, soit d'oxygène pur du commerce. 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. [07]

III.6.4)-Désinfection par le rayonnement UV :

L'irradiation par une dose suffisante de rayonnement UV permet la destruction des bactéries, virus, germes, levures, champignons, algues, etc. Les rayonnements UV ont la propriété d'agir directement sur les chaînes d'ADN des cellules et d'interrompre le processus de vie et de reproduction des micro-organismes. Comme pour l'ozone, elle n'est pas caractérisée par un effet rémanent. Chacun de ces produits possède un pouvoir désinfectant différent que l'on peut classer dans cet ordre : $UV > Ozone > Chlore$. [17]

III.7)-Conclusion :

L'application des procédés de traitement par la coagulation, floculation, décantation, filtration et désinfection permet d'obtenir une bonne qualité d'eau potable suivant les normes de l'OMS.

Ces procédés de traitement nécessitent des installations et ouvrages pour leurs fonctionnements, ces derniers sont dimensionnés dans la suite de notre travail.

CHAPITRE IV :

***PRESENTATION ACTUELLE DE LA
STATION DE TRAITEMENT D'AIN
ZADA***

IV.1)-Introduction :

La station de traitement existante d'Ain Zada traite un débit de 900 l/s. Elle se trouve près du barrage d'Ain Zada dans la commune d'Ain Taghrout, destiné à l'alimentation en eau potable les villes de Sétif, El Eulma, Bougaà et BBA.

IV.2)-Situation de la station de traitement (existante) :

La station de traitement existante est située à l'aval du barrage d'Ain Zada à environ 1,2 km de ce dernier. (**Figure VI.1**)



Figure IV.1-Situation de la station de traitement par rapport au barrage d'Ain Zada

IV.3)-Schémas d'ensemble :

La conception du projet est illustrée par le plan général établi aux échelles 1/1000 (Plan de la station de traitement existante d'Ain Zada).

(Source DHW de BBA)

IV.4)- Description générale de la station de traitement existante :

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

Les ouvrages de la station seront 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.

Sa capacité maximum est de 78000 m³/j (900 l/s).

La conduite d'eau brute issue de la tour de prise passe en galerie sous la digue (diamètre 1200 mm).

La limite entre les travaux du barrage et les travaux de l'adduction est située à l'entrée de la chambre de raccordement, à l'extrémité de la galerie, juste à l'aval de la digue.

L'eau brute arrive de la réserve du barrage d'Ain Zada via une conduite gravitaire de 1200 mm de diamètre vers les regards A, B et C :

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

Cette eau est dirigée gravitairement vers un bassin de mélange où il y a injection des sulfates, polymères, charbon actif et la chaux.

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

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

Une Post-chloration est injectée 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 BBA. Sa capacité est de :

*0,6 m³/s vers Sétif ;

*0,3 m³/s vers BBA.

(Source DHW de BBA)

IV.4.1)- Filière de traitement :

La filière de traitement préconisée de la station est la suivante :

*Pré -Chloration

*Coagulation -Floculation

*Décantation ;

*Filtration

*Post-chloration

IV.4.2)- Capacité de traitement :

La station de traitement d'eau est conçue pour traiter 900 l/s en 1er phase répartie comme suit :

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

*300 l/s sont destinés, à l'AEP des villes BBA 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).

(Source DHW de BBA)

IV.4.3)- Qualité de l'eau brute :

Au stade de mise en service les caractéristiques de l'eau du barrage d'Ain Zada sont les suivantes :

- PH : 7,3÷8 ;
- Les MES : 40÷20.000 mg/l en période de crue ;
- TH : 35÷50 °F ;
- TAC : 15÷25 °F ;

(Source laboratoire de la station de traitement d'AIN ZADA)

IV.4.4)-Qualité de l'eau traitée :

En tout état de cause l'eau sortante de la station de traitement doit être conforme physiquement, chimiquement et bactériologiquement à la dernière édition des normes de l'O.M.S pour l'eau potable destinée à la consommation domestique.

Les opérations de traitement effectuées dans les ouvrages seront capables d'assurer l'élimination des :

- *Corps solides décantables, sous nageant ou flottants.
- *Algues, écumes grasses et autres matières surnageantes légères
- * Matière organique surchargeant les eaux brutes
- *gaz qui prêtent à l'eau un goût désagréable.

Elle doit avoir les caractéristiques suivantes :

- PH : 6,5÷8
- Couleur : < 15
- Turbidité : < 1 NTU
- absence du coliforme

IV.5)-Impact sur l'environnement :

IV.5.1)-Insertion de la station dans le site :

Compte tenu de leur architecture ce type de station s'intègre parfaitement dans l'environnement.

L'exploitation de la station ne provoquera aucun gêne sur le personnel et les voisins notamment sur les questions de bruits, vibrations et odeurs vue leur position dans le site.

IV.5.2)-Bruits et vibrations :

A l'intérieur des ouvrages et locaux, des installations les niveaux sonores, des organes en fonctionnement seront acceptables et ne dépassent en aucun cas les normes en vigueur.

IV.5.3)-Protection du personnel :

Outre les prescriptions réglementaires, notamment celles relatives à la sécurité des travailleurs et la protection contre les incendies et les diverses dispositions, les installations seront conçues et réalisées pour limiter les risques d'accidents.

Les moyens d'accès aux ouvrages et la circulation seront commodes et conformes aux règles de sécurité.

La protection contre les organes en mouvement où a démarrage automatique sera réalisée par des capots grillages.

(Source personnel)

IV.6)-Caractéristique technique de la station de traitement existante :

IV.6.1)-Bâtiments des réactifs :

A-Dosage de polyelectrolite :

L'emploi d'un adjuvant de floculation en combinaison avec le coagulant qui sera utilisé dans le cas d'une eau très chargée (en général en période de crue).

L'adjuvant concerné serait un polyelectrolite.

Le dosage serait déterminé par des tests sur place, les valeurs utilisées généralement sont comprises entre 0.05 et 0.5 g/m³.

Ce poste contrairement aux autres ne serait pas doté de bac de préparation séparé. Le bac de dosage servirait également de bac de préparation. **(Figure VI.2)**

Ce poste comprend :

- Bac de préparation ;
- Trois agitateurs ;

- Entonnoir d'entrée du produit ;
- Pompe de dosage.

B- Dosage du sulfate d'alumine :

Le sulfate d'aluminium est un coagulant minéral, très utilisé dans le traitement des eaux potable, il permet la formation d'un précipité d'hydroxyde d'aluminium.

La détermination du dosage serait effectuée par des essais de floculation sur place.

Ce poste comprend :

- Deux (02) bacs de préparation ($73 \text{ m}^3 * 2$) ;
- Un (1) bac de dosage (10 m^3) ;
- Pompe pour dissolution du sulfate ;
- Débitmètre.

C- Station du chlore :

Elle comprend :

- Six (06) fûts raccordés pour le dosage ;
- Doseurs du chlore ;
- Eau de service ;
- Stockage des fûts de chlore.

D- Station de dosage de chaux :

Elle comprend :

- Silos de stockage ;
- Bacs de préparation ;
- Pompe de refoulement ;
- Débitmètre.

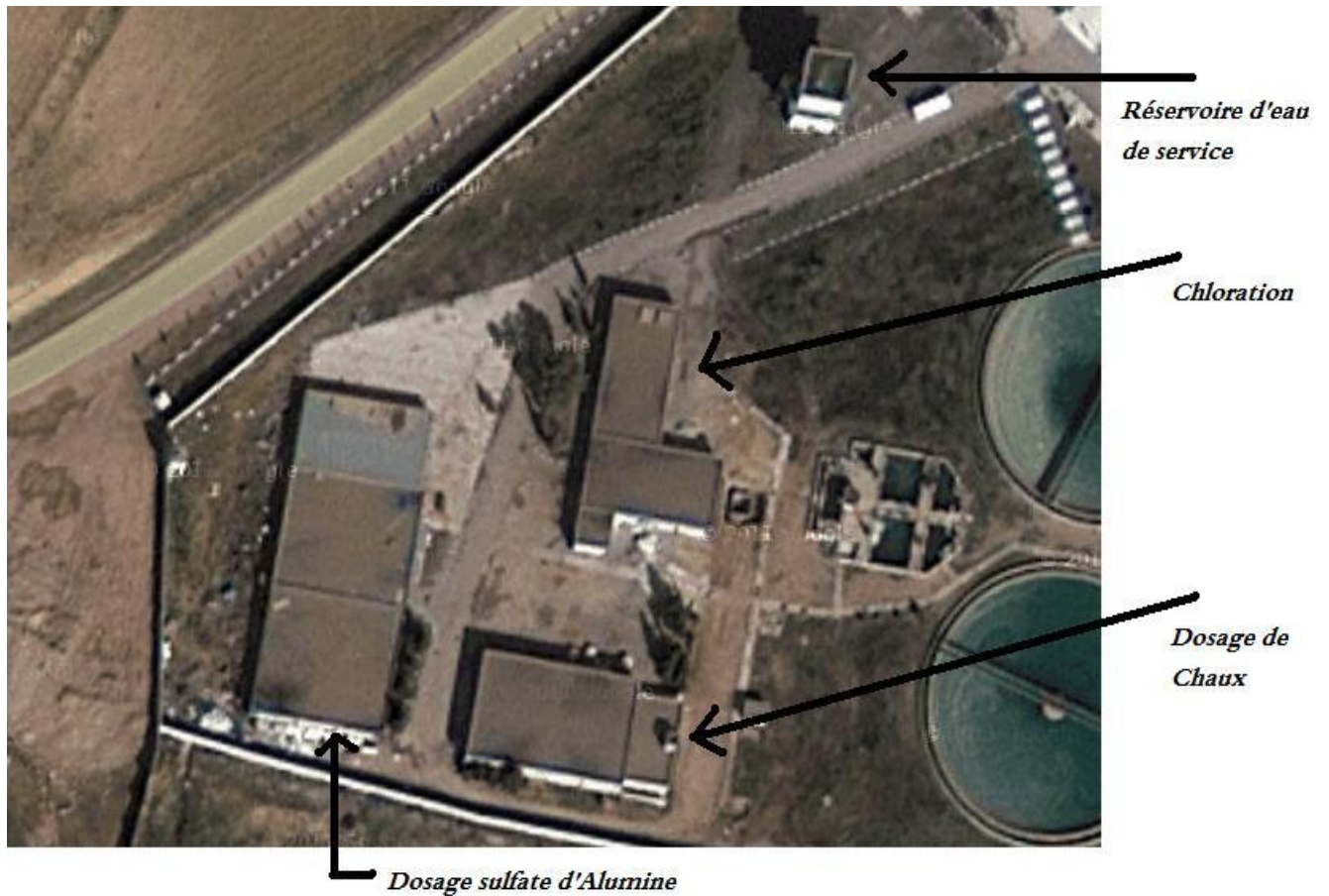


Figure IV.2- Les bâtiments des réactifs

IV.6.2)-La station de traitement :

A- Regard d'arrivée (A) :

Il comprend :

- Vanne d'arrêt DN 800.

B- Regard de mesure (B) :

Il permet de :

- Mesure de débit ;
- Mesure de conductivité ;
- Mesure de la valeur du PH ;
- Mesure de la turbidité ;
- Mesure de la température.

C- Regard de contrôle (C) :

Il comprend :

- Deux vannes motrices pour débitmètre ;
- Injection du chlore.

D- Bassins de mélange et floculation :

Il comprend : **(Figure VI.3)**

- Volume 1500 m³ ;
- Injection des produits de traitement ;
- Huit (08) agitateurs dont quatre (04) à vitesse lente ;
- Un (01) PH-mètre à chaque sortie des deux (02) bassins.

E- Les deux décanteurs :

Leurs caractéristiques sont : **(Figure VI.3)**

- Diamètre 40 m ;
- Capacité : 3300 m³ ;
- Ponts racleurs.

F- Bassin collecteur d'eau clarifiée

G- Station de filtration :

Elle comprend : **(Figure VI.3)**

- Introduit par une conduite DN 800 ;
- Dix (10) filtres de 50 m² chacun ;
- Masse filtre 60 m³ *10 ;
- Vitesse de filtration 7 m/h ;
- Hauteur de la masse de filtration 1,2 m ;
- Deux (02) compresseurs de 10 bars ;
- Trois (03) pompes de lavage de 750 m³/h.

H- Regard de mesure H :

Il permet de :

- Mesure de débit ;
- Mesure de température ;
- Mesure de conductivité ;
- Mesure de turbidité ;
- Mesure de la valeur du PH ;
- Mesure de chlore en excès.



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

I- Réservoir d'eau traitée :

Leurs caractéristiques sont : (Figure VI.4)

- Forme carrée ;
- Longueur : 45 m ;
- Largueur : 45 m ;
- Hauteur : 5 m ;
- Volume : 10.000 m³.

IV.6.3)-Station de pompage et conduites d'adduction

IV.6.3.1)-Coté B.B.Arreridj :

a- Pompage :

Il s'effectue par :

- 1+1 groupe électro-pompe ;
- Débit : 1080 m³/h ;
- HMT : 291 m ;
- Vitesse de rotation : 1500 tr/min ;
- Tension : 5500 v ;
- Puissance : 1300 Kw.

b- Adduction :

Elle a les caractéristiques suivantes :

- Diamètre : 700 mm ;
- Type : en acier ;
- Distance Ain Zada-BBA : 36 km.

IV.6.3.2)-Coté Sétif :

a- Pompage :

Il s'effectue par :

- 2+1 groupes électro-pompe
- Débit unitaire : 900 m³/h ;
- HMT : 200 m ;
- Vitesse de rotation : 1500 tr/min ;

- Tension : 5500 v ;
- Puissance : 860 Kw.

b- Station de reprise Mahdia :

Elle comprend :

- 2+1 groupes électro-pompe
- Débit unitaire : 900 m³/h ;
- HMT : 167 m ;
- Vitesse de rotation : 1500 tr/min ;
- Tension : 5500 v ;
- Puissance nominale : 860 Kw ;
- Réservoir 1000 m³.

c- Adduction :

Elle a les caractéristiques suivantes :

- Diamètre : 1000 mm ;
- Ain Zada-Sétif : 28,5 km ;
- Type : en acier ;
- Sétif-El Elma : 30,5 km (gravitaire).

IV.6.3.2)-Coté Bouгаа :**a- Pompage :**

Il s'effectue par :

- 1+1 groupes électro-pompe
- Débit : 360 m³/h ;
- HMT : 237 m ;
- Vitesse de rotation : 1500 tr/min ;
- Tension : 380 v ;
- Puissance : 340 Kw.

b- Adduction :

Elle a les caractéristiques suivantes :

- Diamètre : 500 mm ;
- Type : en acier ;
- Longueur : 22 km.



Figure IV.4- Le réservoir d'eau traitée et la station de pompage

IV.7)-Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté la station de traitement existante de Ain Zada ; de point de vue situation et fonctionnement.

Aussi, nous avons défini toutes les caractéristiques techniques de notre station de traitement, en se basant sur la liste des équipements nécessaires et des photos pour donner une appréciation sur elle.

Après ce chapitre on va étudier les capacités de la station pouvant satisfaire les besoins en eaux des villes étudié.

CHAPITRE V :

LES BESOINS EN EAUX

V.1)-Introduction :

Dans ce chapitre on va essayer de déterminer le taux de satisfaction des besoins globales en eaux des villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma par la station existante et après l'extension de la station de traitement de Ain Zada.

V.2)-Les besoins en eaux :

D'après la DHW de la wilayat de Bordj Bou Arreridj l'évolution des besoins totaux en eaux des villes de Bordj Bou Arreridj, Sétif et El Eulma à la période de 1986 à 2008 sont mentionné dans le *tableau V.1* (les valeurs sont calculées avec dotation de 150 l/j/hab)

V.3)-Les ressources en eaux :

D'après la DHW de Bordj Bou Arreridj, la ville de BBA est alimentée par :

- deux (02) forages à partir de la commune de Bordj Ghedir de capacité moyenne : 115,75 l/s
- Un champ de captage à Lachbore de capacité moyenne : 13,9 l/s

D'après la DHW de Sétif, la ville de Sétif et El Eulma est alimentée par :

- Vingt quatre (24) forages offrant un débit de 321 l/s et destinés à alimenter les villes en eaux potable.

V.4)-Estimations des besoins en eaux :

Pour estimer les besoins totaux en eaux des villes étudiées, on va utiliser une méthode graphique ; qui consiste à faire prolonger la tendance des graphes d'évolutions des besoins en eaux pour Sétif, El Eulma et BBA par le *Logiciel EXCEL*.

