

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Conception de la station de traitement d'Azzaba (w. Skikda).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0001-17

APA Citation (APA توثيق):

Cherait, Oussama (2017). Conception de la station de traitement d'Azzaba (w. Skikda)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة و يتم إدارته من طرف 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 D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception des Systèmes d'Alimentation en Eau Potable

THEME

**CONCEPTION DE LA STATION DE TRAITEMENT D'AZZABA
WILAYA DE SKIKDA**

Présenté Par :

M^r. CHERAIT OUSSAMA

Devant les membres du jury

<u>Nom et Prénoms</u>	<u>Grade</u>	<u>Qualité</u>
M^{me} MEDDI Hind	M.C.A	Président
M^r DERNOUNI Yousef	M.A.A	Examineur
M^r HACHEMI Abdelkader	M.C.B	Examineur
M^{me} SALHI Chahrazed	M.A.B	Examineur
M^{me} AMMOUR Fadila	M.A.A	Promotrice

JUIN 2017

DEDICACE

Je Dédie ce modeste travail

Spécialement à mon très cher père pour ces Sacrifices, son amour, son

Aide et son soutien et me voir ainsi arriver à ce

Que je suis devenu aujourd'hui.

À ma très chère mère ;

À mes très chères sœurs ;

À mes très chers frères ;

À mes oncles maternelle et paternelle ;

À mes tantes maternelle et paternelle ;

À mes amis de BEN AZZOUZ ;

À mes amis d'AIN NECHMA ;

À mes amis de L'ENSH ;

À mes enseignants de L'ENSH ;

À tout membre de « ALMAALI SCHOOL ».

O.CHERAIT

Remerciement

Avant tout, je remercie mon DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

*A l'issue de cette étude, Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à **mes parents** pour leur patience et leurs encouragements et leurs financements qui m'ont été très utiles tout au long de mes études.*

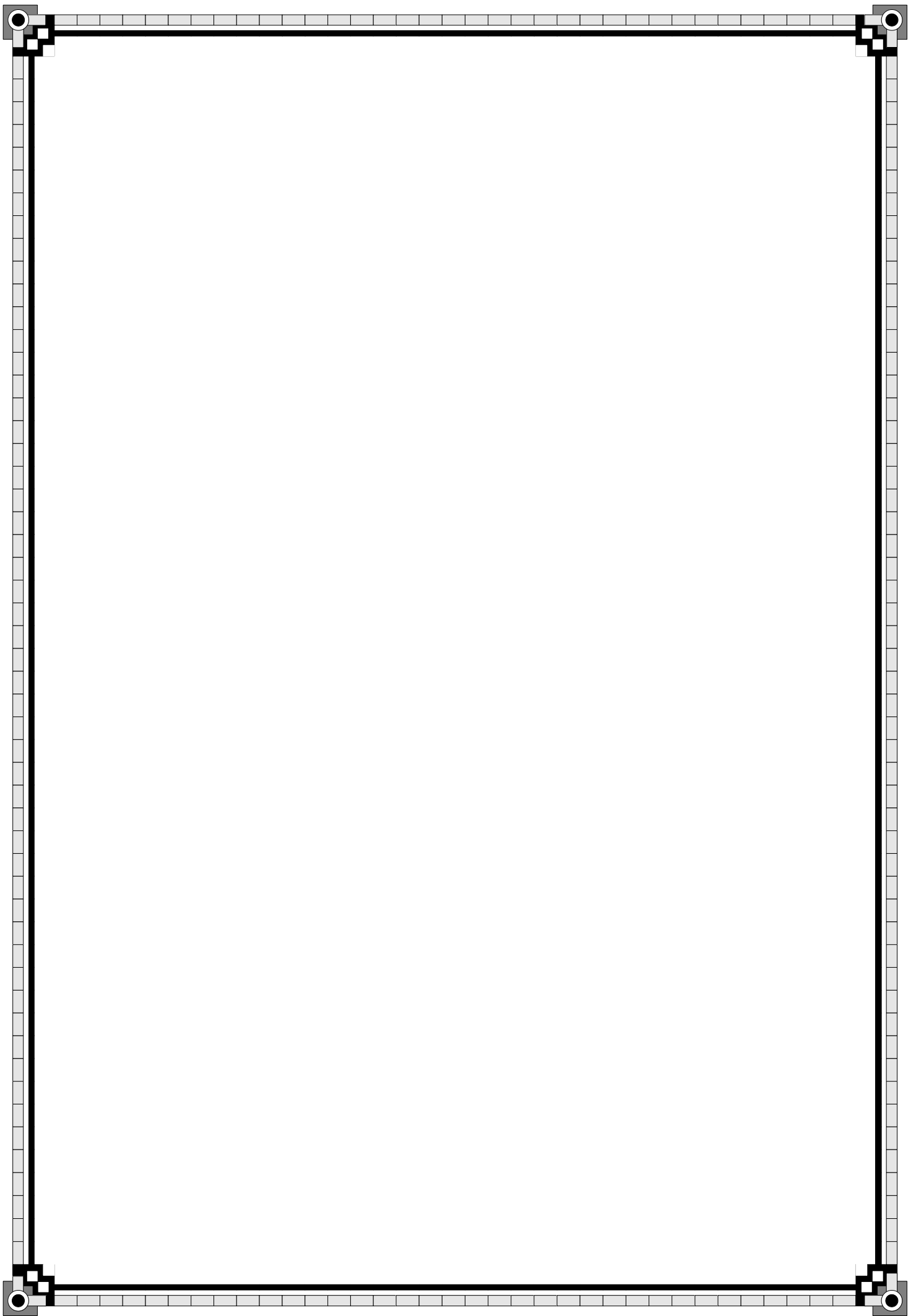
Ma reconnaissance va plus particulièrement à :

*Ma promotrice **Madame F. AMMOUR**, pour tous ses conseils et orientations ainsi que pour sa disponibilité qui ont été déterminants pour l'élaboration de ce mémoire.*

L'ensemble des enseignants qui ont contribué à ma formation durant mon cycle d'étude.

Aux membres du jury qui me feront l'honneur d'apprécier mon travail.

Enfin, j'exprime mes vifs remerciements à tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.



ملخص

إن تزويد السكان بالمياه الصالحة للشرب، يستوجب علينا تلبية كافة احتياجاتهم من الماء كما ونوعا، مع الحرص على أن تكون هذه المياه ذات جودة عالية ومطابقة للمعايير العالمية.

الهدف من هذه المذكرة هو دراسة محطة معالجة المياه، والمتواجدة بدائرة عزابة، ولاية سكيكدة والتي تعالج 590 لتر في الثانية من المياه الآتية من "سد زيت العنبة" بصدد تحديد أبعادها الهيدروليكية، وذلك لضمان تحقيق احتياجات البلديات المعنية من الماء وهي عزابة، ورأس الماء، منزل بنديش، منزل الابطال، الزاوية، الإخوة بومدين، بوزرة، المبعثرة وفق النظم والمعايير المحددة من طرف المنظمة العالمية للصحة.

علما ان هذه المحطة هي محطة معالجة تقليدية للمياه السطحية تعمل عن طريق سلسلة متتابعة من عمليات المعالجة.

Résumé :

L'alimentation en eau potable des populations exige la satisfaction de la demande en eau en termes de quantité et de qualité ainsi qu'une assurance d'un niveau de qualité élevé des eaux conforme aux normes universelles.

Le but de notre travail est l'étude de la station de traitement de la daïra d'AZZABA, wilaya de SKIKDA qui traite 590 l/s d'eau brute provenant du barrage de « ZIT EMBA », et déterminer ses dimensions hydrauliques, afin de satisfaire la demande en eau des communes concernées : Azzaba, Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubaadra ; selon les normes de l'organisation mondiale de la santé (OMS)

Notre station est une station de traitement classique qui suit une filière de traitement des eaux de surface.

Abstract:

The drinkable water supply of the population requires the satisfaction of the demand in Water and the insurance of a high quality level, Complies with universal standards.

The purpose of our work is to study the treatment station of AZZABA (SKIKDA); it treats about 590 l/s of water coming from the dam of « ZIT EMBA », and determine its hydraulic dimensions, in order to satisfy the demand in water of these cities Azzaba, Ras El Ma, Menzel Bendiche, Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera; moubaadra , respecting the standards of the World Health Organization (W.H.O), Our station does approve a classic treatment of water precisely water of the surface.

Liste des figures

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : La situation géographique de la commune d'Azzaba	4
Figure I.2 : Plan du site de la zone d'étude.....	4
Figure I.3 : carte du réseau hydro climatique et de la surveillance de la qualité des eaux (ANRH Blida).....	8
Figure I.4 : Zonage sismique d'Algérie.....	9

CHAPITRE III : Filières de traitement des eaux potables

Figure III.1: les étapes applicables au prétraitement	37
Figure III.2: Coagulation Flocculation.	38
Figure III.3: Essai de jar-test.	42
Figure III.4: Chambre de mélange avec agitateur rapide.	43
Figure III.5: Forces agissant sur une particule qui chute.....	46
Figure III.6: Décanteur à flux horizontale.	49
Figure III.7: Décanteur à flux verticale.....	49
Figure III.8: Décanteur à recirculation des boues	50
Figure III.9: Décanteur à tube inclinés à 60°.	50
Figure III.10: Décanteurs à lit de boues	51
Figure III.11: filtre lent sur sable	53
Figure III.12: filtre sous pression.....	55
Figure III.13: Bassin de filtration en béton	55
Figure III.14 : Courbe typique de point de rupture d'une eau naturelle.....	65

CHAPITRE IV : Estimation des besoins en eau

Figure IV.1 : Histogramme d'évolution du nombre d'habitants aux différents horizons.....	68
Figure IV.2 : Répartition de la consommation journalière pour chaque agglomération (2047).....	70
Figure IV.3 : Histogramme de la consommation journalière	79
Figure IV.4 : Courbe intégrale de la consommation journalière	79

CHAPITRE V : Dimensionnement

Figure V.1 : Emplacement de la station de traitement d'Azzaba, Barrage et Adduction.....	82
Figure V.2 : Emplacement de la station de traitement d'Azzaba	87
Figure V.3 : Représentation schématique des deux agitateurs.....	97
Figure V.4 : un décanteur rectangulaire lamellaire	105
Figure V.5 : Les longueurs d'un décanteur lamellaire	107
Figure V.6 : Les hauteurs d'un décanteur lamellaire	108
Figure V.7 : Principe de fonctionnement du filtre.....	111
Figure V.8 : Bassin de filtration.....	112
Figure V.9 : La courbe granulométrique du sable.....	114
Figure V.10 : Le canal de répartition et les déversoirs des filtres	118
Figure V.11 : Les dimensions de la grille.	126
Figure V.12 : Un Brise charge	132

CHAPITRE VII : Protection et Sécurité du travail

Figure VII.1 : Le Pictogrammes des risques chimiques	138
---	-----

Liste des tableaux

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Les caractéristiques des forages de la zone d'étude	7
Tableau I.2 : la répartition des forêts dans la région d'Azzaba	9
Tableau I.3 : la répartition de la production agricole de la commune d'Azzaba	10
Tableau I.4 : la production animale de la commune d'Azzaba.....	11
Tableau I.5 : l'évolution de la population du chef-lieu d'Azzaba entre 1966-2008	12
Tableau I.6 : Evolution de la population des agglomérations secondaires(AS) de la commune entre 1987-2008...	12

CHAPITRE II : Généralités sur les normes et la qualité des eaux

Tableau II.1 : compositions standard de l'eau de mer océanique.....	18
Tableau II.2 : Salinité des principales eaux de mer.....	18
Tableau II.3 : les normes de qualités organoleptique de l'eau potable	20
Tableau II.4 : Les lignes directrices de l'OMS concernant les composés physico-chimiques.....	26
Tableau II.5 : Les lignes directrices de l'OMS concernant Composés organiques.....	27
Tableau II.6 : Les lignes directrices de l'OMS concernant les Pesticides.....	29
Tableau II.7 : Les lignes directrices de l'OMS concernant les Désinfectants par produits	30

CHAPITRE III : Filières de traitement des eaux potables

Tableau III.1 : Les Avantages et les inconvénients de la Filtration lent sur sable.....	53
Tableau III.2 : Recommandations Cas d'un filtre monocouche.....	59
Tableau III.3 : Recommandations Cas d'un filtre bicouche.....	60
Tableau III.4 : Recommandations Cas d'un filtre multicouche.....	60

CHAPITRE IV : Estimation des besoins en eau

Tableau IV.1 : Evolution du nombre d’habitants aux différents horizons	67
Tableau IV.2 : Récapitulation des consommations journalières pour les différentes agglomérations à l’horizon de 2047.....	69
Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des besoins Educatifs.....	70
Tableau IV.4 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels et sportifs	71
Tableau IV.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires	71
Tableau IV.6 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs.....	72
Tableau IV.7 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux.....	72
Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des besoins préventifs et sécurités.....	73
Tableau IV.9 : Récapitulation des besoins en eaux.....	73
Tableau IV.10 : récapitulation des consommations journalières $Q_{min j}$; $Q_{moy j}$; $Q_{max j}$	75
Tableau IV.11 : Tableau récapitulatif des consommations horaires Q_{moyh} , $Q_{min, h}$, $Q_{max, h}$	77
Tableau IV.12 : Répartition des débits horaires	78

CHAPITRE V : Dimensionnement

Tableau V.1 : les principales caractéristiques d’eau brute du barrage de ZITELNBA.....	85
Tableau V.2 : Le domaine d’application des grille.....	90
Tableau V.3 : Les résultats du jar test	92
Tableau V.4 : Propriété physiques des matériaux filtrants.....	113
Tableau V.5 : L’analyse granulométrique du sable.	114
Tableau V.6 : Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains.....	130

CHAPITRE VII : Protection et Sécurité du travail

Tableau VII.1 : Les classes du feu.....	141
--	------------

LISTE DES PLANCHES

Planche 01 : Dégrilleur ;

Planche 02 : Bloc de traitement des eaux ;

Planche 03 : Bassin de filtration ;

Planche 04 : Réservoir 3500 m³ ;

Planche 05 : La chaîne de Traitement ;

Planche 06 : Profil hydraulique des ouvrages de la station de traitement d'Azzaba ;

Planche 07 : Schéma synoptique du système d'Alimentation en eau potable de la ville d'Azzaba et zone environnantes ;

Planche 08 : Rénovation de l'Alimentation en eau potable de la ville d'Azzaba à partir de la conduite de sécurisation de l'Adduction de Skikda (**Partie 01**) ;

Planche 09 : Rénovation de l'Alimentation en eau potable de la ville d'Azzaba à partir de la conduite de sécurisation de l'Adduction de Skikda (**Partie 02**) .

Sommaire

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

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

Introduction	2
I-1- Aperçu historique	2
I.2. Situation géographique et administrative	2
I.2.1.Le groupement d’AZZABA.....	2
I.2.2 La commune d’AZZABA.....	3
I.3Climat.....	5
I-3-1- Pluviométrie.....	5
I-3-2- Température.....	5
I-3-3- Vents	5
I-4- La géotechnique	5
➤ La région A.....	6
➤ La région C.....	6
➤ La région D.....	6
I-5-Géologie	6
I-6- Hydrogéologie.....	6
I-7- Hydrographie.....	7
I-8- sismicité.....	8
I-9- La couverture végétale	9
I-10- La production agricole.....	10
I-11- La production animale.....	11
I-12-Habitat	11
I-13- Etude démographique	12
Conclusion	13

Chapitre II : Généralités sur les normes et la qualité des eaux

Introduction.....	14
II.1. Le cycle de l'eau	14
II.1.1. L'évapotranspiration	14
II.1.2. La condensation	14
II.1.3. Les précipitations.....	15
II.1.4 La circulation terrestre.....	15
II.2. Les diverses sources d'eau.....	15
II.2.1. Les eaux de pluie	15
II.2.2. Les eaux de surface	15
II.2.2.1. Les eaux de rivière (partie amont)	16
II.2.2.2. Les eaux de rivière (partie avale)	16
II.2.2.3. Les eaux des lacs et barrages	16
II.2.2.4. Les eaux saumâtre	16
II.2.3. Les eaux souterraines.....	17
II.2.4. Les eaux de Mer	17
II.2.4.1 Les différentes méthodes de traitement des eaux de mer.....	17
II.2.4.1.1-La méthode e distillation.....	17
II.2.4.1.2 La méthode de réfrigération.....	17
II.2.4.1.3 La méthode d'osmose inverse.....	17
II.2.4.1.4 La méthode d'électrodialyse.....	18
II.2.5. Les eaux usées.....	19
II.2.6. solutions pour l'approvisionnement d'eau.....	19
II.3. Les paramètres de qualité d'une eau destinée à l'alimentation potable	19
II.3.1. Les paramètres organoleptiques	20

II.3.2. Paramètres physio – chimique	20
II.3.2.1 La température	20
II.3.2.2 Le pH	21
II.3.2.3 Le calcium (Ca ²⁺)	21
II.3.2.4 Le magnésium (Mg ⁺²)	21
II.3.2.5 Le chlorure (Cl)	21
II.3.2.6 Le sodium (Na)	22
II.3.2.7 La Minéralisation	22
II.3.2.7.1 Dureté d'une eau	22
II.3.2.7.2 L'alcalinité d'une eau (TA ; TAC).....	23
II.3.3. Les paramètres microbiologiques	23
II.3.4. Les paramètres concernant les pesticides et produits apparentes	24
II.3.5. Les paramètres indésirables	24
II.3.6. Les paramètres toxiques	24
II.4. Normes et potabilité	24
II.4.1. Normes de l'OMS sur l'eau potable.....	26
II.4.2. Interprétation pratique des normes de l'eau	31
Conclusion.....	31

Chapitre III : Filières de traitement des eaux potables

III.1. Introduction.....	32
III.2. Choix de la filière de traitement	32
III.3. Le Prétraitement	32
III.3.1 dégrillage et tamisage	33
❖ Le dégrillage.....	33
❖ Le tamisage.....	34
❖ Le dessablage.....	34
❖ La pré-oxydation	35

✓ Réactifs utilisé.....	36
III.2. Coagulation-Floculation.....	37
III.2.1. but de coagulation-floculation	38
III.2.2.coagulation	38
III.2.3. But de la coagulation	39
a)- Les coagulants usuels utilisés.....	39
b)- Critère de choix d'un coagulant	40
C)-Paramètres affectant la coagulation	40
C.1 Effets de la température	40
C.2 Effets du pH	41
C.3 Effet de l'alcalinité.....	41
C.4 Vitesses et temps d'agitation	41
III.2.4. Détermination du pH optimal et de la dose de coagulant optimale.....	41
III.2.4.1 Détermination du pH optimal.....	41
III.2.4.2 Détermination de la dose de coagulant optimale.....	41
III.2.5. Agitation	42
III.2.3 Floculation	43
III.2.3.1. floculation péricinétique (ou Micro floculation).....	43
III.2.3.2. Floculation orthocinétique (ou Macro floculation).....	43
III.2.3.3.Aides flocculant usuels.....	44
III.2.3.4.Agitation	44
III.2.3.5. Les différents types de flocculateur :.....	44
III.2.3.5.1Flocculateur à chicanes	44
III.2.3.5.2 Flocculateur à brassage mécanique.....	45
III.3. Décantation	45
III.3.1. Type de décantation	45
III.3.2. Principe de la décantation :.....	46
III.3.3.Différents types de décanteurs :.....	47
III.3.3.1 Décanteurs à flux horizontaux	47
III.3.3.2 Décanteurs à flux verticaux	47
III.3.3.3 Décanteurs à recirculation des boues	47
III.3.3.4 Décanteurs tubes	48

III.3.3.5 Décanteurs statiques (simples ou lamellaires).....	48
III.4.2.3- Décanteurs à lit de boues.....	48
III.4. Filtration	51
III.4.1. Types de filtre :.....	52
III.4.1.1. Filtration lent sur sable	52
III.4.1.1.1 Les Avantages et les inconvénients de la Filtration lent sur sable.....	53
III.4.1.2. Filtration rapide sur sable	54
III.4.2 les Média filtrant	56
III.4.2.1 Différentes configurations possibles.....	56
III.4.2.2 Caractéristiques du matériau .filtrant	57
III.4.2.3 Recommandation pour les caractéristiques du matériau filtrant.....	59
III.4.3 Ecoulement de l'eau dans un filtre à sable	60
III.4.4 Lavage des filtres.....	61
III.4.4.1 Le processus du lavage	61
III.5. Désinfection.....	62
III.5.1. Principes généraux de la désinfection	62
III.5.2 critères de choix du désinfectant	62
III.5.3.désinfection par chlore	63
III.5.3.1 Le rôle du chlore.....	63
III.5.3.2 L'efficacité du chlore.....	64
III.5.3.3 Modes de chloration.....	64
III.5.3.3.1 Chloration simple	64
III.5.3.3.2 Chloration au point critique ou au « Break-point ».....	64
III.5.3.3.3 Chloration par l'eau de javel.....	65
III.5.4 Désinfection par l'ozone	65
III.5.5. Désinfection par le rayonnement UV	66
Conclusion.....	66

Chapitre IV : Estimation des besoins en eau

Introduction	67
IV.1 Evaluation de la population future.....	67
IV.2 Catégories de besoins en eau.....	68
IV.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière	69
IV.3.1 Les besoins domestiques.....	69
IV.3.1 Les besoins Educatifs.....	70
IV.3.3 Les Besoins socioculturels et sportifs.....	70
IV.3.4 Les Besoins sanitaires.....	71
IV.3.4 Les Besoins administratifs.....	71
IV.3.5 Les Besoins commerciaux.....	72
IV.3.6 Les Besoins préventifs et sécurités.....	72
IV.4.Récapitulation des besoins en eaux des agglomérations	73
IV.5. Variation de la consommation journalière.....	74
❖ Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max j}$).....	74
❖ Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min j}$)	74
IV.5.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$).....	74
IV.5.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$).....	75
IV.6.Variation de la consommation horaire.....	75
IV.6.1 Coefficient d'irrégularité horaire ($K_{\max,h}$) et ($K_{\min,h}$).....	75
IV.6.1.1 Débit moyen horaire.....	76
IV.6.1.2 Détermination du débit maximum horaire.....	77
IV.6.1.3 Détermination du débit minimum horaire.....	77
IV.6.2-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants.....	77
Conclusion.....	80

Chapitre V : Dimensionnement

Introduction	81
V.1. Emplacement de la station de traitement	81
V.2 Les caractéristiques du Barrage de ZITELNBA.....	83
V.2.1 Historique du Barrage	83
V.2.2 Destination.....	83
V.2.3 Caractéristiques de la Retenue	84
V.2.4 Barrage et ses ouvrages annexes	84
V.2.4.1 Barrage	84
V.2.4.2 Constituants du barrage	84
❖ tour de prise d'eau.....	85
❖ Evacuateur de crues.....	85
V.2.5. Les caractéristiques moyennes d'eau brute	85
V.3. Les principaux critères de choix de procédé de traitement	86
V.4. Dimensionnement	86
V.4.1 Dimensionnement des ouvrages du prétraitement	86
V.4.1.1 Ouvrage de mesure et régulation du débit	87
V.4.1.2 La pré-oxydation.....	88
a) débit de la pompe doseuse	88
b) Bac de stockage	89
V.4.1.3 Dégrillage	89
V.4.1.4 Ajustement du PH.....	91
V.4.2 Coagulation-floculation	92
V.2.2.1 Résultats du jar-test	92
V.4.2.2 Coagulation.....	92
A- Détermination des caractéristiques du bassin de coagulation.....	93

B-Détermination du débit de la pompe doseuse du coagulant ainsi que le bac de coagulant.....	93
B.1- Le débit de la pompe doseuse	93
B.2- Le bac de coagulant :.....	93
C- Dimensionnement de la lame d'un agitateur	95
D- Dimensionnement d'un poste dosage du CAP.....	95
V.4.2.3 Floculation	96
A-Détermination des caractéristiques du bassin de floculation.....	96
❖ Détermination du nombre d'agitateurs X	97
❖ Dimensionnement de la lame d'un agitateur.....	97
✓ Longueur de la lame d'un agitateur.....	97
✓ Largeur de la lame.....	97
✓ Surface de la lame d'un agitateur	98
✚ Vérifications du dimensionnement	98
a) Vitesse périphérique	98
b) Vérification du critère de Reynolds	98
A.1 Les Dimensions de chaque chambre	99
• Le nombre d'agitateurs X	99
❖ Dimensionnement de la lame d'un agitateur de chaque chambre	99
✓ Longueur de la lame d'un agitateur.....	100
✓ Largeur de la lame.....	100
✓ Surface de la lame d'un agitateur	100
✚ Vérifications du dimensionnement	100
a) Vitesse périphérique	100
b) Vérification du critère de Reynolds de chaque chambre	100
C) Vérification du gradient de vitesse G pour chaque chambre	101
C.1) Calcul de la puissance P de chaque pale	101
B-Détermination du débit de la pompe doseuse du floculant ainsi que le bac de floculant	102
B.1- Le débit de la pompe doseuse	102
B.2- Le bac de floculant	102
V.4.3.Décantation.....	105
V.4.3.1 Description générale d'un décanteur lamellaire.....	106

V.4.3.2-Détermination de la surface du décanteur	107
V.4.3.3)-Calcul de la hauteur du décanteur.....	108
V.4.4)-Ajustement du PH :.....	110
V.4.5. Filtration.....	110
V.4.5.1 -La filtration rapide	111
V.4.5.2 Paramètres de dimensionnement de la filtration en profondeur.....	113
V.4.5.3-Choix du matériau filtrant.....	113
❖ Analyse granulométrique par tamisage	114
1-La taille effective	115
2-Le coefficient d'uniformité	115
V.4.5.4-Calcul de la surface totale de filtration.....	115
V.4.5.5-Calcul de la hauteur du filtre	115
V.4.5.6-Lavage des filtres.....	117
V.4.5.7 Calcul du volume du rétro lavage des filtres.....	117
V.4.5.8 -Calcul du canal de répartition des eaux dans les filtres	118
V.4.5.9 Calcul de la largeur du déversoir	119
V.4.6. Désinfection	120
V.4.6.1 -Dimensionnement	121
a) Le débit de la pompe doseuse	121
b) Bac de stockage	121
V.4.7.Réservoir d'eau traitée	123
V.4.7.1 Calcul du diamètre du chaque réservoir d'eau traité.....	124
V.5.Calcul de la ligne d'eau	124

V.5.1.Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le réservoir tampon jusqu'au piquage de la station	124
V.5.2.Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le piquage jusqu'à l'entrée du dégrilleur.....	125
V.5.3.Calcul de la perte de charge au niveau de la grille.....	126
V.5.4.Calcul de la perte de charge entre les ouvrages	128
V.5.4.1 Coagulateur-Floculateur.....	128
V.5.4.2-Floculateur-Décanteur.....	128
V.5.4.3 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant l'ouvrage du réglage PH Avec le filtre	129
V.5.4.4 Calcul de la perte de charge au niveau du filtre.....	129
V.5.4.5 Calcul des diamètres de la conduite reliant l'ouvrage de filtration avec le réservoir d'eau traitée	130
V.5.4.6 Calcul de la pression de l'eau à l'entrée de la station	131
V.6 les dimensions du brise charge	131
V.7 Aperçue sur la qualité du Béton destiné aux ouvrages hydrauliques	132
Conclusion	132

Chapitre IIV : Protection et sécurité de travail

Introduction	134
VII.1. Les opérations nécessaire pour la réalisation et le fonctionnement de notre station de traitement	134
<i>1-Partie génie civil</i>	134
<i>2-Partie équipements</i>	134
VII.2. Les moyens matériels et humains nécessaire pour effectuer les différentes opérations nécessaires pour la réalisation et le fonctionnement de la station de traitement d'Azzaba.....	135
➤ Les moyens matériels	135
➤ Les moyens humains.....	135
VII.3-Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique.....	135

VII.3.1-Facteurs humains	135
VII.3.2- Facteurs matériels.....	136
A- Liste des conditions dangereuses	136
B- Liste des actions dangereuses	136
VII.4- L'Objectif de l'étude de la sécurité du travail dans un chantier de réalisation d'une station de traitement	137
VII.5 Evaluation de L'ensemble des risques lié à notre chantier	137
VII.5.1 Risques chimiques	138
VII.5.1.1 Quelques précautions à suivre	139
VII.5.1.2 Contrôle des risques en laboratoire.....	139
VII.5.1.3 Quelques règles applicables dans laboratoires de traitement des eaux potables.....	140
VII.5.2 Risques électriques	140
VII.5.3. Risques d'incendies	141
VII.5.3.1 Consignes pour éviter l'incendie	142
VII.6. Mesure préventives collectives et individuelles pour éviter les causes des accidents.....	142
A/ la prévention collectives	142
B/ la prévention individuelles	143
VII.7. Les missions de la médecine du travail	143
Conclusion	143
Conclusion générale	144

Références bibliographiques

Introduction générale

Introduction générale

L'eau, est une ressource vitale pour l'homme, recouvre plus de 70% du globe. Cependant, l'eau potable est loin d'être présente en abondance : en effet, l'eau douce ne représente que 2% de l'eau de notre planète. Nous pouvons puiser cette eau indispensable à notre survie grâce à des forages, et celle-ci nous provient de glaciers, de nappes souterraines ou encore de sources. Le reste provient des eaux de surface que constituent les lacs et les rivières, les barrages...etc.