Les résultats sont présentés dans le *tableau V.2* et les *graphes V.1 à V.6* :

V.4.1)-Coté Sétif :

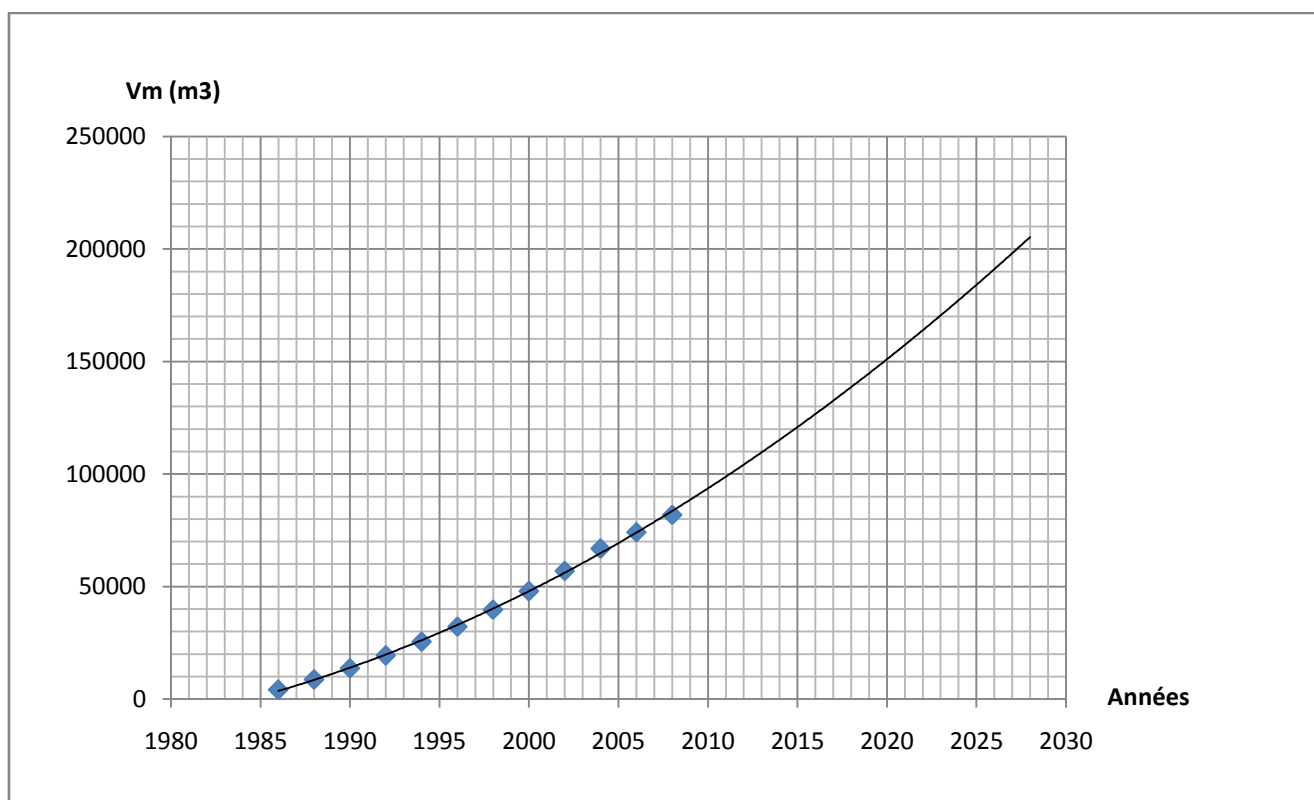


Figure V.1 - Estimation du Volume moyen journalier de la ville de Sétif

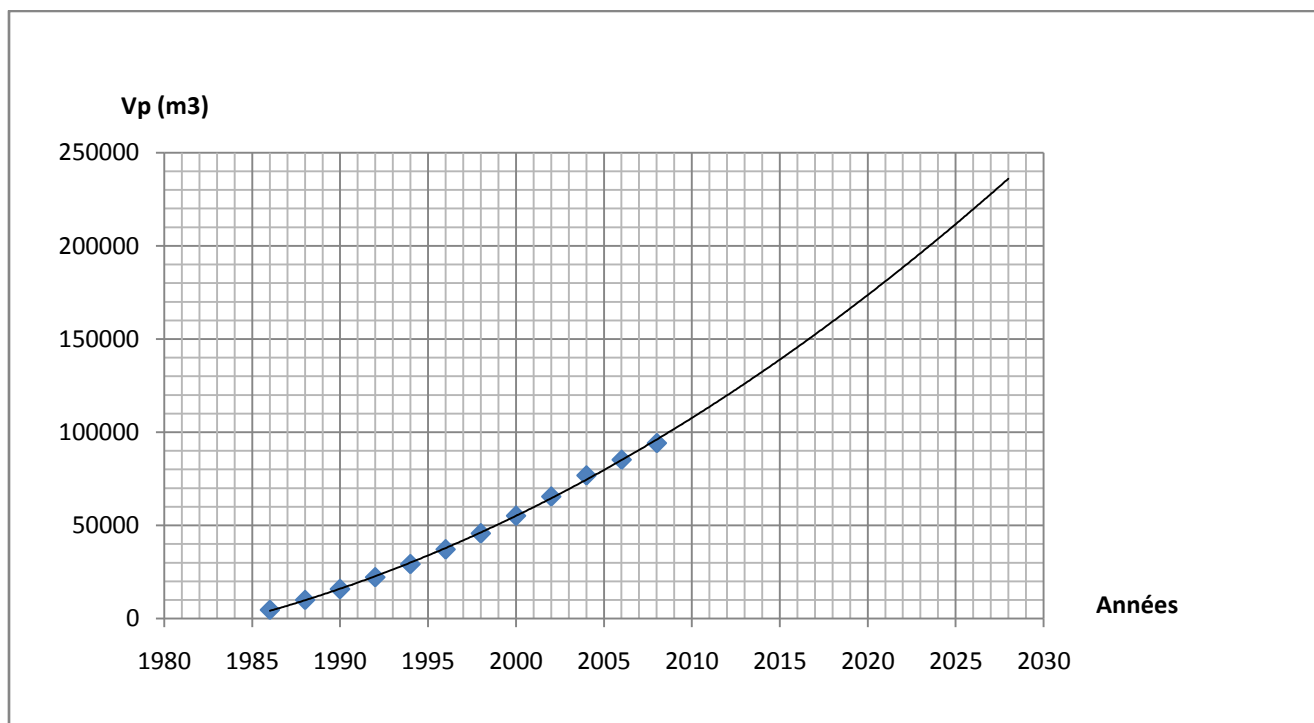


Figure V.2 - Estimation du volume max journalier de la ville de Sétif

V.4.2)-Coté El Eulma :

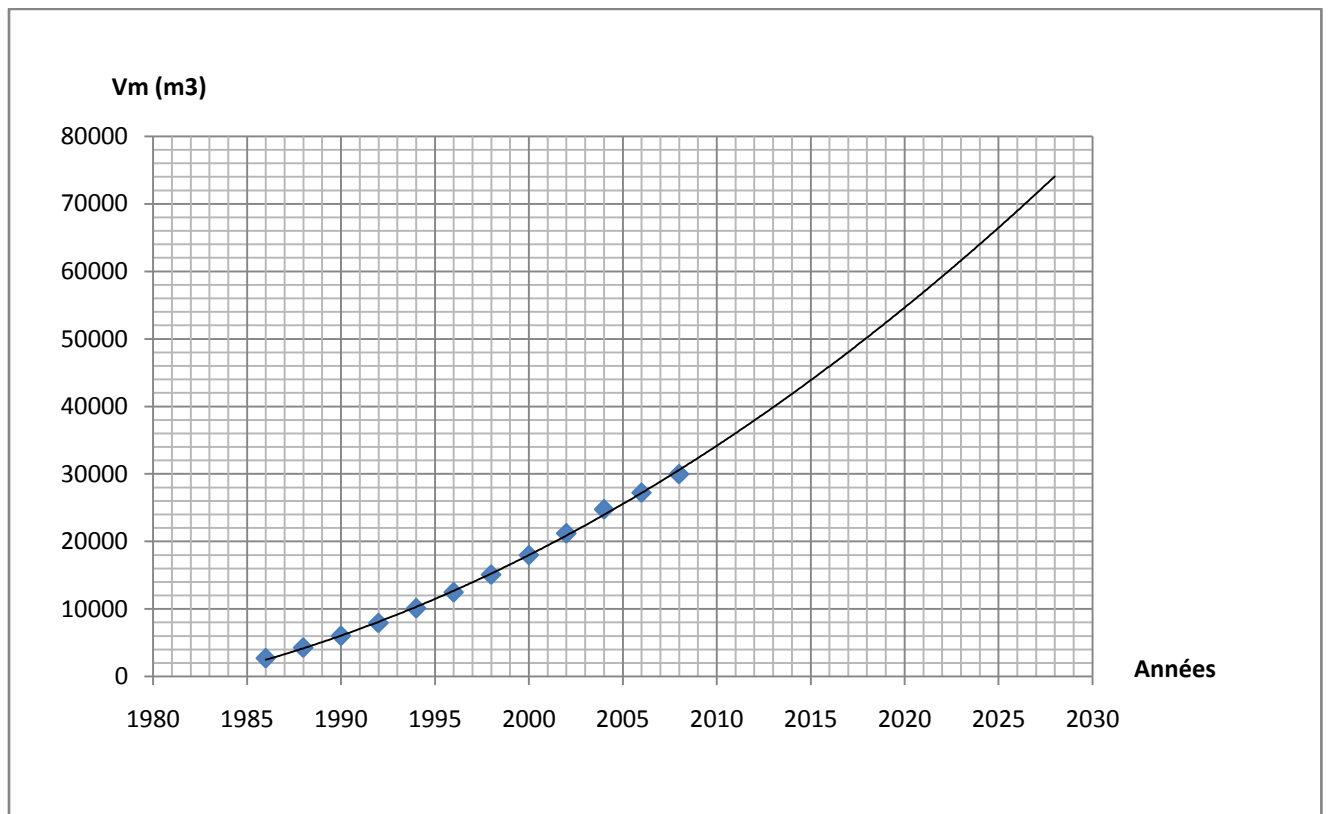


Figure V.3 - Estimation du Volume moyen journalier d'El Eulma

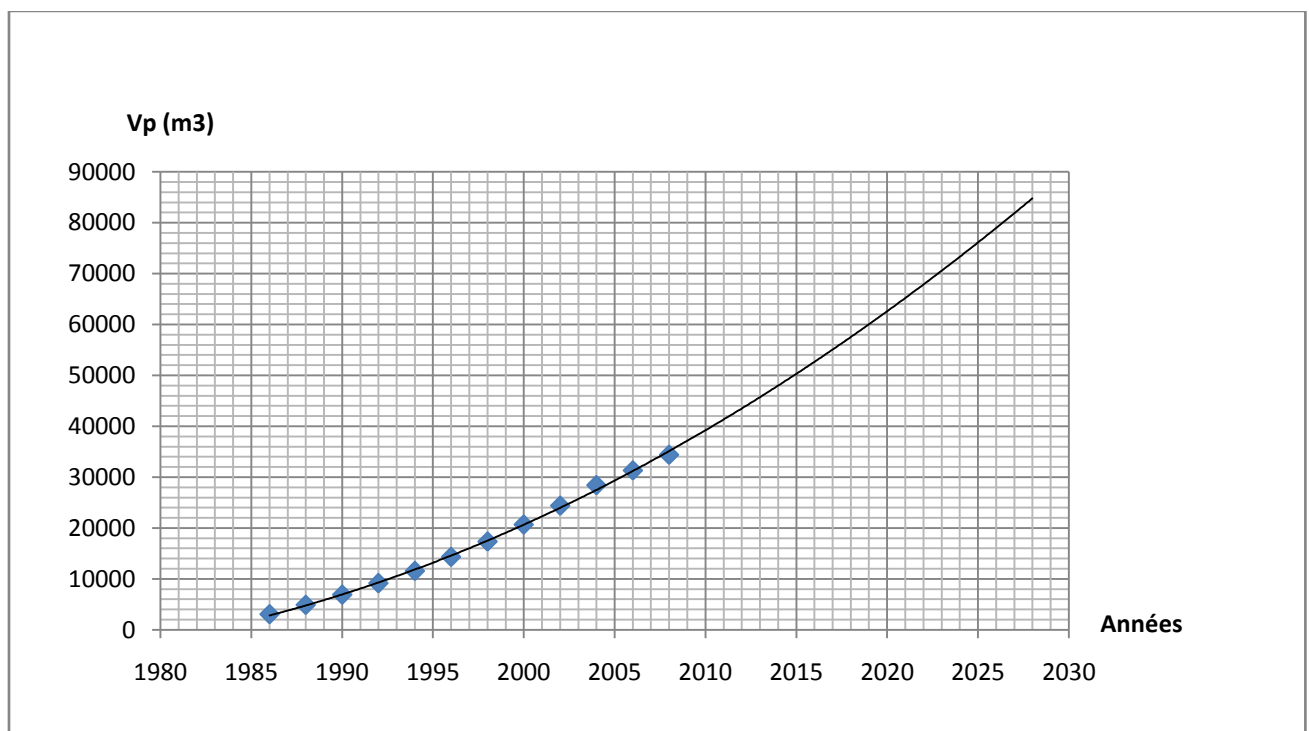


Figure V.4 - Estimation du volume max journalier d'El Eulma

V.4.3)-Coté Bordj Bou Arreridj :

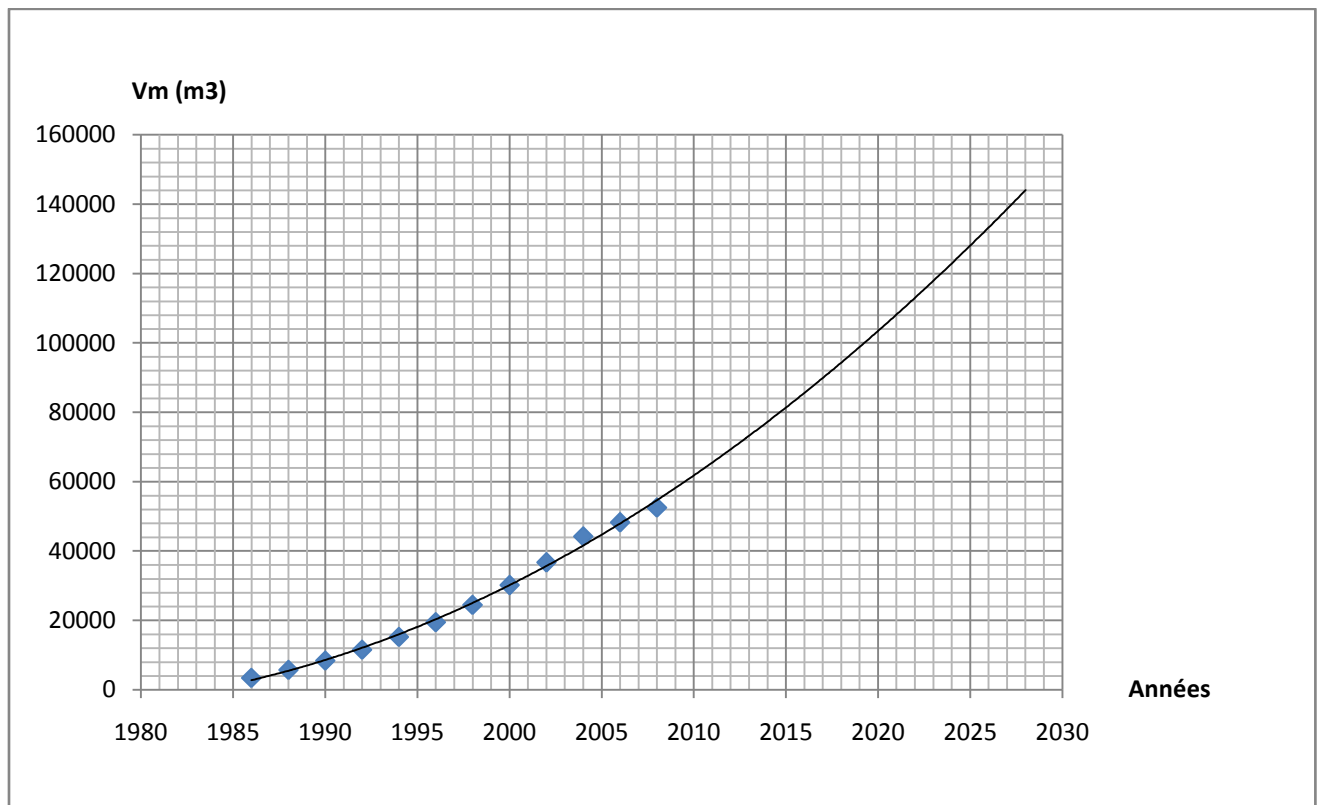


Figure V.5 - Estimation du Volume moyen journalier de BBA

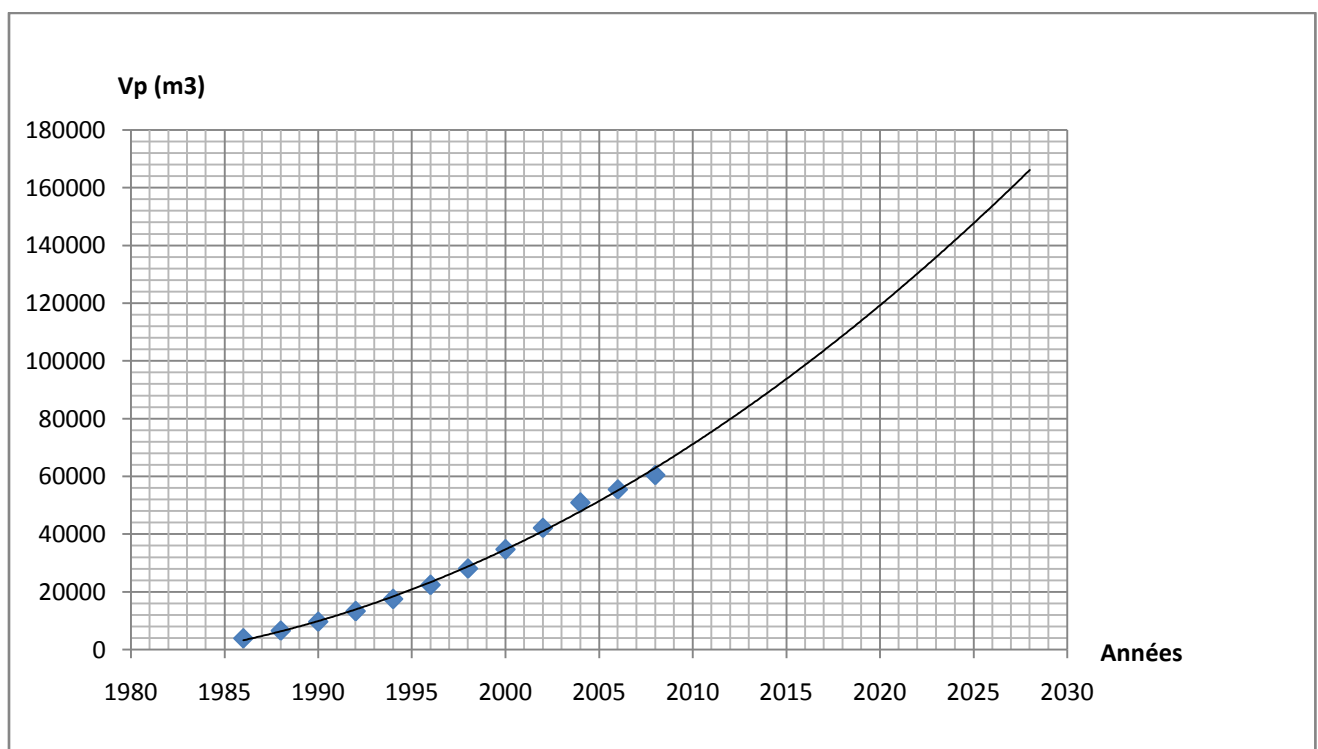


Figure V.6 - Estimation du volume max journalier de BBA

Tableau V.2 : Estimation des besoins en eaux

Années		2011	2020	2025
Sétif	V_M	100000	150000	180000
	V_P	115000	170000	210000
	Q_M	1,16	1,74	2,08
	Q_P	1,33	1,97	2,43
El Eulma	V_M	36000	54000	66000
	V_P	42000	62000	76000
	Q_M	0,42	0,63	0,76
	Q_P	0,49	0,72	0,88
Sétif + El Eulma	V_M	136000	204000	246000
	V_P	157000	232000	286000
	Q_M	1,57	2,36	2,85
	Q_P	1,82	2,69	3,31
Bordj Bou Arreridj	V_M	65000	104000	128000
	V_P	76000	119000	148000
	Q_M	0,75	1,20	1,48
	Q_P	0,88	1,38	1,71
Totaux	V_M	201000	308000	374000
	V_P	233000	351000	434000
	Q_M	2,33	3,56	4,33
	Q_P	2,70	4,06	5,02

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);

V.5)-Taux de satisfaction des besoins en eaux :

V.5.1)-Avant extension :

La station existante de Ain Zada est conçue à traiter un débit de 900 l/s répartie comme suit :

600l/s destinée au coté de Sétif ;

300l/s destiner au coté de BBA ;

A- Coté Sétif+El Eulma :

-Le débit donné par la station existante est : 600 l/s → 51840 m^3/j

-Le débit donné par les 24 forages est : 321 l/s → 27735 m^3/j

-Donc le volume moyen journalier total est : $V_{Moy} = 79575 m^3$

Les résultats sont présentés dans les tableaux V.3 et V.4 :

Tableau V.3 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté Sétif+El Eulma)

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_M	136000	204000	246000
V_{Moy}	79575	79575	79575
Taux (%)	58,51	39,01	32,35

Tableau V.4 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté Sétif+El Eulma)

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_P	157000	232000	286000
V_{Moy}	79575	79575	79575
Taux (%)	50,68	34,30	27,82

B- Coté B.B.ARRERIDJ :

-Le débit donné par la station existante est : 300 l/s → 25920 m³/j

-Le débit donné par les 2 forages est : 115,75 l/s → 10000 m³/j

-Le débit donné par le captage est : 13,9 l/s → 1200 m³/j

-Donc le volume moyen journalier total est : $V_{Moy} = 37120 \text{ m}^3$

Les résultats sont présentés dans les tableaux V.5 et V.6 :

Tableau V.5 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté BBA)

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_M	65000	104000	128000
V_{Moy}	37120	37120	37120
Taux (%)	57,11	35,69	29,00

Tableau V.6 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté BBA)

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_P	76000	119000	148000
V_{Moy}	37120	37120	37120
Taux (%)	48,84	31,19	25,08

C- Besoins totaux :

- Le débit donné par la station existante est : 900 l/s → 77760 m³/j
- Le débit donné par les 26 forages est : 436,75 l/s → 37735 m³/j
- Le débit donné par le captage est : 13,9 l/s → 1200 m³/j

-Donc le volume moyen journalier total est : $V_{Moy} = 116695 \text{ m}^3$

Les résultats sont présentés dans les tableaux V.7 et V.8 :

Tableau V.7: Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_M	201000	308000	374000
V_{Moy}	116695	116695	116695
Taux (%)	58,06	37,89	31,20

Tableau V.8 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_P	233000	351000	434000
V_{Moy}	116695	116695	116695
Taux (%)	50,08	33,25	26,89

V.5.2)-Après extension (1200 l/s) :

On va dimensionner l'extension de la station de traitement d'Ain Zada par un débit de 300 l/s.

Ce débit est calculé par rapport au volume régularisé du barrage d'Ain Zada qui est de l'ordre de 38 Mm³/an comme suit :

1^{er} station traite 900 l/s → 28,3824 Mm³/an;

La différence du volume est : 38 - 28,3824 = 9,6176 Mm³/an ;

Donc : l'extension va traiter : 9,6176 Mm³/an → 300 l/s

Ce débit est répartie comme suit :

150 l/s → coté Sétif + El Eulma

150 l/s → coté B.B.Arreridj

NB :

Cette répartition ne tient pas compte de l'étendue de la ville, elle est faite par rapport à une note administrative du ministère qui exige cette répartition durant l'étude de l'extension de la station de traitement d'Ain Zada.

(Source : la DHW de B.B.Arreridj)

Car : le coté de Sétif a d'autre sources pour satisfaire leur besoin en eau.

A- Coté Sétif+El Eulma :

-Le débit donné par la station existante est : 750 l/s → 64800 m³/j

-Le débit donné par les 24 forages est : 321 l/s → 27735 m³/j

-Donc le volume moyen journalier égale : $V_{Moy} = 92535 \text{ m}^3$

Les résultats sont présentés dans les tableaux V.9 et V.10 :

Tableau V.9 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté Sétif+El Eulma)

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_M	136000	204000	246000
V_{Moy}	92535	92535	92535
<i>Taux (%)</i>	68,04	45,36	37,62

Tableau V.10: Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté Sétif+El Eulma)

<i>Année</i>	2011	2020	2025
V_P	157000	232000	286000
V_{Moy}	92535	92535	92535
Taux (%)	58,94	39,89	32,35

B- Coté B.B.ARRERIDJ :

- Le débit donné par la station existante est : 450 l/s → 38880 m³/j
- Le débit donné par les 2 forages est : 115,75 l/s → 10000 m³/j
- Le débit donné par le captage est : 13,9 l/s → 1200 m³/j
- Donc le volume moyen journalier égale : $V_{Moy} = 50080 \text{ m}^3$

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

Tableau V.11 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume moyen journalier (Coté BBA)

<i>Année</i>	2011	2020	2025
V_M	65000	104000	128000
V_{Moy}	50080	50080	50080
Taux (%)	77,05	48,15	39,13

Tableau V.12 : Taux de satisfaction des besoins en eaux du volume max journalier (Coté BBA)

<i>Année</i>	2011	2020	2025
V_P	76000	119000	148000
V_{Moy}	50080	50080	50080
Taux (%)	65,89	42,08	33,84

C- Besoins totaux :

- Le débit donné par la station existante est : 1200 l/s → 103680 m³/j
- Le débit donné par les 26 forages est : 436,75 l/s → 37735 m³/j
- Le débit donné par le captage est : 13,9 l/s → 1200 m³/j
- Donc le volume moyen journalier égale : $V_{Moy} = 142615 \text{ m}^3$

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

Tableau V.13 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume moyen journalier

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_M	201000	308000	374000
V_{Moy}	142615	142615	142615
Taux (%)	70,95	46,30	38,13

Tableau V.14 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux du volume max journalier

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
V_P	233000	351000	434000
V_{Moy}	142615	142615	142615
Taux (%)	61,21	40,63	32,86

V.6)-Résultat final :

La comparaison entre le taux total de satisfactions des besoins en eaux avant et après extension est présentée dans les tableaux V.15 et V.16 :

V.6.1)-Les besoins totaux en eaux du volume moyen journalier :

Tableau V.15 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant et après extension du volume moyen journalier

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
Taux avant extension (%)	58,06	37,89	31,20
Taux après extension (%)	70,95	46,30	38,13

V.6.2)-Les besoins totaux en eaux du volume max journalier:

Tableau V.16 : Taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant et après extension du volume max journalier

<i>Année</i>	<i>2011</i>	<i>2020</i>	<i>2025</i>
Taux avant extension (%)	50,08	33,25	26,89
Taux après extension (%)	61,21	40,63	32,86

V.7)-Conclusion :

D'après les résultats de notre étude, on a vu qu'après l'extension, le taux de satisfaction des besoins totaux en eaux reste loin de satisfaire tous les besoins en eaux surtout à l'horizon 2020 et 2025.

Il faut prévoir d'autres sources pour englober ce déficit des besoins en eaux pour les villes de Sétif, El Eulma et Bordj Bou Arreridj.

Après ce chapitre on va entrer dans le dimensionnement de notre extension pour traité un débit de 300 l/s selon les normes de l'OMS.

CHAPITRE VI :

DIMENSIONNEMENT

VI.1)- Introduction :

On va dimensionner l'extension qui est alimentée par les eaux emmagasinées du barrage d'Ain Zada, la capacité de cette station et en fonction de débit régularisé du barrage.

Le débit de la station est : $25920 \text{ m}^3/\text{j} = 300 \text{ l/s}$ (le calcul est fait dans le *chapitre V*).

VI.2)- Les caractéristiques moyennes d'eau brute :

Les analyses réalisées sur les eaux du barrage de Ain Zada indiquent une bonne qualité des eaux brutes lesquelles ne présentent pas de pollution particulier ni par l'ammoniac, ni par le fer où le manganèse et sont plutôt bien oxygénées avec une bonne salinité, inférieur à 1000 mg/l.

La qualité d'eau brute devra être contrôlée régulièrement par des analyses permettant de vérifier sa traitabilité, et assurer la potabilisation.

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

Tableau VI.1 : Qualité de l'eau brute 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 horaire</i>	300 l/s	-	-
<i>Débit journalier</i>	25920 m ³ /j	-	-
<i>Température</i>	16,8 °c	Doit être acceptable	Bonne
<i>PH</i>	8,05	6,5-8,5	Bon
<i>Turbidité</i>	4,5 NTU	5 NTU	Bonne
<i>Conductivité</i>	1332,36 ms/cm	2500 ms/cm	Bonne
<i>Rs</i>	861,14 mg/l	1000 mg/l	Bon
<i>MO</i>	4,36 mg o ₂ /l	-	-
<i>TH</i>	31,55 °F	50 °F	Bon
<i>HCo₃⁻</i>	158,25 mg/l	-	-
<i>Ca⁺²</i>	58,21 mg/l	250 mg/l	Bon
<i>Mg⁺²</i>	41,16 mg/l	150 mg/l	Bon
<i>Na⁺</i>	177,45 mg/l	200 mg/l	Bon

K^+	5,97 mg/l	-	-
Cl	279,57 mg/l	250 mg/l	A discuter
So_4^{-2}	165,25 mg/l	250 mg/l	Bonne
No_3	0,64 mg/l	44 mg/l	Bon
No_2	0,11 mg/l	3 mg/l	Bonne
Nh_4	0,43 mg/l	1,5 mg/l	Bon
<i>Couleur</i>	≈ 15 mg de platine/l	15 pt-Co	Bonne

-Les données indiquées ci-dessus sont des valeurs moyennes de l'année 2010.

-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)

VI.3)-Objectif de la station et choix de la filière de traitement :

En tout état de cause l'eau sortante de la station de traitement doit être conforme physiquement, chimiquement et bactériologiquement à la dernière édition des normes de l'O.M.S pour l'eau potable destinée à la consommation domestique.

Les opérations de traitement effectuées dans les ouvrages seront capable d'assurer l'élimination des :

- *Corps solides décantable, sous nageant ou flottants ;
- *Algues, écumes grasses et autres matières surnageâtes légères ;
- * Matière organique surchargeant les eaux brutes ;
- *gaz qui prêtent à l'eau un goût désagréable.

L'effluent doit avoir les caractéristiques principales suivantes :

- PH : 6,5÷8 ;
- Couleur : < 15 ;
- Turbidité : < 1 NTU ;
- absence du coliforme.

VI.4)- Description de la chaine de traitement proposée :

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

Les principales étapes de traitements de notre extension sont :

- Arriver d'eau brute ;
- Mesure et régulation du débit par vanne papillon ;
- Une pré-chloration au moyen d'eau de javel par injection dans la conduite d'eau brute ;
- Dégrillage ;
- Une coagulation au sulfate d'alumine ;
- Injection du charbon actif pour l'adsorption des goûts et des odeurs de l'eau du barrage ;
- floculation et dosage du polymère dans un bassin de mélange ;
- Clarification dans un décanteur lamellaire ;
- Ajustement du PH avec le lait de chaux ;
- Filtration sur des filtres gravitaire à sable ;
- Désinfection finale à l'eau de javel ou hypochlorite de calcium en amont du réservoir d'eau traitée.

La filière de traitement est schématisée dans la figure VI.1 :

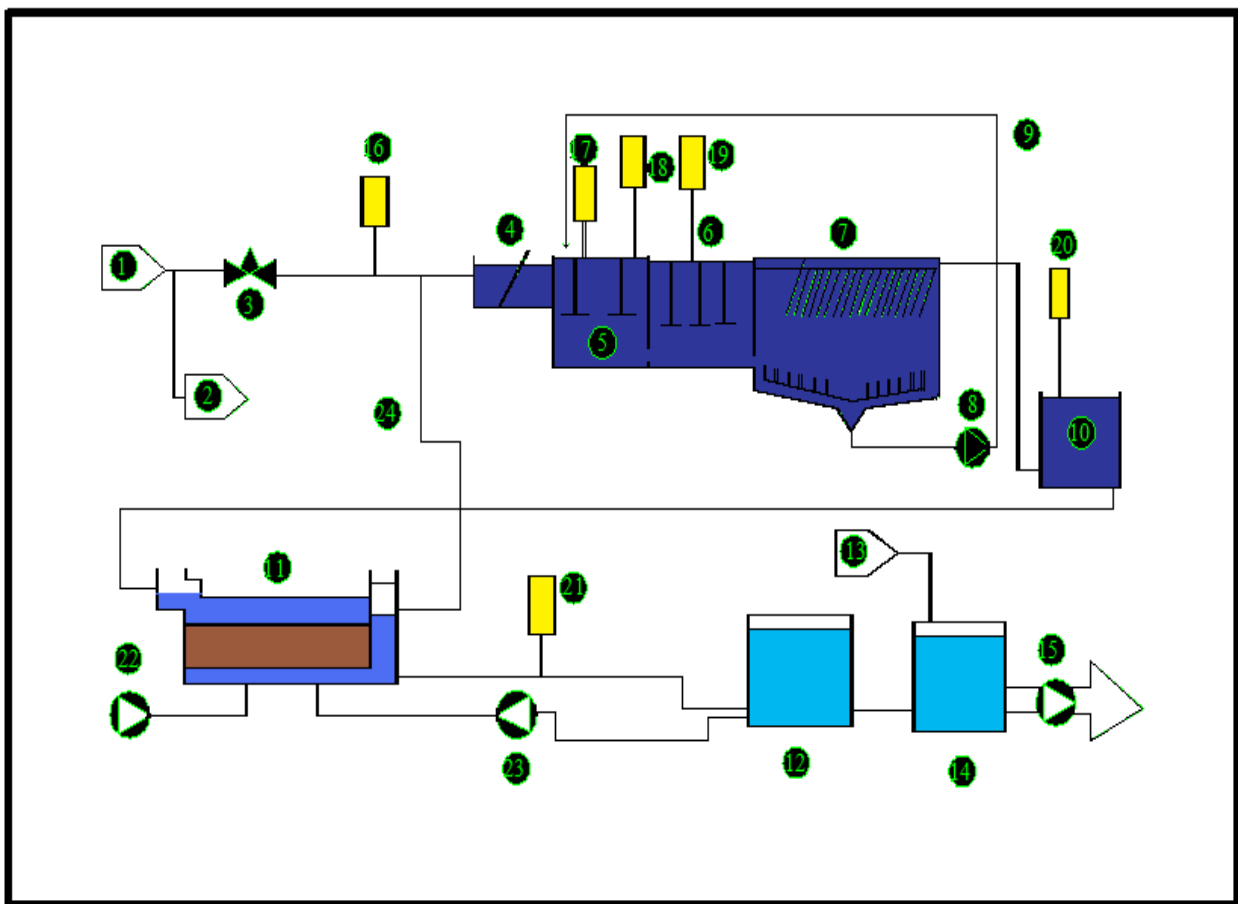


Figure VI.1-La filière de traitement

Légende :

- 1-Conduite de refoulement d'eau brute (à partir du barrage) ;
- 2-Arrivée d'eau brute dans la station de traitement actuelle ;
- 3-Régulation du débit d'entrée ;
- 4-Dégrilleur ;
- 5-Mélangeur ;
- 6-Floculation ;
- 7-Sédimentation, décanteur lamellaire ;
- 8-Pompe de recirculation des boues ;
- 9-Conduite des boues recirculées ;
- 10-Réglage du PH ;
- 11-Filtration ;
- 12-Réservoir d'eau traitée (nouveau) ;
- 13-Eau provenant de la station de traitement actuelle ;
- 14-Réservoir d'eau traitée (existant) ;
- 15-Station de pompage d'eau traitée (existante) ;
- 16-Pré-chloration ;
- 17-Coagulant ($Al_2(SO_4)_3$) ;
- 18-Dosage du charbon actif ;
- 19- Station de dosage du polyelectolite ;
- 20-Réglage du PH (lait de chaux) ;
- 21-Désinfection ;
- 22-Injection d'air de lavage ;
- 23-Pompe de lavage ;
- 24- Recirculation d'eau salée de lavage.