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 obtenir de l'eau potable, l'eau douce puisée nécessite de subir certains traitements définis par des normes de potabilité ; ainsi, nous devons la débarrasser d'impuretés, de bactéries voire même de traces de minéraux trop fortes afin qu'elle devienne potable et qu'elle puisse donc être bue sans risque par l'homme.

Une usine de production d'eau potable assure en fait deux principales fonctions : La satisfaction de la demande en eau en terme de quantité, et l'assurance d'un niveau de qualité élevé ; conforme aux normes.

Notre objet d'étude c'est de faire la conception de La station de traitement existante à AZZABA qui alimente les communes Azzaba, Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubaadra

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 de traitement des eaux de surfaces, sachant que la filière de traitement dans notre usine de production d'eau potable est choisie en fonction de la qualité des eaux brute du barrage de « **ZIT EMBA** » ; dont on trouve :

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

La deuxième partie met en évidence l'étude et l'estimation des besoins en eaux des communes concernées qui doivent être satisfaite par la station de traitement d'AZZABA.

La troisième partie vise le dimensionnement hydraulique techniquement le plus économique des différents ouvrages de notre station de traitement.

Et dans le souci d'une exploitation sécurisé nous avons présenté les consignes nécessaires dans le dernier chapitre.

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Introduction

Connaître la situation de la zone d'étude en point de vue géographique, administrative, topographique, géologique, climatique, démographique, sismique et hydraulique nous permet de bien structurer notre travail et de prendre les mesures nécessaires lors de l'élaboration de notre étude et lors de la réalisation du projet sur terrain.

I-1- Aperçu historique :

La ville d'Azzaba a été créée pour des raisons économique militaire par l'administration militaire coloniale en 1848 sur les abords d'oued Fendek et les plaines agricoles de la vallée Fendek d'ailleurs le projet initial s'appelait village de la vallée de Fendek.

Cette ville était destinée pour les colons européens, le plan de lotissement 120 lots plus ou moins étendus avec tous les équipements nécessaires (mairie, église, école, place centrale, abreuvoir, lavoir, etc.), et entourée avec un mur de 3,5 m de hauteur et de 0.80 m d'épaisseur qui était muni de quatre portes, ce dernier a été détruit en 1922 lors de la première extension urbaine du village.

Les différentes extensions de l'agglomération se sont faites vers le Nord et l'Est, c'est l'évolution récente des deux décennies (1970-1990) qui a modelé la configuration du tissu urbain.

I.2. Situation géographique et administrative :

I.2.1 Le groupement d'AZZABA

Le groupement d'AZZABA est situé dans la partie Sud-Est à une trentaine de Kilomètres du chef-lieu de la wilaya de SKIKDA. Il fait partie du bassin versant Oued El Kebir ; il occupe une superficie globale de 650 Km².

Le groupement compte trois communes :

- ✓ Commune d'AZZABA «agglomération chef-lieu (ACL) AZZABA y compris les agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubadra ».
- ✓ Commune d'ES SEBT «agglomération chef-lieu (ACL) Es sebt»

- ✓ Commune de DJENDEL << agglomération chef-lieu (ACL) Djendel >> [1]

Il est délimité :

- Au Nord-Ouest, par la commune de Béni Bachir
- Au Sud par la commune d'Ouled Habeba
- A l'Est par la commune d'Ain Charchar
- Au sud-Ouest par la commune de Zerdazaz

I.2.2 La commune d'AZZABA

La commune d'AZZABA constitue le point d'intersection de quatre grands pôles urbains :

- La ville de SKIKDA sur l'axe routier RN 44 côté Nord-ouest sur une distance de 32 km
- La ville d'ANNABA sur l'axe routier RN 44 côté Nord-Est sur une distance de 69 km
- La ville de CONSTANTINE sur l'axe routier RN 3AB côté Sud-Ouest sur une distance 80km
- La ville de GUELMA sur l'axe routier RN 10 côté Sud-Est sur une distance de 55 km

Elle occupe une superficie de 173.43 Km², sa population est estimée de 56627 habitants en 2008 avec une densité de 326.5 hab/ Km², Elle est délimité (**Figure I-1**):

- Du Nord vers le Nord-Est par la commune de DJENDEL
- Au Nord-Ouest, par la commune de Béni Bachir
- A l'Est au Sud-Est par la commune d'Ain Charchar
- A l'Ouest par la commune de Ramdane Djamel
- Au Sud par la commune ES SEBT
- sud-Ouest par la commune d'ELKEDIR [1]

La commune d'AZZABA appartient au bassin versant Oued El Kebir, dont la hauteur des montagnes varie entre 300-500m :

- Au Nord –Est : montagne de Graibissa et la montagne Elouaste
- Au Nord –Ouest : montagne de ELKAF et montagne de Boufernana
- Au Sud : montagne de Farfour, Seyafa, montagne Elwasfane, et mkesem
- Au Sud-Est : montagne de morsama
- Au Sud – ouest : montagne de Dmen cheaaba ; et montagne de Maktouaa [1]

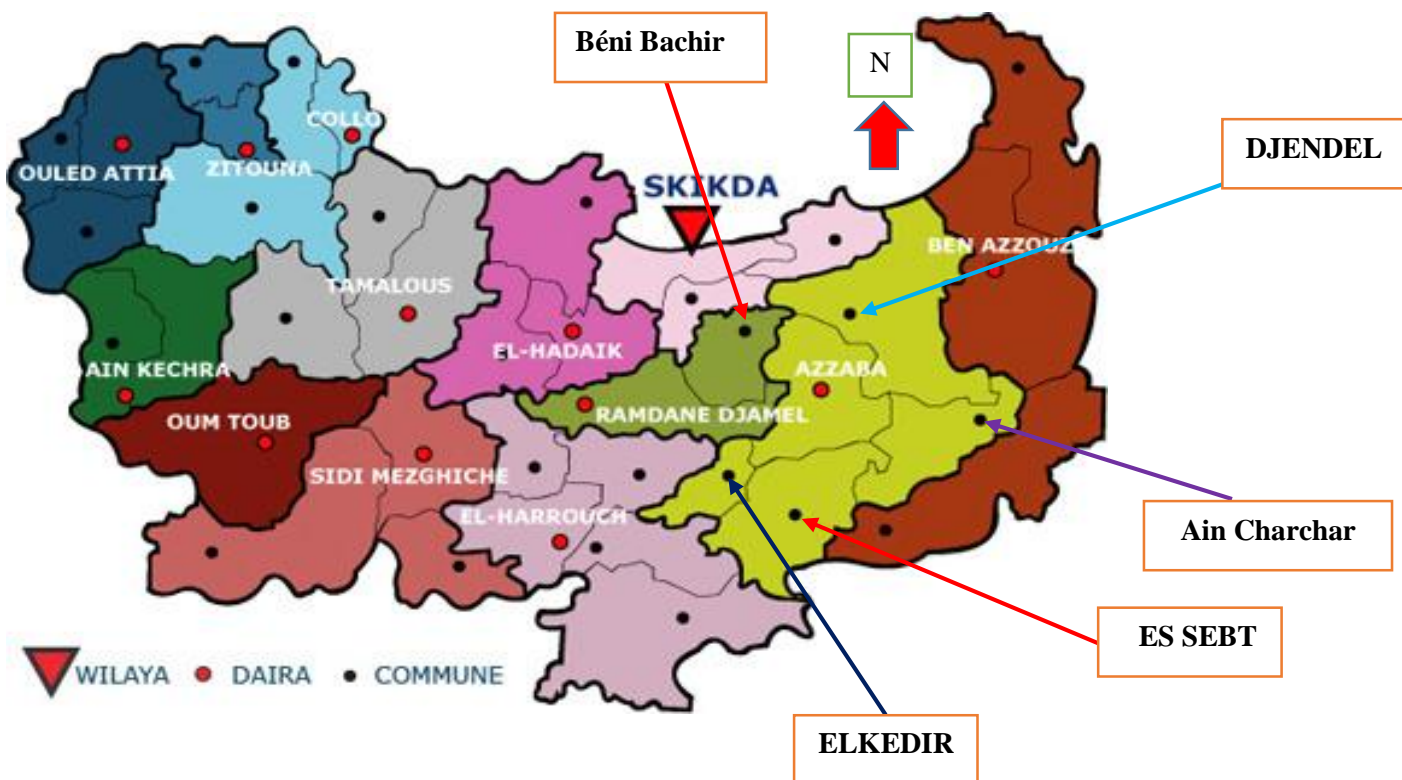


Figure I-1 : situation géographique de la commune d'Azzaba. (Source : DRE de Skikda)

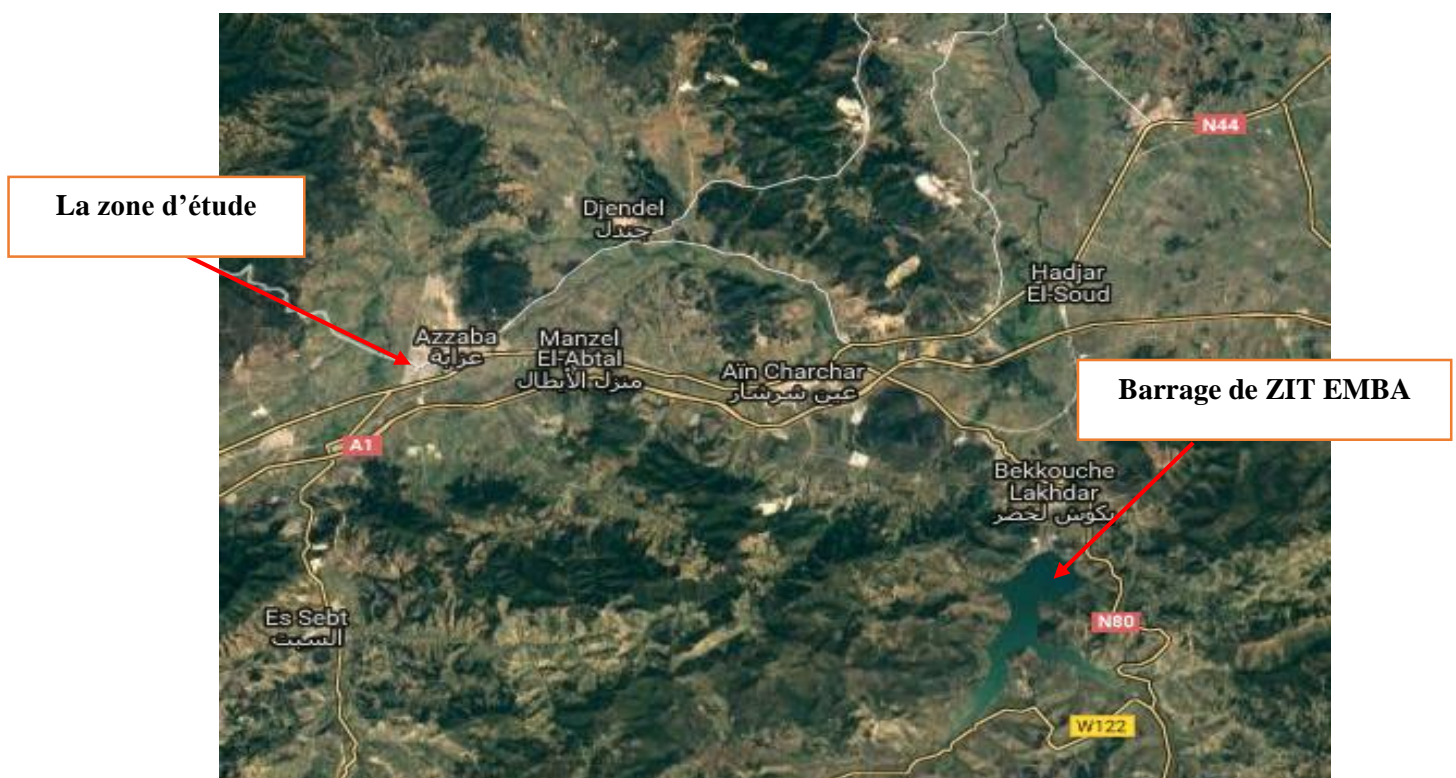


Figure I.2-Plan du site de la zone d'étude. (Source : DRE de Skikda)

I-3- Climat

La situation géographique de la commune d'AZZABA sur la frange sublittorale de la région Est, bénéficie d'un climat de type méditerranéen sub-humide doux, caractérisé par deux saisons :

- Une saison douce et humide de novembre en avril avec 80% des précipitations.
- Une saison chaude et sèche de mai à octobre, qui compte 20% des précipitations. [2]

I-3-1- Pluviométrie

La hauteur pluviométrique moyenne annuelle, est de l'ordre de 700 à 800 mm, dans la plupart se précipite aux moins de décembre, janvier, février.

A cause de la nature de la surface de la région qui est semi-perméable, la commune souffre de deux problèmes :

- Les inondations aux moins de forte précipitation.
- Un manque important dans la réserve des eaux souterraines. [2]

I-3-2- Température

L'écart de température entre le mois le plus froid (janvier 9.15°C) et le mois le plus chaud (Août 27.2°C) est élevée (18°C).

I-3-3- Vents

Le vent constitue un facteur écologique important à des titres divers :

- Agent de transport
- Facteur climatique
- Facteur mécanique

C'est un élément climatique qui est influencé par des conditions topographiques locales, il crée son propre microclimat et change de direction facilement.

En moyenne, le sirocco souffle 17 jours par an, principalement pendant les mois de juillet, août et septembre.

Les vents les plus fréquents soufflent de secteur Nord-Ouest, suivant une direction Nord-Ouest-Sud-Est, avec une moyenne annuelle de 42 %. [1]

I-4- géotechnique

Le développement du tissu d'urbanisme se base sur les caractéristiques géotechniques de la région ; la nature du sol, sa capacité portante, absence de risque au glissement du terrain, tassement, gonflement ...etc.

Les études géotechniques montrent que la zone d'Azzaba est divisée en quatre régions :

- **La région A :** cette région se situe dans la partie Nord-Est de la ville, Elle est composé principalement de « sable galets et des cailloutis et des alluvions et des éboulis de limono-sableuses, des argiles et des argiles rubanées de teintes différentes présente une alternance avec les grés ».
Les pentes de cette région sont comprises entre 1-3% et 5-12%, cette région est susceptible d'être urbanisé grâce à ses caractéristiques géotechniques, tassement admissible, le gonflement est faible ...etc.
- **La région B :** cette région se situe dans un espace homogène en point de vue géologique ; Elle est composé principalement de « Argile limono-sableuse et argile limoneuse de couleur variable, Argile sableuse graveleuses ; avec des faibles pentes.
Le sol de cette région ne permet pas les infiltrations des eaux superficielle en période hivernal (les eaux pluviales), d'où la nécessité d'un réseau d'assainissement bien dimensionné pour l'évacuation des eaux pluviales afin d'éviter le crues et les inondations en hivers.
- **La région C :** cette région est composée des alluvions limoneuses, cailloux, graviers, limons des oueds.
Cette région est caractérisée par des terrains de forte pente, alors elle est un peu stable par rapport aux deux régions précédentes
- **La région D :** cette région est composée des argiles numidiennes, et des grés numidiens, des argiles présentant avec des grés, colline de djebel el ouest, Les pentes de cette zone sont moyenne.
En point de vue économique ; il est déconseillé de construire des habitats dans cette région. [1]

I-5-Géologie

La structure géologique de la région est prédominée par des formations quaternaires et des alluvions récentes localisées surtout au niveau des terrasses des principaux écoulements superficiels, avec un risque d'inondations dans les terrains bas ; et des risques de glissement de terrains, et de l'érosion dans les hauts terrasses.

I-6- Hydrogéologie

-Les horizons d'eaux souterraines les plus intéressants, sont situés dans les formations sableuses et graveleuses des alluvions anciennes et récentes de la vallée de l'oued El-hammam et la plaine communale.

-Ces nappes d'eaux souterraines sont actuellement exploitées par de nombreux forages et puits, destinés à l'alimentation en eau potable et industrielle, et surtout à l'irrigation des terres agricoles.

-Les débits généralement varient de (5 à 70) l/s.

-Cependant, la répartition spatiale des points de captage de cette nappe alluviale est désordonnée, de nombreux puits et forages sont très proche les uns des autres.

-Les analyses ont montré que la qualité des eaux souterraines de la région est de bonne qualité, nécessite qu'une simple stérilisation pour les eaux destinés à l'alimentation en eau potable.

-Les hydrogéologues de la région ont constatés qu'il y a un manque dans la réserve des eaux souterraines à cause de la semi-perméabilité du sol, c'est-à-dire que les sorties sont plus supérieures que les entrées, donc il y a un déficit. [1]

-Actuellement la commune d'Azzaba est alimentée par 03 forages dont les caractéristiques sont présentées dans le tableau I.1.

Tableau I.1 : Les caractéristiques des forages de la zone d'étude

Forage	Débit (l/s)		Profondeur (m)	HMT (m)	Types des pompes immergées
	Mob	Exp			
Zite alanba 1	110	70	101	41	E12S55/2EF+MC850
Zite alanba 2	26	22	100	38	E9S50/2A+MC617
Hdjar essoud	33	28	85	35	E9S50/2A+MC617
Total	169	120			

(Source : DRE de Skikda)

- Il ne faut pas faire confiance à 100% aux ressources souterraines ; à cause de la sécheresse ; le dérèglement climatique, la semi-perméabilité du sol, et sous la pression des besoins considérables il est préférable d'exploiter les ressources superficielles s'il existe ; et laisser les ressources souterraines comme secours.

I-7- Hydrographie

L'hydrographie de la commune d'Azzaba se résume principalement par l'existence de deux cours d'eau périmés :

- Oued Fendek
- Oued Hemimine

-Oued Fendek prend son origine à partir de la commune ES Sept ; et traverse la commune d'Azzaba dans sa partie sud-Est vers le Nord-ouest ; il se recorde avec d'autres cours d'eau moins importants telle que Oued Rejeta et Oued Mouchkel en formant la sortie principale du Bassin versant du oued El-Kebir (**Figure I.3**).

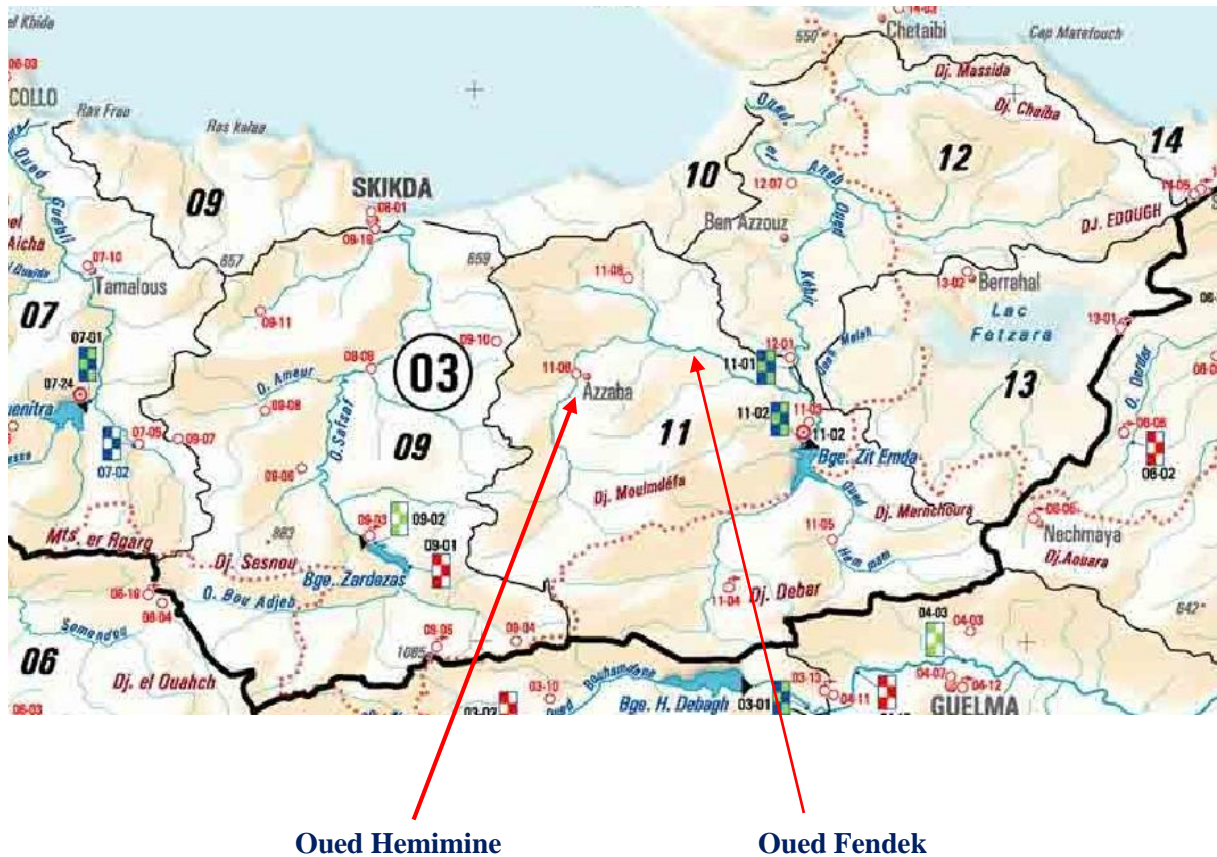


Figure I.3 : carte du réseau hydro climatique et de la surveillance de la qualité des eaux (ANRH Blida)

I-8- Sismicité

Les conséquences suite à des tremblements de terre peuvent conduire à des dégâts très importants dans la région. L'étude géologique devra s'étendre sur l'examen de ce phénomène dans la région en question.

Le règlement parasismique Algérien RP A99 version 2003 classe l'Algérie en 4 zones de sismicité :

Zone 0 : sismicité négligeable

Zone I : sismicité faible

Zone II a et II b : sismicité moyenne

Zone III : sismicité élevée

-La région d'Azzaba est **classée en zone II.a** correspondant à une sismicité moyenne, comme la carte de zonage sismique de l'Algérie illustre ci-dessous. [1]

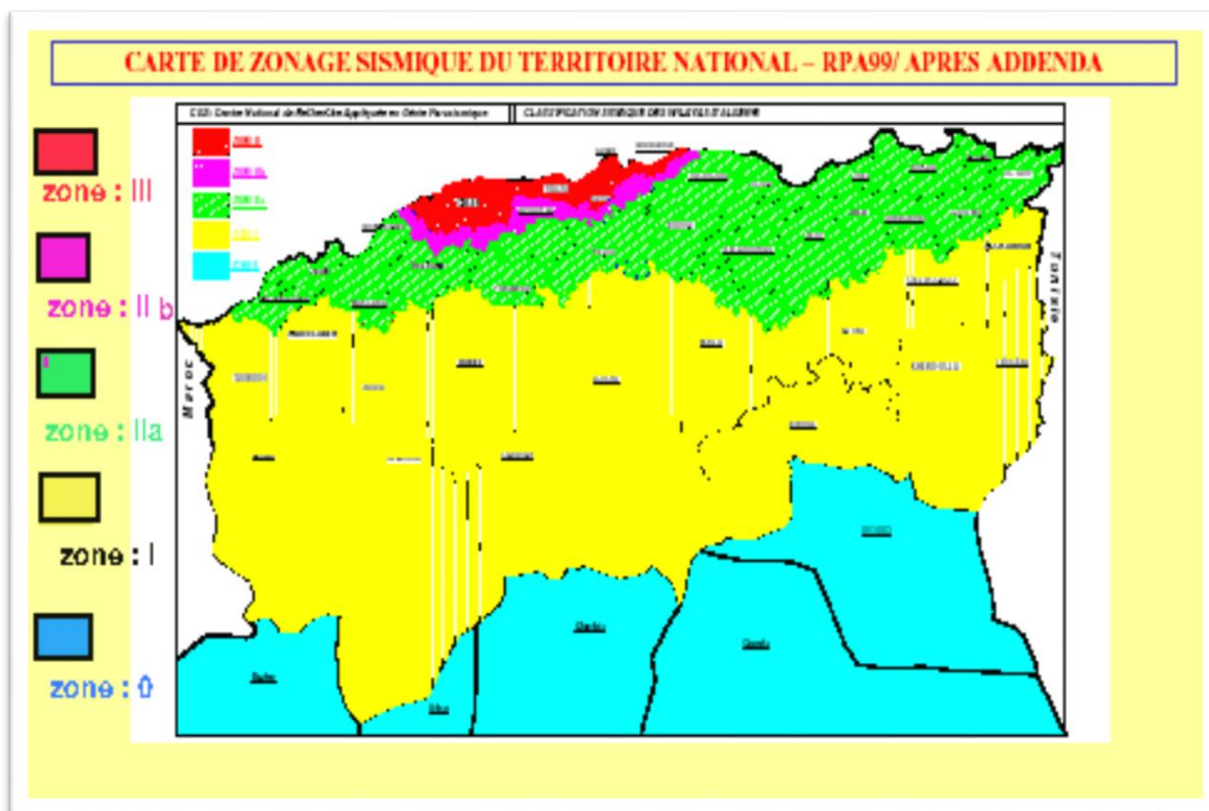


Figure I.4 : Zonage sismique d'Algérie. [3]

I-9- La couverture végétale

Le couvert végétal constitue une richesse pour la région ; il occupe une superficie de **6650.9 hectare**, c'est l'équivalent de **38.54 %** de la superficie globale de commune ; En plus à l'écotourisme, les forêts jouent aussi de nombreux rôles et de nombreux impacts sur l'environnement par rapport à : l'eau, le climat, le sol, et la faune et la flore, Le tableau I.2 ci-dessous montre la répartition des forêts dans la région d'Azzaba [2]

Tableau I.2 : la répartition des forêts dans la région d'Azzaba

Les forêts	La superficie (hect)
Bisi (Menzel elmoujehed)	0.32
Ras El Ma	0.025
KAF ESERAK	1037.99
Boufermana	1707.39
Seyafa	157.91
FEYED Dbeaa	1357.25

Djebel El ouaest	253.41
Oued nssa	45.54
SIDI Nazer	199.40
Zaytriya	1891.64
Total	6650.90

(Conservation des forêts d'Azzaba 2017)

I-10- La production agricole

L'agriculture de la région d'Azzaba occupe une superficie de **9092.40 Hectare**, c'est l'équivalent de **52.42%** de la superficie globale de commune.

- Les terres productives avec un pourcentage de 71.76%
- Les passages et Fourrages avec un pourcentage de 17.26%
- Les terres Non productives avec un pourcentage de 8.61%

Tableau I.3 la répartition de la production agricole de la commune d'Azzaba

Le produit	Type	Surface (hect)	Production (qui)	Le rendement (qui/hect)
Céréales d'hivers	Blé dur	1165	11650	10
	Blé tendre	1240	18049	14.55
	Orge	350	5000	14.28
	L'avoine	60	660	11
Cultures industrielles	Tomates	400	119247	298.11
	Tabac	4	36	9
Céréales sèches	Haricots	100	800	8
	Poichiche	40	240	6
Les légumes	Légumes	700	108370	154.81
alimentation artificielle	Fourrage	800	40150	50.18
L'arboriculture	Les agrumes	5.7	/	/
	Raisin	2.9	/	/
	Oliviers	10.07	/	/
	Figuiers	0.5	/	/
	Autres arbres	0.8	/	/
	Grandes cultures	194.25	/	/

(Service d'agriculture d'Azzaba 2016)

I-11- La production animale

La production animale de la région d'Azzaba est très limitée, elle est représentée dans le tableau ci-dessous selon le service d'agriculture d'Azzaba.

Le tableau I.4 : la production animale de la commune d'Azzaba (en tête)

Les années	Bovins	ovins	caprins	équidé	abeilles	volaille
2014-2015	6641	9313	4792	36	150	126000
2015-2016	6666	9560	4650	50	150	117880
2016-2017	6716	7938	4540	57	150	108000

(Service d'agriculture d'Azzaba 2016)

I-12-Habitat :

Le parc logement de la commune d'Azzaba est composé de :

- **Habitat individuel ancien type** : un noyau ancien de logements revient à l'époque coloniale. Il est composé de 677 logements de (R+1) à (R+2) qui s'étalent sur une superficie de 30 ha avec une densité de 39 habitat/ha et sont en cours de renouvellement et de réaménagement extérieur (chemins et réseaux).
- **Habitat individuel dispersé** : se trouve autour du noyau colonial sous forme d'îles hétérogènes, il se différencie de l'habitat individuel ancien par les matériaux de construction moderne et l'architecture, on compte 677 logement pour une superficie de 21.74 ha
- **Habitat individuel moderne** : représenté par les lotissements suivants : lotissements zaaf Rabah 230 logements, lotissements Kassisse salah avec 123 logements, lotissements mezghache khoja avec 460 logements, lotissements mefrouche dahmane avec 135 logements
- **Habitat collectif** : il est observé essentiellement dans la nouvelle zone urbaine composée de 1500 logements ainsi que 08 habitats semi collectif qui sont réparti comme suit :
 - 390 logements à l'entrée ouest de la ville sur la route nationale AB3.
 - 12 logements à côté de la rue Mokrani
 - 514 logements dans la zone d'extension
 - 116 logements à côte de l'hôpital
 - 468 logements en cours de réalisation

I-13- Etude démographique :

L'évolution de la démographie d'une région est influencée par les conditions climatiques, les conditions sécuritaires, la richesse de la région, le confort social, le travail ...etc., Le tableau I.7 montre l'évolution de la population du chef-lieu d'Azzaba (ACL) et du centre-ville d'Azzaba par rapport à la population de la wilaya au cours du temps avec les taux d'accroissement, selon les statistiques de la direction de la population et aménagement du territoire de Skikda (DPAT).

Tableau I.5 l'évolution de la population du chef-lieu d'Azzaba entre 1966-2008

Agglomération	Populations					Taux d'accroissement			
	1966	1977	1987	1998	2008	66/77	77/87	87/98	98/2008
Wilaya	328253	466900	622510	787118	904195	3.25%	2.92%	2.14%	1.4%
ACL d'Azzaba	19243	28546	35926	48741	56627	3.65%	2.32%	2.81%	1.51%
Centre d'Azzaba	9022	12063	21268	29267	37726	2.67%	6.17%	2.99%	1.49%
%ACL Azzaba /wilaya	5.86%	6.11%	5.77%	6.19%	6.26%	/			

(Source : DPAT 2017)

-L'évolution de la population des agglomérations secondaires(AS) du chef-lieu d'Azzaba d'après les données du Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH) est représentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1.6 : Evolution de la population des agglomérations secondaires(AS) de la commune entre 1987 et 2008

AS	Nombres de population			Taux d'accroissement	
	1987	1998	2008	1987-1998	1998-2008
Azzaba centre	23507	32513	37726	2.99%	1.49%
Ras Elmaa	1513	2342	2915	4.05%	2.21%
Menzel Abtal	2374	3833	5278	4.45%	3.25%
Menzel Bendich	1247	1786	2075	3.31%	1.57%
Zaouia	1412	2758	4072	6.27%	3.97%
Bouzera	813	880	935	1.2%	0.65%
Frère Boumediene	/	988	1203	/	1.98%
Moubaadra	1320	1854	2423	2.16%	1.3%
Total	32186	46954	56627	/	/

(Source : DPAT 2017)

-La totalité des agglomérations secondaires du chef-lieu d'Azzaba ont connu un accroissement de la population, dont le taux d'accroissement passe par deux périodes distinctes (1987-1998) et (1998-2008), d'après le Recensement Général de la population et de l'Habitat (RGPH).

Conclusion

-Dans ce chapitre on a essayé de présenter la commune, connaître la situation géographique et administrative, climatique et définir toutes les données nécessaires à l'étude.

Cette étape constitue une phase très importante, elle est basée sur la collecte des données brutes, et aussi de vérifier leurs fiabilités pour une prise de décisions correcte.

CHAPITRE II

Généralités sur les normes et la qualité des eaux

Introduction :

Une eau est dite potable quand elle satisfait à un certain nombre de paramètres réglementés (paramètres organoleptique, paramètres physico-chimique, substance indésirable ou toxique, paramètre microbiologique) la rendant propre à la consommation humaine, l'alimentation en eau potable de qualité est une obligation pour assurer l'agrément du consommateur, une meilleure santé publique, une longue durée de vie du réseau de distribution.

II.1. Le cycle de l'eau

Le cycle de l'eau (ou cycle hydrologique) est un modèle représentant le parcours entre les grands réservoirs d'eau, liquide solide ou de vapeur d'eau sur Terre : les océans, l'atmosphère, les lacs, les cours d'eau, les nappes d'eaux souterraines et les glaciers.

Le « moteur » de ce cycle est l'énergie solaire qui favorise l'évaporation de l'eau, et entraîne tous les échanges.

Le cycle de l'eau se déroule en permanence en 4 étapes :

II.1.1. L'évapotranspiration :

L'évapotranspiration est la première étape du recyclage de l'eau. Elle provient de l'eau sur terre et la transpiration des êtres vivants.

L'eau est présente partout sur terre ; Sous l'effet de la chaleur du soleil l'eau des océans, des lacs, des rivières et de la terre s'évapore sous la forme de vapeur.

Les êtres vivants, végétaux, animaux et hommes, perdent aussi de l'eau sous l'effet de la chaleur, leur eau s'évapore sous la forme de transpiration et se transforme aussi en vapeur d'eau.

Sous l'effet de la chaleur, l'eau s'évapore et s'élève dans l'atmosphère où elle va circuler comme un gaz.

L'évapotranspiration est la première étape du cycle de l'eau.

II.1.2. La condensation :

La condensation est la seconde étape du cycle de l'eau. La vapeur d'eau circulant dans l'atmosphère va rencontrer un air plus froid et elle va se transformer en gouttelettes, ce phénomène s'appelle la condensation.

Les gouttelettes d'eau s'accumulent sous la forme de nuages, de formes, de densité et d'altitudes différentes.

II.1.3. Les précipitations :

Les précipitations sont la troisième étape du cycle de l'eau. Lorsque les conditions climatiques sont réunies, les nuages subissent une transformation et l'eau qui les forme regagne la surface de la terre sous la forme de précipitations. Selon la température et les conditions climatiques, l'eau tombe en précipitation de pluie, neige ou grêle.

II.1.4 La circulation terrestre

Environ 60 % des précipitations s'évaporent à nouveau. Le reste ruisselle vers les cours d'eau ou s'infiltré dans le sol pour alimenter les nappes souterraines.

L'eau qui pénètre dans le sous-sol (environ de 25 % des précipitations) peut être absorbée par les racines des plantes ou bien accomplir un long parcours dans les terrains sableux et caillouteux de la surface terrestre, en pénétrant toujours plus profondément. Lorsqu'elle rencontre des terrains imperméables comme les couches argileuses ou rocheuses, elle ne peut continuer à descendre verticalement et commence à couler horizontalement avant d'affleurer la surface ou demeure dans des réserves d'eau souterraines.

L'eau qui demeure à la surface de la terre (environ de 15 % des précipitations) s'écoule et forme des cours d'eau (torrents, rivières et fleuves) qui se jettent dans les mers et les océans.

II.2. Les diverses sources d'eau

On trouve cinq sources principales d'eaux brutes, les eaux de pluie, les eaux de surface, les eaux souterraines et les eaux de mer, les eaux usées.

II.2.1. Les 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.

L'eau de pluie recueillie subit la pollution due aux gaz circulant dans l'atmosphère et qui lui procurent une certaine acidité. Ces gaz peuvent être dus :

- à la combustion des énergies fossile ;
- à la circulation automobile procurant une quantité importante d'oxyde d'azote ;
- à l'activité industrielle (combustions énergétiques qui dégagent du dioxyde de soufre) ;
- aux activités agricoles qui ont tendance à émettre du nitrate d'ammoniac.

II.2.2. Les eaux de surface :

Les eaux de surface, également appelées eaux superficielles, sont constituées, par opposition aux eaux souterraines, de l'ensemble des masses d'eau courantes ou stagnantes,

douces, saumâtres ou salées qui sont en contact direct avec l'atmosphère. Elles sont très sensibles à la pollution ; de qualité irrégulière et peuvent être réparties en trois catégories :

II.2.2.1. Les eaux de rivière (partie amont) : L'amont d'une rivière est en général situé dans des zones montagneuses (très peu peuplées et absence d'industrie). Elles sont caractérisées par :

- Turbidité élevée
- T basse
- Teneur en oxygène élevée
- Indice de couleur faible
- Contamination physico-chimique et bactériologique faible.

II.2.2.2. Les eaux de rivière (partie aval) : situées dans des zones urbanisées avec des activités industrielles et agricoles plus ou moins intenses, ces eaux sont caractérisées par :

- pollution organique et inorganique élevée
- Contamination bactériologique élevée
- T variable
- Indice de couleur pouvant être élevé. [4]

II.2.2.3. Les eaux des lacs et barrages : Ce sont des eaux stagnantes d'où une décantation naturelle,

Elles sont caractérisées par :

- Contamination bactériologique faible
- Indice de couleur variable
- Turbidité variable

Les eaux de surface doivent être traitées pour pouvoir atteindre la qualité requise, Deux procédés standards sont utilisés pour les traiter :

- Le traitement conventionnel (classique), qui comprend les étapes suivantes:
clarification (coagulation/floculation, décantation ou flottation à air dissous), filtration sur sable, adsorption sur charbon actif et désinfection.
- Le traitement membranaire (moderne). [4]

II.2.2.4. Les eaux saumâtre : Une eau saumâtre est une eau dont la teneur en sel est sensiblement inférieure à celle de l'eau de mer. La concentration totale de sel dissous y est généralement comprise entre 1 et 10 g/L alors qu'elle est (en moyenne) de 35 g/l pour l'eau de mer. [4]

II.2.3. Les eaux souterraines :

Elles sont souvent à l'abri de toute source de pollution. Leur qualité est généralement meilleure (Filtrées par le sol) et plus constante, elles ne nécessitent souvent qu'une désinfection. Leurs principales caractéristiques sont :

- Turbidité faible
- Indice de couleur faible
- Température et débit constants

Dans certains cas elles peuvent avoir une dureté élevée (Ca^{2+} et Mg^{2+}) ou une forte concentration En Nitrates, fluor, fer, Mn ou H_2S . [4]

II.2.4. Les eaux de mer : constitue la plus grande réserve d'eau. Elles sont caractérisées par une salinité Élevée (environ 35 g/L pour les océans, 39 g/L pour la méditerranée, 43 g/L pour la mer Rouge et 276 g/L pour la mer morte). Ce grand réservoir est de plus en plus utilisé pour Produire de l'eau potable.

II.2.4.1 Les différentes méthodes de traitement des eaux de mer

II.2.4.1.1-La méthode de distillation

La plupart des procédés utilisés impliquent l'évaporation puis la condensation de la vapeur résultante. Le procédé de dessalement le plus répandu est la distillation multi flash ; l'eau est chauffée, puis pompée dans des réservoirs à basse pression, où elle se vaporise brutalement (flash). Après plusieurs flashes successifs, la vapeur condensée est récupérée et donne de l'eau pure.

II.2.4.1.2 La méthode de réfrigération

La réfrigération est une méthode fondée sur la différence entre les points de congélation de l'eau douce et de l'eau salée. Les cristaux de glace sont séparés de la saumure, lavés du sel, puis fondus pour obtenir de l'eau douce.

II.2.4.1.3 La méthode d'osmose inverse

Le procédé d'osmose inverse est basé sur la pression qui permet de faire passer l'eau douce à travers une fine membrane qui ne laisse pas passer les minéraux.

II.2.4.1.4 La méthode d'électrodialyse

L'électrodialyse est utilisée pour dessaler les eaux saumâtres. Le sel se dissout dans l'eau en ions négatifs et en ions positifs, qui sont ensuite mis en mouvement par un courant électrique à travers des membranes anioniques et cationiques, ce qui diminue la quantité de sel dans l'eau.

Tableau N° II.1 : compositions standard de l'eau de mer océanique. [6]

Cations	Concentrations (mg/l)	Anions	Concentrations (mg/l)
Sodium	11035	Chlorures	19841
Magnesium	1330	Sulphates	2769
Calcium	418	Bicarbonates	146
Potassium	397	Bromures	68
strontium	14	fluorures	1.4
Salinité totale: 36.047 g/l			

Tableau N° II.2 : Salinité des principales eaux de mer [5]

Mer ou océan	Concentration (mg/L)
Mer Rouge	43000
Golf Arabique	43000
Mer Méditerranée	39400
Océan Atlantique	36000
Océan Indien	33800
Océan Pacifique	33000
Mer Adriatique	25000
Mer Noire	13000
Mer Baltique	7000

II.2.5. Les eaux usées :

Le recyclage des eaux usées après épuration permet de soulager la demande en eau. Notamment pour leur utilisation dans l'irrigation, l'entretien industriel et urbain (lavage de voirie, Réserve pour lutter contre incendie, arrosage des jardins, lavages automobiles).

Le recyclage de ces eaux usées après un traitement aux niveaux des ateliers permet à la fois de récupérer les sous-produits valorisables et de faire des économies d'eau importantes.

L'utilisation des eaux épurées peut servir aussi à la réalimentation des nappes.

II.2.6. solutions pour l'approvisionnement d'eau

Pour faire faces aux problèmes rencontrés en approvisionnement d'eau les solutions généralement préconisées sont :

- Eviter le gaspillage en planifiant et en organisant la consommation dans l'industrie.
- utiliser au maximum les ressources en minimisant les pertes par stockage des eaux de ruissellement
- récupérer puis recycler les eaux usées.
- dessalement d'eau de mer.

Ces dispositions restent insuffisantes surtout avec la sécheresse que notre pays connaît ces dernières années, Ainsi le traitement d'eau pour la rendre potable. [6]

II.3. Les paramètres de qualité d'une eau destinée à l'alimentation potable :

Les sources d'eau douce sont rarement assez pures pour être utilisées directement comme eau potable parce que l'eau contient souvent des substances dissoutes. Même l'eau transparente, incolore et inodore peut contenir des substances ou des organismes qui la rendent dangereuse à boire. Nous devons éliminer toutes les substances potentiellement toxiques de l'eau avant de la boire, quelle que soit sa source. Pour qu'on puisse rendre l'eau adéquate pour une utilisation donnée (par exemple, la boire) ; on fait appel au traitement des eaux ; ce dernier est un processus d'élimination des substances potentiellement toxiques dans l'eau pour la rendre plus adéquate à une utilisation donnée.

Une eau potable est une eau que l'on peut boire sans risque pour la santé. Afin de définir précisément une eau potable, des normes ont été établies qui fixent notamment les teneurs limites à ne pas dépasser pour un certain nombre de substances nocives et susceptibles d'être présentes dans l'eau. Le fait qu'une eau soit conforme aux normes, c'est-à-dire potable,

ne signifie donc pas qu'elle soit exempte de matières polluantes, mais que leur concentration a été jugée suffisamment faible pour ne pas mettre en danger la santé du consommateur.

II.3.1. Les paramètres organoleptiques :

Les paramètres organoleptiques sont les propriétés de l'eau telles que la couleur, l'odeur, le goût ; la saveur. Cependant ces critères n'ont pas de valeur sanitaire directe. Une eau peut être trouble, colorée ou avoir une odeur particulière et néanmoins être consommable.

Quelques recommandations de L'OMS sur les paramètres organoleptiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau N° II.3 : les normes de qualités organoleptique de l'eau potable

Paramètre organoleptique	Recommandation (OMS)
Coloration	Ne doit pas dépasser 15 mg /l de platine en référence à l'échelle platine cobalt.
Turbidité	Ne doit pas être supérieur à une valeur équivalente à 2 unités Jackson.
Odeur et saveur	Absence d'odeurs ou de saveurs désagréables et pas de changement anormal de couleur.

II.3.2. Paramètres physio – chimique :

II.3.2.1 La température :

Elle est une grandeur physique liée à la notion immédiate de chaud et froid. Elle se mesure au moyen d'un thermomètre.

C'est un paramètre physique qui influence considérablement la multiplication microbienne. Selon la température optimale de développement, les micro-organismes sont classés en trois catégories :

- les germes mésophiles qui supportent une température moyenne comprise entre 20 et 40°C.
- les germes psychrophiles dont la température optimale de croissance est située entre 0 et 15°C.
- les germes thermophiles qui se multiplient préférentiellement entre 45 et 85°C.

Il faut noter que la majorité des bactéries pathogènes sont des mésophiles. [7]

II.3.2.2 Le pH :

Le pH mesure la basicité ou l'acidité d'une solution. Elle liée à la concentration des ions hydronium H_3O^+ , $pH = -\log (H_3O^+)$. Une solution est basique quand le $pH > 7$ et acide lorsque $pH < 7$. C'est un paramètre très important dans la qualité de l'eau.

Les micro-organismes se multiplient dans une gamme étendue de pH. Cependant chaque espèce à un pH optimum de croissance. Les bactéries se multiplient en milieu neutre ou légèrement alcalin ($7 < pH < 7,5$). Pour survivre, ils doivent s'adapter aux modifications de pH de l'environnement. Escherichia coli par exemple se multiplie à partir de pH égal à 4,4 jusqu'à un pH égal à 8.

II.3.2.3 Le calcium (Ca^{2+}) :

Le calcium est un métal Alcalino-terreux extrêmement répandu dans la nature et en particulier dans les roches calcaires sous forme de carbonates. On dit l'eau douce quand elle renferme 30mg/L de calcium et l'eau dure qu'au-dessus de 80 mg/L de calcium.

II.3.2.4 Le magnésium (Mg^{+2}) :

Le magnésium est un des éléments les plus répandus dans la nature : il constitue environ 2.1 % de l'écorce terrestre. Le magnésium constitue un élément significatif de l'eau. À partir d'une concentration de 100 mg/L et pour le sujet sensible. Le magnésium donne un gout désagréable à l'eau.

II.3.2.5 Le chlorure (Cl) :

Les chlorure existent dans toutes les eaux avec des concertations variables .ils peuvent avoir plusieurs origines :

- percolation à travers des terrains sales.
- infiltration d'eaux marines dans les nappes phréatiques.
- activités humaines et industrielles

Une présence excessive de chlorures dans l'eau. Provoque La corrosion des réseaux de distribution, peut être nocive pour la santé humaine et pour les plantes aussi.

Une forte fluctuation des chlorures dans le temps peut être considérée comme indice de pollution. [8]

II.3.2.6 Le sodium (Na) :

Le sodium est un élément métallique blanc de symbole (Na) c'est un métal mou ; Qu'appartient aux métaux alcalins. On ne le trouve pas à l'état de corps pur dans la nature mais il est très abondant sous forme de composés. [7]

II.3.2.7 La Minéralisation :

Toutes les eaux naturelles contiennent des sels minéraux. Ils sont présent dans l'écorce terrestre, S'ils sont en quantité relativement abondante on parle d'éléments majeurs ; en revanche s'ils sont en quantité beaucoup plus faible, on parle alors d'éléments mineurs, Ces éléments caractéristiques d'une eau, ne s'hydrolysent pas, ne se précipitent pas et leurs concentrations varient d'une ressource à une autre.

Ils constituent {la carte d'identité d'une eau}

- Cations majeurs : Ca^{2+} et Mg^{2+} puis Na^+ et K^+ ;
- Cations mineurs : Fe^{2+} et Mn^{2+} ;
- Anions majeure : Cl^- , SO_4^{2-} , HCO_3^- , CO_3^{2-} ;
- Anions mineurs : F^- , NO_3^- , PO_3^{3-} ;

La composition chimique de l'eau diffère beaucoup d'une région à l'autre [8]

II.3.2.7.1 Dureté d'une eau :

La dureté d'une eau est due à la présence d'ions métallique bivalents Ca^{2+} ; Mg^{2+} ; Fe^{2+} et Mn^{2+} ; Sr^{+2} ...etc. ; les plus abondants étant les ions Ca^{2+} ; Mg^{2+} ; En pratique ; on considère souvent que la dureté totale d'une eau de consommation est égale à la somme de sa dureté calcique et de sa dureté magnésienne (duretés dues aux ions Ca^{2+} ; Mg^{2+}).

Une eau dure est aussi potable qu'une eau douce mais une eau dure une eau qui :

- Ne mousse pas donc elle provoque une consommation excessive du savon.
- Provoque l'entartrage dans les conduites et les canalisations.

On peut réduire la dureté d'une eau (Adoucissement) par :

- Echange d'ions.
- Les techniques membranaires (NF, OI).
- La précipitation chimique

II.3.2.7.2 L'alcalinité d'une eau (TA ; TAC)

L'alcalinité est une mesure de la capacité de votre eau à résister aux changements du pH, qui tendrait à rendre l'eau plus acide. Le pH est une valeur donnée pour indiquer le degré d'acidité ou de basicité d'une substance. Une alcalinité équilibrée est importante pour notre eau.

L'alcalinité de l'eau est due à la présence de certains ions : carbonates (CO_3^{2-}), bicarbonates (HCO_3^-), et hydroxydes (OH^-) souvent désignés sous le nom des sels alcalins. Les bicarbonates sont la cause la plus commune de l'alcalinité et sont trouvés dans presque toutes les sources d'eau, de même que des carbonates. Des hydroxydes sont moins souvent trouvés dans l'eau mais les concentrations peuvent augmenter après certains traitements.

Si l'alcalinité est trop basse, la capacité de votre eau de résister à des changements de pH diminue. Cela signifie que le pH va connaître un effet de yo-yo, changeant d'acide en base assez rapidement. L'eau avec une basse alcalinité peut également être corrosive. En conséquence du cuivre et du plomb peuvent se retrouver dans l'eau, dissolu des canalisations. Elle peut également irriter les yeux. L'eau avec l'alcalinité élevée à un goût de soude, peut dessécher la peau et peut endommager la tuyauterie et le système de distribution d'eau. Ces dommages sont indésirables parce qu'ils diminuent l'efficacité des systèmes de tuyauterie et provoquent une augmentation de la consommation d'énergie qui a des coûts accrus. Il semble que le niveau d'alcalinité de l'eau n'a pas d'effet sanitaire important. Cependant, les usines de traitement d'eau essaient de maintenir un niveau acceptable d'alcalinité afin d'empêcher une eau acide et les dommages conséquents sur les canalisations et de tout autre équipement de distribution. [9]

II.3.3. Les paramètres microbiologiques :

L'eau ne doit contenir ni parasite, ni virus, ni bactérie pathogène. La qualité microbiologique est évaluée lors des contrôles analytiques réglementaires, par la recherche de bactéries, principalement des germes témoins de contamination fécale. La présence de ces bactéries dans l'eau a pour origine une pollution de la ressource, un dysfonctionnement du traitement de potabilisation. Les conséquences dépendent de plusieurs facteurs dont l'état général du consommateur, de la virulence des microorganismes, du mode de transmission ainsi que de la dose ingérée, Il est indispensable toujours de contrôler la qualité de l'eau après son traitement et avant sa consommation parce que ce dernier peut être défaillant ou que la qualité de l'eau peut s'altérer avant son arrivée au robinet du consommateur. [6]

II.3.4. Les paramètres concernant les pesticides et produits apparentes :

Ce sont des produits destinés à la lutte contre les parasites, les insectes ou les mauvaises herbes.

Parmi ces paramètres indésirables on peut citer : Aldrine, dieldrine, hexa chlorobenzène

Leur toxicité est largement prouvée : leur CMA est limitée à des doses infimes.

A partir des différentes informations, notamment médicales ou toxicologiques, une relation

Entre les valeurs d'un paramètre et les effets sur la santé peut être élaborée et donc la norme définie. [7]

II.3.5. Les paramètres indésirables :

C'est un choix un peu arbitraire, certaines de ces substances pouvant être bénéfiques à très petites doses

Parmi ces paramètres indésirables on peut citer :

Nitrates, nitrites, hydrocarbures, détergents, phénols, fer, manganèse, fluor, argent

Certains sont à l'origine du désagrément du consommateur [7] :

Matière organiques, phénols, fer : Gout

Matière organiques, phénols :Odeur

Fer, manganèse : Couleur

Nitrates, fluor : Effets gênants pour la santé

II.3.6. Les paramètres toxiques :

Représentés par les métaux lourds (plomb ; nickel ; mercure, chrome, cadmium, arsenic ...)

les cyanures, les pesticides et les hydrocarbures aromatique polycyclique ; On les trouve dans les eaux, suite à une dégradation des réseaux de distribution ou à une pollution industrielle.

II.4. Normes et potabilité :

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.

Selon ces normes, une eau potable doit être exempte de germes pathogènes (bactéries, virus) et d'organismes parasites, car les risques sanitaires liés à ces micro-organismes sont grands.

Elle ne doit contenir certaines substances chimiques qu'en quantité limitée : il s'agit en particulier de substances qualifiées d'indésirables ou toxiques, comme les nitrates et les phosphates, les métaux lourds, ou encore les hydrocarbures et les pesticides, pour lesquelles des " concentrations maximales admissibles " ont été définies. À l'inverse, la présence de certaines substances peut être jugée nécessaire comme les oligo-éléments indispensables à l'organisme.

Une eau potable doit aussi être une eau agréable à boire, elle doit être claire, avoir une bonne odeur et un bon goût. Pour avoir bon goût, il lui faut contenir un minimum de sels minéraux dissous (de 0,1 à 0,5 gramme par litre), lesquels sont par ailleurs indispensables à l'organisme. Enfin, elle ne doit pas corroder les canalisations afin d'arriver "propre" à la sortie des robinets. [8][10]

Pour déterminer à partir de quelle concentration, certaines substances chimiques sont toxiques à court terme, ou quels sont leurs effets cumulés à long terme, deux approches scientifiques sont disponibles : l'expérimentation ou l'épidémiologie. L'expérimentation consiste à tester ces substances sur des cellules animales ou humaines ou sur des animaux. L'épidémiologie quant à elle consiste à suivre l'état de santé de populations exposées à certaines d'entre elles et à le comparer à des populations vivant dans des conditions semblables mais non exposées à ces mêmes substances. De telles études sont indispensables pour établir des normes.

Il est cependant impossible à l'heure actuelle de quantifier les effets à long terme des substances cancérigènes, lesquels n'apparaissent parfois qu'après plusieurs dizaines d'années, et de déterminer s'il existe un seuil en dessous duquel l'ingestion d'une telle substance serait sans effet. On estime donc que ce seuil n'existe pas, c'est-à-dire que plus la quantité ingérée n'est faible, plus l'effet n'est petit. La dose limite à ne pas dépasser est alors fixée de manière à ce que son effet, estimé en termes de probabilité de risque sur une très large population, soit très faible, compte tenu de la consommation quotidienne d'eau des individus durant toute leur vie et de la plus grande vulnérabilité des enfants et des nourrissons.

Les normes ne font donc que définir, à un moment donné, un niveau de risque acceptable pour une population donnée. Elles dépendent par ailleurs étroitement des connaissances scientifiques et des techniques disponibles, notamment dans le domaine des risques sanitaires et dans celui de l'analyse chimique. Elles peuvent donc être modifiées à tout moment en fonction des progrès réalisés.

Tous les pays du monde ne suivent donc pas les mêmes normes. Certains édictent leurs propres normes. D'autres adoptent celles conseillées par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS). [6]

II.4.1. Normes de l'OMS sur l'eau potable :

Ces dernières décennies, le développement de la chimie et de la microbiologie ainsi que de la toxicologie et de l'épidémiologie ont permis de détecter de nombreuses molécules chimiques et de nouveaux micro-organismes présentes dans les eaux naturelles et d'évaluer leurs effets sur la santé.