VI.5)- Dimensionnement des ouvrages :

VI.5.1)-Ouvrage de mesure et régulation du débit :

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

On a : $Q_{EB} = 300 \text{ l/s}$ → donc la conduite d'amené à $D = 600 \text{ mm}$ (pour obtenir une vitesse d'écoulement presque égale à 1 m/s)

Avec ce diamètre on obtient :

$$V = 1,06 \text{ m/s}$$

L'ouvrage a ainsi pour fonction principale :

*L'isolement de la station au moyen d'une vanne papillon manuelle en DN600 ;

*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. Cette désinfection permet d'éviter une prolifération des microorganismes dans la suite des ouvrages.

VI.5.2)-Pré-chloration:

La préchloration est avant tout utilisée pour le contrôle de la croissance des algues, et élimination des matières organiques et l'ammoniacale contenue dans l'eau.

On utilise pour la Pré-chloration le chlore (Cl_2) à une dose de (1 à 2) g/m^3 . L'injection du chlore s'effectue directement dans la conduite par l'intermédiaire d'une pompe doseuse.

Deux paramètres doivent être déterminés à savoir le débit de la pompe doseuse et le volume du bac de stockage des produits chimiques. [18]

A- Pompe doseuse :

$$Q_{EB} \cdot C_{\text{chlore}} = q_p \cdot C_s \quad \Rightarrow \quad q_p = \frac{Q_{EB} \cdot C_{\text{chlore}}}{C_s}$$

Avec :

Q_{EB} : débit de l'eau brute ($1080 \text{ m}^3/\text{h}$) ;

C_{chlore} : Dose optimale de chloration (1 à 2 g/m^3) ;

C_s : Concentration de chlore (48°F) soit $1^\circ\text{F} = 3.17 \text{ g/l}$ de Cl_2 ;

q_p : Débit de la pompe doseuse.

A.N:

$$q_p = (1080 \cdot 2) / 152,16 = 14,20 \text{ m}^3/\text{h}$$

B- Bac de stockage :

- La hauteur du bac et $h = 1$ à 2 m .
- t_s : temps de séjour de l'eau dans le bac de chloration qui est en général de l'ordre de 24 h .
- Donc on calcule le volume : $V = q_p \cdot t_s$

$$\text{-La surface : } S = \frac{V}{h_{\text{max}}} \quad \text{-La largeur : } l = \sqrt{\frac{S}{2}}$$

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 :**

Le temps de séjour $t_s = 24$ h ;

$$V_c = q_p * t_s = 14,20 * 24 = 340,56 \text{ m}^3.$$

Donc on prend : $V_c = 340 \text{ m}^3$

VI.5.3)-Dégrilleur:

Le dégrillage permet d'enlever les débris de dimensions intermédiaires grossière afin d'éviter qu'ils interfèrent avec le fonctionnement des équipements aval.

Il sert également à empêcher l'accès des poissons aux ouvrages aval (poste de pompage, conduite et installation de traitement).

Pour ces raisons, il doit être localisé à l'entrée de la station, S'il s'agit d'une alimentation gravitaire, trois types de dégrilleur peuvent être utilisés :

Grilles à nettoyage manuel :

La grille à nettoyage manuel est légèrement inclinée (afin de faciliter le raclage) et elle est surmontée d'une plate-forme qui facilite le ramassage manuel des débris retirés de l'eau.

Grilles mobiles à nettoyage automatique :

Ces grilles sont composées d'une série de tamis rectangulaires dont le mouvement mécanique est rotatoire et ascendant.

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.

Le domaine d'application pour chacun des types de grilles est présenté ci-après :

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

Lorsqu'une grille à nettoyage manuel est utilisée, il est préférable de la faire précéder d'une grille plus grossière (mailles d'environ 50 mm X 50 mm) afin d'éviter qu'elle ne se colmate trop rapidement dû aux feuilles et autres débris plus volumineux.

Angle de la grille 60 à 80 degrés par rapport à l'horizontale [19]

NB :

On va adopter la grille à **nettoyage manuel**

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

$$S = \frac{Q_T}{V \cdot O \cdot C} \quad [20]$$

Avec :

- S : Surface de la grille en m^2 ;
- Q_T : Débit total d'entrée en m^3/s ;

$$Q_T = Q_{EB} + Q_{lav}$$

Tel que :

Q_{EB} : Débit de l'eau brute ;

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

-V : Vitesse d'entrée $V = (0.6 \text{ à } 1) \text{ m/s}$ (on prendra 1 m/s) ;

-C : Coefficient de colmatage ;

$$C = 0,1 - 0,3 \rightarrow \text{grille manuelle (on prendra } 0,25) ;$$

Et :

$$O = \frac{\text{espace libre entre barreaux}}{\text{espace libre} + \text{épaisseur du barreaux}}$$

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

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

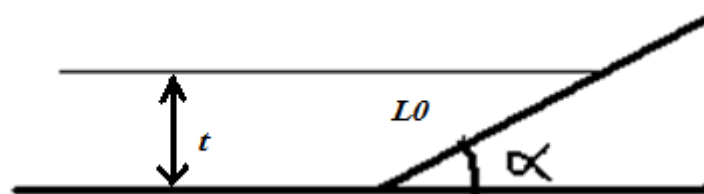
Avec ces valeurs, on obtiendra :

$$O = \frac{40}{40 + 10} = \mathbf{0,80} \text{ (sans unité)}$$

Donc :

$$S = \frac{0,315}{1 \cdot 0,8 \cdot 0,25} = 1,58 \text{ m}^2$$

Pour compléter le dimensionnement du dégrillage, nous utiliserons la figure suivante :



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

$$\text{Longueur mouillée} = \frac{t}{\sin \alpha} = L_0 \quad (\text{On prend } t = 0,8 \text{ m}) ;$$

Et : $\alpha = 60^\circ$

$$\text{Donc : } L_0 = \frac{0,8}{\sin 60} = 0,92 \text{ m} \quad \rightarrow L_0 \approx \mathbf{0,95 \text{ m}}$$

La largeur l de la grille sera estimée par la relation :

$$l = \frac{S}{L0} = \frac{1,58}{0,95} \approx 1,7 \text{ m}$$

Conclusion :

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

Longueur : 0,95 m ;

Largeur : 1,7 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).

VI.5.4)-Coagulation- Flocculation:

La coagulation – flocculation est une méthode de traitement très utilisée dans la potabilisation de l'eau. Elle a pour objectif d'élimination des matières en suspension.

La coagulation déstabilise les particules chargées négativement (on emploie ici comme coagulant du sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3$), puis la flocculation qui permet l'agglomération des ces particules en flocons volumineux qui subissent après une décantation (on emploie ici comme flocculant les polyelectrolite).

Pour déterminer la dose optimale pour traiter l'eau, on effectue un « jar test ».

Le principe du « Jar test » pour déterminer la dose optimale de coagulant et flocculant à employer est simple à mettre en place.

Les résultats du jar-test établie dans le laboratoire de la station de traitement d'AIN ZADA sont présentés dans le tableau VI.2 :

Tableau VI.2: Les résultats du jar-test pour la coagulation-flocculation

<i>La dose du coagulant $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$</i>	<i>20 mg/l</i>
<i>Le temps de coagulation</i>	<i>1.5 minutes</i>
<i>La dose du flocculant (polymère)</i>	<i>0,05 mg/l</i>
<i>Le temps de flocculation</i>	<i>20 minutes</i>

(Source : laboratoire de la station de traitement de AIN ZADA)

Sur la base de ces données l'étude des bassins étant entamé.

VI.5.4.1)-Coagulation :

L'étape coagulation sera dimensionnée en deux phases : [18]

A- Détermination des caractéristiques du bassin de coagulant :

- Le temps de séjour $t_s=1$ à 2 min ;
- Agitation rapide 150 tours/min ;
- Profondeur : H = 1 à 2 m ;

Donc on calcul le volume du bassin : $V = Q_T \cdot t_s$

Tel que : $Q_T = Q_{EB} + Q_{lav} + Q_{boues}$

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})

$$\text{- La surface : } S = \frac{V}{h_{\max}} \quad \text{-La largeur } l = \sqrt{\frac{S}{2}}$$

B-Détermination du débit de la pompe doseuse du coagulant ainsi que le bac de coagulant :**B.1- Le débit de la pompe doseuse :**

$$Q_T \cdot C_{coag} = q_p \cdot C_S \quad \Rightarrow q_p = \frac{Q_T \cdot C_{coag}}{C_S}$$

Q_T : Débit total d'entrée ;

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

q_p : Débit de la pompe doseuse ;

C_{coag} : Dose optimal de coagulant.

B.2- Le bac de coagulant :

- la hauteur du bac $h= 1$ à 2 m ;
- t_s : le temps de séjour et égale à 24 h.

Donc on calcul le volume du bac de stockage :

$$V_b = q_p \cdot t_s$$

$$\text{- La surface : } S = \frac{V}{h_{\max}} \quad \text{-La longueur } l = \sqrt{\frac{S}{2}}$$

AN :

A-Détermination des caractéristiques du bassin:

- Le volume du bassin : $V = Q_T * t_s$

On a: $V = 0,330 * 90 = 29,7 \text{ m}^3 \rightarrow V_{\text{bassin}} \approx 30 \text{ m}^3$

- La hauteur du bassin : $h = 2 \text{ m}$
- La surface : $S = \frac{V}{h} = \frac{30}{2} = 15 \text{ m}^2 \rightarrow S_{\text{bassin}} = 15 \text{ m}^2$
- La largeur : $l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{15}{2}} = 2,73 \text{ m} \rightarrow l \approx 2,75 \text{ m}$
- La longueur $L = \frac{V}{l * h} = \frac{30}{2 * 2,75} = 5,45 \text{ m} \rightarrow L \approx 5,5 \text{ m}$

Donc on a un bassin de $5,5 \times 2,75 \times 2 \text{ m}$

Remarque :

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

$$t_s = V / Q_{EB} = 30 / 0,3 = 100 \text{ S}$$

- L'injection du charbon actif se fait au niveau du bassin de coagulation, la dose est 1 g/m^3 , la quantité utilisée est déterminée sur le champ, et elle est prise au niveau du bac de stockage dans la station existante.

B-Détermination du débit de la pompe doseuse du coagulant ainsi que le bac de coagulant :

B.1- Le débit de la pompe doseuse :

$$q_p = \frac{Q_T * C_{\text{coag}}}{C_s} = \frac{330 * 20 * 10^{-3}}{10} = 0,66 \text{ l/s} \rightarrow q_p = 2,38 \text{ m}^3/\text{h}$$

B.2- Le bac de coagulant :

- volume du bac de stockage : $V_b = q_p * t_s = 2,38 * 24 = 57,12 \text{ m}^3$
 $\rightarrow V \approx 57,2 \text{ m}^3$
- La hauteur du bac : $h = 2 \text{ m}$
- La surface : $S = \frac{V}{h} = \frac{57,2}{2} = 28,6 \text{ m}^2 \rightarrow S_{\text{bassin}} = 28,6 \text{ m}^2$
- La largeur : $l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{28,6}{2}} = 3,78 \text{ m} \rightarrow l \approx 4 \text{ m}$
- La longueur $L = \frac{V}{l * h} = \frac{57,2}{4 * 2} = 7,15 \text{ m} \rightarrow L \approx 7,15 \text{ m}$

Donc on a un bassin de : **$7,15 \times 4 \times 2 \text{ m}$**

VI.5.4.2)-Floculation :

L'étape floculation sera dimensionnée en deux phases :

A- 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 $40 < G < 80 \text{ S}^{-1}$

Donc :

- Le volume : $V = Q_T * t_s$; [09]
- La surface : $S = 2 * \sqrt[3]{(Q_T * t_s)^2}$; [09]
- La profondeur : $h_{\max} = \frac{\sqrt[3]{V}}{2}$; [09]
- La largeur : $L = \sqrt{\frac{S}{2}}$; [09]

AN :

- Le volume : $V = 19,8 * 20 = 396 \text{ m}^3 \rightarrow V = 396 \text{ m}^3$
- La surface : $S = 2 * \sqrt[3]{(396)^2} = 107,85 \text{ m}^2 \rightarrow S = 107,85 \text{ m}^2$
- La profondeur : $h_{\max} = \frac{\sqrt[3]{396}}{2} = 3,67 \text{ m} \rightarrow h_{\max} \approx 3,7 \text{ m}$
- La largeur : $l = \sqrt{\frac{107,85}{2}} = 7,34 \text{ m} \rightarrow l \approx 7,35 \text{ m}$
- La longueur $L = \frac{V}{l * h} = \frac{396}{7,35 * 3,7} = 14,56 \text{ m} \rightarrow L \approx 14,6 \text{ m}$

Donc on a un bassin de : ***14,6 × 7,35 × 3,7 m***

Remarque :

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

$$t_s = V / Q_{EB} = 396 / 0,3 = 1320 \text{ S} \rightarrow t_s = 22 \text{ min}$$

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

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

$$X \leq \frac{L}{H \cdot \beta} \quad [21]$$

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

Pour $\beta = 1$ $\rightarrow X \leq 4$

Pour $\beta = 1,5$ $\rightarrow X \leq 1,97 \approx 2$

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 VI.2)

La surface de la lame doit être au maximum égale à 20 % de la section du bassin $l \cdot H$. [09]

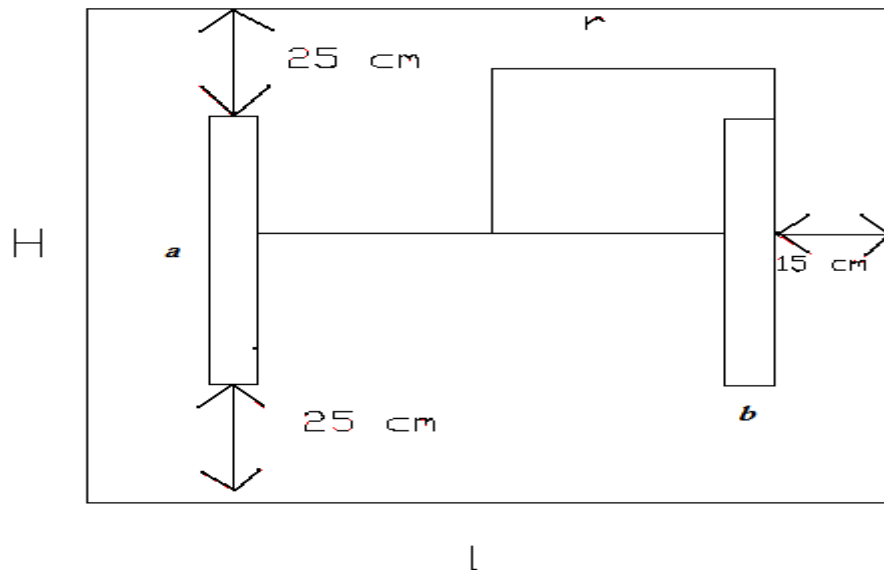


Figure VI.2- Représentation schématique des deux agitateurs.