Pour la plupart de ces substances chimiques, le risque est surtout à long terme et les réglementations sont établies dans ce sens avec la notion de concentration maximale admissible (CMA) à respecter.

Tableau N° II.4 : Les lignes directrices de l'OMS concernant les composés physico-chimiques, 2013.

Elément/substance	Symbole/formule	Concentration normalement trouvée dans l'eau de surface	Lignes directrices fixées par l'OMS
Aluminium	Al	/	0,2 mg/l
Ammonium	NH ₄ ⁺	< 0,2 mg/l (peut aller jusqu'à 0,3mg/l dans une eau anaérobique)	Pas de contraintes
Antimoine	Sb	< 4 µg/l	0.02 mg/l
Arsenic	As	/	0,01 mg/l
Amiante		/	Pas de valeur guide
Baryum	Ba	/	0,7 mg/l
Béryllium	Be	< 1 µg/l	Pas de valeur guide
Bore	B	< 1 mg/l	0.5mg/l
Cadmium	Cd	< 1 µg/l	0,003 mg/l
Chlore	Cl	/	Pas de valeur mais on peut noter un goût à partir de 250 mg/l
Chrome	Cr ⁺³ , Cr ⁺⁶	< 2 µg/l	chrome total : 0,05 mg/l
Couleur		/	Pas de valeur guide
Cuivre	Cu ²⁺	/	2 mg/l
Cyanure	CN ⁻	/	0,07 mg/l
oxygène dissous	O ₂	/	Pas de valeur guide

Fluorure	F ⁻	< 1,5 mg/l (up to 10)	1,5 mg/l
Dureté	mg/l CaCO ₃	/	200 ppm
Sulfure	H ₂ S	/	0.05 à 1 mg/L
Fer	Fe	0,5 – 50 mg/l	Pas de valeur guide
Plomb	Pb	/	0,01 mg/l
Manganèse	Mn	/	0,4 mg/l
Mercure	Hg	< 0,5 µg/l	inorganique : 0,006 mg/l
Molybdène	Mb	< 0,01 mg/l	0,07 mg/l
Nickel	Ni	< 0,02 mg/l	0,07 mg/l
Nitrate et nitrite	NO ₃ , NO ₂	/	50 et 3 mg/l (exposition à court terme) 0.2 mg/l (exposition à long terme)
Turbidité		/	< 5 UTN
pH		/	Pas de valeur guide mais un optimum entre 6.5 et 8.5
Sélénium	Se	<< 0,01 mg/l	0,01 mg/l
Argent	Ag	5 – 50 µg/l	Pas de valeur guide
Sodium	Na	< 20 mg/l	Pas de valeur guide
Sulfate	SO ₄	/	500 mg/l
Etain inorganique	Sn	/	Pas de valeur guide : peu toxique
Uranium	U	/	0.015 mg/l
Zinc	Zn	/	3 mg/l

[Source : site officiel de l'OMS.2013]

Tableau N° II.5 : Les lignes directrices de l'OMS concernant Composés organiques ,2013.

Groupe	Substance	Formule	Lignes directrices fixées par l'OMS
Alcanes chlorés	Tétrachlorométhane	C Cl ₄	4 µg/l
	Dichlorométhane	C H ₂ Cl ₂	20 µg/l
	Dichloroéthane	C ₂ H ₄ Cl ₂	Pas de valeur guide

Alcènes chlorés	Dichloroéthène		$C_2 H_2 Cl_2$	Pas de valeur guide
	Dichloroéthène		$C_2 H_2 Cl_2$	50 µg/l
	Trichloroéthène		$C_2 H Cl_3$	20 µg/l
	Tétrachloroéthène		$C_2 Cl_4$	40 µg/l
Hydrocarbures aromatiques	Benzène		$C_6 H_6$	10 µg/l
	Toluène		$C_7 H_8$	700 µg/l
	Xylènes		$C_8 H_{10}$	500 µg/l
	Ethylbenzène		$C_8 H_{10}$	300 µg/l
	Styrène		$C_8 H_8$	20 µg/l
	Hydrocarbures aromatiques polynucléaires		$C_2 H_3 N_1 O_5 P_3$	Non mentionné
Benzènes chlorés	Monochlorobenzène (MCB)		$C_6 H_5 Cl$	Pas de valeur guide
	Dichlorobenzènes (DCBs)	1,2-Dichlorobenzène (1,2-DCB)	$C_6 H_4 Cl_2$	1000 µg/l
		1,3-Dichlorobenzène (1,3-DCB)	$C_6 H_4 Cl_2$	Pas de valeur guide
		1,4-Dichlorobenzène (1,4-DCB)	$C_6 H_4 Cl_2$	300 µg/l
	Trichlorobenzènes		$C_6 H_3 Cl_3$	Pas de valeur guide
Constituants organiques micellaires	Adipate de dioctyle		$C_{22} H_{42} O_4$	Pas de valeur guide
	Acrylamide		$C_3 H_5 N O$	0.5 µg/l
	Epichlorhydrine		$C_3 H_5 Cl O$	0.4 µg/l
	Hexachlorobutadiène		$C_4 Cl_6$	0.6 µg/l
	Acide éthylènediaminetétraacétique (EDTA)		$C_{10} H_{12} N_2 O_8$	600 µg/l
	Nitriloacétate (NTA)		$N(CH_2COOH)$	200 µg/l
	Organoétains	Dialkylétains	$R_2 Sn X_2$	Pas de valeur guide
		Oxyde de tributhylétains (TBTO)	$C_{24} H_{54} O Sn_2$	Pas de valeur guide

[Source : site officiel de l'OMS.2013]

Tableau N° II.6 : Les lignes directrices de l'OMS concernant les Pesticides.2013.

Substance	Formule	Lignes directrices fixées par l'OMS
Alachlore	$C_{14}H_{20}ClN O_2$	20 µg/l
Aldicarbe	$C_7H_{14}N_2 O_4S$	10 µg/l
Aldrine and dièldrine	$C_{12}H_8Cl_6/$ $C_{12}H_8Cl_6O$	0.03 µg/l
Atrazine	$C_8H_{14}ClN_5$	2 µg/l
Bentazone	$C_{10}H_{12}N_2 O_3S$	Pas de valeur guide
Carbofuran	$C_{12}H_{15}NO_3$	7 µg/l
Chlordane	$C_{10}H_6Cl_8$	0.2 µg/l
Chlorotoluron	$C_{10}H_{13}ClN_2O$	30 µg/l
DDT	$C_{14}H_9Cl_5$	1 µg/l
1,2-Dibromo-3-chloropropane	$C_3H_5Br_2Cl$	1 µg/l
acide 2,4-Dichlorophenoxyacétique (2,4-D)	$C_8H_6Cl_2O_3$	30 µg/l
1,2-Dichloropropane	$C_3H_6Cl_2$	40 µg/l
1,3-Dichloropropane	$C_3H_6Cl_2$	Pas de valeur guide
1,3-Dichloropropène	$CH_3CHClCH_2Cl$	20 µg/l
dibromure d'éthylène (EDB)	$BrCH_2CH_2Br$	Non mentionné
Heptachlore and epoxide d'heptachlore	$C_{10}H_5Cl_7$	/
Hexachlorobenzène (HCB)	$C_{10}H_5Cl_7O$	/
Isoproturon	$C_{12}H_{18}N_2O$	9 µg/l
Lindane	$C_6H_6Cl_6$	2 µg/l
MCPA	$C_9H_9ClO_3$	2 µg/l
Methoxychlore	$(C_6H_4OCH_3)_2CHCl_3$	20 µg/l
Metolachlor	$C_{15}H_{22}ClNO_2$	10 µg/l
Molinate	$C_9H_{17}NOS$	6 µg/l

[Source : site officiel de l'OMS.2013]

Tableau N° II.7 : Les lignes directrices de l'OMS concernant les Désinfectants par produits.2013.

Groupe	Substance		Formule	Lignes directrices fixées par l'OMS	
Désinfectants	Chloramines		$\text{NH}_n\text{Cl}^{(3-n)}$, where $n = 0,$ 1 or 2	Non mentionné	
	Dichlore		Cl_2	5 mg/l	
	Dioxyde de chlore		ClO_2	Pas de valeur guide	
	iode		I_2	Pas de valeur guide	
Désinfectant par produits	Bromate		Br O_3^-	10 µg/l	
	Chlorate		Cl O_3^-	70 µg/l	
	Chlorite		Cl O_2^-	70 µg/l	
	Chlorophenols	2-Chlorophenol (2-CP)	$\text{C}_6 \text{H}_5 \text{Cl O}$	Pas de valeur guide	
		2,4-Dichlorophenol (2,4-DCP)	$\text{C}_6 \text{H}_4 \text{Cl}_2 \text{O}$	Pas de valeur guide	
		2,4,6-Trichlorophenol (2,4,6-TCP)	$\text{C}_6 \text{H}_3 \text{Cl}_3 \text{O}$	200 µg/l	
	Formaldéhyde		HCHO	Pas de valeur guide	
	Trihalométhanes	Bromoforme		C H Br_3	100 µg/l
		Dibromochlorométhane		$\text{CH Br}_2 \text{Cl}$	100 µg/l
		Bromodichlorométhane		CH Br Cl_2	60 µg/l
		Chloroforme		CH Cl_3	300 µg/l
	Acides acétiques chlorés	Acide Monochloroacétique		$\text{C}_2 \text{H}_3 \text{Cl O}_2$	Pas de valeur guide
		Acide Dichloroacétique		$\text{C}_2 \text{H}_2 \text{Cl}_2 \text{O}_2$	50 µg/l
		Acide Trichloroacétique		$\text{C}_2 \text{H Cl}_3 \text{O}_2$	20 µg/l
	Hydrate de chloral (trichloroacétaldéhyde)		$\text{C Cl}_3 \text{CH(OH)}_2$	Pas de valeur guide	
Chloroacétones		$\text{C}_3 \text{H}_5 \text{O Cl}$	Pas de valeur guide		
Halogénés	Dichloroacétonitrile		$\text{C}_2 \text{H Cl}_2 \text{N}$	20 µg/l	

[Source : site officiel de l'OMS.2013]

II.4.2. Interprétation pratique des normes de l'eau :

Globalement, l'eau potable doit obéir aux normes définies par la réglementation.

La valeur guide a été établie pour protéger la santé de la population sur la base d'une consommation pour toute la durée de la vie.

Tout dépassement de la valeur fixée doit éveiller l'attention des autorités compétentes et les inciter à en rechercher l'origine dans le but d'y remédier dès que possible. Il convient de reconnaître clairement la nécessité d'apprécier qualitativement et quantitativement le risque et le bénéfice sans négliger d'autres facteurs comme les possibilités techniques et économiques. Pour les constituants chimiques, une exposition à des niveaux plus élevés peut éventuellement être tolérée dans le cas d'une pollution accidentelle en tenant compte des caractéristiques spécifiques de la substance en cause, de sa concentration et de la durée du temps de consommation.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons définis les qualités générales des eaux issues de diverses sources, puis on a parlé sur les principaux paramètres de la qualité des eaux.

Pour produire une eau potable, il faut bien choisir le type de la source et la filière de traitement qui lui correspondante.

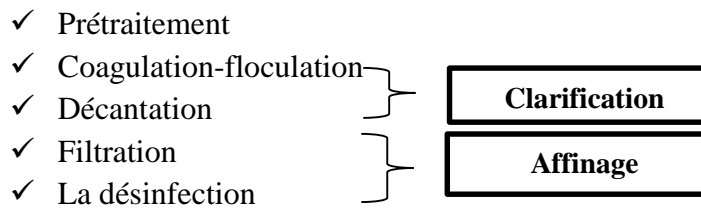
Dans le but de produire une eau potable et satisfaire les besoins de notre population en quantité et en qualité, on va étudier le cas de la station de traitement d'AZZABA wilaya de Skikda.

CHAPITRE III

Filières de traitement des eaux potables

III.1. Introduction :

Dans le but de produire une eau potable conforme aux normes Algériennes et d'OMS à partir d'une eau de surface telle que le « **Barrage de ZIT EMBA** », On va montrer dans ce chapitre l'agencement de la chaîne de traitement, combinant plusieurs technologies, permettent de traiter les eaux de surface en vue de les rendre potables et propre à la consommation humaines. Notre station de traitement d'eau potable comprend une filière complète de traitement physico-chimique identique à celle qui est utilisée dans les stations conventionnelles à savoir :



III.2. Choix de la filière de traitement

Le traitement d'une eau brute dépend de sa qualité et de ses constituants, critères qui varient dans le temps. L'eau puisée dans l'environnement doit donc être analysée en continu avant de subir le traitement de potabilisation approprié, sachant qu'il y a une règle très importante en traitement des eaux c'est lorsque la valeur de la turbidité est supérieure à 5 NTU, on doit appliquer un procédé de traitement complet et la rendre inférieure à 1 NTU.

L'eau va donc subir plusieurs traitements avant d'être distribuée dans les circuits d'eau potable, Quelle que soit l'origine de l'eau, La filière classique de traitement, est constituée de trois types de traitement : étapes de prétraitement, étapes de clarification et des étapes d'affinage dont la désinfection constitue une étape obligatoire. [6]

- Les Principales étapes de traitement d'eaux destinées à la consommation :



III.3. Le Prétraitement :

En général, les prétraitements regroupent les opérations unitaires suivantes :

- ❖ Une aération qui permet d'éliminer une partie des gaz qui gênent les autres étapes de traitement. Elle s'effectue :
 - par barbotage de gaz
 - par cascade (favorise le passage des gaz vers l'atmosphère) ;

- ❖ un dégrillage, pour éliminer les corps flottants et les gros déchets ;
- ❖ un dessablage, pour éliminer les particules fines ($\geq 200\mu\text{m}$) ;
- ❖ Un tamisage (macrotamisage et microtamisage) qui permet de retenir les particules fines à travers des tamis ;
- ❖ une préoxydation appelée aussi une pré-chloration (effectuée au captage ou à la station) qui a pour rôle :
 - Améliorer la clarification
 - Éliminer Fe^{2+} et Mn^{2+} et NH_4^+ et oxyder la matière organique. [4]

III.3.1 Dégrillage et tamisage

Réservés aux eaux de surface et aux eaux résiduaires, ce sont des procédés mécaniques. Les gros déchets sont retenus par une simple grille, les plus fins dans des tamis à mailles fines.

❖ Le dégrillage

Dès la prise d'eau, l'eau passe à travers des grilles pour arrêter les corps flottants et les gros déchets qui interfèrent avec le fonctionnement des équipements aval. Le dégrillage sert également à empêcher l'accès des poissons aux ouvrages (poste de pompage, conduite et installation de traitement).

En fonction de l'écartement entre les barreaux de la grille, on distingue :

- Le dégrillage grossier, pour des écartements supérieurs à 40mm,
- Le dégrillage moyen, pour des écartements de 40mm à 10mm ;
- Le dégrillage fin, pour des écartements de 10mm à 6mm ;

En fonction des besoins on peut associer un ou plusieurs types de grilles. [11]

-Trois types de dégrilleurs peuvent être utilisés à cette fin :

- **Grilles à nettoyage manuel** : La grille à nettoyage manuel est légèrement inclinée (afin de faciliter le raclage) et est surmontée d'une plate-forme qui facilite le ramassage manuel des débris retirés de l'eau. La grille doit être amovible et dotée d'un système mécanique ou motorisé permettant son relevage à des fins de nettoyage ; Les tiges qui composent le grillage doivent être robustes en plus d'être droites, rondes ou rectangulaires ;généralement utiliser pour les Petites installations, à faible charge de débris. [11]

- **Grilles mobiles à nettoyage automatique**

Ces grilles sont composées d'une série de tamis rectangulaires dont le mouvement mécanique est rotatoire et ascendant. Chaque tamis est nettoyé par des jets d'eau lorsqu'il atteint le niveau du plancher ; généralement utiliser pour les moyennes installations avec débit de (20 000 M³/J). [11]

- **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 ; généralement utiliser pour Grandes installations (>20 000 M³/J). [11]

- ❖ **Le tamisage**

Le tamisage est un procédé destiné à faire passer l'eau à travers une toile ou une membrane poreuse pour retenir les particules fines et réduire le colmatage des autres ouvrages de la filière de traitement, il est inutile en cas de coagulation, floculation et décantation.

On distingue :

- Le macrotamisage (dimensions de mailles > 250 µm) ;
- Le microtamisage (30 µm < dimensions de mailles < 150 µm) ; [4]

- ❖ **Le dessablage :**

Le dessablage a pour fonction d'extraire des eaux brutes les matières abrasives telles que les graviers, les sables et autres particules de granulométrie supérieure à 200 µm afin d'éviter les risques d'endommager les équipements mécaniques, le colmatage des conduites et les dépôts dans les ouvrages en aval.

De nombreux systèmes existent : dessableur couloir, rectangulaire ou circulaire avec ou sans brassage à l'air et des ouvrages combinant les fonctions dessableur-dégraisseur.

Si la station comporte un tamisage, le dessablage doit se faire en amont, pour protéger les tamis, et tout ça en fonction de la qualité de l'eau et la taille et le pourcentage des particules granulaires véhiculées par l'eau à traiter.

❖ **La pré-oxydation(ou 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. 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 à une dose de (1 à 2) g/m³ ; L'injection du chlore s'effectue directement en conduite par l'intermédiaire d'une pompe doseuse.

-La pré-oxydation peut avoir plusieurs objectifs :

- L'élimination de la couleur, des odeurs et du gout ;
- L'élimination de l'ammoniaque contenue dans l'eau ;
- L'élimination du fer et du manganèse en les transformant en hydroxydes insolubles facilement séparables par décantation et filtration ;
- L'oxydation des matières organiques dissoutes en les transformant en composés facilement biodégradables ;
- Amélioration de la qualité microbiologique ;
- Contrôle de la prolifération des algues ;

✓ Réactifs utilisés :

Le choix d'un oxydant dépend de la qualité des eaux brutes et des objectifs de traitement fixés. Les réactifs mis en œuvre pour la pré-oxydation sont identiques à ceux utilisés pour la désinfection.

Les composés les plus utilisés pour la pré-oxydation sont :

- Le chlore et ses dérivés (chlore gazeux, eau de javel, hypochlorite de calcium et ClO_2) ;
- L'ozone ;
- le rayonnement UV ;
- KMnO_4 (Ce dernier n'est pas utilisé dans la désinfection en raison de sa faible vitesse de réaction vis-à-vis des bactéries).

*** Remarque :**

L'oxydation et la désinfection sont deux étapes bien distinctes :

- L'oxydation intervient au début de la filière de traitement, entre le traitement physique et la clarification, on parle de la pré-oxydation.
- La désinfection intervient à la fin de la filière de traitement, juste avant la distribution.

La figure ci-dessous résume les étapes applicables dans la phase du prétraitement.

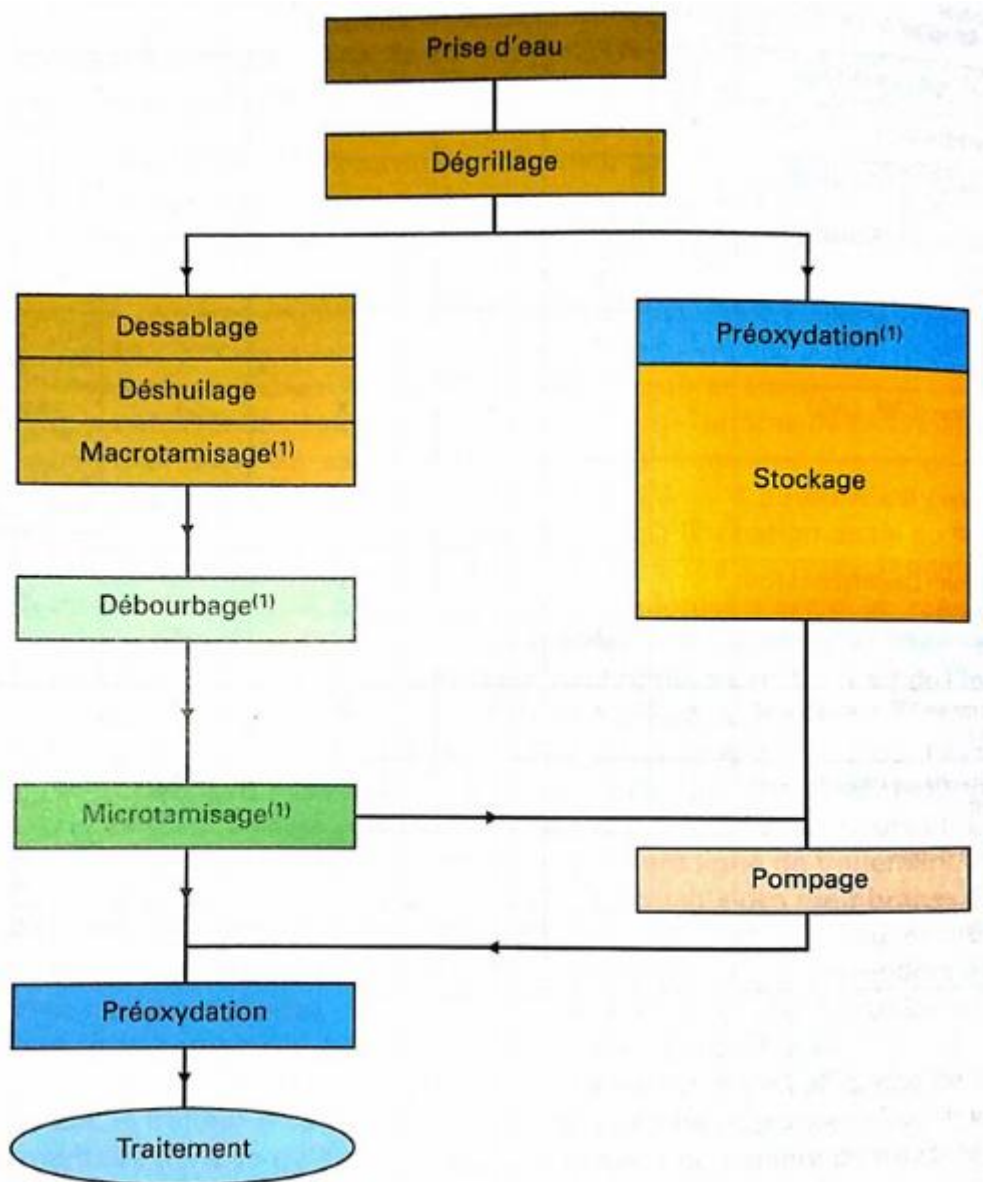


Figure III.1 : les étapes applicables au prétraitement [12]

III.2. Coagulation-Floculation :

La turbidité et la couleur de l'eau sont principalement causées par des particules très Petites dites particules colloïdales. Ces particules qui peuvent rester en suspension dans l'eau durant de très longues périodes, peuvent même traverser un filtre très fin.

Par ailleurs, puisque leur concentration est très stable, ces particules n'ont pas tendance à s'accrocher les unes aux autres.

Pour éliminer ces particules, on a recours aux procédés coagulation- floculation. La coagulation a pour but principale de déstabiliser les particules en suspension, c'est-à-dire de faciliter leur agglomération, par contre la floculation favorise leur agglomération. [5]

III.2.1. but de coagulation-floculation :

Dans une chaîne de traitement conventionnelle, la coagulation consiste à déstabiliser les particules, tandis que la floculation consiste à faire agglomérer les particules déstabilisées, pour former des flocs par absorption et agrégation. Les flocs ainsi formés subiront une décantation et une filtration par la suite (**figure III.2**). [5]

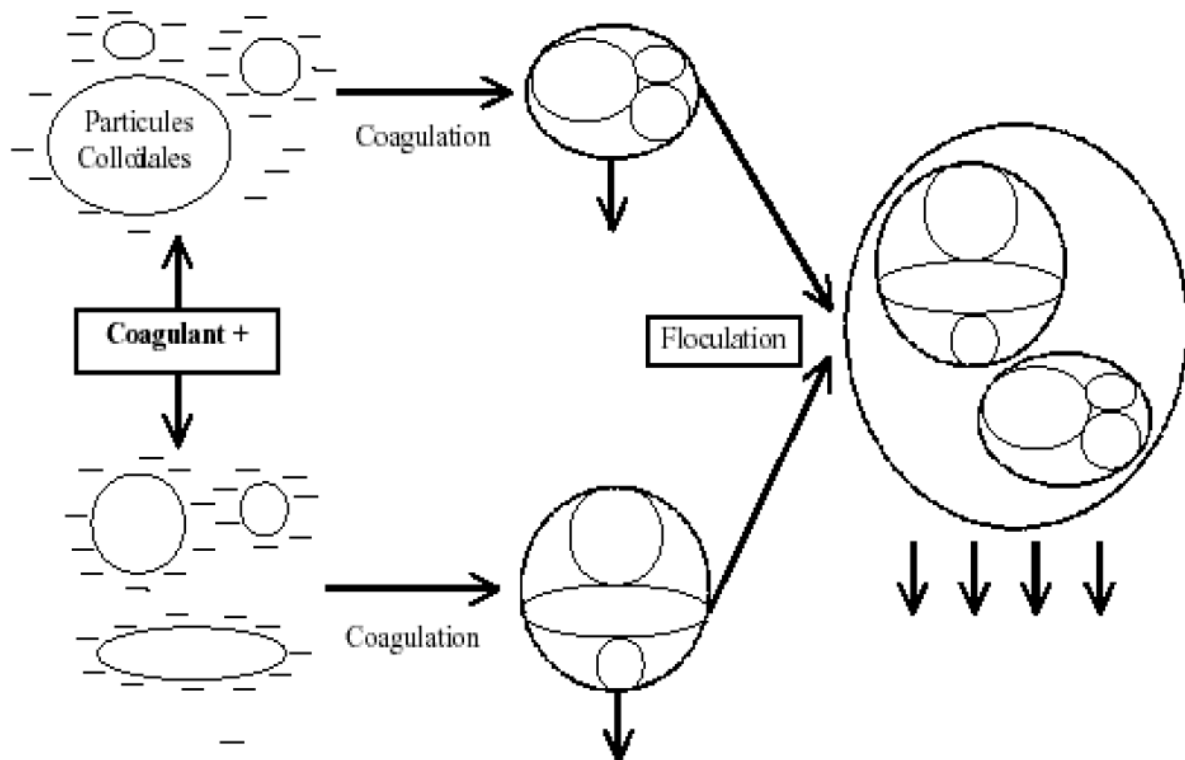


Figure III.2 : Coagulation Floculation.

III.2.2.coagulation :

Les particules présentes dans les eaux naturelles sont chargées négativement et sont entourées d'un nuage ionique ; Ces particules vont se repousser et n'auront pas tendance à former des agrégats plus gros et donc plus facile à éliminer. Elles demeurent donc stables.

Il se crée au voisinage de la surface des particules colloïdales, un arrangement ionique spécifique. Cet environnement ionique est décrit par la théorie de la double couche. En effet, les ions positifs présents dans l'eau neutralisent la charge à la surface de la particule et forment une couche liée (théorie de Helmholtz) appelée couche de Stern. Cette couche se déplace avec la particule et attire à son tour des ions négatifs accompagnés d'une faible quantité de cations inégalement répartie et formant la couche

Diffuse (théorie de Gouy-Chapman). Cette dernière ne se déplace pas avec la particule d'où l'inégalité dans la densité et la répartition des ions la composant.

Il existe entre ces deux couches un potentiel électrostatique ou de NERNST, qui varie en fonction de la distance par rapport à la surface du colloïde.

Dans la couche de Stern, le potentiel de NERNST décroît linéairement car les cations constitutifs sont empilés uniformément. En revanche, dans la couche de GOUY, le potentiel électrostatique varie de manière non linéaire, étant donné que la répartition ionique résulte d'un mélange aléatoire de cations et d'anions

Le plan séparant la couche fixe de la couche diffuse est appelé plan de cisaillement ou plan de Stern.

La valeur du potentiel à la surface de la couche de NERNST est appelé potentiel zêta.

Les particules de potentiel zêta négatif se repoussent très fortement. C'est pourquoi, les colloïdes sont très stables et toute agglomération est inhibée.

Au niveau du plan de cisaillement, il existe une différence de potentiel, appelée Potentiel Zeta. Le potentiel Zêta est important car il définit le comportement électrocinétique des particules et par voie de conséquence leur stabilité dans la solution. [4]

III.2.3. But de la coagulation :

Le but de la coagulation est de déstabiliser les particules colloïdales. Cela permet aux Particules de s'agglomérer et de décanter plus rapidement.

Quatre mécanismes sont proposés pour expliquer la déstabilisation des particules et leur agglomération :

- Compression de la double couche ;
- Adsorption et neutralisation des charges ;
- Emprisonnement des particules dans un précipité ;
- Adsorption et pontage entre les particules. [4]

a)- Les coagulants usuels utilisés sont :

* sulfates d'aluminium : $AL_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$, dosage moyens 15 à 40 mg/l ;

*chlorure ferrique : $FeCl_3$; moins sensible que le sulfate d'aluminium au contrôle du pH, et meilleure dans le traitement de la couleur ;

* le sulfate ferreux : $\text{Fe}(\text{SO}_4)_3$.

* Aluminat de sodium : Na AlO_2 [8].

Les coagulants les plus utilisés dans le traitement des eaux sont le sulfate d'Aluminium $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ et le chlorure ferrique, $(\text{FeCl}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O})$.

b)- Critère de choix d'un coagulant

Les critères de choix d'un coagulant sont nombreux. Son efficacité à réduire la couleur, la turbidité et les matières organiques d'une eau est essentielle.

Le coagulant le plus utilisé dans le monde est **le sulfate d'aluminium** puisque c'est le moins cher des trivalents. Cependant, il présente des désavantages :

1. Sanitaires

- Les résidus d'aluminium jouent un rôle dans des maladies telles que l'Alzheimer.

2. Environnementaux

- Résidus métalliques traces.

3. Techniques

- Peu efficace dans les eaux froides.
- La consommation d'alcalinité conduit à une baisse du pH.

4. Economiques

- Coût élevé pour les pays en voie de développement.

Une alternative à ces problèmes est l'utilisation de coagulants naturels, tels que *Moringa Oleifera*, qui est peu coûteux et, en général, non toxique pour la santé et l'environnement. [6]

C)- Paramètres affectant la coagulation

Le processus de coagulation est complexe et peut être influencé par plusieurs facteurs. Nous nous limiterons à la température, le pH et l'alcalinité. Toutefois, il convient de préciser que d'autres paramètres tels que la dose du coagulant, la concentration des particules colloïdales, la couleur, la présence d'anions et cations, l'intensité du mélange et le potentiel Zéta sont importants.

C.1 Effets de la température

Une diminution de la température entraîne :

- La diminution de la solubilité des coagulants ;
- l'augmentation de la viscosité de l'eau, ce qui freine la décantation des floes.

Les solutions proposées sont :

- Ajuster le pH en eau froide afin que la solubilité des coagulants soit minimale ;

- Augmenter l'intensité du mélange afin que le coagulant soit mieux dispersé et qu'un floc de meilleure qualité soit obtenu. [4]

C.2 Effets du pH

Le pH est l'un des paramètres qui affecte le plus la coagulation-floculation. Son contrôle est donc recommandé. Selon les caractéristiques d'une eau, il existe un pH optimal qui correspond à la forme solide de $\text{Al}(\text{OH})_3$ et $\text{Fe}(\text{OH})_2$ (solubilité minimale), c'est le PH iso électrique. [4]

C.3 Effet de l'alcalinité

L'alcalinité naturelle de l'eau réagit avec l'aluminium pour former le précipité $\text{Al}(\text{OH})_3$ mais la perte d'alcalinité se traduit par une chute de pH. Cette acidification peut donc perturber la formation du précipité d'hydroxyde et il est parfois nécessaire d'ajouter de la soude, de la chaux ou du calcaire pour rester dans la zone de pH optimal. [4]

C.4 Vitesses et temps d'agitation

Lors de l'introduction du coagulant dans l'eau, on procède à une agitation rapide pour la dispersion et l'homogénéisation de la solution. Mais une agitation intense empêche l'agrégation des particules, tandis qu'une agitation prolongée, permet l'effraction des liaisons entre coagulant et la surface des particules. [4]

III.2.4. Détermination du pH optimal et de la dose de coagulant optimale :

Le pH optimal et la dose de coagulant optimale, peuvent être déterminés expérimentalement grâce à l'essai de JARTEST. [13]

III.2.4.1 Détermination du pH optimal

- ✓ Remplir les béchers avec l'eau à traiter ;
- ✓ Ajuster le pH de chaque bécher à une valeur prédéterminée (pH= 5.0 ; 5.5 ; 6.0 ; 6.5 ; 7.0 ; 7.5)
- ✓ Ajouter la même concentration de coagulant dans chaque bécher.

Nous agitons à 150 tr/min, durant 1 minute et à 40 tr/min, durant 20 minutes. Ensuite nous laissons décanter pendant 30 minutes, puis nous mesurons la turbidité résiduelle dans chaque bécher.

Le pH optimal correspond à la turbidité résiduelle minimale. [13]

III.2.4.2 Détermination de la dose de coagulant optimale

- ✓ Remplir les béchers avec l'eau à traiter ;
- ✓ Ajuster le pH de la solution au pH optimal.
- ✓ Ajouter différentes concentrations de coagulant ([coag.] = 5 ; 10 ; 12 ; 15 ; 20 ; 30 mg/l)

Nous répétons la même procédure expérimentale.

La dose de coagulant correspond à la turbidité résiduelle minimale. [13]



Figure III.3 : Essai de jar-test. [13]

III.2.5. Agitation :

La coagulation requiert un mélange rapide pendant un temps qui varie habituellement de 1 à 2 min.

On va donc chercher à avoir un gradient de vitesse élevé de l'ordre de 500 à 1000 s⁻¹

L'équation suivante relie le gradient de vitesse à la puissance réellement dissipés par les pales de l'agitateur :

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot V}}$$

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. [14].

La figure III.4 illustre un système d'agitation rapide dit (chambre de mélange).

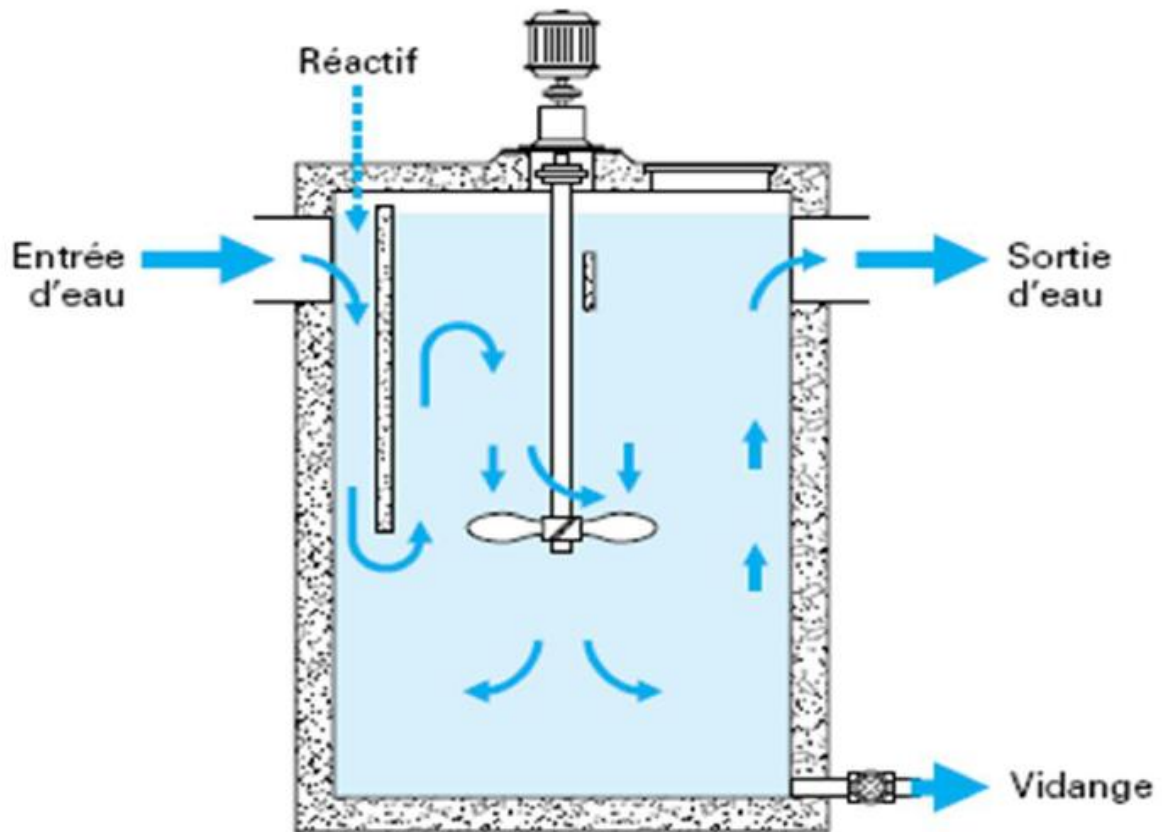


Figure III.4 : Chambre de mélange avec agitateur rapide.

III.2.3. Flocculation :

La flocculation est le processus qui favorise le contact entre les particules colloïdales déstabilisées ; qui conduit à la croissance en taille et la diminution en nombre de particule en solution, afin de former des floccs plus gros qui font être éliminé par le processus de décantation.

Pour réaliser cette opération on a deux mécanismes qui assurent la mobilité des particules : le mouvement brownien (**flocculation péricinétique**) ; et le brassage mécanique (**flocculation orthocinétique**).

III.2.3.1. flocculation péricinétique (ou Micro flocculation)

Durant ce type de flocculation, les particules colloïdales entrent en contact, sous l'effet du mouvement brownien (mouvement aléatoire des molécules d'eau, soumises à un gradient thermique) et tendent à s'agglutiner les unes aux autres ; c'est la flocculation péricinétique. [4]

III.2.3.2. Flocculation orthocinétique (ou Macro flocculation) :

Processus d'agrégation des particules dont le diamètre est $> 1\mu\text{m}$.

Ce type de flocculation est fonction de l'énergie dissipée dans le fluide. Elle est donc causée par le brassage de l'eau qui permet d'augmenter les chances de contacts entre les particules. La vitesse du

fluide varie dans l'espace et dans le temps et est caractérisée par le gradient de vitesse, L'efficacité du processus, lorsque le régime est turbulent. [4]

III.2.3.3. Aides floculants usuels :

Plusieurs aides floculant sont utilisés pour faciliter la floculation :

- Poly électrolytes : polymères de très haut poids moléculaire, 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.2.3.4. 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 est défini par l'équation suivante :

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} \quad \text{Où}$$

P = puissance réellement dissipée (W)

V = volume du bassin m³

μ = viscosité dynamique de l'eau (kg/m.s)

Le taux de collision est proportionnel à G

Le nombre de collision est proportionnel à G x t = G x V/Q

Dans un flocculateur classique l'agitation est assurée par un ensemble de pales parallèles à l'axe de rotation et qui tourne à vitesse constante.

La puissance dissipée dans le cas d'un flocculateur à pales est :

$$P (w) = 1/2 C_d \rho \cdot A_p \cdot v^3$$

C_d : coefficient de traînée (C_d = 1.8 pour une pale plate)

A_p (m²) : surface de la pale

v (m/s) : vitesse relative de la pale par rapport au liquide = 0.75v_p

V_p : vitesse de la pale

Avec le nombre de camp doit $10^4 < G \times t < 10^5$ et G varie de 600 à 1000 S⁻¹ [5]

III.2.3.5. Les différents types de flocculateur :

III.2.3.5.1 Flocculateur à chicanes

Ce type de flocculateur est constitué d'un long canal muni de chicanes disposées de façon à provoquer le degré de turbulence voulu.

Normes de conception :

- Temps de séjour de l'eau : 15 à 40 mn
- Nombre de chicanes : 16 à 24
- Espacement des chicanes : 0.6 à 1m
- Vitesse linéaire de l'eau :
- Parallèle aux chicanes : 0.15 à 0.20 m/s
- A l'extrémité des chicanes : 0.50 m/s [4]

III.2.3.5.2 Flocculateur à brassage mécanique

Ce type de flocculateur est généralement constitué de 2 à 4 chambres chacune munie d'un agitateur à pales dont la vitesse est réglable.

On calcule ces flocculateurs pour :

- Temps de séjour de l'eau : 20 à 40 mn
- Vitesse d'écoulement de 0.2 m/s
- Pour assurer un brassage intime de l'eau, on choisit des pales longues et étroites.

L'eau atteint un degré de brassage de 25% de la vitesse de la pale. [4]

III.3. Décantation :

La décantation est un procédé de clarification des eaux. Elle a pour but d'éliminer les MES et les floccs issus de la coagulation floculation ou les particules s'agglomèrent à un certain rythme, et les particules qui résultent de cette agglomération sont à la fois plus grosses et moins denses que les particules initiales.

Sous l'action de pesanteur, les particules dont la masse volumique supérieure à celle de l'eau atteintes le fond et l'eau claire est collectée à la surface [16].

III.3.1. Type de décantation :

- Décantation des particules discrètes.
- Décantation des particules flocculantes (décantation diffuse).
- Décantation en piston (décantation freinée).
- Décantation par compression de boues. [16]

III.3.2. Principe de la décantation :

Toute particule présente dans l'eau est soumise à deux forces. La force de pesanteur, permet la chute de cette particule. Les forces de frottement dues à la trainée du fluide s'opposent à ce mouvement. La force résultante en est la différence. [5]

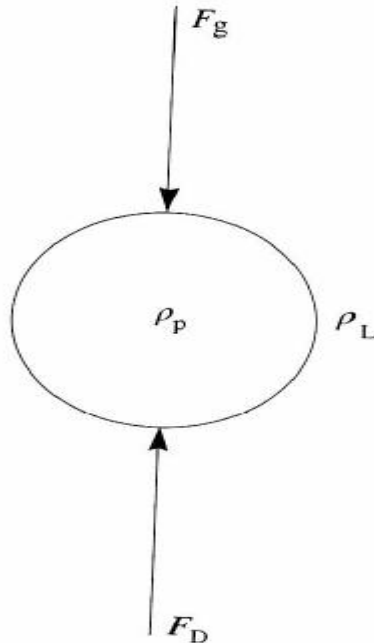


Figure III.5 : Forces agissant sur une particule qui chute.

-La décantation est la méthode de séparation la plus fréquente de MES et colloïdes (rassemblés sous forme de floc après l'étape de coagulation-floculation). Il s'agit d'un procédé de séparation solide/liquide basé sur la pesanteur. Il existe différents types de décanteurs parmi ceux il y a les décanteurs classiques et les décanteurs lamellaires.

-Les décanteurs classiques sont caractérisés par la surface de décantation égale à la surface de base.

-Les décanteurs lamellaires consistent à multiplier dans un même ouvrage les surfaces de séparation eau/boues en disposant dans la zone de décantation lamellaires parallèles et inclinés par rapport à l'horizontale à fin de gagner en terme de d'espace.[17]

III.3.3 Différents types de décanteurs :

III.3.3.1 Décanteurs à flux horizontaux :

Dans ces bassins, la condition pour qu'une particule soit retenue et qu'elle ait le temps d'atteindre le fond avant le débordement ou la sortie de l'ouvrage.

Un décanteur à flux horizontaux est caractérisé par :

- Le débit traversée Q ;
- Sa surface S ;
- Sa hauteur entre le plan d'eau libre et le radier h .

La possibilité pour les particules d'atteindre le fond de l'ouvrage est évidemment envisageable seulement si $V_p > Q/S$.

Le terme $Q/S = V_0$ est appelée **vitesse de Hazen**, il s'exprime souvent en mètre cube par heure mètre carré ($m^3/h \cdot m^2$) ou mètre par heure (m/h) (figure III.6) [5].

III.3.3.2 Décanteurs à flux verticaux :

-Dans ce type d'ouvrage l'eau suit un trajet vertical. La vitesse de chute des particules est contrariée par une force résultante de la composition de la force de frottement et de la vitesse ascensionnelle de l'eau. (Figure III.7)

-Tous les décanteurs verticaux font appel au voile de boue du fait de cet équilibre des vitesses et ce, quelle que soit la technique utilisée avec ou sans flocculateur ou recirculation des boues

On rencontre

- Des décanteurs dits statiques,
- Des décanteurs à recirculation de boues,
- Des décanteurs à lit de boues. [17].

III.3.3.3 Décanteurs à recirculation des boues :

Ces décanteurs comportent une zone centrale de réaction entourée d'une zone de décantation. Ces deux zones communiquent par le haut et par le bas.

Une turbine située à la partie supérieure de la zone de réaction fait circuler l'eau vers la zone de décantation.

Les boues qui se déposent dans cette dernière reviennent par circulation induite dans la zone centrale. L'enrichissement en boue qui en résulte permet une floculation rapide et la formation d'un précipité dense.

Eventuellement, un agitateur de fond assure un mélange rapide de l'eau brute avec la boue et les réactifs. Il évite en outre l'accumulation des dépôts lourds susceptibles de boucher l'appareil.

Une ou plusieurs fosses à boues permettent d'extraire les boues en excès, sous une forme aussi concentrée que possible (figure III.8) [5]

III.3.3.4 Décanteurs tubes :

-Il existe deux types de décanteurs à tubes : ceux dont les tubes sont légèrement inclinés par rapport à l'horizontale (7°) et ceux dont les tubes sont fortement inclinés par rapport à l'horizontale (60°). Ces deux types de décanteurs sont habituellement constitués d'un empilement de tubes de section carré de 5 cm de côté.

-Les tubes inclinés de 7° ont une longueur de 0.6 1.2 1.8 ou 2.4 m leurs fonctionnement est associé à celui des filtres. Ainsi lorsque l'eau floculée pénètre dans le décanteur, les particules de floc s'y accumulent, alors que le liquide surnageant est acheminé vers les filtres.

Les tubes fortement inclinés (60°), leur forte inclinaison permet d'obtenir une auto nettoyage continu. Ces tubes ont une longueur de 0.6, 1.2, 1.8 ou 2.4 m. Comme le montre la figure III.9, l'eau s'écoule de bas en haut, et le solide se dépose sur la paroi inférieure pour glisser jusqu'au fond de bassin. L'eau clarifiée est acheminée vers des gouttes situées près de la surface et déversée sur les filtres. [17]

III.3.3.5 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).

III.3.3.6- Décanteurs à lit de boues : Ce type d'appareil est surtout représenté par le **Pulsator** (figure III.10) 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, la vitesse autorisée est souvent 2 à 3 fois celle d'un appareil statique. [4]

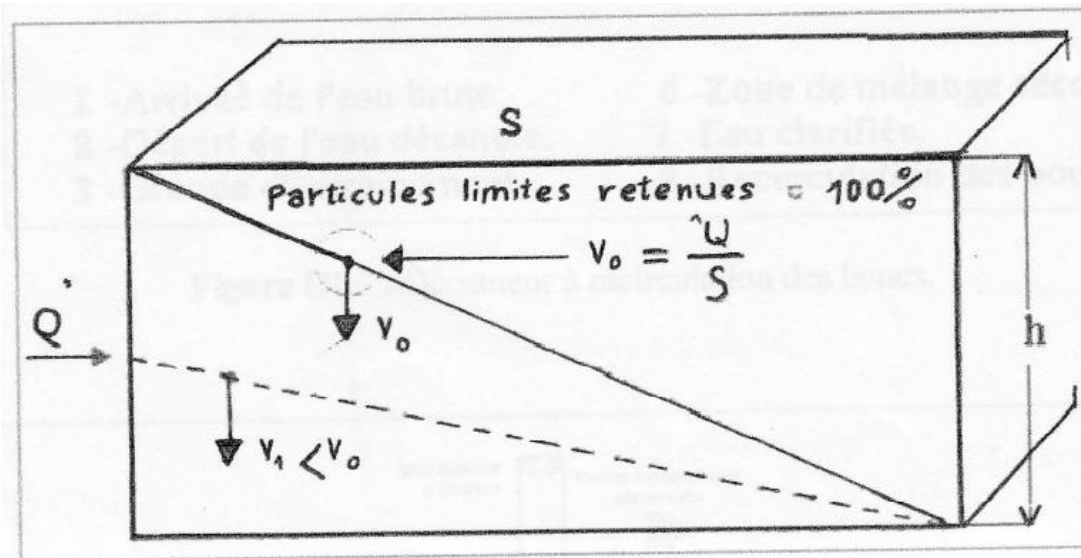


Figure III.6 : Décanteur à flux horizontale.

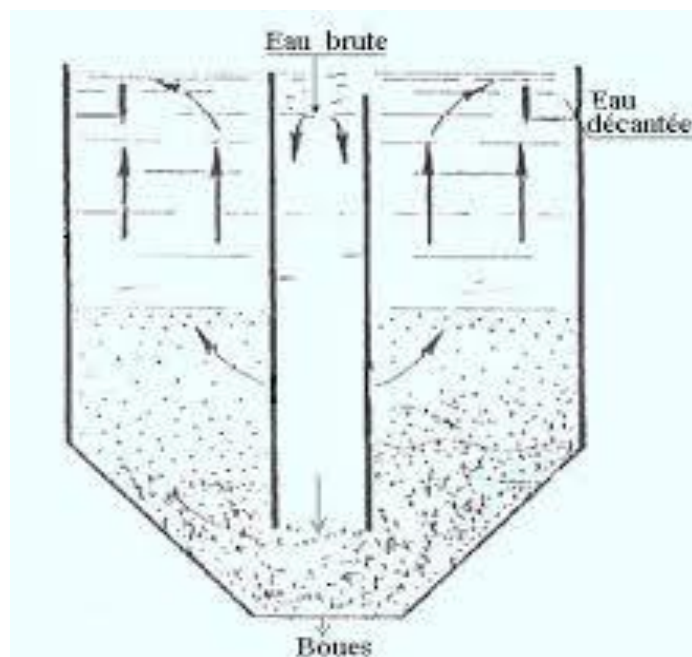


Figure III.7 : Décanteur à flux verticale. [17]

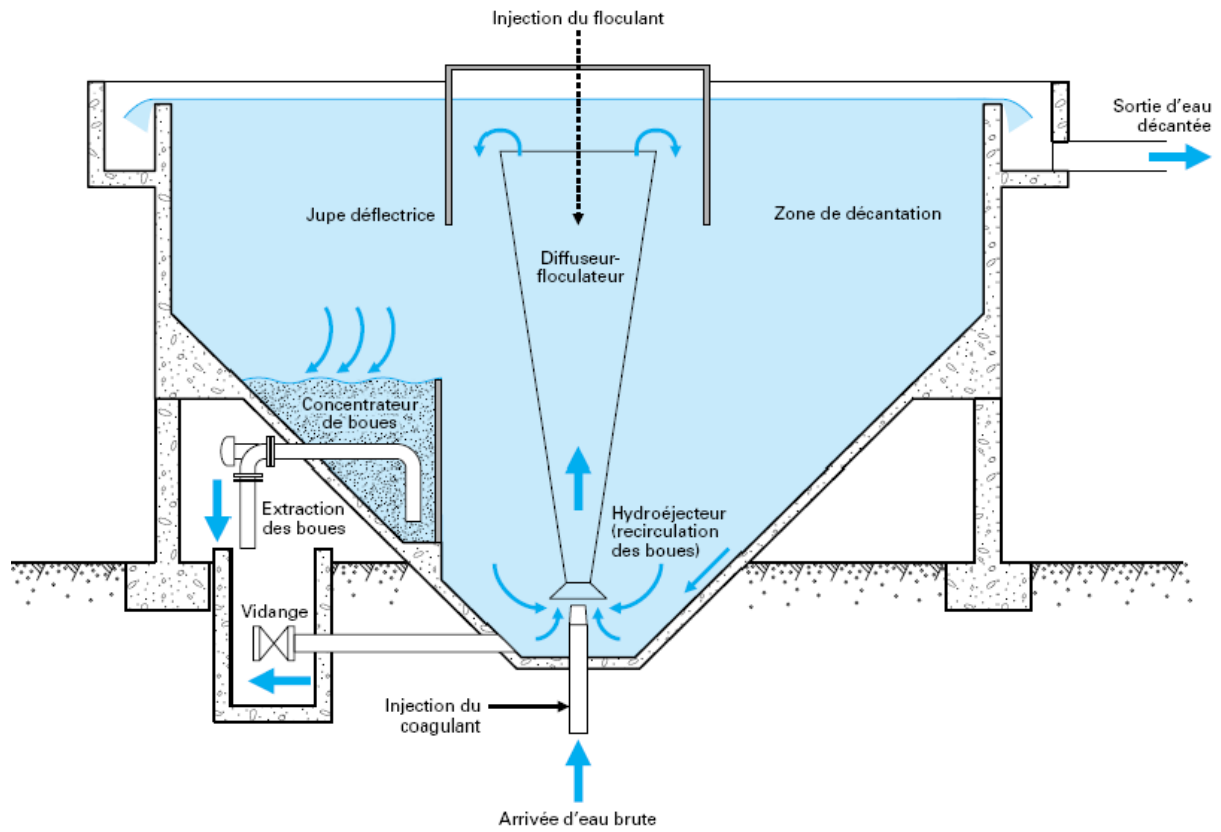


Figure III.8 : Décanteur à recirculation des boues. [17]

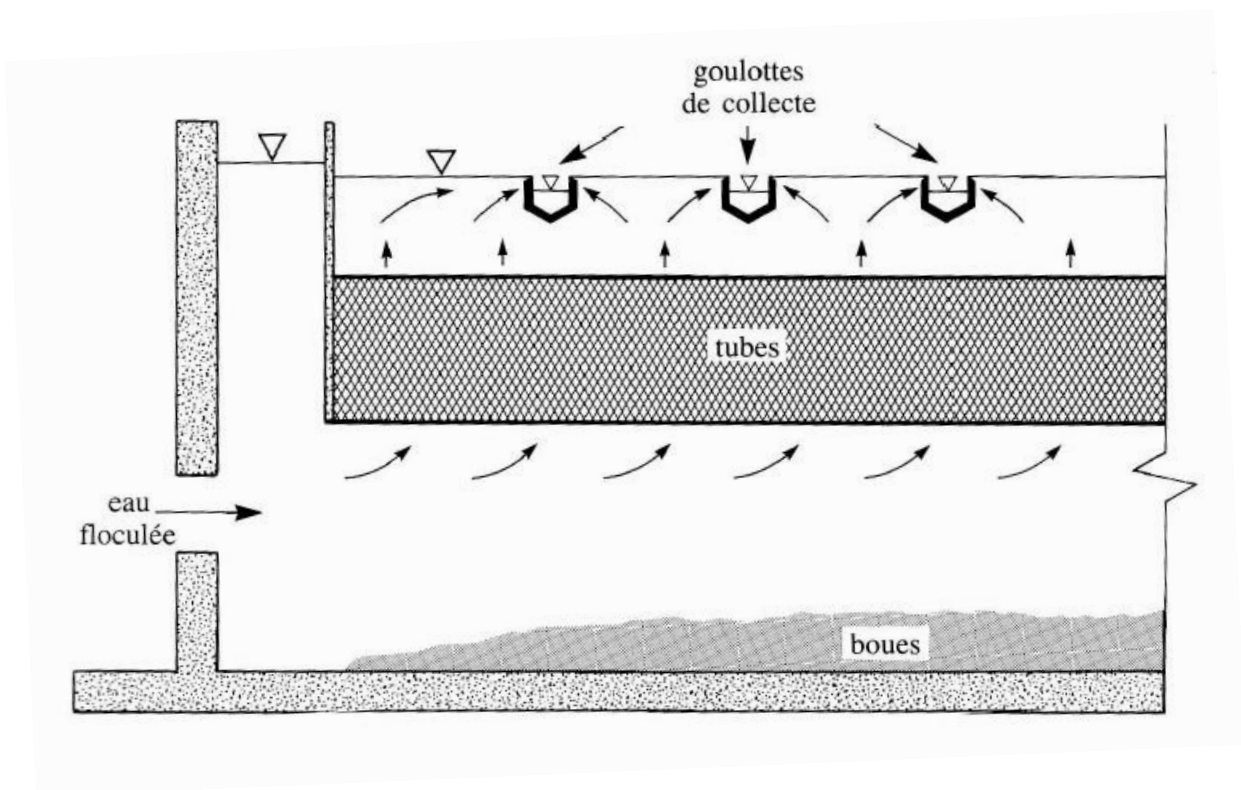


Figure III.9 : Décanteur à tube inclinés à 60°.