- Longueur de la lame :

$$a = H - (2 \times 0,25) = 3,2 \text{ m.}$$

- Largeur de la lame :

$$l = 10 b \rightarrow b = 0,74 \text{ m} \quad \text{On prend} \quad b = 0,75 \text{ m}$$

- Surface de la lame d'un agitateur :

$$A = a \times b = 2,4 \text{ m}^2$$

Vérifications du dimensionnement :

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

$$20 \% \times l \cdot H = 5,44 \text{ m}^2$$

$$A = 2,4 \text{ m}^2 < 5,44 \text{ m}^2 \rightarrow \text{résultat acceptable.}$$

- Vitesse périphérique :

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

r : rayon de rotation

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

$$r = \frac{l-2d}{2} = \frac{7,35-2*0,15}{2} = 3,525 \text{ m}$$

Puisqu'on a deux agitateurs, donc la vitesse de rotation de ces derniers est la même afin de favoriser un grossissement progressif des floes. [21]

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

Nous avons donc :

$$W = 2\pi r.n = 50,26 \text{ m/min.}$$

- Vérification du critère de Reynolds :

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

$$Re = \frac{U.b.\rho}{\mu} ;$$

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 : représente la vitesse périphérique des lames.

$$U = 0,75 * W = 0,75 * 50,26 = 37,7 \text{ m/min} = 0,63 \text{ m/s} ;$$

Nous aurons donc :

$$Re = \frac{U.b.\rho}{\mu} = 4,06.10^5$$

$$\text{Donc : } Re < 5.10^5$$

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

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu * V}} \quad [21] \quad 20 < G < 100 \text{ S}^{-1}$$

Avec :

P_t : puissance total transmise (Watt) ;

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

V : volume du bassin (m^3).

- **Calcul de la puissance P :**

$$P_t = 0,5 * K * \rho_{\text{eau}} * A_p * V^3 = 2 * P \quad [21]$$

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

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

ρ : masse volumique du liquide, $\rho = 1,005.10^3 \text{ Kg/m}^3$;

V : vitesse relative de la pale par rapport à l'eau ($0.75 * \text{vitesse de la pale}$).

A.N:

$$A = 2.4 \text{ m}^2$$

$$V = 075 * W = 0.63 \text{ m/s}$$

Le coefficient K varie avec le rapport $\frac{a}{b}$

Le tableau suivant donne les valeurs de $\frac{a}{b}$ 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

$$\frac{a}{b} = \frac{3,2}{0,75} = 4.27 \quad \rightarrow \quad K = 1.29$$

Donc:

$$P = 389 \text{ Watt} \quad \rightarrow \quad 2 * P = 778 \text{ Watt}$$

En fin:

$$G = \sqrt{\frac{P_t}{\mu * V}} = 41 \text{ S}^{-1}$$

$$\text{Donc on a: } 40 < G < 80 \text{ S}^{-1}$$

B-Détermination du débit de la pompe doseuse du floculant ainsi que le bac de floculant :

B.1- Le débit de la pompe doseuse :

$$q_p = \frac{QT * C_{floc}}{C_s} = \frac{330 * 0,05 * 10^{-3}}{1} = 0,017 \text{ l/s} \rightarrow q_p = 0,06 \text{ m}^3/\text{h}$$

B.2- Le bac de flocculant :

- volume du bac de stockage : $V_b = q_p * t_s = 0,06 * 24 = 1,44 \text{ m}^3$
 $\rightarrow V \approx 1,5 \text{ m}^3$

Remarque :

Le volume du polymère est pris au niveau du bac de préparation de la station existante.

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

- Temps de séjour : 1,5 min ;
- Le volume du bassin : $V = 30 \text{ m}^3$;
- La hauteur du bac $h = 2 \text{ m}$;
- La surface $S = 15 \text{ m}^2$;
- La largeur $l = 2,75 \text{ m}$;
- La longueur $L = 5,5 \text{ m}$.

Bassin de floculation :

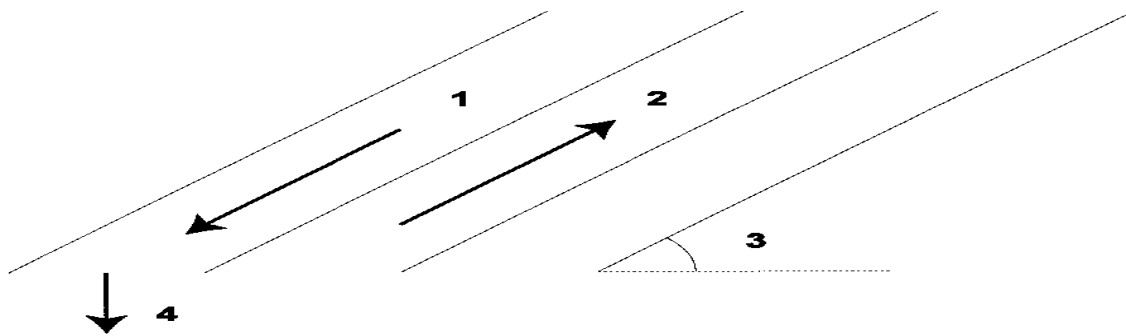
- Temps de séjour : 20 min ;
- Volume du bassin $V = 396 \text{ m}^3$;
- La surface du bassin $S = 107,85 \text{ m}^2$;
- La profondeur du bassin $H_{max} = 3,7 \text{ m}$;
- La largeur du bassin $l = 7,35 \text{ m}$;
- La longueur du bassin $L = 14,6 \text{ m}$;
- Nombre d'agitateur : 2 ;
- Longueur de la lame de l'agitateur : 3,2 m ;
- Largeur de la lame de l'agitateur : 0,75 m ;
- Surface de la lame : $2,4 \text{ m}^2$;
- Rayon de rotation : 3,525 m.

VI.5.5)-Décantation:

La décantation est un procédé qu'on utilise dans pratiquement toutes les usines de traitement des eaux ; a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau.

Dans notre extension, on va utiliser un décanteur lamellaire à contre courant. (Il existe un décanteur à contre courant, à Co-courant et à courant croisé)

Son alimentation se fait par le bas, et la circulation de l'eau s'effectue en sens inverse de la décantation de la boue. (Figure VI.3)



- | |
|--|
| <p>1. Sens de circulation du floc déposé
 2. Sens de circulation de l'eau
 3. Angle d'inclinaison des plaques
 4. Mouvement du floc vers la fosse à boue</p> |
|--|

Figure VI.3 – L'alimentation d'un décanteur lamellaire à contre courant [22]

Actuellement la décantation à contre courant est le système le plus simple et le plus fiable dans lequel s'engagent les constructeurs. [22]

Avantage :

- La surface de clarification est très grande par rapport aux dimensions du bassin ce qui donne une bonne décantation.
- Elle permet une augmentation appréciable de la charge hydraulique superficielle (de 5 à 10 fois) pour des performances semblables à la technique classique.

En effet, de forts problèmes de reprise des eaux décantées en Co-courant compliquent le système et la décantation à flux croisés pose des problèmes d'équirépartition des flux hydrauliques (cf. DEGREMONT, 1989).

- Description générale d'un décanteur lamellaire :

Un décanteur lamellaire est composé de différentes parties représentées sur la figure VI.4 :

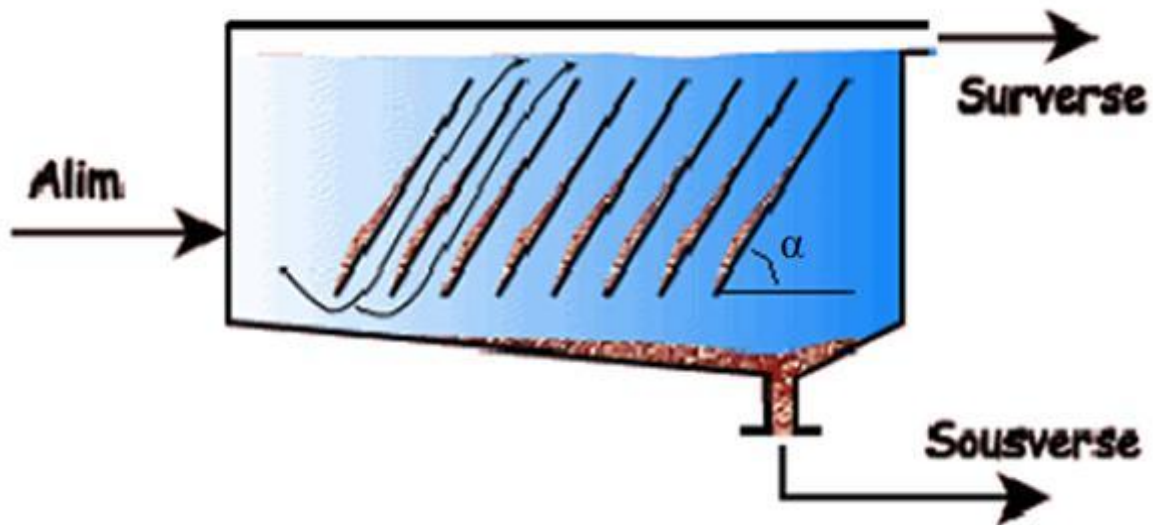


Figure VI.4-Décanteur lamellaire [23]

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

Enfin, la surface totale projetée (STP) est la projection au sol de la surface de décantation. Les équations caractéristiques du décanteur lamellaires sont les suivantes : [23]

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

$$STP = N_T * l_p * L_p * \cos \alpha \quad (2)$$

Avec :

l_p : largeur des lamelles.

L_p : longueur des lamelles.

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

α : inclinaison des plaques

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

Dans ce type de décanteur, la vitesse de Hazen (U_H) est comprise entre 0,5 et 1,5 m/h. [08]

Nous prendrons comme valeur de vitesse de Hazen $U_H=1,2$ m/h (soit $3,33 \cdot 10^{-4}$ m/s). Cette vitesse permet de se placer en régime laminaire, condition indispensable à la décantation.

Donc :

<i>Données</i>		
<i>Vitesse de Hazen</i>	U_H (mm/s)	0,333
<i>Largeur d'une lamelle</i>	L (m)	3
<i>Longueur d'une lamelle</i>	l (m)	2
<i>Ecartement</i>	e (m)	0,1
<i>Inclinaison des plaques</i>	α (°)	60
<i>Débit à traiter</i>	Q (m ³ /s)	0,33

<i>Résultats</i>		
<i>Surface total projetée</i>	STP (m ²)	990
<i>Nombre total de lamelle</i>	N _T	330
<i>Débit entre les lamelles</i>	Q _I (m ³ /s)	0,001

Une surface totale projetée de 990 m² est nécessaire pour réaliser la décantation lamellaire. Cette surface représente la projection de la surface de décantation (somme de la surface des plaques). Compte tenu des hypothèses faites sur la taille des lamelles, 330 lamelles sont 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.

VI.5.5.1)-Détermination de la surface du décanteur :

-La largeur du décanteur correspond à la largeur d'une lamelle

NB :

On va utiliser deux lamelles en série, donc : $l = 4,00 \text{ m}$ [22]

-La longueur est déterminée en fonction de : (**figure VI.5**)

- La zone d'introduction d'eau brute (a) ;
- La longueur projetée de la dernière plaque (b) ;
- L'écartement des lamelles (c).

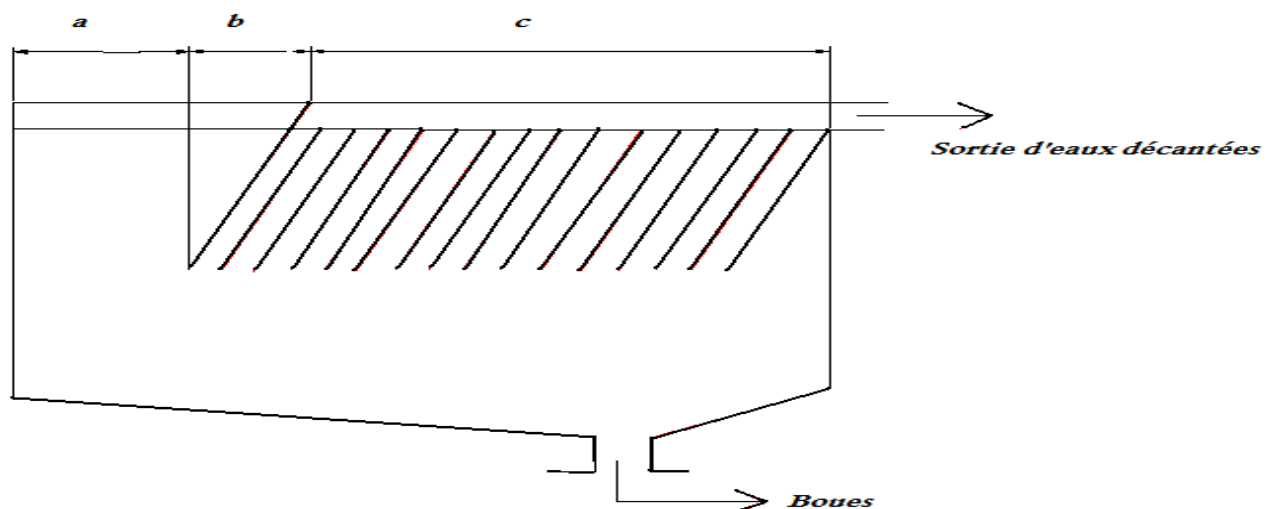


Figure VI.5-Les dimensions d'un décanteur lamellaire [22]

a : pour dissiper l'énergie, on retiendra une valeur de l'ordre de 0,50 m ;

$b : 3 \cdot \cos 60^\circ = 1,5 \text{ m} ;$

$c : \text{nombre de plaque} \cdot \text{écartement} = 330/2 \cdot 0,1 = 16,5 \text{ m}$

$$L = 0,50 + 1,5 + 16,5 = 18,5 \text{ m}$$

Soit une surface ($L \cdot l$) de 74 m^2 .

VI.5.5.2)-Calcul de la hauteur du décanteur :

Les différentes hauteurs d'un décanteur lamellaire sont présentées dans la figure VI.6 :

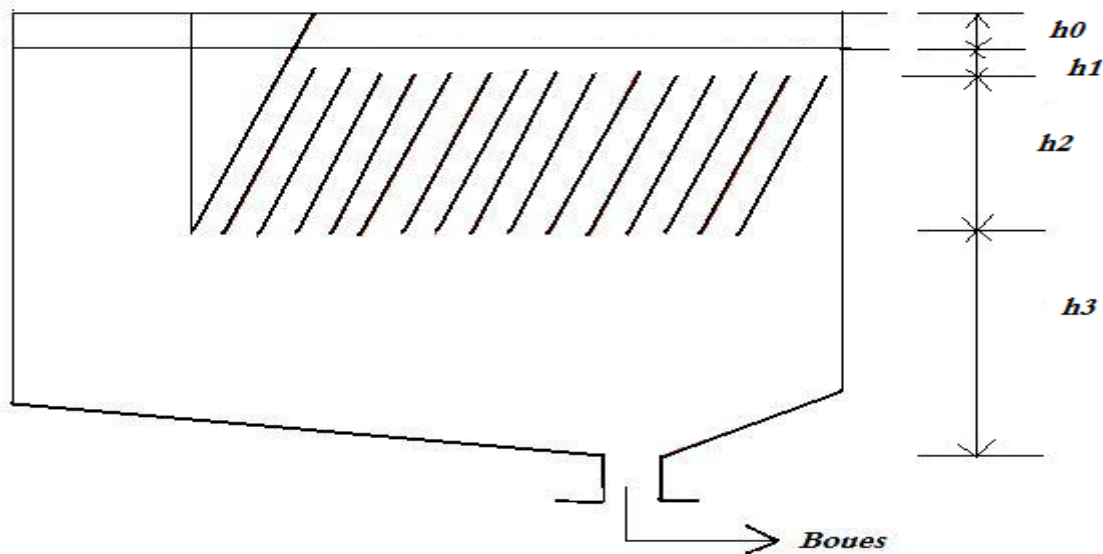


Figure VI.6-Les hauteurs d'un décanteur lamellaire [22]

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 comprise entre 1-2 m

Donc:

$$\begin{aligned} h_0 &= 0,5 \text{ m} \quad ; \quad h_1 = 0,2 \text{ m} \\ h_2 &= L \cdot \sin 60 = 3 \cdot \sin 60 = 2,6 \text{ m} \\ h_3 &= 1,7 \text{ m} \end{aligned}$$

En fin:

$$H = 0,5 + 0,2 + 2,6 + 1,7 = 5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad H \approx 5 \text{ m}$$

Les dimensions du décanteur sont : **18,5*4*5**

VI.5.5.3)-Calcul du temps de séjour :

- Le volume du bassin : $V = L * l * H = 18,5 * 4 * 5 = 370 \text{ m}^3$

$$\rightarrow V \approx 370 \text{ m}^3$$

On a : $V = Q_T * t_s \rightarrow t_s = \frac{V}{Q_T} = \frac{370}{0,33} = 1121,21 \text{ S}$

$$\rightarrow t_s \approx 19 \text{ min}$$

Remarque :

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

$$t_s = V / Q_{EB} = 370 / 0,3 = 1233,33 \text{ S} \quad \rightarrow \quad t_s \approx 20,5 \text{ min}$$

VI.5.6)-Correction du PH:

Pour ajuster le PH et contrôler la dureté de l'eau, une injection de chaux hydratée ce fait dans une chambre de mélange rapide située après la sortie du décanteur vers les filtres.