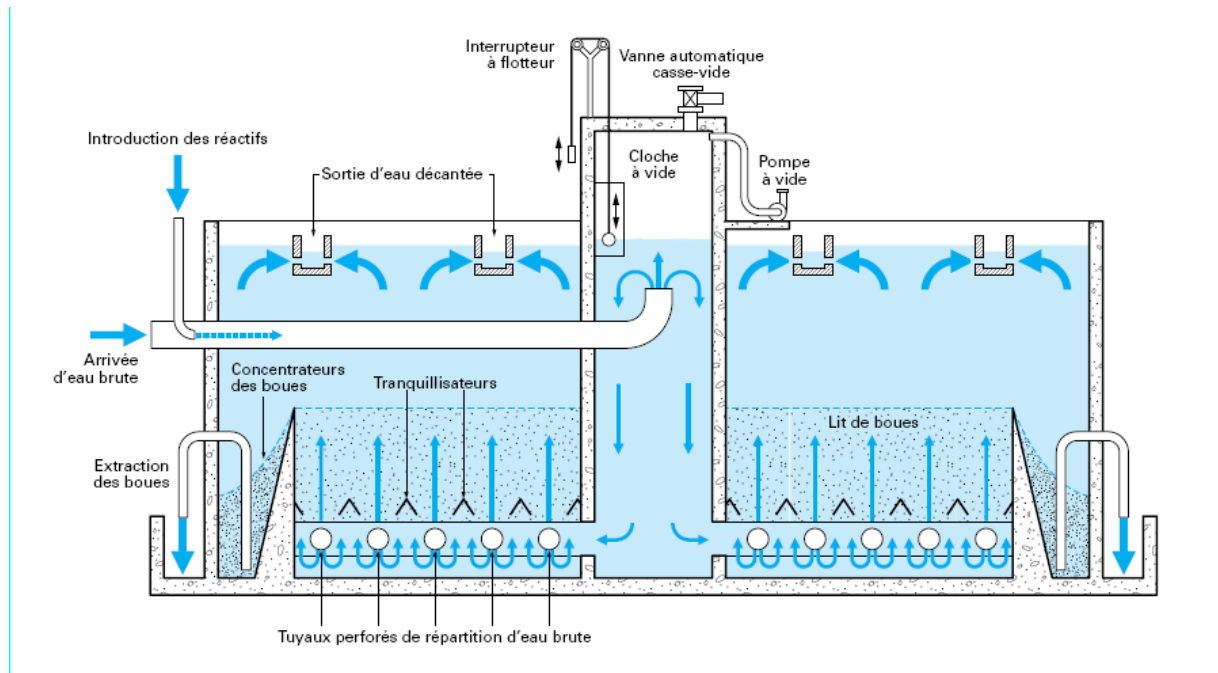


Figure III.10 : Décanteurs à lit de boues [17]

III.4. Filtration :

- La filtration est un procédé de physique. Elle consiste à faire passer l'eau à traiter à travers un matériau poreux de haut vers bas.
- Elle permet d'obtenir une bonne élimination des bactéries, de la couleur, de la turbidité et de certains goûts et odeurs.
- Les solides en suspension ainsi retenus par le milieu poreux s'accumulent en causant le colmatage du filtre ; donc afin de lutter contre le colmatage de ce dernier, il faut bien contrôler de deux paramètres :
 - La turbidité (doit être < 1 NTU)
 - La perte de charge (valeur max 2.5m/m linéaire)
- Au cours du temps le filtre se colmate il faut le laver en injectant une eau filtrée du bas vers le haut.
- Le matériau filtrant peut être granulaire ou membranaire.

-La filtration granulaire est la plus utilisée dans les chaînes de traitement classique (filtration sur colonne). Le matériau peut être le sable, le charbon actif, anthracite...etc.

L'efficacité du procédé dépend :

- des caractéristiques du filtre (la porosité, le diamètre des pores, la taille et la forme des grains),
- des particules présentes dans la suspension (la concentration, la taille, la forme et la densité),
- des caractéristiques du fluide (la viscosité et la densité)
- de l'écoulement (le débit et le nombre de Reynolds).

III.4.1. Types de filtre :

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 répons, il en existe deux catégories :
 - les filtres ouverts ou filtres rapides gravitaires d'où la couche d'eau à filtrer est de 0.5 m.
 - les filtres sous pression. [18]

III.4.1.1. Filtration lent sur sable

- Dans les circonstances appropriées, la filtration lente sur sable est, non seulement la technologie la moins onéreuse et la plus simple de filtration, mais aussi la plus efficace pour le traitement des eaux.
- Ses avantages pratiques ont été démontrés sur une longue période, et elle est encore la méthode privilégiée pour la purification de l'eau dans certaines parties du monde.

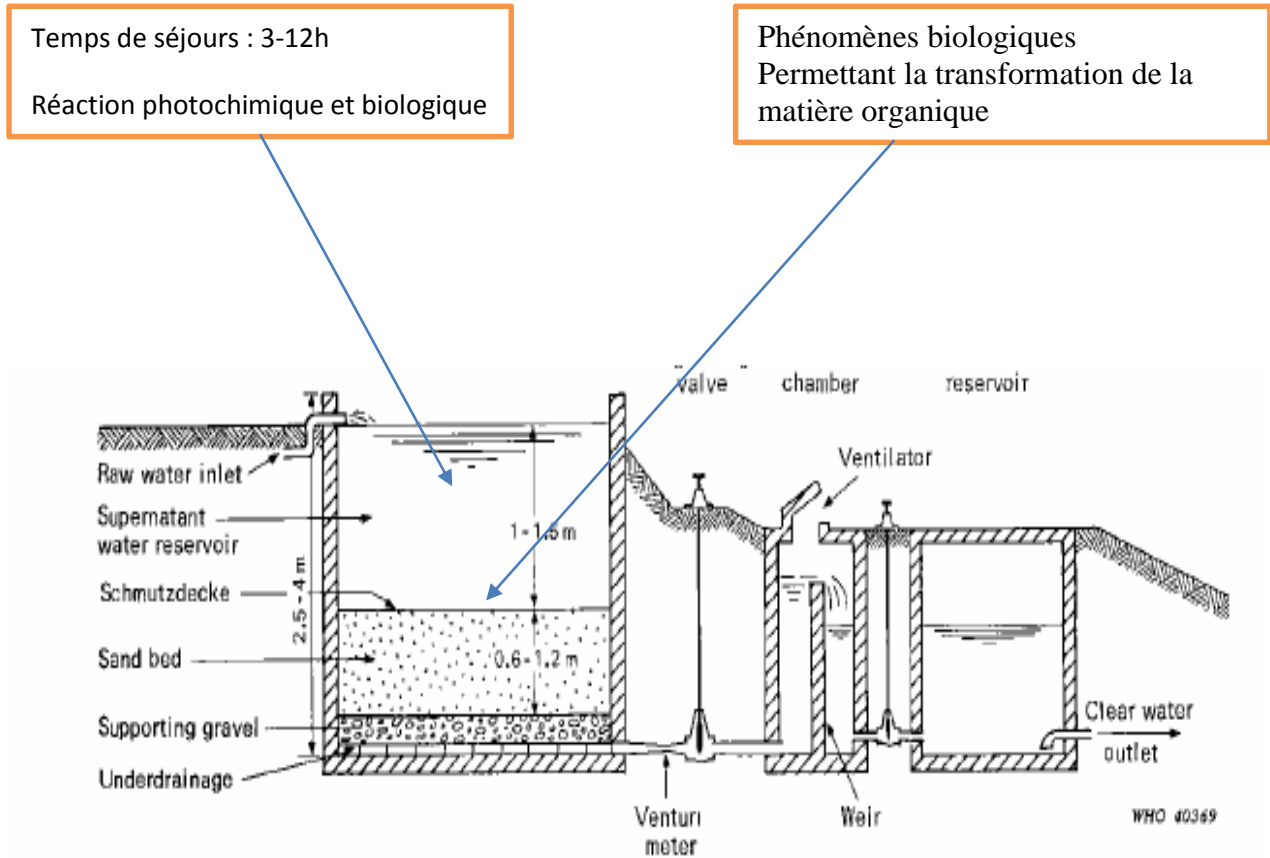


Figure III.11 : filtre lent sur sable [19]

III.4.1.1.1 Les Avantages et les inconvénients de la Filtration lent sur sable

Tableau III.1 : Les Avantages et les inconvénients de la Filtration lent sur sable

Les Avantages	les inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> - Aucun élément mécanique ; - Nécessite pas l'ajout de produits chimiques ; - Nécessite des maintenances périodiques ; - Produit une eau de grande qualité ; - Peut être utilisée/implémenté dans des pays en voie de développement ; 	<ul style="list-style-type: none"> - Nécessite de grandes surfaces et de grandes quantité de médias filtrant ; - Des eaux très chargées peuvent colmater rapidement ces filtres ; - Les eaux peu chargées en matière organique peuvent limiter l'enlèvement biologique ; - Limitation dans les pays Froids ;

III.4.1.2. Filtration rapide sur sable

-Ce type de filtration est utilisée lorsque l'usine doit fournir de grande quantité d'eau ($> 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$), lorsque les terrains sont limités et/ou que le prix des médias filtrant est élevé ;

- Absence des processus biologiques ;
- Bassins en béton ou en acier ;
- Les appareillages nécessaires à un lavage à contre-courant.
- Un dispositif de lavage superficiel.
- Des goulottes d'évacuation de l'eau de lavage placée à 0.5 m au-dessus du milieu filtrant.
- Il doit être précédé d'une étape de coagulation floculation [19]
- vitesses moyennes de flux comprises entre 5 et 24 m/h
- Ces filtres peuvent être gravitaires ou sous pression
 - Sous pression : bassins sous pression en acier
 - Le coût de construction de ces bassins limite l'utilisation de ces technologies
 - Typiquement petites installations
- Gravitaire : Doit typiquement surmonter une perte de charge de 2-2.5 mètres
 - Bassins ouverts
 - Utilisé dans la majorité des usines

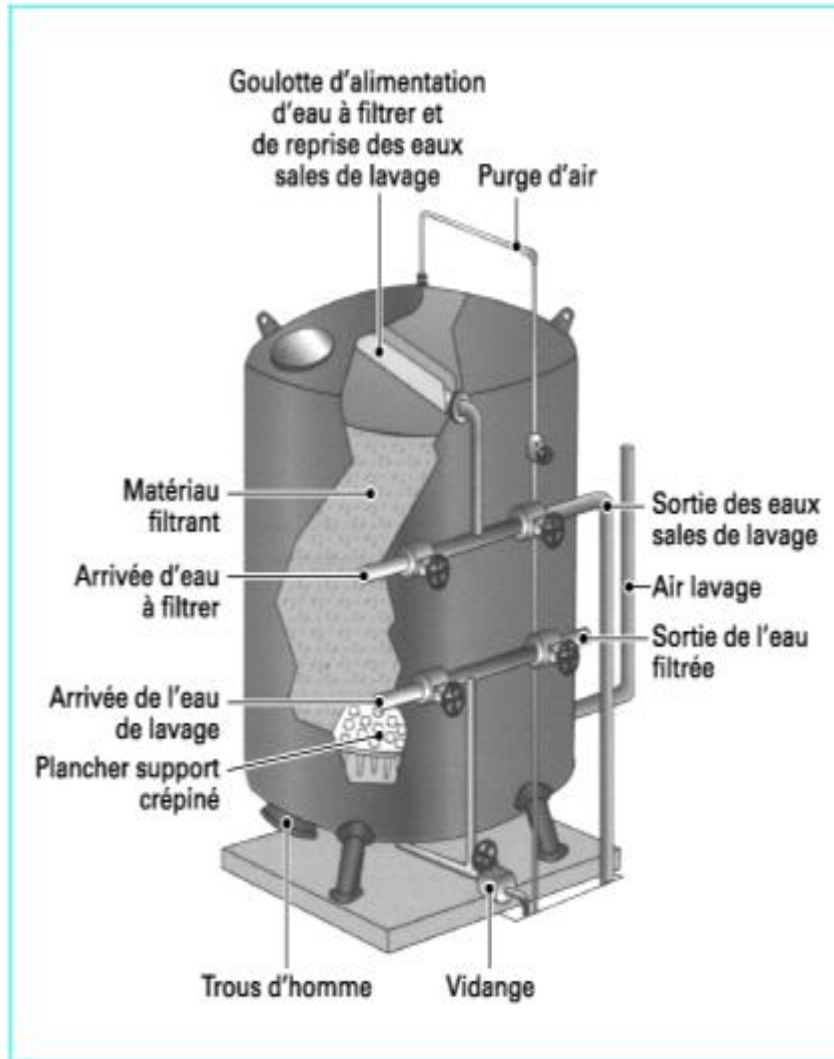


Figure III.12 : filtre sous pression [20]

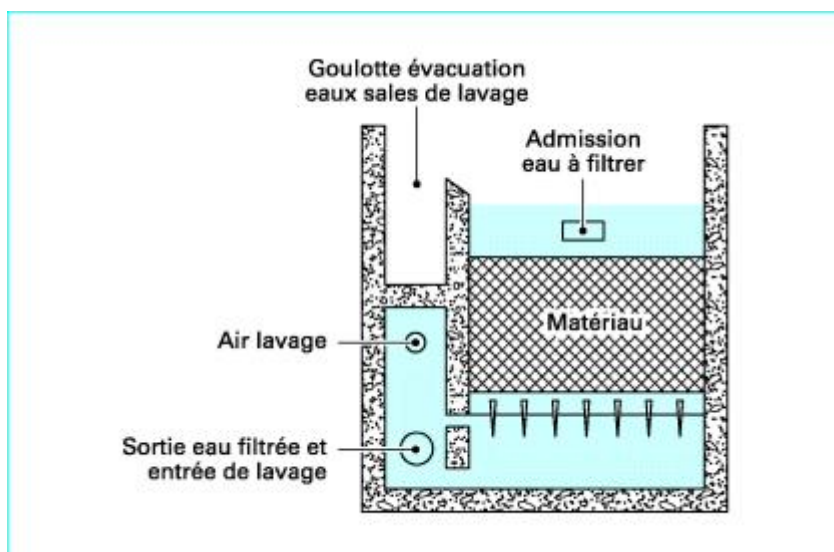


Figure III.13 : Bassin de filtration en béton [19]

III.4.2 les Média filtrant :

Le choix des milieux filtrants dépend de plusieurs facteurs : type de filtres, débit, concentration de la suspension, etc....

Les trois matériaux les plus employés sont :

- Le sable, un matériau naturel qui présente un excellent rapport qualité prix, Sa densité réelle est d'environ 2.5. à 2.7.
- L'anthracite, un matériau à base de carbone, obtenu par calcination de matériel végétal utilisé pour filtrer les plus grosses particules. Sa densité réelle est de l'ordre de 1,45 à 1,75.
- Le charbon actif, également un matériau à base de carbone, obtenu par calcination et activation de bois, houille, tourbe, etc. Il couple l'adsorption à la sédimentation pour mieux capter les matières en suspension.

III.4.2.1 Différentes configurations possibles :

- Couche de granulométrie uniforme (sable)
 - Bicouche (ex : anthracite + sable) ou bien (charbon active + sable)
 - Multicouche (ex : Sable + Anthracite + Grenat)
- On utilise les filtre bicouches et multicouches pour d'avoir une durée de fonction optimisé pour le filtre ; améliore la qualité de l'eau ; aussi on les utilise pour augmenter la durée de vie des matériaux filtrants ; et dans le cas de l'élimination des phénols, des hydrocarbures, des pesticides, des métaux lourds et pour enlever certains précurseurs tels que les trihalométhanes (THM) et autres sous-produits de Pré-chloration.

III.4.2.2 Caractéristiques du matériau filtrant :

-Diamètre effectif et coefficient d'uniformité D_e , C_u , Densité relative, et porosité.

- **Diamètre effectif et coefficient d'uniformité**

D_e : est la grosseur des mailles du tamis qui laisse passer 10% de l'échantillon.

D_{60} : est la grosseur des mailles du tamis qui laisse passer 60% de l'échantillon.

- C_u : D_{60}/D_e .
- D_{60} et D_e sont déterminés par l'analyse granulométrique (courbe granulométrique)

- **Densité relative**

On mesure expérimentalement la densité relative du sable, en divisant sa masse par celle de l'eau déplacée :

- On pèse un certain volume d'eau (m_e)
- On pèse le sable sec (m_s)
- On ajoute le sable à l'eau (l'eau déplacée déborde du récipient)
- On pèse le mélange eau + sable (m_{es})

Densité relative = Masse du sables / Masse de l'eau déplacée = $m_s / (m_e + m_s - m_{es})$

- **Porosité**

$$e = \frac{V_v}{V_t} \quad e = 1 - \frac{4m}{\gamma_s \rho_w \pi D^2 h}$$

V_v : volume des vides

V_t : volume total

m : masse du sable sec dans la colonne (kg)

D : diamètre de la colonne

γ_s : densité relative du sable

III.4.2.3 Recommandation pour les caractéristiques du matériau filtrant

Afin de améliorer la filtration et la qualité de l'eau ; il est conseillé de suivre les recommandations suivantes :

➤ **Cas d'un filtre monocouche**

Tableau III.2 : Recommandations Cas d'un filtre monocouche [19]

Matériau	Taille effective (mm)	Coefficient d'uniformité	Profondeur (cm)
Anthracite	0.5 – 1.5	1.2 – 1.7	50 – 150
Sable	0.45 – 1.0	1.2 – 1.7	50 - 150

➤ **Cas d'un filtre bicouche**

Tableau III.3 : Recommandations Cas d'un filtre bicouche [19]

Matériau	Taille effective (mm)	Coefficient d'uniformité	Profondeur (cm)
Sable	0.45 – 0.6	1.2 – 1.7	20 – 40
Anthracite	0.7 – 2.0	1.3 – 1.8	30 - 60

➤ **Cas d'un filtre multicouche**

Tableau III.4 : Recommandations Cas d'un filtre multicouche [19]

Matériau	Taille effective (mm)	Coefficient d'uniformité	Profondeur (cm)
Anthracite	1.0 – 2.0	1.4 – 1.8	50 – 130
Sable	0.40 – 0.80	1.2 – 1.7	20 – 40
Grenat	0.2 – 0.8	1.5 – 1.8	5 - 15

III.4.3 Ecoulement de l'eau dans un filtre à sable :

- L'écoulement de l'eau à travers un lit filtrant entraîne une perte d'énergie due aux frottements ; elle est mesurée par la perte de charge.
- Elle est de l'ordre de 0.5 à 0.75 m lorsque le filtre est propre.
- L'écoulement est régi par l'équation de Darcy (1803-1858) :

$$Q = K \cdot A \frac{\Delta H}{L}$$

Q : débit de l'eau ;

A : aire de la couche mesurée perpendiculairement à la direction de l'écoulement.

L : épaisseur de la couche.

ΔH : chute totale de pression à travers la couche (m)

K : coefficient de perméabilité (m/s) [12]

III.4.4 Lavage des filtres :

Lorsque le filtre se colmate, la perte de charge et la turbidité atteignent leurs valeurs max, on procède au lavage du filtre.

Le lavage se fait du bas vers le haut (sens contraire à la filtration) et en utilisant une partie d'eau filtrée. Alors le filtre prend expansion et les impuretés se détachent, elles sont entraînées vers l'égout par des goulottes.

Le lavage peut se faire en eau seule ou bien eau et air en même temps.

Le degré d'expansion du filtre est donné par l'équation : $E = 100 \cdot \frac{L_e - L}{L}$

On admet que E minimal soit 15% et de préférence entre 30 et 40%. Donc il faut choisir avec attention la vitesse de l'eau de lavage (ascendante).

III.4.4.1 Le processus est généralement le suivant :

- ❖ Détassage à l'eau avec faible débit de l'ordre 5 à 7m/h durant 2min ;
 - Injection d'air à contre-courant, dans le but de détasser le lit de matériau qui s'est progressivement compacté au cours du cycle de filtration.
- ❖ Lavage à fort débit d'air et faible débit d'eau pour brasser le sable ;
 - Pendant cette phase, les forces de cisaillement exercées sur les dépôts, conjuguées aux frottements entre les grains, permettent de décoller les particules ayant adhéré aux grains au cours du cycle de filtration.
 - La vitesse de l'écoulement doit être suffisante pour fluidiser le lit.
- ❖ Rinçage à forte débit d'eau pour éliminer les impuretés.
 - rinçage par injection d'eau seule, à une vitesse supérieure à celle de la phase de Lavage. Cette phase de rinçage a pour objet d'entraîner hors de la masse filtrante les matières en suspension décrochées lors de la phase de lavage air + eau. [12].

III.5. Désinfection :

- La désinfection est un traitement qui permet de détruire les micro-organismes de type pathogènes (bactéries, virus...) susceptibles de transmettre des maladies donc fournir une eau bactériologiquement potable tout en assurant une quantité de désinfectant résiduel afin de lutter contre tout développement bactérien dans le réseau d'AEP.

-Les désinfectants utilisés sont : le chlore et ses dérivés (chlore gazeux, eau de javel, hypochlorite de calcium), l'ozone et les rayons UV ou rayons gamma.

-On peut aussi désinfecter l'eau par le brome, l'iode, les chloramines, Peroxyde d'hydrogène, le Cuivre ou l'argent.

-Toutefois la désinfection par le chlore et ses dérivés est la plus utilisée (**80% des cas**).

III.5.1. Principes généraux de la désinfection :

Le taux de destruction des microorganismes par un désinfectant est en fonction de plusieurs variables :

- a) Puissance de désinfectant ;
- b) Concentration de désinfectant ;
- c) Temps de contact ;
- d) Nombre de microorganismes à éliminer ;
- e) Type de microorganismes ;
- f) Température de l'eau ;
- g) PH de l'eau et concentration de matière organiques dans l'eau.

III.5.2 critères de choix du désinfectant :

Tous les procédés et les produits de la désinfection n'étant pas équivalents, il faut choisir le procédé le plus approprié, compte tenu de certaines conditions particulières (caractéristiques et usages de l'eau, types de microorganismes à éliminer, qualité du réseau de distribution, etc.) et sachant qu'un désinfectant ou un procédé de désinfection doit :

- a. Ne pas être toxique pour les humains ou les animaux.
- b. Être toxique, à de faibles concentrations, pour les microorganismes ;
- c. Être soluble dans l'eau
- d. Former avec l'eau une solution homogène
- e. Être efficace aux températures normales de l'eau de consommation (de 0 à 25°C)
- f. Être stable afin de favoriser le maintien d'une certaine concentration résiduelle pendant de longues périodes de temps.
- g. Ne pas réagir avec la matière organique autre que celle des micro-organismes
- h. Ne pas détériorer les métaux ni endommager les vêtements lors de lessive
- i. Éliminer les odeurs

- j. Exister en grande quantité et être vendu à un prix abordable
- k. Permettre une mesure aisée de sa concentration.

III.5.3.désinfection par chlore :

Les produits chimiques les plus utilisées pour obtenir une désinfection des eaux par chlore sont : chlore gazeux Cl_2 , les hypochlorites de sodium, NaOCl , les hypochlorites de calcium, $\text{Ca}(\text{ClO})_2$, les Monochloramines, NH_2Cl , et le dioxyde de chlore, ClO_2 .

-Parmi ces produits, c'est le chlore gazeux auquel on recourt le plus pour la désinfection des eaux potables.

Le chlore se trouve sur le marché sous forme liquide stockés sous pression (bouteille métallique). [5]

III.5.3.1 Le rôle du chlore

Le chlore est utilisé dans le traitement des eaux :

- Comme désinfectant pour détruire les microorganismes pathogènes ;
- Comme oxydant pour :
 - L'élimination du Fe et du Mn
 - L'élimination des mauvais goûts et des mauvaises odeurs
 - L'élimination de l'azote ammoniacal
- ❖ Toutefois, le chlore peut réagir avec la matière organique d'origine naturelle présentes dans l'eau, pour former des substances d'odeur désagréable (chlorophénols) ou cancérigènes telles que les trihalométhanes (THM). On les appelle les sous-produits de la chloration. [6]

III.5.3.2 L'efficacité du chlore

Lorsqu'une dose normale de chlore est utilisée, toutes les bactéries pathogènes sont détruites.

Cependant, le chlore est incapable de détruire :

- les spores protozoaires et les œufs de helminthes ou de larves,

- les agents pathogènes à l'intérieur de particules en suspension dans l'eau (qui n'ont pas de contact avec le chlore).

Il est donc recommandé de filtrer l'eau avant la chloration pour enlever les œufs, les spores, les larves et les particules suspendues. [4]

III.5.3.3 Modes de chloration :

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

III.5.3.3.1 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.

III.5.3.3.2 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. (Figure III.17). [21]

Monochloramines

Dichloramines

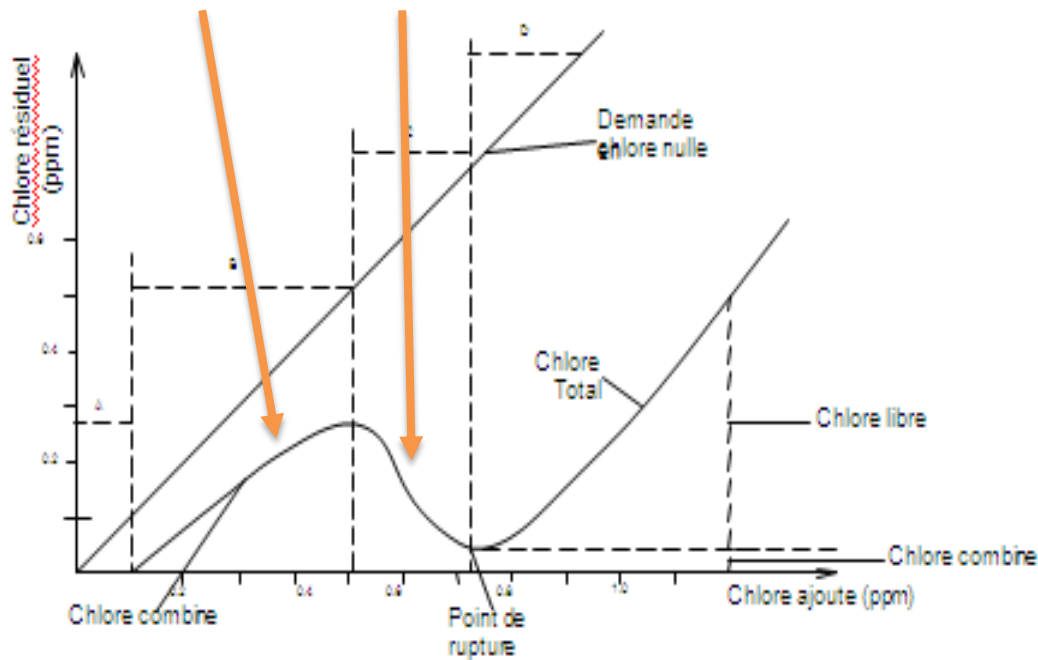


Figure III.17 : Courbe typique de point de rupture d'une eau naturelle. [5]

III.5.3.3 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.

III.5.4 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 de 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, qui 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 [5].

III.5.5. 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 [20].

Conclusion :

Le traitement des eaux brutes du barrage de ZITELNBA dont les caractéristiques sont présentées dans le cinquième chapitre ; nécessite une filière de traitement classique en passant par trois étapes essentielles : étape de prétraitement ; étape de clarification (coagulation-floculation, décantation) et l'étape d'affinage (filtration et la désinfection) ; ces opérations nécessitent des installations et des ouvrages pour leur fonctionnement, ces derniers seront dimensionnés dans la suite de notre étude.

CHAPITRE IV

Estimation des besoins en eau

Introduction :

Afin d'estimer les besoins en eau de notre agglomération, en premiers lieu il est indispensable de Déterminer les différentes catégories de consommateurs qui existent à notre région d'études, puis on doit arrêter les besoins de chaque type de consommateurs, toutes en prenant en considération les capacités des ressources disponibles, la vocation de la région, le progrès technologique, le niveau de vie de la populationetc.

Dans le présent chapitre nous essayons d'estimer les besoins en eau de la population de notre zone d'étude à un horizon futur de 30 ans.

IV.1 Evaluation de la population future

En Algérie il a été constaté que l'évolution démographique suit la loi des accroissements géométriques qui est donnée par la formule des intérêts composés :

$$P_n = P_0 * (1 + \tau)^n \dots\dots\dots (IV-1)$$

Avec :

P_n : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de recensement de référence (2008).

τ : taux d'accroissement démographique (%).

n : nombre d'année entre l'année de recensement (2008) et l'horizon d'étude [22]

Selon la direction de la population et d'aménagement du territoire de Skikda (DPAT 2017) le nombre d'habitants à l'année du Recensement 2008 d'ACL d'Azzaba est estimé à 56627 habitants.

Les résultats de calcul de l'évolution de la population à différents horizons sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.1 : Evolution du nombre d'habitants aux différents horizons.

Agglomérations	N° d'habitants 2008	taux d'accroissement %	2017	2027	2037	2047
Azzaba centre	37726	1.49%	43097	49967	57931	67166
Ras Elmaa	2915	2.21%	3549	4416	5495	6837
Menzel Abtal	5278	3.25%	7038	9691	13344	18373
Menzel Bendich	2075	1.57%	2387	2790	3260	3810
Zaouia	4072	3.97%	5781	8532	12593	18588
Bouzera	935	0.65%	991	1057	1128	1204
Frère Boumediene	1203	1.98%	1435	1746	2124	2584
Moubaadra	2423	1.3%	2722	3097	3524	4009
Total	56627	/	67000	81296	99399	122571

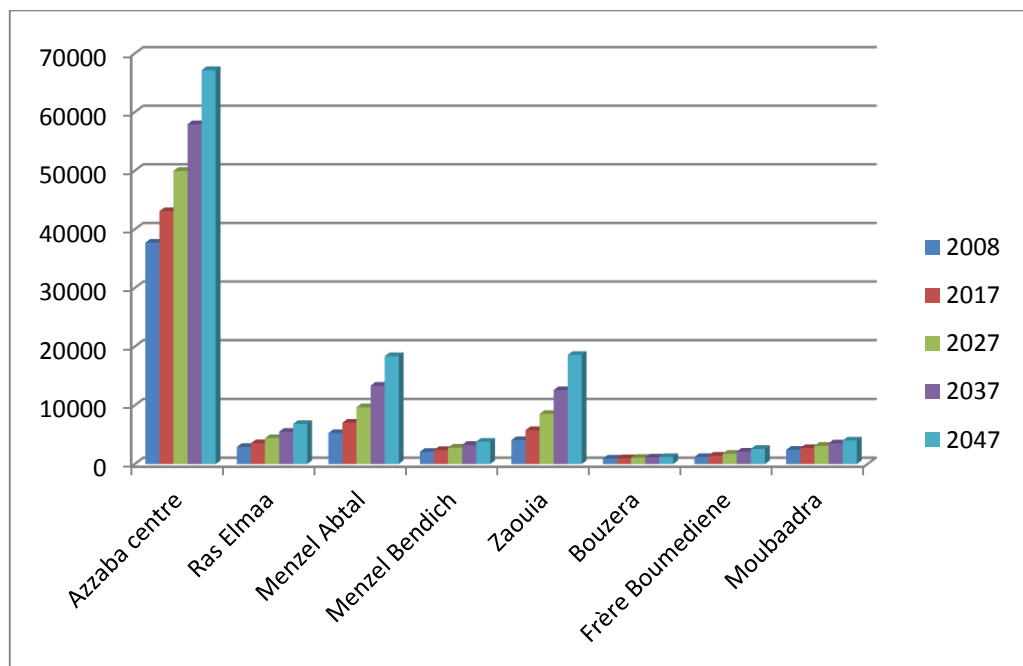


Figure IV.1 : Histogramme d'évolution du nombre d'habitants aux différents horizons.

Donc à l'horizon de **2047**, le nombre d'habitants total des agglomérations concernés va atteindre **122 571**habitants.

IV.2 Catégories de besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Mais avant n'importe quel projet d'alimentation en eau potable, Il est nécessaire de procéder à un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération.

Pour notre étude, il est nécessaire de déterminer les différentes catégories de besoins telles que :

- ✓ Besoins domestiques
- ✓ Besoins éducatifs (scolaires)
- ✓ Besoins sanitaires
- ✓ Besoins administratifs
- ✓ Besoins socioculturelles et sportif
- ✓ Besoins commercial
- ✓ besoins préventif et sécurité

IV.3 Evaluation de la consommation moyenne journalière :

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population, le calcul des besoins exige une fixation impérative des normes de consommations unitaires qui doivent rester valables, toute en prenant en considération la capacité des ressources en eau susceptibles d'être mobilisées pour satisfaire qualitativement et quantitativement, les besoins en eau pour la consommation.

IV.3.1 Les besoins domestiques

Pour notre étude on a choisi une dotation de 200l/j/hab. d'après les recommandations du DRE de Skikda, afin d'assurer un degré de confort à notre population, et aussi pour préserver la part des future générations. L'estimation du débit moyen journalier de la consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy j}} = (\text{dot} * N) / 1000 \dots \dots \dots \text{(IV-2)}$$









Avec :

$Q_{\text{moy j}}$: Consommation moyenne journalière en m³/j.

dot : dotation moyenne journalière dot=200 l/j/hab.

N : Nombre de consommateurs. [22]

Tableau N° IV.2 : Récapitulation des consommations journalières pour les différentes agglomérations à l'horizon de 2047.

Agglomérations	Nombre d'habitants 2047	dotation (l/j/habitant)	$Q_{\text{moy j}}$ (m ³ /j)
Azzaba centre 	67166	200	13433,2
Ras Elmaa 	6837	200	1367,4
Menzel Abtal 	18373	200	3674,6
Menzel Bendich 	3810	200	762
Zaouia 	18588	200	3717,6
Bouzera 	1204	200	240,8
Frère Boumediene 	2584	200	516,8
Moubaadra 	4009	200	801,8
TOTAL			24514,20

Donc à l'horizon de 2047, les besoins domestique totaux des agglomérations concernés sont estimés à **24514,20m³/j** c'est l'équivalent de **283,73 l/s**.

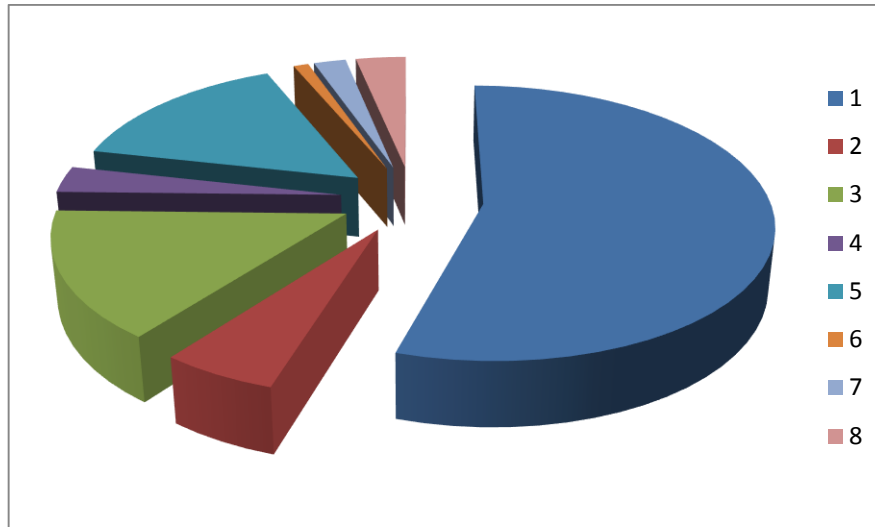


Figure IV.2 : Répartition de la consommation journalière pour chaque agglomération (2047).

IV.3.2 Les besoins Educatifs

Les différents besoins scolaires de l'ACL d'Azzaba plus les autres agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubaadra à l'horizon 2047 sont réunis dans le tableau suivant (avec un régime demi-pension) :

Tableau N° IV.3 : Tableau récapitulatif des besoins Educatifs

Equipements	Effectifs (élèves)	Dotation (l/j/élève)	Q _{moyj} (m ³ /j)
12 Ecoles primaires	4320	20	86.4
15 CEM	5400	20	108
6 lycées	1140	20	22.8
1 CFPA	360	20	7.2
Total	-	-	224.4

IV.3.3 Les Besoins socioculturels et sportifs

Les différents besoins socioculturels et sportifs de l'ACL d'Azzaba plus les autres agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubaadra à l'horizon 2047 sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.4 : Tableau récapitulatif des besoins socioculturels et sportifs

Equipements		Nombre d'usagers	Dotation (l/j/personne)	Q _{moyj} (m ³ /j)
04	Maison de jeune	200	5	1
08	Mosquées	12000	10	120
15	Matico	525	25	13.125
04	Salles de sports	160	60	9.6
01	Piscine semi-olympique	80	40	3.2
01	Piscine couverte	40	40	1.6
02	Cinéma	1000	5	5
01	Maison de la culture	90	5	0.45
02	Centre culturel	320	5	1.6
04	Salles multisports	280	60	16.8
04	Garderies d'enfants	200	50	10
03	Auberge de jeune	120	120	14.4
04	Bibliothèque	400	10	4
03	stades	12150m ²	1 l/j/ m ²	12.150
Total		--		212.925

IV.3.4 Besoins sanitaires

Les différents besoins sanitaires de l'ACL d'Azzaba plus les autres agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubadra à l'horizon 2047 sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.5 : Tableau récapitulatif des besoins sanitaires

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Q _{moyj} (m ³ /j)
01 Hôpital	Lit	250	350	87.5
05 Salles de soins	Personne	100	20	2
03 polycliniques	Lit	60	20	1.2
Total	-	-	-	90.7

IV.3.4 Les Besoins administratifs

Les différents besoins administratifs de l'ACL d'Azzaba plus les autres agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubadra à l'horizon 2047 sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.6 : Tableau récapitulatif des besoins administratifs

Equipement	Nombre d'employés	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
Siège A.P.C	60	15	0.9
Siège daïra	50	15	0.75
Subdivision Hydraulique	25	15	0.375
Poste	10	15	0,15
Subdivision Agriculture	25	15	0.375
Siège Algérie télécom	30	15	0.45
Total	-	-	3

IV.3.5 Les Besoins commerciaux

Les différents besoins commerciaux de l'ACL d'Azzaba plus les autres agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubaadra à l'horizon 2047 sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.7 : Tableau récapitulatif des besoins commerciaux

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m ³ /j)
01Abattoir	Tête	30	300	9
06 Restaurants	Repas	2400	30	72
26 Cafés	Client	1040	5	5.2
5 Douche publique	Client	125	25	3.13
4Station de lavage	client	60	120	7.2
Total	-	-	-	96.53

IV.3.6 Les Besoins préventifs et sécurités

Les différents besoins préventifs et sécurités de l'ACL d'Azzaba plus les autres agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubaadra à l'horizon 2047 sont réunis dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.8 : Tableau récapitulatif des besoins préventifs et sécurités

Equipement	Unité	Nombre	Dotation (l/j/unité)	Qmoyj (m³/j)
Gendarmerie	Agent	60	25	1,5
2 Protection civil	Agent	70	25	1.75
03 casernes	militaire	800	50	40
02 polices	Agent	70	25	1.75
Total	-	-	-	45

IV.4.Récapitulation des besoins en eaux des agglomérations

Les besoins totaux en eaux de l'ACL d'Azzaba et les autres agglomérations secondaires (AS) Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubadra à l'horizon 2047 sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau N° IV.9 : Récapitulation des besoins en eaux

Catégorie de besoins	Q_{moy,j} (m³/j)
Domestiques	24514,20
Educatifs (Scolaires)	224.4
Sanitaires	90.7
Administratifs	3
Socioculturels et sportifs	212.925
Commerciaux	96.53
Préventif et sécurité	45
Total	25186.755

A l'horizon 2047, les besoins moyens journaliers totaux de la zone d'étude sont **25186.755 m³/j**.

Les fuites dans le réseau sont considérées comme un besoin consommé par le réseau ; donc pour compenser ces pertes, on doit majorer la valeur des besoins journaliers totaux alors :

$$Q_{\text{moy,j}} = 1.2 * 25186.755 = 30224.106 \text{ m}^3/\text{J}$$

IV.5. Variation de la consommation journalière

Au cours de l'année la consommation d'eau connaît des fluctuations autour de la consommation moyenne journalière, il existe une journée où la consommation d'eau est maximale, de même il existe une journée où elle est minimale.

Cette variation de consommation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité maximale et minimale.

❖ Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{\max j}$) :

L'irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée et qui dépend du rapport de $Q_{\max j}$ sur le $Q_{\text{moy}j}$, nous oblige à tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{\max j} = Q_{\max j} / Q_{\text{moy}j} \dots \text{(IV-3)}$$

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum et noté par $K_{\max j}$

Avec :

$Q_{\max j}$: Débit de consommation maximum journalier

$Q_{\text{moy}j}$: Débit de consommation moyen journalier

La valeur de $K_{\max j}$ varie entre **1,1** et **1,3**. Pour notre cas on prend $K_{\max j} = 1,3$

❖ Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{\min j}$)

Ce coefficient nous indique de combien la consommation minimale est inférieure à la consommation moyenne. Ce coefficient est donné par le rapport suivant :

$$K_{\min j} = Q_{\min j} / Q_{\text{moy}j} \dots \text{(IV-4)}$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier. $K_{\min j}$ varie de **0,7** à **0,9**.

Pour notre cas on prend $K_{\min j} = 0.8$ [22]

IV.5.1 Consommation maximale journalière ($Q_{\max j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau maximale du jour le plus chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\max j} = K_{\max j} * Q_{\text{moy}j} \dots \text{(IV-4) [22]}$$

Donc :

$$Q_{\max j} = 1,3 * Q_{\text{moy } j}$$

IV.5.2 Consommation minimale journalière ($Q_{\min j}$)

Ce débit représente la consommation d'eau minimale du jour le moins chargé de l'année. Il s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{\min j} = K_{\min j} * Q_{\text{moy } j} \quad \dots \text{ (IV-5) [22]}$$

Donc :

$$Q_{\min j} = 0,8 * Q_{\text{moy } j}$$

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans le tableau N° IV.10 :

Tableau N° IV.10 : récapitulation des consommations journalières $Q_{\min j}$; $Q_{\text{moy } j}$; $Q_{\max j}$

$Q_{\text{moy},j} \text{ (m}^3\text{/j)}$	$K_{\min,j}$	$Q_{\min,j} \text{ (m}^3\text{/j)}$	$K_{\max,j}$	$Q_{\max,j} \text{ (m}^3\text{/j)}$
30224.106	0,8	24179.2848	1,3	39291.3378

IV.6. Variation de la consommation horaire

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, les habitudes de la population et le régime de consommation probable.

Cette variation de consommation peut être estimée en se basant soit sur les coefficients d'irrégularité maximale et minimale, ou bien sur le nombre d'habitants en exprimant la variation des débits horaires en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

IV.6.1 Coefficient d'irrégularité horaire maximum ($K_{\max, h}$) et minimum ($K_{\min, h}$)

Selon les caractéristiques de l'agglomération, les coefficients horaires max ; min, peuvent être décomposés en deux coefficients.

- Un coefficient α qui tient compte du développement industriel, du retard de consommation et des habitudes de la population.

α_{\max} Varie entre 1.2 et 1.4

α_{\min} Varie entre 0.4 et 0.6

Un coefficient β qui tient compte de l'importance démographique de la ville

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} \dots\dots\dots (IV-6)$$

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} \dots\dots\dots (IV-7) \quad [22]$$

Nombre d'habitants	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000	>1000000
β_{\max}	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.1	1.03	1
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Pour notre cas :

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} * \beta_{\max} = 1.2 * 1.091 = 1.3$$

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} * \beta_{\min} = 0.6 * 0.714 = 0.428$$

IV.6.1.1 Débit moyen horaire

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},h} = Q_{\text{max},j} / 24 \dots\dots\dots (IV-8) \quad [22]$$

Avec :

$Q_{\text{moy},h}$: débit moyen horaire en m³/h

$Q_{\text{max},j}$: débit maximum journalier en m³/j

Donc : $Q_{\text{moy},h} = 39291.3378 / 24 = 1637.139 \text{ m}^3/\text{h}$

$$Q_{\text{moy},h} = 1637.139 \text{ m}^3/\text{h}$$

IV.6.1.2 Détermination du débit maximum horaire

Le débit maximum horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\max h} = K_{\max h} * Q_{\text{moyh}} \dots \dots \dots \text{ (IV-9) [22]}$$

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 1637.139 \text{ m}^3/\text{h}$

$K_{\max, h}$: Coefficient d'irrégularité horaire maximum

$Q_{\max, h}$: débit max horaire en m^3/h

IV.6.1.3 Détermination du débit minimum horaire

Le débit minimum horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\min h} = K_{\min h} * Q_{\text{moyh}} \dots \dots \dots \text{ (IV-10) [22]}$$

Avec :

$Q_{\text{moy,h}}$: débit moyen horaire en $\text{m}^3/\text{h} = 1637.139 \text{ m}^3/\text{h}$

$K_{\min, h}$: coefficient d'irrégularité minimal horaire

Les consommations moyennes, minimales et maximales horaires sont représentés par le Tableau N° IV.11 :

Tableau N° IV.11 : Tableau récapitulatif des consommations horaires Q_{moyh} , $Q_{\min, h}$, $Q_{\max, h}$

$Q_{\text{moyh}} (\text{m}^3/\text{h})$	$K_{\min, h}$	$Q_{\min, h} (\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\min, h} (\text{L/s})$	$K_{\max, h}$	$Q_{\max, h} (\text{m}^3/\text{h})$	$Q_{\max, h} (\text{L/s})$
1637.139	0.428	700.70	194.64	1,3	2128.3	590.2

IV.6.2-Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitants

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants. Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Pour notre cas, le nombre d'habitant sera égal à **122 571hab** en **2047**. Supérieure à 100 000 habitants. Le Tableau N° IV.12 nous montre répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant pour notre cas.

Tableau N° IV.12 : Répartition des débits horaires

Horaire	Consommation total $Q_{\max j}=39291.3378\text{m}^3/\text{j}$		Courbe de la consommation Cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0—1	3,35	1316,25982	3,35	1316,26
1—2	3,25	1276,96848	6.6	2593,23
2—3	3,3	1296,61415	9.9	3889,844
3—4	3,2	1257,32281	13.1	5147,166
4—5	3,25	1276,96848	16.35	6424,136
5—6	3,4	1335,90549	19.75	7760,04
6—7	3,85	1512,71651	23.6	9272,75
7—8	4,45	1748,46453	28.05	11021,222
8—9	5,2	2043,14957	33.25	13064,371
9--10	5,05	1984,21256	38.3	15048,584
10--11	4,85	1905,62988	43.15	16954,21
11--12	4,6	1807,40154	47.75	18761,61
12--13	4,6	1807,40154	52.35	20569,01
13--14	4,55	1787,75587	56.9	22356,77
14--15	4,75	1866,33855	61.65	24223,107
15--16	4,7	1846,69288	66.35	26069,8
16--17	4,65	1827,04721	71	27896,844
17--18	4,35	1709,17319	75.35	29606,02
18--19	4,4	1728,81886	79.75	31334,835
19--20	4,3	1689,52753	84.05	33024,36
20--21	4,3	1689,52753	88.35	34713,89
21--22	4,2	1650,23619	92.55	36364,126
22--23	3,75	1473,42517	96.3	37837,55
23--24	3,7	1453,7795	100	39291.3378

A partir de ce tableau on trouve :

$$Q_{\max, h}=2043, 149 \text{ m}^3/\text{h}= 567.54 \text{ L/s}$$

$$Q_{\min, h}=1257, 322\text{m}^3/\text{h}= 349.25 \text{ L/s}$$

D'après ce tableau nous avons tracé le graphe de la consommation et la courbe intégrale

Qui sont représentées respectivement dans les **Figure IV.3** et **Figure IV.4**.

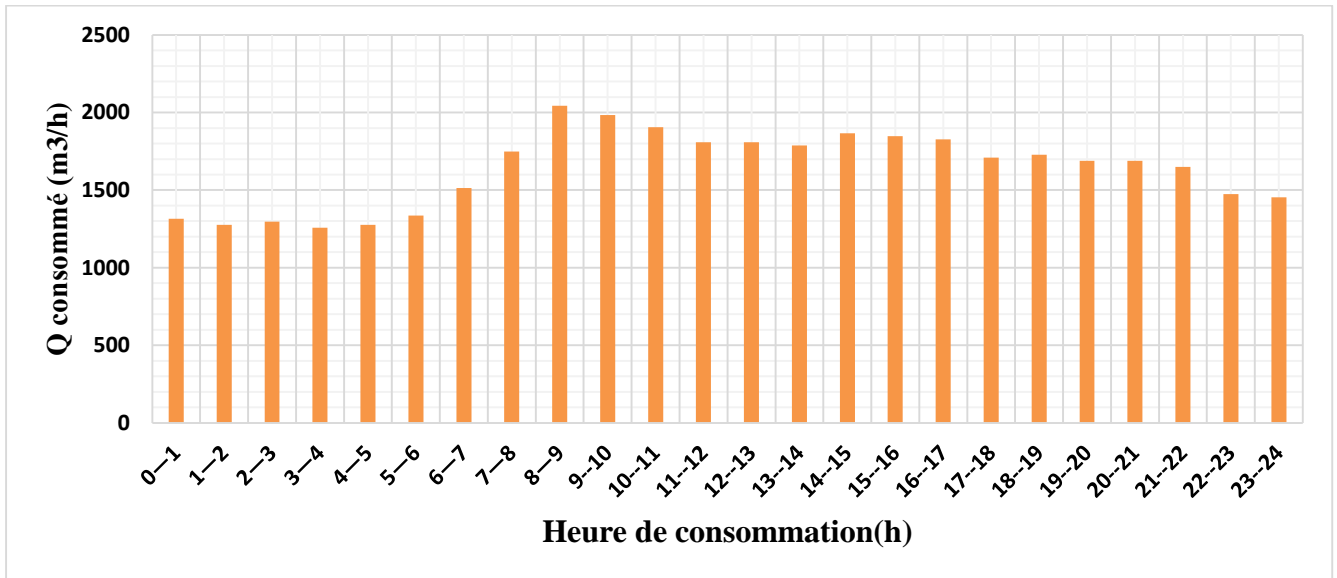


Figure IV.3 : Histogramme de la consommation journalière

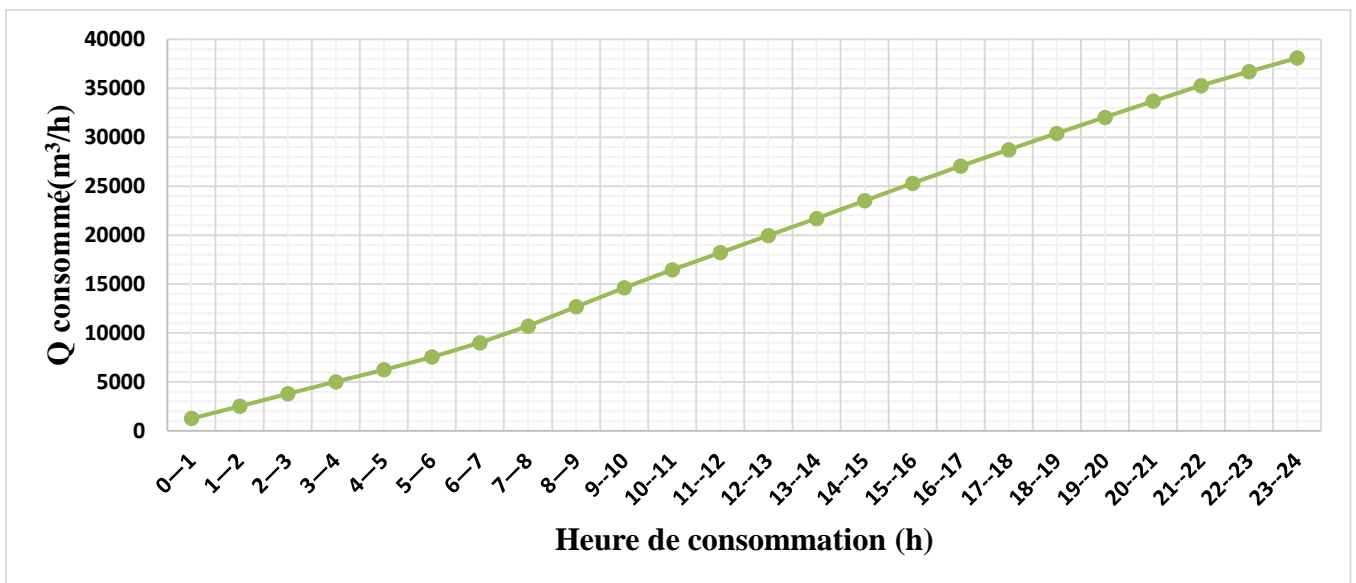


Figure IV.4 : Courbe intégrale de la consommation journalière

A partir des deux tableaux **IV.11** et **IV.12** on choisit de travailler avec la combinaison du débit horaire max, min suivante :

$$Q_{\max, h} \text{ (L/s)} = 590.2\text{L/s} \approx 590\text{L/s}$$

$$Q_{\min, h} \text{ (L/s)} = 194.64\text{L/s} \approx 195\text{L/s}$$

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'estimer les besoins en eau potable des agglomérations concernées et la variation de la consommation journalière et horaire.

Notre station de traitement doit être capable de satisfaire les besoins des agglomérations concernées et traiter un débit de **590L/s** à partir des eaux de barrage de Zit Emba, et laisser les sources souterraines (les forages) comme secours afin d'éviter le rabattement rapide du niveau de la nappe.

Après ce chapitre on va entrer dans le dimensionnement de notre station pour traiter un débit de **590L/s** selon les normes de l'OMS.

CHAPITRE V

Dimensionnement

Introduction :

Après avoir défini les différentes étapes de la filière de traitement et l'estimation de besoins en eau de notre agglomération, nous procédons au dimensionnement des différents ouvrages constituant la station de traitement d'Azzaba, qui doit traiter un débit de **590L/s** à partir des eaux de barrage de «**Zit Emba**».

V.1. Emplacement de la station de traitement :

Le choix de l'emplacement de la station est une étape préalable très importante qui doit répondre aux critères suivants :

- ❖ Eviter les sites instables ;
- ❖ Eviter les terrains accidentés ;
- ❖ Choisir les sites qui demandent un minimum de travaux de terrassement ;
- ❖ Eviter les terrains agricoles et les terrains privés ;
- ❖ Amenée facile d'énergie électrique ;
- ❖ Accès facile (pendant les travaux, l'exploitation, l'entretien...);
- ❖ Site proche de l'agglomération ;
- ❖ Prendre en considération l'impact de la station sur l'environnement.

Avant 2008, le chef-lieu de Skikda était alimenté par quatre barrages : Zit Emba, Zerdaza, Oum Tome et Ramdane djemel ; en même temps la ville d'Azzaba était alimentée en eau potable par les forages cités dans le premier chapitre.

Les eaux des quatre barrages étaient traitées au niveau de la station de traitement de HAMADI KEROUMA qui se situe au chef-lieu de Skikda, la partie des eaux qui proviennent du barrage de «**Zit Emba**» a été véhiculée par une adduction de 41.46 Km de longueur et 800mm de diamètre passant à proximité du chef-lieu d'Azzaba (coté Est) à une distance de 1.5Km.

Compte-tenu de l'accroissement rapide des besoins en eau aussi bien pour la consommation que pour l'irrigation et l'industrie (SONTRACH) et pour combler ce déficit hydrique, le dessalement d'eau de mer offre une alternative incontournable pour la ville de Skikda et même pour la ville d'Azzaba et ses agglomérations secondaires. La solution préconisée est la suivante :

- Pour la ville de Skikda, deux stations de dessalement d'eau mer ont été installées, la première avec une capacité de production de 100 000 m³/J et la deuxième avec une capacité de 7000 m³/J.