On va prendre un temps de séjour de 1 min et on calcul le volume du bassin.

$$V_{\text{bassin}} = Q_{\text{déc}} * t_s$$

Avec :

$Q_{\text{déc}}$: Débit décanté 315 l/s

t_s : temps de séjour 1 min

Donc :

$$V_{\text{bassin}} = 0,315 * 60 = 18,9 \text{ m}^3 \quad \rightarrow \quad V_{\text{bassin}} \approx 20 \text{ m}^3$$

Remarque :

-Sans recirculation des eaux salées on obtient un temps de séjour de :

$$t_s = V / Q_{EB} = 20 / 0,3 = 66,66 \text{ S} \quad \rightarrow \quad t_s \approx 67 \text{ S}$$

-Le volume de la chaux hydratée est pris au niveau de la station existante.

On prend les dimensions suivantes pour le bassin :

- Longueur : 4 m ;
- Largeur : 2,5 m ;
- Hauteur : 2 m.

VI.5.7)-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.

Dans notre extension on va utiliser la filtration à sable rapide ;

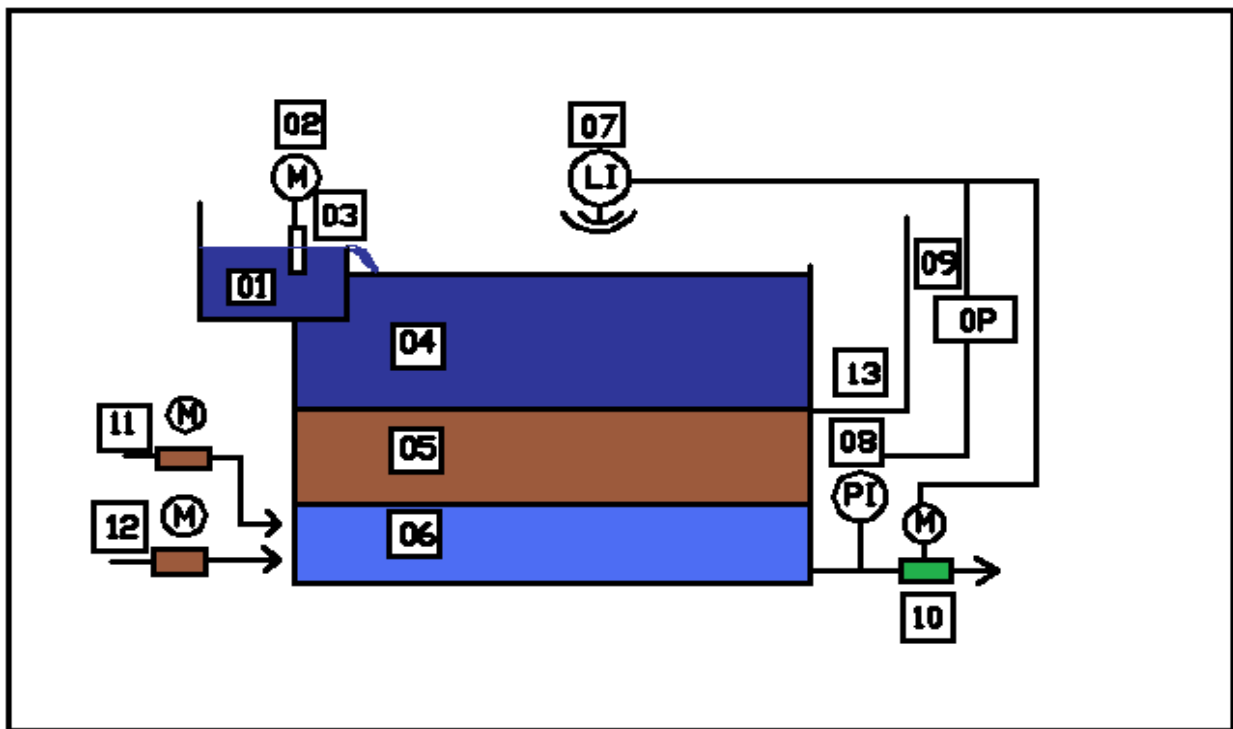


Figure VI.7-Le bassin de filtration

Légende :

- 01-Arrivée d'eau brute ;
- 02-Vanne murale pour répartition de l'eau brute dans chacune des cellules de filtration ;
- 03-Déversoir ;
- 04-Hauteur d'eau brute au dessus du matériau filtrant ;
- 05-Lit filtrant ;
- 06-Dispositif de collecte de l'eau filtrée ;
- 07-Mesure de niveau d'eau ;
- 08-Mesure de pression sous le filtre ou dans la conduite de sortie du filtre ;
- 09-Dispositif de surveillance de la pression différentielle dans le filtre ;
- 10-Vanne de régulation dans la conduite de sortie du filtre ;
- 11-Conduite d'arrivée avec vanne, pour air de lavage du filtre ;
- 12- Conduite d'arrivée avec vanne, pour eau de lavage du filtre ;
- 13-Dispositif d'évacuation de l'eau de lavage du filtre.

VI.5.7.1)-La filtration rapide :

Elle s'applique à des eaux préalablement traitées (eau flocculée et décantée ou flottée) et aura pour but d'obtenir une clarification de l'eau par l'élimination des MES, au fur et à mesure des passages de l'eau à travers le lit filtrant. [17]

Selon le cas d'application, la filtration rapide met en œuvre des vitesses allant de 4 à 20 m³/h.m². [12]

Les eaux filtrées sont recueillies en utilisant l'une des deux méthodes suivantes :

-la couche filtrante peut reposer directement sur des dalles en béton, qui sont soit poreuses soit munies de bougies poreuses ou de bosselures à fentes ;

- la deuxième méthode consiste à recueillir l'eau filtrée au moyen de tuyaux perforés qui sont noyés dans une couche de sable fin.

La filtration rapide a pour «inconvenient» qu'elle est une opération relativement complexe, nécessitant du personnel qualifié.

D'autre part, la surface nécessaire à l'installation d'un filtre rapide est très réduite et les débits d'eau filtrée très élevés. [17]

VI.5.7.2)-Critère du choix du matériau filtrant pour les filtres rapide :

Pour dimensionner un filtre rapide à sable, il convient de fixer les dimensions ci-après. [24]

- ***L'épaisseur du lit filtrant*** : est comprise entre 0,6 et 1 m.
- ***Granulométrie des matériaux filtrants*** : on choisira du sable ayant un coefficient d'uniformité inférieur ou égal à 1,5. [24]
- ***Charge d'eau au-dessus du lit filtrant*** : la couche d'eau au-dessus du sable est de 0,5 m. [24]

VI.5.7.3)-Choix du matériau filtrant :

Le matériau filtrant est un sable qui est utilisé dans la station de traitement existante d'AIN ZADA.

- **Analyse granulométrique par tamisage :**

Tableau VI.3 : L'analyse granulométrique du sable.

<i>Ouverture de tamis (mm)</i>	<i>Masse de refus cumulés (g)</i>	<i>Pourcentage refus cumulés (%)</i>	<i>Pourcentage des tamisât cumulés (%)</i>
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 : DHW de BBA)

- **Exploitation des résultats:**

L'exploitation des résultats est faite sous la forme de courbes, les quelles sont tracés en portant

- En abscisse : les ouvertures nominales (mailles) des tamis employés pour l'analyse.
- En ordonnée : les tamisats cumulés, exprimés en pourcentages. (**Figure VI.8**)

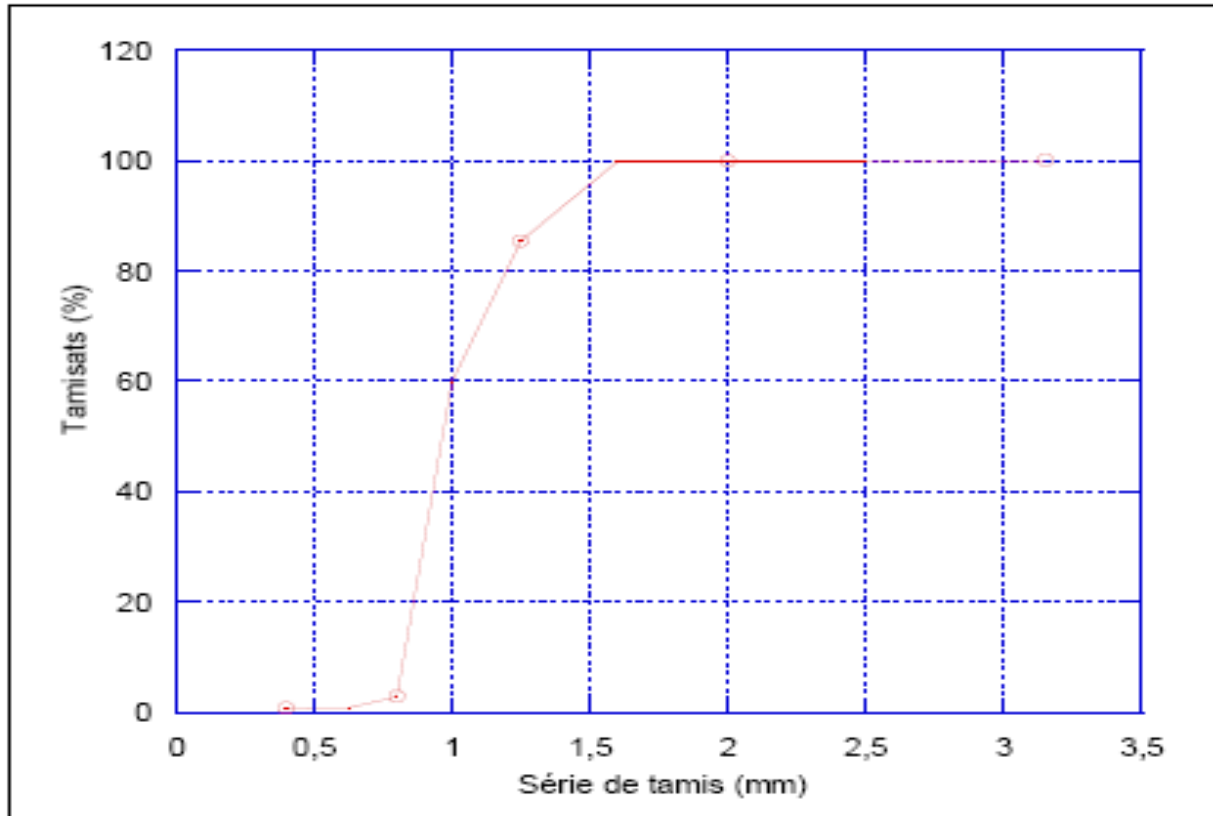


Figure VI.8 - courbe granulométrique du sable.

La courbe des tamisats cumulés est encore appelée courbe granulométrique directe. Elle permet donc de déterminer deux paramètres fondamentaux dans la caractérisation granulométrique des matériaux filtrants, soit :

1-La taille effective :

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

D'après la courbe granulométrique $D_{10} = 0,83$ mm

La diversité 60 %, exprimée en mm est donnée par l'ouverture de maille laissant passer 60 % en poids de l'échantillon soumis à l'analyse $D_{60} = 1$ mm

2-Le coefficient d'uniformité :

C'est un nombre sans dimension, est égal au quotient de la diversité 60 % par la taille effective. Ce coefficient donne une indication sur l'homogénéité granulométrique de la masse filtrante. Le coefficient d'uniformité $C_U = D_{60}/D_{10} = 1,205$

(Source : laboratoire de la station de traitement de AIN ZADA)

VI.5.7.4)-Calcul de la surface totale de filtration :

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

$$Q = V \cdot S$$

Avec :

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

Q : débit horaire entrant (m³/h) ;

S : surface totale de filtration (m²).

Donc :

$$S = \frac{Q}{V} = \frac{1134}{6,3} = 180 \text{ m}^2$$

Donc : on va disposer 5 filtres de surface 36 m² chacun

VI.5.7.5)-Calcul de la hauteur du filtre :

La hauteur du filtre rapide doit être calculée de sorte qu'elle comporte les hauteurs partielles suivantes : [25]

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.

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

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

La profondeur du bassin est d'environ 2,3 m [78], on prend comme une hauteur supplémentaire de sécurité de 50 cm; notre bassin a une hauteur **2,3 m**

On prend les dimensions de nos bassins de : **9*4**

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

Conclusion :

Les Caractéristiques du bassin de filtration sont les suivants :

- Nombre de filtre : 5 ;
- La longueur : L = 9 m ;
- La largeur : l = 4 m ;
- La hauteur : H = 2,3 m ;
- La surface de filtration : S = 36 m²/filtre ;
- La hauteur des matériaux filtrant : h = 1 m ;
- Nombres de buses : 2160/filtre ;
- Caractéristique du sable : 0,63 – 1,25 mm.

VI.5.7.6)-Lavage des filtres :

Puisqu'il s'agit du traitement d'une eau de surface préalablement coagulée, flocculée et décantée, le cycle de lavage d'un filtre à sable rapide de type ouvert, s'étend normalement sur 24 h au moins. [09]

Le lavage qui se fait par suite de colmatage du filtre se fait par l'eau et air :
Ce type de lavage à l'avantage d'empêcher la formation de zones de fermentation et le développement d'agglomérats.

Le cycle de lavage est le suivant :

- soufflage par injection d'air et d'eau, d'une durée de 10 à 15 minutes.
- Rinçage à l'eau à grande débit, jusqu'à ce que l'eau évacuée à l'égout soit claire.
- Débit d'eau de lavage en soufflage 5 à 7 m³/h.m².
- Débit d'air de lavage 50 à 60 m³/h.m².
- Débit d'eau de rinçage 20 m³/h.m².

Le cycle de lavage choisie ce fait comme suit :

- Débit d'air : 50 m³/h/m² ;
- Durée : 2 min ;
- Débit d'air utiliser : 150 m³/min/lavage ;
- Volume d'air : 300 m³/lavage.

- Débit d'eau : 6 m³/h/m² ;
- Durée : 6 min ;
- Débit d'eau utiliser : 18 m³/min/lavage ;
- Volume d'eau : 108 m³/lavage.

- Débit d'eau de rinçage : 20 m³/h.m²
- Durée : 2 min ;
- Débit d'eau de rinçage utiliser : 60 m³/min/lavage ;
- Volume d'eau de rinçage : 120 m³/lavage.

VI.5.7.7)-Calcul du volume du rétrolavage des filtres :

Le volume du rétrolavage peut être calculé comme suit :

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

$$V_{\text{rét}} = 108 + 120 = 228 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow V_{\text{rét}} \approx 230 \text{ m}^3$$

Pour l'évacuation des eaux salées lors des lavages, les filtres sont équipés au niveau de leurs parois latérales de goulottes d'évacuation munies de vannes de vidange. Des conduites vont récupérer les eaux de lavage pour leur évacuation vers l'entrée du dégrilleur.

Ces goulottes d'eau de lavage, leur socle se trouve légèrement au-dessus du sable, leur bord supérieur ne surmonte pas le sable d'une hauteur supérieure à celle dont s'élève l'eau de lavage en une minute pour ne pas perdre du sable.

VI.5.7.8)-Calcul du canal de répartition des eaux dans les filtres :

Ce canal a pour but principal de faire la répartition de l'eau dans les filtres qui disposent d'une seule entrée chacun. (**Figure VI.9**)

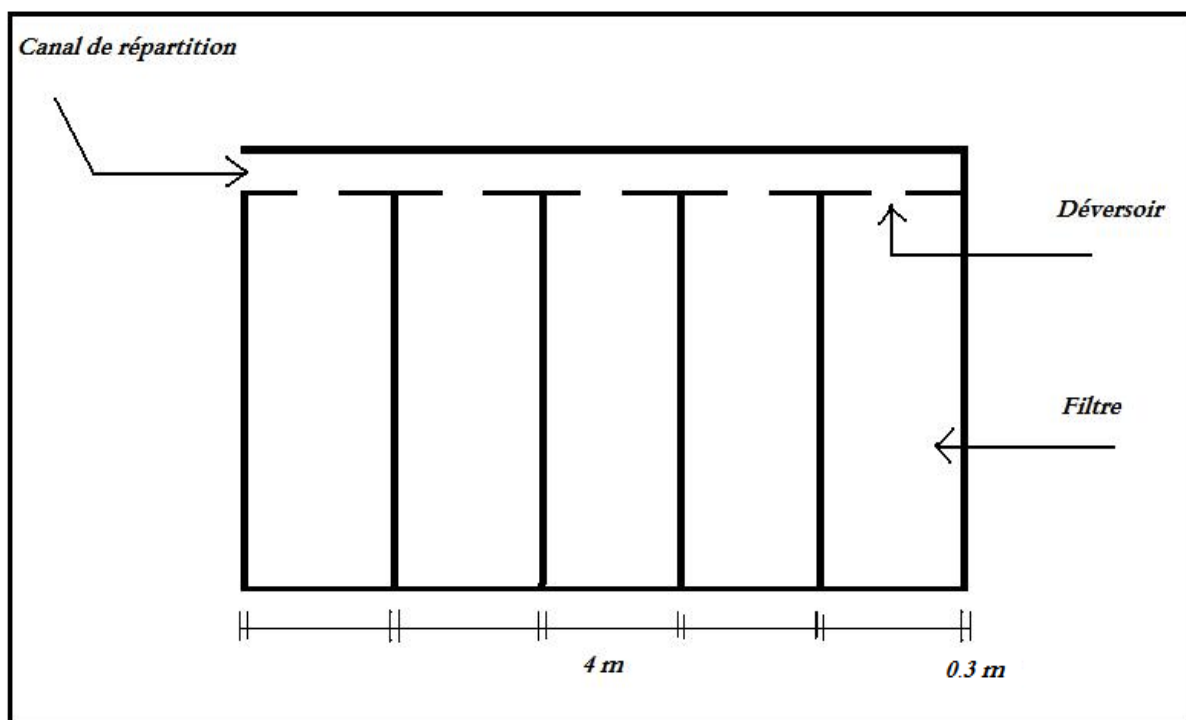


Figure VI.9 – Le canal de répartition et les déversoirs des filtres

Se canal il va véhiculer un débit de $0,315 \text{ m}^3/\text{s}$, sur sa longueur, on va disposer des déversoirs assimilés à ce canal avec un écoulement dénoyé. Chaque filtre disposera un déversoir.

VI.5.7.8.1)- Calcul des caractéristiques du canal :

-La longueur du canal est : $4*5 + 0.3*6 = 21.2 \text{ m} \rightarrow L = 21.8\text{m}$

-La largeur du canal : on prend une largeur égal au diamètre de la conduite d'amené de l'eau
 $\rightarrow l = 0.5 \text{ m}$

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

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.

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

VI.5.7.8.2)- Calcul de la largeur du déversoir : [26]

On va répartie le débit total sur le nombre des filtres

$$\text{Donc : } Q = 0.315/5 = 0.063 \text{ m}^3/\text{s}/\text{filtre}$$

Le débit à travers un déversoir :

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

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 :

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

Donc :

$$b = \frac{Q}{m_0 \sqrt{2g} H^{3/2}} = \frac{0.063}{0.442 \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot 0.7^{3/2}} = 1 \text{ m}$$

$$\rightarrow b = 1 \text{ m}$$

Conclusion :

Le déversoir à une largeur de 1 m et une charge de 0.1 m placé au centre de chaque filtre.

VI.5.8)-Désinfection:

Le but de la désinfection est d'éliminer tous les micro-organismes pathogènes présents dans l'eau afin d'empêcher le développement de maladies hydriques.

Le principe de la désinfection est de mettre en contact un désinfectant à une certaine concentration pendant un certain temps avec une eau supposée contaminée.

On va utiliser le chlore comme désinfecteur, car c'est le plus connu et le plus universel.

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

VI.5.8.1)-Dimensionnement :

Le débit de la pompe doseuse q_p égale :

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

Avec :

Q_{fil} : Débit de l'eau filtré ;

C_s : Concentration de chlore (48°F) soit 1°F = 3.17 g de Cl_2 ;

q_p : Débit de la pompe doseuse ;

C_{chlore} : Dose optimal de chloration (2 à 3 g/m³).

Donc on calcul le volume du chlore : $V' = q_p \cdot t_s$

A.N:

$$q_p = (1080 \cdot 2) / 152,16 = 14,20 \text{ m}^3/\text{h}.$$

- **Le volume du chlore utilisé dans la désinfection :**

Le temps de séjour $t_s = 24$ h ;

$$V' = q_p \cdot t_s = 14,20 \cdot 24 = 340,56 \text{ m}^3.$$

Donc on prend : **$V' = 340 \text{ m}^3$**

N.B :

Le temps de contact du chlore avec l'eau se fait au niveau du réservoir d'eau traité.

VI.5.8.2)-Le calcul du bac de stockage du chlore :

En va ajouter le volume du chlore dans l'étape de la désinfection à celui de la phase de pré-chloration.

A. Le volume du bac :

$$V_T = V + V' = 340 + 340 = 680 \text{ m}^3 \quad \rightarrow \quad V_T = 680 \text{ m}^3$$

B. La surface du bac :

$$S = V / h_{\max} = 680 / 2 = 340 \text{ m}^2 \quad \text{Donc: } S = 340 \text{ m}^2$$

C. La longueur du bac :

$$L = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{340}{2}} = 13,04 \text{ m} \quad \text{On prend : } l = 14 \text{ m}$$

$$\text{Donc on prend : } L = \frac{s}{l} = \frac{340}{13} = 25 \text{ m} \quad \rightarrow \quad L = 25 \text{ m}$$

Le bac de stockage du chlore a les caractéristiques suivantes :

- *Paramètre géométrique*

<i>Paramètre</i>	<i>Valeur</i>
Volume (m ³)	680
Longueur (m)	25
Largeur (m)	14
Hauteur (m)	2

- *Paramètre hydraulique*

<i>Paramètre</i>	<i>Valeur</i>
Débit d'eau brute (m ³ /h)	1080
Débit de la pompe doseuse (pré-chloration) (m ³ /h)	14,20
Débit de la pompe doseuse (désinfection) (m ³ /h)	14,20

VI.5.9)-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. [27]

$$V_T = V_{\text{traiter}} + V_{\text{inc}} + V_{\text{Lavage}}$$

Avec :

$$V_{\text{inc}} : \text{Volume d'incendie} = 120 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{Lavage}} : \text{Volume de lavage des filtres} = 230 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{traiter}} : \text{Volume traiter} = Q_{\text{traiter}} * t_s$$

Tel que :

$$t_s : \text{le temps de séjour qui égale à } 3 \text{ h}$$

$$Q_{\text{traiter}} : \text{Le débit traiter} = 300 \text{ l/s}$$

Donc :

$$V_{\text{traiter}} = 1080 * 3 = 3240 \text{ m}^3$$

En fin :

$$V_T = 3240 + 120 + 230 = 3590 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de **4000 m³**

Le temps de séjour devient : $t_s = (4000 - 230 - 120) / 1080 = 3.38 \text{ h}$

$$\text{Donc } t_s = 3\text{h}.23\text{min}$$

VI.5.9.1)-Calcul du diamètre du réservoir d'eau traiter :

On suppose de la hauteur du réservoir est de l'ordre de **6 m**, donc on aura un diamètre pour le réservoir égale à :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi.H}} = \sqrt{\frac{4.4000}{3,14.6}} = 29,1 \text{ m}$$

On prend un diamètre de 29 m.

VI.6)-Calcul de la ligne d'eau :

VI.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

-Le débit véhiculé par la conduite est : 900 + 300 = 1200 l/s

Donc :

$$\Delta H = \frac{k.Q^\beta.l}{D^m} \quad [27]$$

Avec :

$$K = 00179$$

$$\beta = 2$$

$$m = 5.3$$

Donc :

$$\Delta H = 0.00179 * 1.2^2 * 1132 / 1.2^{5.3}$$

$$\rightarrow \Delta H = 1,11 \text{ m}$$

VI.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 600 mm ;

-La longueur de la conduite est : 165 m

-Le débit véhiculé par la conduite est : 300 l/s

Donc :

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

Avec :

$$K = 00179$$

$$\beta = 2$$

$$m = 5.3$$

Donc :

$$\Delta H = 0.00179 * 0.3^2 * 165 / 0.6^{5.3}$$

$$\rightarrow \Delta H = 0,40 \text{ m}$$

VI.6.3)-Calcul de la perte de charge au niveau de la grille :

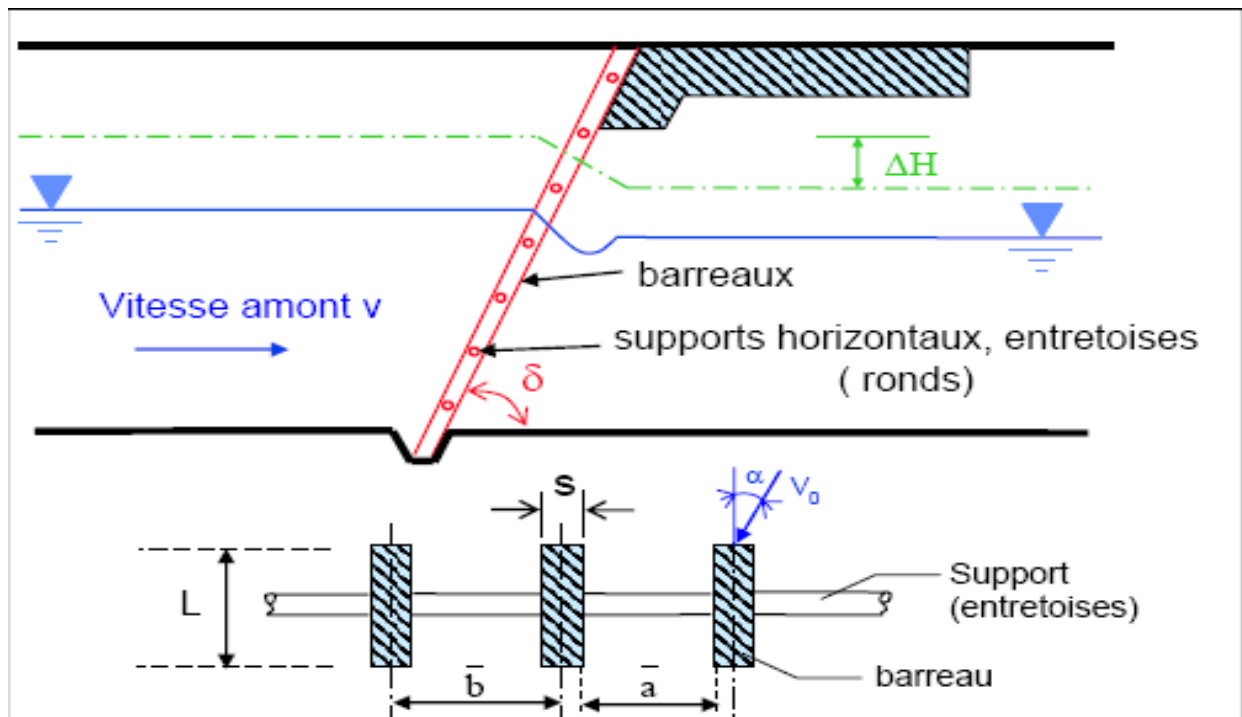


Figure VI.10 – Les dimensions de la grille. [28]

- 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 s'exprime comme suit :

$$\Delta H = \zeta g \cdot v_0^2 / 2g$$

Avec :

$$\zeta g = \beta g * \xi * c * (\sin \delta) * k$$

- ξ : facteur de perte de charge

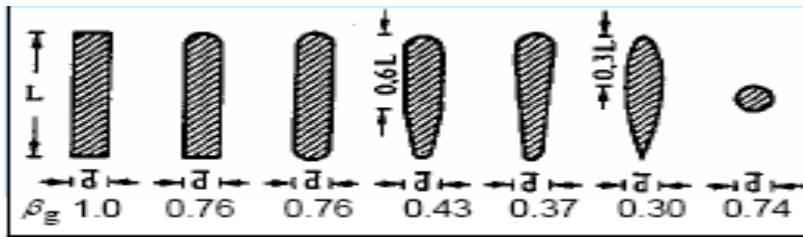
$$\xi = \text{fct} [L/s, A_g/A_0]$$

- Pour $L/s \approx 5$ et $a/b > 0.5$

$$\xi = \frac{7}{3} * \left(\frac{b}{a} - 1 \right)^{4/3}$$

- s** : épaisseur des barreaux ;
- L** : longueur en coupe des barreaux ;
- b** : espacement ;
- a** : ouverture, écartement entre barreaux.

- βg : facteur de forme du barreau



- c : coefficient de la grille

$c = 1$ grille non obstruée
 $1.1 < c < 1.3$ grille à nettoyage mécanique
 $1.5 < c < 2$ grille à nettoyage manuel

- κ : facteur de la direction de l'écoulement

$\kappa = \text{fct} [s/a, \alpha]$

α	s/a				
	1.00	0.80	0.60	0.40	0.20
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	1.14	1.18	1.24	1.31	2.24
	1.43	1.55	1.75	2.10	5.70
	2.25	2.62	3.26	4.40	

A.N:
 On a:

$L = 0.8 \text{ m}$, $s = 0.1 \text{ m}$, $a = 0.4 \text{ m}$, $b = 0.5 \text{ m}$, $\delta = 60^\circ$, $\alpha = 60^\circ$, $v = 1.00 \text{ m/s}$, $v_0 = 2 \text{ m/s}$

1- Calcul de ξ :

On a: $L/s = 8 \approx 5$ et $a/b = 0.8 > 0.5$

Donc: $\xi = \frac{7}{3} * [\frac{0.5}{0.4} - 1]^{4/3} = 0.37$



2- Calcul de β_g : On va choisir les barreaux type :

Donc : $\beta_g = 0.76$

3- Calcul de C:

On a une grille à nettoyage manuel $\rightarrow C = 1.8$

4- Calcul de K:

On a : $s/a = 0.1/0.4 = 0.25$ et $\alpha = 60^\circ$
 D'après le tableau : $K = 4.4$

Donc :

$$\zeta g = \beta g * \xi * c * (\sin \delta) * k = 0.76 * 0.37 * 1.8 * \sin 60 * 4.4 = 1.93$$

- La perte de charge sera :

$$\Delta H = \zeta g \cdot v_0^2 / 2g = 1.93 * (2^2 / 2 * 9.81) = 0.4 \text{ m}$$

$$\rightarrow \Delta H = 0.4 \text{ m}$$

VI.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)

VI.6.4.1)-Coagulateur-Floculateur :

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

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \quad [26]$$

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 ($\mu = 0.62$)

AN:

b = 2.75 m, on prendra h = 0.15 m

Donc :

$$Z = Q^2 / \mu^2 * S^2 * 2g = 0.33^2 / 0.62^2 * (2.75 * 0.1)^2 * 2 * 9.81 = 0.09 \text{ m}$$

$$\rightarrow Z = 0.09 \text{ m}$$

VI.6.4.2)-Floculateur-Décanteur :

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

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

AN:

b = 4 m, on prendra h = 0.15 m

Donc :

$$Z = Q^2 / \mu^2 * S^2 * 2g = 0.33^2 / 0.62^2 * (4 * 0.15)^2 * 2 * 9.81 = 0.09 \text{ m}$$

$$\rightarrow Z = 0.09 \text{ m}$$

VI.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 500 mm ;
 - La longueur de la conduite est : 19.20 m
 - Le débit véhiculé par la conduite est : 315 l/s
- Donc :

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

Avec :

$$\begin{aligned} K &= 00179 \\ \beta &= 2 \\ m &= 5.3 \end{aligned}$$

Donc :

$$\Delta H = 0.00179 \cdot 0.315^2 \cdot 19.20 / 0.5^{5.3} = 0.13 \text{ m}$$

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

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

Donc :

$$\rightarrow \Delta H = 0,136 \text{ m}$$

VI.6.6)-Calcul de la perte de charge au niveau du filtre :

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

$$V = k \cdot i$$

Où : V : vitesse d'écoulement ;

i = $\Delta H/L$: Le gradient hydraulique ;

K : Coefficient de perméabilité (on mesure k au moyen d'un essai de percolation ; il peut varier de 10 à 10⁻¹⁰ cm/s selon la granulométrie).

On note qu'il puisse exister pour un terrain, plusieurs valeurs de coefficient de perméabilité selon l'infiltration de l'eau dans le milieu poreux.

A titre indicatif, quelques valeurs de ce coefficient sont indiquées dans le tableau VI.4 :

Tableau VI.4: Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains.
[29]

	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 0,75 mm 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%
<i>K en m/s</i>	$3 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

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* : $3 \cdot 10^{-3}$.

Le calcul de la perte de charge au niveau du filtre :

On a:

$$V = k \cdot i \quad \text{ET} \quad i = \Delta H / L$$

$$\rightarrow \Delta H = V \cdot L / k = 1,75 \cdot 10^{-3} \cdot 1 / 3 \cdot 10^{-3} = 0,86 \text{ m}$$

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

VI.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 : 51.6 m ;

-Le débit véhiculé par la conduite est : 300 l/s ;

-La charge disponible $\Delta H = 4.18 \text{ m}$.

On va calculer le diamètre de la canalisation :

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

Donc :

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

Avec :

$$K = 0.00179$$

$$\beta = 2$$

$$m = 5.3$$

Donc :

$$D = \sqrt[5.3]{\frac{K \cdot Q^\beta \cdot l}{\Delta H}} = \sqrt[5.3]{\frac{0.00179 \cdot 0.3^2 \cdot 51.6}{4.18}} = 0.309 \text{ m}$$

On remarque que : $300 < D < 350 \text{ mm}$

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

$$\rightarrow 4.18 = \frac{0.00179 \cdot 0.3^2 \cdot l_1}{0.31^{5.3}} + \frac{0.00179 \cdot 0.3^2 \cdot (51.6 - l_1)}{0.35^{5.3}}$$

En fin:

$$l_1 = 38 \text{ m} \quad ET \quad l_2 = 13.6 \text{ m}$$

VI.6.8)-Calcul de la pression d'arrivé au dégrilleur :

La source d'eau brute est le barrage de AIN ZADA, ce dernier à deux prises d'eau au niveau de la tour de prise ; 848 m NGA et 838 m NGA.

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

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

Donc :

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

$$H = 838 - (833,65 + 1,11 + 0,4) = 2,84 \text{ m.c.e}$$

→ Donc l'eau arrive au niveau de dégrilleur avec une pression de 2,84 m.c.e.

N.B :

La ligne d'eau est présentée sur le profil en long de la station de traitement.

VI.7)-Conclusion :

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

Notre station de traitement se compose d'un dégrilleur incliné à 60°, d'un coagulateur, flocculateur avec trois agitateurs de volume respectivement 30 m³ et 396 m³, aussi d'un décanteur lamellaire composé de 330 lamelles et une surface de 74 m², d'un régulateur de PH avec un volume de 20 m³ et une minute de temps de séjour, de cinq filtres installés en parallèles avec une surface de 36 m²/filtre, et enfin d'un réservoir circulaire d'eau traité d'un volume de 4000 m³ et un diamètre de 29 m.

L'eau s'écoule gravitairement du barrage d'AIN ZADA jusqu'à la station de traitement et arrive au niveau de la grille avec une pression de 2.84 m.c.e.

Après avoir dimensionné les ouvrages de la station de traitement, on va présenter l'aspect technique de notre station de traitement d'eau potable d'AIN ZADA.

CHAPITRE VII :

***PROTECTION ET SECURITE DE
TRAVAIL***

VII.1)-Introduction :

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

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

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

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

VII.2.1)-Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;
- Erreurs de jugement ou de raisonnement ;
- Importance durant les différentes phases de réalisation ;
- Suivre un rythme de travail inadapté. [30]

VII.2.2)- Facteurs matériels :

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

A- Liste des conditions dangereuses :

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

B- Liste des actions dangereuses :

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

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

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

VII.4)- L'ensemble des risques :

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

VII.5)-La sécurité en laboratoire :

Durant tous les travaux pratiques nous devons travailler avec différents produits chimiques. Nous nous interrogerons certainement à propos des risques potentiels auxquels on sera exposés. Il faut garder en tête qu'un laboratoire de traitement des eaux, de biochimie ou de microbiologie est un environnement de travail qui présente plus de risques qu'une cuisine, mais encore moins que certaines usines. Alors, comment connaître les dangers?

Les réponses peuvent se trouver à plusieurs endroits, dont sur les étiquettes des contenants et auprès du personnel enseignant. Le Service du répertoire toxicologique de la Commission de la santé et de la sécurité du travail (CSST); fournit également un outil très précieux à toute personne sensible à la sécurité en milieu de travail et d'étude. [31]

VII.6)-Systèmes d'Information sur les Matières Dangereuses :

VII.6.1)-Le Service du répertoire toxicologique :

Consiste à fournir des renseignements sur les produits chimiques ou biologiques utilisés en milieu de travail. Ces renseignements permettent aux employeurs et aux travailleurs de mieux connaître les risques pour la santé et la sécurité que présentent les produits qu'ils utilisent, favorisant ainsi la mise en place de moyens de prévention adéquats. Il fournit également des renseignements spécifiques concernant le Système d'information sur les matières dangereuses utilisées au travail (SIMDUT). [31]

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





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

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

VII.6.2.1)-Quelques catégories des matières dangereuses :

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

Tableau VII.1 : Quelques catégories des matières dangereuses

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

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

VII.6.2.2)-Informations sur les produits :

1-Étiquette SIMDUT : retrouvée sur les lieux d'entreposage.

2- Étiquette du fournisseur : retrouvée sur les contenants originaux.

Exemple:

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

3- Étiquette du lieu de travail : dans certains cas, produite par le Service de santé.

4-La fiche signalétique : La fiche signalétique est un document de référence à consulter au besoin (en cas de déversement ou d'intoxication par exemple), inclus par le fabricant dans l'emballage original de chaque produit envoyé à un acheteur C'est LE document de référence du produit. Il contient : [32]

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

VII.6.3)-SYCLAUN (système de classification uniformisé) :

C'est un système conçu pour l'entreposage sécuritaire des produits chimiques à l'Université de Sherbrooke. Il est basé sur les incompatibilités entre les produits. Cette base de donnée est disponible au en cliquant sur SYCLAUN. Il est très important de ne pas mélanger le système SIMDUT et le système SYCLAUN. Ce sont deux systèmes complémentaires, remplissant deux fonctions différentes.

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

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

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

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

VII.7.1)- Contrôle des risques en laboratoire :

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

- L'inhalation ;
- L'Ingestion ;
- L'absorption cutanée ;

Le contact avec les yeux.

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

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

VII.7.2)-Quelques précautions à suivre :

En arrivant dans un nouveau laboratoire, il faut aussi prendre connaissance de l'emplacement et du fonctionnement des hottes chimiques, douches de sécurité, les douches oculaires, couvertures ignifuges et extincteurs. Évidemment il est interdit d'apporter de la nourriture dans les laboratoires (incluant l'eau en bouteille et le café). La tenue vestimentaire doit être adaptée à l'équipement de protection individuelle qu'on va porter (par exemple : lunettes de sécurité correctrice ou portée par-dessus vos verres correcteurs habituels; souliers à talon plats, fermés aux deux bouts ; etc.). [32]

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

VII.8.1)- Protection collective :

a-Engin de levage :

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

Affecter des personnels compétents.

Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie, dès que l'ouvrage sort de la terre. [29]

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

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

b- Appareillages électriques :

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

VII.8. 2)- Protection individuelle :

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

VII.9)-Conclusion :

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

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

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

CHAPITRE VIII :

ASPECT ECONOMIQUE

VIII.1)-Introduction :

L'étude du devis estimatif nous permet d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre station de traitement d'eau potable, ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations totales effectuées.

VIII.2)-Les opérations pour la réalisation et le fonctionnement de notre station de traitement :(300 l/s)***1- Partie génie civil :***

- * Installation de chantier ;
- * Terrassement généraux du site et aménagement ;
- * Tuyauterie du site ;
- * Installation des bassins de Coagulation-Floculation-Décantation ;
- * Ouvrage de filtration avec bâtiment de commande des filtres ;
- * Réservoir d'eau traitée ;
- * Bâtiments des réactifs.

2- Partie équipements :

- * Equipement de la filière de traitement capacité 300 l/s ;
- * Montage des équipements ;
- * Mise en service et exploitation 3 mois ;
- * Formation des agents.

VIII.3)- Bordereau des prix :*Bordereau des prix unitaires***VIII.3.1)- Tableau des prix unitaires :**

<i>Item</i>	<i>Désignation</i>	<i>unit</i>	<i>Prix unitaire (DA)</i>
	<i>Partie génie civil</i>		
1	Installation de chantier. Trente million dinars et zéro cts	FFT	30.000.000,00
2	Terrassement généraux du site et aménagement. Six million dinars et zéro cts	ENS	6.000.000,00
3	Tuyauterie du site. Quatorze million cinq cent mille dinars et zéro cts	ENS	14.500.000,00
4	Installation des bassins de Coagulation-Floculation-Décantation. Dix-huit million cinq cent mille dinars et zéro cts	ENS	18.500.000,00
5	Ouvrage de filtration avec bâtiment de commande des filtres. Trente million dinars et zéro cts	ENS	30.000.000,00
6	Réservoir d'eau traitée. Quarante cinq million dinars et zéro cts	FFT	45.000.000,00
7	Bâtiments des réactifs. Vingt million dinars et zéro cts	FFT	20.000.000,00
	<i>Partie équipements</i>		
8	Equipement de la filière de traitement capacité 300 l/s. Trois cent vingt million dinars et zéro cts	U	320.000.000,00
9	Montage des équipements. Vingt million cinq cent mille dinars et zéro cts	FFT	20.500.000,00
10	Mise en service et exploitation 3 mois. Huit million dinars et zéro cts	FFT	8.000.000,00
11	Formation des agents. cinq cent mille dinars et zéro cts	FFT	500.000,00

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

VIII.3.2)- Devis estimatif et quantitatif :

Devis estimatif et quantitatif

<i>Item</i>	<i>Désignation</i>	<i>unit</i>	<i>Quantité</i>	<i>Prix unitaire (DA)</i>	<i>Montant (DA)</i>
1	<i>Partie génie civil</i>				
	Installation de chantier.	FFT	1	30.000.000,00	30.000.000,00
2	Terrassement généraux du site et aménagement.	ENS	1	6.000.000,00	6.000.000,00
3	Tuyauterie du site.	ENS	1	14.500.000,00	14.500.000,00
4	Installation des bassins de Coagulation-Floculation-Décantation.	ENS	1	18.500.000,00	18.500.000,00
5	Ouvrage de filtration avec bâtiment de commande des filtres.	ENS	1	30.000.000,00	30.000.000,00
6	Réservoir d'eau traitée.	FFT	1	45.000.000,00	45.000.000,00
7	Bâtiments des réactifs.	FFT	1	20.000.000,00	20.000.000,00
8	<i>Partie équipements</i>				
	Equipement de la filière de traitement capacité 300 l/s.	U	1	320.000.000,00	320.000.000,00
9	Montage des équipements.	FFT	1	20.500.000,00	20.500.000,00
10	Mise en service et exploitation 3 mois.	FFT	1	8.000.000,00	8.000.000,00
11	Formation des agents.	FFT	1	500.000,00	500.000,00
	<i>TOTAL H.T</i>				<i>513.000.000,00</i>
	<i>T.V.A 17%</i>				<i>87210000</i>
	<i>TOTAL T.T.C</i>				<i>600.210.000,00</i>

VIII.4)-Conclusion :

Le coût total de notre station est estimé à 600.210.000 DA (Six cent million deux cent dix mille Dinard).

Ce coût comprend :

- * Installation de chantier ;
- * Terrassement généraux du site et aménagement ;
- * Tuyauterie du site ;
- * Installation des bassins de Coagulation-Floculation-Décantation ;
- * Ouvrage de filtration avec bâtiment de commande des filtres ;
- * Réservoir d'eau traitée ;
- * Bâtiments des réactifs ;
- * Equipement de la filière de traitement capacité 300 l/s ;
- * Montage des équipements ;
- * Mise en service et exploitation 3 mois ;
- * Formation des agents.

Conclusion générale

Cette étude a pour objectif de dimensionner une extension pour la station de traitement d'AIN ZADA destinée à traiter les eaux du barrage d'AIN ZADA pour satisfaire la demande en eau et couvrir le déficit de ces besoins, et calculer le taux de satisfaction de la station par rapport aux besoins en eaux globales.

A travers cette étude nous avons conclu :

Le taux de satisfaction des besoins totaux en eaux avant extension pour les trois villes concernés ; BBA, Sétif et El Eulma jusqu'aux horizons 2020 et 2025 sont respectivement 33.25% et 26.89%. Par conséquent après l'extension le taux de satisfaction de ces besoins devient 40.63% et 32.86%.

Notre station de traitement d'eau potable d'AIN ZADA est dimensionnée pour assurer une production d'eau potable correspondant à 300 l/s selon les normes de l'OMS. Elle comprend une filière complète de traitement physico-chimique identique à celle qui est utilisée dans la station existante ; À savoir :

- Pré-chloration : par l'injection du chlore (Cl_2) à une dose de 2 g/m^3 au niveau de la conduite d'eau brute ;
- Coagulation –floculation : par deux bassins de volume respectivement 30 m^3 et 396 m^3 et les réactifs utilisés sont : les sulfates d'alumine à une dose de 20 mg/l et le polymère à une dose de 0.05 mg/l ;
- Décantation : par un décanteur lamellaire de 330 lamelles et une surface de 74 m^2 ;
- Filtration : par cinq (05) filtres installés en parallèle de $36 \text{ m}^2/\text{filtre}$;
- Désinfection : par l'injection du chlore (Cl_2) à une dose de 2 g/m^3 dans la conduite à la sortie des filtres ;
- Stockage : par un réservoir d'eau traitée de capacité 4000 m^3 .

Après l'étude de l'aspect économique, le coût total de notre station de traitement est estimé à 600.210.000 DA (Six cent million deux cent dix mille Dinard).

En perspective de cette étude, vu le déficit des besoins totaux en eaux des villes concernés surtout aux horizons 2020 et 2025 qui est de l'ordre de 59.37% et 67.14% , il faut ajouter d'autre source (barrage, forage, piquage, transfert d'eau,) en parallèle avec cette station, pour couvrir le déficit de ces besoins.

Dans ce cadre, on peut citer que d'après la DHW de BBA il y a un barrage en état de construction au niveau de la wilaya de Sétif, après leur fonctionnement, les deux stations de traitement (1200 l/s) seront destinées à alimenter la wilaya de BBA et le nouveau barrage destiné à alimenter les villes de Sétif et El Eulma.

En terme de cette étude, vu la complexité du dimensionnement des stations de traitement, nous recommandons aux prochaines promotions, de faire le dimensionnement des équipements et les stations de pompes d'elles.

Références bibliographiques

- [01]** N. Valentin, « Construction d'un capteur logiciel pour le contrôle automatique du procédé de coagulation en traitement d'eau potable » Thèse de doctorat, Laboratoire des Eaux, UTC, 2000.
- [02]** W. Schon, K. Odeh, T. Denoeux, F. Fotoohi, « Maîtrise des risques dans le domaine de l'eau potable, In Actes du 12ème Colloque National de Sûreté de Fonctionnement », Laboratoire SIME Système Intelligents pour la Maîtrise de l'Eau, Montpellier, France, pages 695-701, March 2000.
- [03]** Bénina Touaibia, « Problématique de l'érosion et du transport solide en Algérie septentrionale », Sécheresse en ligne, Sécheresse 2010 ; 21 (1e) : 1-6
- [04]** Boudoukha Abderrahmane, « 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.
- [05]** BOUDOUKHA ABDERAHMANE, « Etude des Paramètres Naturels (Evaporation et Débit Solide) et Artificiels (Pollution urbaine et Artificielle) Influent sur La Qualité des Eaux de Surface du Grand Constantinois », Université de Batna.
- [06]** JEAN COUDE BOGLIN, propriété d'eaux naturelles (dégréement p1110).
- [07]** Raymond Desjardins, « Le traitement des eaux », 2^e édition revue et améliorée. Edition de l'école polytechnique de Montréal.
- [08]** Pierre MOUCHET, « Traitement des eaux avant utilisation. Filières et applications », Techniques de l'Ingénieur.
- [09]** W.J. MASSCHELEIN, « Processus unitaire du traitement de l'eau potable ». Edition CEBEDOC sprl liège, 1996.
- [10]** Normes et qualités des potables (Dégréement C.128)
- [11]** Publication OMS, "Directives de qualité pour l'eau de boisson" (édité par l'OMS, deuxième édition, 1994).
- [12]** Zineddine Harboula, « Etude de la performance d'un décanteur lamellaire », MFE ENSH ALGERIE 2010.
- [13]** Pierre MOUCHET, « Traitement des eaux avant utilisation. Matières particulières », Techniques de l'Ingénieur.

- [14] Société Bullelein, Pilot TE 600, de coagulation floculation et décantation et jar-test.
- [15] BELTAGY HOUDA, « Etude de la station de traitement monobloc de SIDI AISSA (COMMUNE DE GUERROUAOU) (W.BLIDA) », MFE ENSH ALGERIE 2008.
- [16] IGUERBOUDI BELAID, « ELIMINATION DE L'ACIDE HUMIQUE D'UNE EAU SYNTHETIQUE (ESSAI SUR PILOTE) ». MFE ENSH ALGERIE 2010.
- [17] Charles N. Haas, Ph.D. LD Betz Professor of Environmental Engineering Drexel University Philadelphia, Pennsylvania. Water Quality and Treatment, DISINFECTION.
- [18] MOHAMEDI BRAHIM, « Dimensionnement d'une usine de l'eau potable (Application à l'eau du barrage de Ghrib) ». MFE ENSH ALGERIE 2003.
- [19] <http://09-vol1-chap9.doc>, Version finale 2002/08/31
- [20] A.G.SADOWSKI, « Méthode de calcul d'une filière de traitement », Mars 2002.
- [21] SCHULMAN.J, « Cours du traitement des eaux »
- [22] Jean-Pierre CANLER, « La décantation lamellaire », DOCUMENTATION TECHNIQUE F.N.D.A.E N°18, Aout 1994.
- [23] <http://www.azaar.net/Cours/Docdecantation.pdf>
- [24] MOKADEM.M, "Contribution à l'étude de filières de traitement des eaux de barrages en Algérie, optimisation et dimensionnement par traitement numérique" mémoire de Magister, U.H.B.C, Chleff 1998.
- [25] EZZIANE Souad née, « Traitement des eaux de rejets de l'unité ciramit 'TENES' » mémoire de Magister, U.H.B.C, Chleff 2007.
- [26] Richard O. Sinniger, Willi H. Hager, «CONSTRUCTION HYDRAULIQUE, Ecoulement stationnaires », Volume 15, Lausanne, Décembre 1988.
- [27] BOUALEM SALAH, « Cours d'alimentation en eau potable », ENSH 1993.
- [28] Laboratoire de Constructions Hydrauliques, « Hydraulique des ouvrages, Ecoulements à travers les grilles », EPFL.
- [29] ENCYCLOPEDIE UNIVERSELIS, « Traitement des eaux », édition 2005.
- [30] V.AMBARTSOUMIAN, « RECOMMANDATIONS METHODOLOGIQUES », ENSH 2^{ém} édition 11/1994.

[31] ANTOINE LAPORTE et MICHEL PERIAD, « L'élaboration d'une procédure sécuritaire de travail en espace clos applicable aux stations de traitement des eaux potable et usées », SAINT-HYACINTHE -APSAM -LE 21 AVRIL 2004.

[32] INRS, « Conception des usines d'eau potable », ED 960, Mars 2006