- Pour Azzaba, la solution la plus économique techniquement c'est de traiter les eaux du barrage de «**Zit Emba** », en construisant une usine de production d'eau potable qui fait l'objet notre d'étude, en profitant de l'adduction mixte (refoulement-gravitaire) qui doit nous assurer le débit demandé par les agglomérations, toute en respectant que la vitesse de l'écoulement d'eau dans la conduite doit être dans la plage de la vitesse admissible « 0.5-2m/s ».

$$V = \frac{Q}{S} = 0.590 \cdot 4 / (0.8^2 \cdot 3.14) = \mathbf{1.174 \text{ m/s.}}$$

-Sachant que :

Les caractéristiques de l'adduction entre le barrage et la station du traitement sont :

- Adduction de type : mixte (refoulement –gravitaire)
- Type de matériaux de la conduite : Fonte et acier
- $D_2=800 \text{ mm}$ (Acier), $PN_{\text{acier}}= 20 \text{ bar}$
- $D_1=600 \text{ mm}$ (Fonte), $L_{\text{total}}=21400 \text{ m.}$

La figure ci-dessous montre l'emplacement des stations de traitement par rapport au barrage et l'adduction.

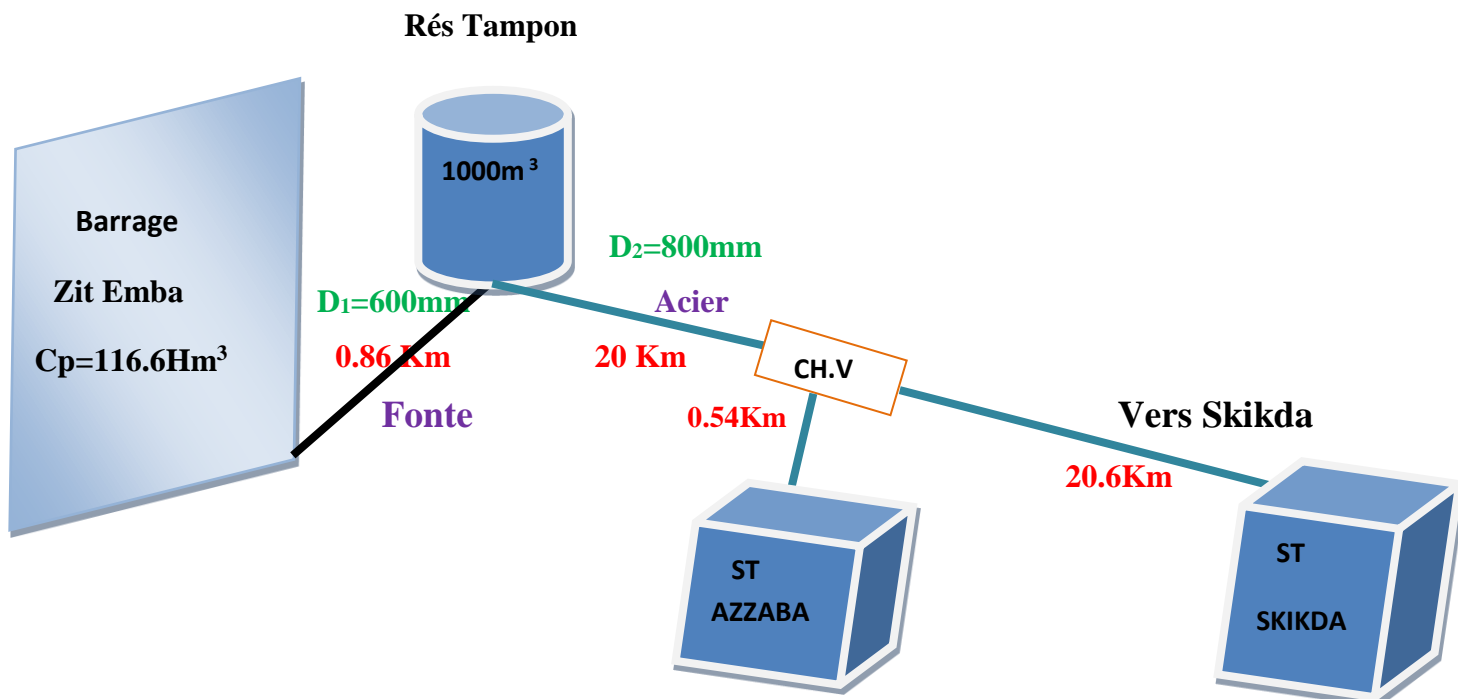


Figure V.1 : Emplacement de la station de traitement d'Azzaba, Barrage et Adduction.

- Dans notre étude on s'intéresse au tronçon de 21.4 Km, reliant le barrage à la station d'Azzaba. Cette adduction doit fournir le débit nécessaire pour l'alimentation des différentes agglomérations.

- Pour le deuxième tronçon de 20.6 Km, il reste sous surveillance et pourrait être utilisé dans les prochaines années.

V.2 Les caractéristiques du Barrage de Zit Emba :

Le barrage de **Zit Emba** est situé sur l'oued El Hammam (l'oued Elkebir) à 2km environ de la commune de Bekkouche Lakhdar ; Les coordonnées du site : X=883.50 Y=207.50 Z=80.50.

V.2.1 Historique du Barrage :

-La première étude du choix du site du barrage sur l'oued Hammam a été réalisée par la société française des Grands travaux en 1955.

-L'étude préliminaire du barrage : étude hydrologique a été réalisé en 1972 par la société tchèque **GORO VITCHE**.

-Etude géographique du site du barrage et de la cuvette de la retenue réalisé en 1985 par la société tchèque **STROIEXPORT**.

- Etude géodésique et topographique ont été réalisés par les sociétés Algériennes **ENAGO CETIKO** en 1987.

-APD réalisé par la société Russe **UKRHPROVODKHOZ** en 1987.

-Etude Finale par la société **SELKHOZPROMEXPORT** (Russe).

-Début des travaux en Novembre 1989.

-Fin des travaux en Novembre 2000.

-Inauguration du barrage et son mise en service le **26/09/2001** par son excellence Monsieur le président de république Monsieur Abdelaziz Bouteflika.

V.2.2 Destination

-Régularisation de l'écoulement sur plusieurs années.

-AEP des communes Azzaba.Djendel.Ain Charchar +renforcement en eau de Skikda Ville 33000 m³/jour.

-Irrigation par réseaux(ONIDE).

-Irrigation des Terres adjacents au barrage : 2500 ha : 3.5hm³/an.

-Irrigation par lâchers : Ben Azzouz-Marsa-Oued Elkebir-Boumaiza-Elhamma 6.0Hm³/an.

V.2.3 Caractéristiques de la Retenue :

- Altitude de retenue normale : 86.00 m.
- Altitude des plus hautes eaux : 91.00m.
- Aire de retenue au niveau normale : 1031 ha.
- Capacité total de la retenue : 120 hm.
- Réserve d'envasement : 8.4 hm³.
- Volume régularisé : 43.4 hm³.

V.2.4 Barrage et ses ouvrages annexes :**V.2.4.1 Barrage :**

- Type : Barrage en terre hétérogène.
- Hauteur maximale au-dessus du terrain naturel : 47.5 m.
- Hauteur maximale du dessus du fond des fouilles : 52.00 m.
- Largeur maximale au niveau des fonctions : 270m.
- Largeur en crête : 640m.
- Parement amont : 1/3.5
- Cote de la crête du barrage : 92.00 MNGA.

V.2.4.2 Constituants du barrage :

- Batardeau amont : Galets et graviers.
- Noyau : Limon, Argiles.
- vidange de fond
- Prisme de recharge aval : Galets et graviers.
- Prisme de drainage et de butée : masse rocheuse.
- Soutènement en pierres du talus amont masse rocheuse.
- Filtre sous le soutènement : Galets et graviers, masse rocheuse.
- Filtre entre le noyau et la recharge : Galets et graviers.

❖ **tour de prise d'eau**

- diamètre intérieur : 8.0 m
- diamètre extérieur : 10.0m
- nombre de prises d'eau : 03 (59.90, 70.70 ,82.60)
- débit de prises : 4 m³/S

❖ **Evacuateur de crues**

- longueur de l'évacuateur de crues : 152.5m.
- largeur du coursier : 50.0m---30.0m (convergent)
- pente : 0.224
- débit maximal (dimensionnement) :1000 ans= 1094 m³/s
- cote de la crête du déversoir 86.00 MNGA
- Cote du bout du Saut de Ski 53.7 MNGA
- longueur du canal d'amenée (le long de l'axe) 59.4m
- longueur du canal de restitution (forme trapézoïdale) 425 m.

V.2.5.Les caractéristiques moyennes d'eau brute :

Les analyses réalisées sur les eaux du barrage de **Zit Emba** indiquent une bonne qualité des eaux brutes (Tableau V.1) lesquelles ne présentent pas de pollution particulière ni par l'ammoniac, ni par le fer ou le manganèse, elles sont aussi bien oxygénées avec une bonne salinité.

Tableau V.1 : les principales caractéristiques d'eau brute du barrage de Zit Emba.

Paramètres	Valeur	Normes Algériennes	Normes OMS
Débit horaire	590 l/s	-	-
Débit moy journalier	30224.106 m ³ /j	-	-
Température	18 ⁰ c	25 ⁰ C	22 ⁰ c
PH	7.76	6.5-9.5	6.5-8.5
Turbidité	11.7 NTU	5 NTU	5 NTU
Conductivité	1757 ms/cm	2800 ms/cm/20 ⁰ C	-
Résidu sec à 105 ⁰ C	882 mg/l	2000 mg/l	2000 mg/l
Matière organique	2.5 mg/l	-	-
Dureté total	42.47 ⁰ F	200mg/l CaCo ₃	200mg/l CaCo ₃
Calcium Ca ⁺²	95 mg/l	200 mg/l	200 mg/l
Magnésium Mg ⁺²	97 mg/l	150 mg/l	50mg/l
Sodium Na ⁺	115 mg/l	200 mg/l	200 mg/l

Potassium K ⁺	5 mg/l	12 mg/l	12 mg/l
Chlorure Cl ⁻	189 mg/l	500 mg/l	250 mg/l
Sulfate So ₄ ⁻²	260 mg/l	400 mg/l	500 mg/l
Nitrates NO ₃ ⁻	1.1 mg/l	50 mg/l	50 mg/l
Nitrates NO ₂ ⁻	0.0 mg/l	0.2 mg/l	0.1 mg/l
Ammonium NH ₄ ⁺	0.24 mg/l	0.5 mg/l	0.5 mg/l
O ₂	9.3 mg/l	-	-

(Source : ANRH DE Constantine)

N.B : les valeurs indiquées au tableau V.1 se sont des valeurs moyennes de plusieurs campagnes d'échantillonnages qui ont couvert les quatre saisons.

V.3. Les principaux critères de choix de procédé de traitement

Le choix des procédés et leur disposition dans la filière est évidemment guidé en priorité par le débit souhaité et par la nature de l'eau, après avoir effectué les analyses nécessaires sur la qualité de ressource, dans le cas d'une eau superficielle, sujette à des variations saisonnières, plusieurs campagnes analytiques seront réalisées.

D'autres critères peuvent ensuite entrer en ligne de compte, comme le coût des procédés, leur encombrement, leur autonomie, leur contribution au développement durable.

Enfin, la filière doit être choisie de façon à être évolutive, compte tenu de la dégradation possible de la qualité de la ressource, de l'augmentation de la demande en eau potable (accroissement de la population raccordée) et de l'évolution probablement de plus en plus sévère de la réglementation.

V.4. Dimensionnement :

V.4.1 Dimensionnement des ouvrages du prétraitement

En basant sur ces résultats d'analyse des eaux brutes (tableau V.1), on a choisi pour l'étape du prétraitement les opérations suivantes :

- La mesure et la régulation du débit
- La pré-oxydation
- Le dégrillage
- Ajustement du PH

-Le tamisage reste inutile dans le cas de coagulation, floculation, décantation.

-Le dessablage reste inutile en absence du tamisage.

V.4.1.1 Ouvrage de mesure et régulation du débit :

C'est le premier ouvrage de la station de traitement, les eaux brutes qui proviennent du barrage ZITELLENBA s'écoulent gravitairement vers la station de traitement avec une vitesse :

$$V = \frac{Q}{S} = 0.590 \cdot 4 / 0.8^2 \cdot 3.14 = 1.174 \text{ m/s.}$$

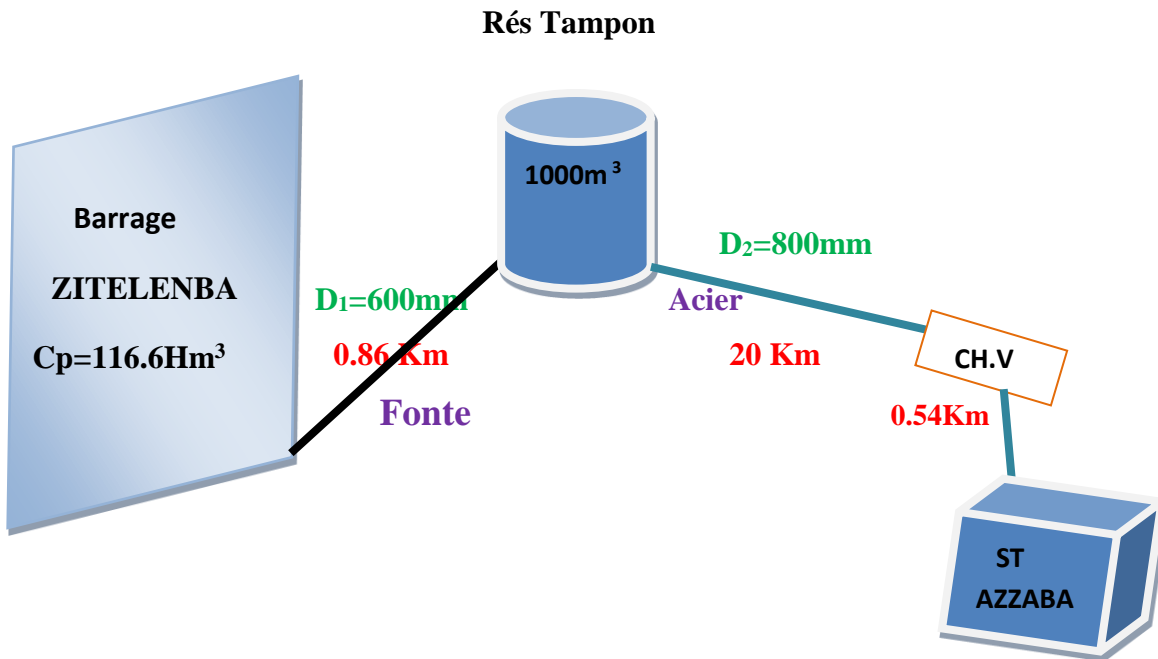


Figure V.2 : Emplacement de la station de traitement d'AZZABA

-Sachant que :

Les caractéristiques de l'adduction entre le barrage et la station du traitement sont :

- Adduction de type : mixte (refoulement –gravitaire)
- Type de matériaux de la conduite : Fonte et acier
- D₂=800 mm (Acier), PN_{acier}= 20 bar
- D₁=600 mm (Fonte), L_{total}=21400 m.

L'ouvrage a pour fonction principale :

- ❖ L'isolement de la station au moyen d'une vanne d'isolation manuelle de DN800 ;
- ❖ Le réglage du débit d'eau brute qui sera assuré par une vanne de réglage ;
- ❖ Le débit d'eau brute est mesuré et contrôlé par un débitmètre installé dans l'ouvrage ;
- ❖ La pression d'eau brute est mesurée et contrôlée par un Manomètre installé dans l'ouvrage.

Par piquage sur la conduite d'arrivée en aval de la vanne d'isolement manuelle, cet ouvrage permet d'assurer la pré-oxydation Directement dans la conduit d'arrivé.

V.4.1.2 La pré-oxydation

-Toute chaine de potabilisation d'eau de surface pour la consommation humaine doit obligatoirement commencer par une pré-oxydation.

-En Algérie, pour des raisons économiques, Le chlore est le plus utilisé. En solution, le chlore réagit avec l'eau Pour former deux composés, l'acide hypochloreux (HClO) et des ions hypochlorites (ClO⁻).

- Pour la pré-chloration la dose du chlore actif recommandée est **1à2g/m³** dans notre cas on prend **2g/m³**

- L'injection du chlore s'effectue directement dans la conduite par l'intermédiaire d'une pompe doseuse.

- Deux paramètres doivent être déterminé à savoir le débit de la pompe doseuse et le volume du bac de stockage des produits chimiques.

a) débit de la pompe doseuse

$$Q_{EB} \cdot C_{Chlore} = q_p \cdot C_{Con} \rightarrow q_p = Q_{EB} \cdot C_{Chlore} / C_{Con}$$

Avec :

Q_{EB} : Débit de l'eau brute ;

C_{Con} : concentration de chlore (48°F) soit 1°F=3.17g de cl₂/l

q_p : débit de la pompe doseuse

C_{Chlore} : dose optimale du chlore

A.N :

$$q_p = (2124 \cdot 2) / 152,16 = 27,92 \text{ L/h}$$

$$q_p = 27,92 \text{ L/h}$$

b) Bac de stockage

❖ La hauteur du bac est h=1à 2m. Nous prenons h=2m.

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

-Le volume du chlore utilisé dans la pré-chloration est calculé par la formule suivante :

$$V_1 = q_p \cdot t_s = 27.92 \cdot 24 = 670.08 \text{ L}$$

$$V_1 = 670.08 \text{ L}$$

-Le volume du chlore utilisé dans la filière complète est égale à :

$$V = V_1 + V_2$$

Sachant que :

V_1 : Le volume du chlore utilisé dans la pré-chloration

V_2 : Le volume du chlore utilisé dans la désinfection (à la fin de la filière)

-La surface :

$$S = V / h$$

-La largeur :

On suppose que $L=2 \cdot l$ avec :

L : la longueur du Bac

l : la largeur du Bac

Donc :

$$l = \sqrt{S/2}$$

N.B

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.

V.4.1.3 Dégrillage

Dès la prise d'eau, l'eau passe à travers des grilles pour arrêter les corps flottants et les gros déchets qui interfèrent avec le fonctionnement des équipements aval. Le dégrillage sert également à empêcher l'accès des poissons aux ouvrages du poste de pompage, conduite et installation de traitement, car le barrage de **ZITELNBA** est considéré aussi comme un système de production de poissons (la pisciculture).

On doit installer un dégrilleur à l'entrée de la station du traitement.

Nous distinguons trois types de dégrilleurs :

Tableau N° V.2 : Le domaine d'application des grilles

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 000m ³ /J)
Grilles fixes à nettoyage automatique	Grande envergure (>20 000m ³ /J)

A.N

-Pour notre cas on va opter à **une grille fixe à nettoyage automatique**, Ces grilles sont robustes, et équipées d'un système de raclage permettant de gérer efficacement d'importantes quantités de débris de différentes tailles.

- pour l'écartement, on choisit un écartement moyen **40 mm**

- pour l'épaisseur des barreaux, on prend **10mm**.

- Inclinaison des barreaux : $\alpha = 60^\circ$ par rapport à l'horizontale, dans le sens inverse du flux.

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

$$S = \frac{Q}{v.o.c}$$

Tel que :

Q : débit d'eau total à l'entrée (m^3/S)

Q = $Q_{brute} + Q_{recirculation}$ d'eau de lavage des filtres

$Q_{recirculation}$ d'eau de lavage des filtres = (pris égale à 5 % du Q_{brute})

V : vitesse d'entré = 1.17m/s

C : coefficient de colmatage

C=0.1 - 0.3 on prend C=0.2

$$O = \frac{\text{Espace libre entre les barreau}}{\text{Espace libre} + \text{Epaisseur du barreau}}$$

$$O = \frac{40}{40+10} = 0.8 \text{ (sans unité)}$$

$$S = \frac{0.62}{1.17 * 0.8 * 0.2} = 3.31 \text{ m}^2.$$

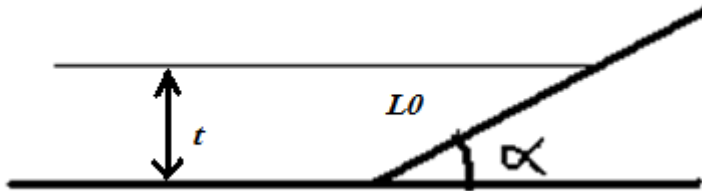
$$S = 3.31 \text{ m}^2$$

❖ **La largeur de la grille est calculée par la relation suivante :**

$$l = \frac{S}{L_0}, \quad L_0 : \text{longueur mouillée}$$

$$L_0 = \frac{t}{\sin \alpha}, \quad t : \text{tirant d'eau amont (hauteur d'eau max } 0.3 \text{ à } 0.8)$$

$$\text{Donc } L_0 = \frac{0.8}{\sin 60} = 0.92 \text{ m. on prend } L_0 = 0.95 \text{ m}$$



$$\text{Alors } l = \frac{3.31}{0.95} = 3.5 \text{ m.}$$

Nous récapitulons :

- **Dimensions de l'ouvrage de dégrillage**
 - Longueur : **0.95m**
 - Largeur : **3.5 m**
 - Hauteur : **0.8m**

V.4.1.4 Ajustement du PH :

-pour corriger le PH des eaux brute de Zit Emba de 7.76 à une valeur pH optimal de la coagulation 6.8, une injection d'Acide chlorhydrique (chlorure d'hydrogène) ce fait dans une chambre de mélange rapide située juste avant l'entrée du bassin de coagulation.

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

$$-V_{\text{bassin}} = Q_{\text{Brute}} * t_s$$

-Avec :

$$Q_{\text{Brute}}: \text{Débit Brute} = 619.5 \text{ l/s}$$

$$t_s : \text{temps de séjour } 1 \text{ min}$$

Donc :

$$V_{\text{bassin}} = 0.6195 * 60 = 37.17 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow V_{\text{bassin}} = 37.5 \text{ m}^3$$

-On prend les dimensions suivantes pour le bassin :

- Longueur : 7,5 m ;

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

V.4.2 Coagulation-floculation :

La coagulation-floculation sont des opérations essentielles notamment pour le traitement des eaux de surface, bien que constituant deux étapes distinctes (théoriquement comme techniquement), la coagulation et la floculation sont inséparables dans la majorité des cas, cette double opération précède toujours une ou plusieurs étapes de séparation liquide/solide, classiquement la décantation ou la flottation et/ou la filtration en profondeur ou encore, plus récemment la filtration sur membranes.

Les objectifs de cette double opération sont nombreux, historiquement le seul objectif était la contribution à l'abattement de la turbidité et des matières en suspension, aujourd'hui, c'est l'action très importante de ces opérations dans l'élimination de la matière organique dissoutes qui est principalement recherché, la coagulation-floculation peuvent aussi participer à l'élimination de nombreux micropolluant minéraux ainsi qu'à celle des microorganismes.

La coagulation déstabilise les particules chargées négativement, on emploie comme coagulant le sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$, puis la floculation qui permet l'agglomération de ces particules en flocc volumineux qui subissent après une décantation.

V.4.2.1 Résultats du jar test

Le pH optimal et la dose de coagulant optimale, peuvent être déterminés expérimentalement grâce à l'essai sur JARTEST dont le principe est décrit dans le chapitre 3.

-Les résultats du jar test sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau N° V.3 : les résultats du jar test.

La dose coagulation $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$	20mg/l
Le temps de coagulation	2minutes
La dose de Floculation	0.05 mg/l
Le temps de Floculation	20 minutes
PH optimal	6.8

(Source : laboratoire de la station de traitement d'Azzaba)

V.4.2.2 Coagulation

-Le coagulant est directement injecté à l'aide de pompe volumétrique ou une pompe doseuses dont le fonctionnement est asservi au débit de l'eau traité, la dispersion du coagulent doit être rapide, c'est une des conditions nécessaires pour obtenir une coagulation efficace, elle doit être pratiquée dans un coagulateur qui peut être un mélangeur rapide ou est dispensée une forte énergie d'agitation. [6]

-Ces réacteurs, quel que soit leur type, doivent être prévus pour résister aux faibles valeurs de PH.

- La phase de la coagulation sera dimensionnée en deux phases :

A- Détermination des caractéristiques du bassin de coagulation :

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

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

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

Avec :

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

Q_{EB} : débit d'eau brute ;

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

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

-La surface $S = \frac{V}{h_{max}}$;

- La largeur $l = \sqrt{\frac{S}{2}}$;

-La longueur $L = V/l \cdot h$;

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

B.1- Le débit de la pompe doseuse :

$$Q_T \cdot C_{Coag} = q_p \cdot C_{Con}$$

$$\implies q_p = \frac{Q_T \cdot C_{Coag}}{C_{Con}}$$

Sachant que :

Q_T : Débit total d'entrée ;

C_{con} : 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 $h = 1 \text{ à } 2 \text{ m}$;

- t_s : le temps de séjour et égale à 24 h

Donc on calcule le volume du bac de stockage :

$$V_b = q_p * t_s$$

- La surface : $S = V / h_{\max}$

$$\text{-La largeur : } l = \sqrt{\frac{S}{2}}$$

-la longueur : $L = V / l * h$

AN :

A- Détermination des caractéristiques du bassin de coagulation :

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

-on a donc $V = 0.649 * 120 = 77.88 \text{ m}^3 \rightarrow V_{\text{bassin}} \approx 78 \text{ m}^3$

-La hauteur du bassin : **$h = 2 \text{ m}$**

-La surface : $S = \frac{V}{h_{\max}} = 78 / 2 = 39 \text{ m}^2 \rightarrow S_{\text{bassin}} = 39 \text{ m}^2$

- La largeur

$$l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{39}{2}} = 4.42 \text{ m} \rightarrow l \approx 4.5 \text{ m}$$

-La longueur

$$L = V / l * h = 78 / (4.5 * 2) = 8.66 \text{ m} \rightarrow L \approx 9 \text{ m}$$

Nous récapitulons :

➤ **Dimensions du bassin de coagulation**

Longueur : **9m**

Largeur : **4.5m**

Hauteur : **2 m**

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

B.1- Le débit de la pompe doseuse du coagulant :

$$Q_T * C_{\text{Coag}} = q_p * C_{\text{Con}}$$

$$q_p = \frac{Q_T * C_{\text{Coag}}}{C_{\text{Con}}} = 649 * 20 * 10^{-3} / 10 = 1.3 \text{ l/s} \rightarrow q_p = 4,68 \text{ m}^3/\text{h}$$

B.2- Le bac de coagulant :

- volume du bac de stockage :

$$V_b = q_p * t_s = 4,68 * 24 = 112.68 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow V_b \approx 112.7 \text{ m}^3$$

- La hauteur du bac : $h = 2 \text{ m}$

- La surface : $S = V / h_{\max} = 112.7/2 = 56.35 \text{ m}^2$

- La largeur : $l = \sqrt{\frac{S}{2}} = 5.3 \text{ m} \rightarrow l \approx 5.5 \text{ m}$

- La longueur

$$L = 2 * l = 5.5 * 2 = 11 \text{ m}$$

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

Nous récapitulons :

➤ **Dimensions du bac de coagulant :**

Longueur : **11m**

Largeur : **5.5m**

Hauteur : **2 m**

C) Dimensionnement du système d'agitation :

Le Bassin de coagulation est muni d'un agitateur rapide à pales dont le principe est décrit dans le chapitre 3

✓ **Longueur de la lame d'un agitateur**

$$a = H - (2 * 0.25) = 2 - 0.5 = 1.5 \text{ m} \rightarrow a = 1.5 \text{ m}$$

✓ **Largeur de la lame**

$$l = 10 b \rightarrow b = 0.55 \text{ on prend } b = 0.55 \text{ m}$$

✓ **Surface de la lame d'un agitateur :**

$$A = a * b = 4.28 \text{ m}^2 \rightarrow A = 0.825 \text{ m}^2$$

D) Dimensionnement d'un poste dosage du CAP :

-L'injection du charbon actif en poudre (CAP), en cas de pollution accidentelle, la dose est estimée entre 5 et 25 g/m³, la dose optimale du CAP est déterminée par un essai de jar-test, Alors on a trouvé les résultats du jar-test :

- La dose du CAP optimale = **13 mg/l**

$$Q_T \cdot C_{CAP} = q_p \cdot C_{Con}$$

$$\implies q_p = \frac{Q_T \cdot C_{CAP}}{C_{Con}}$$

Sachant que :

Q_T : Débit total d'entrée ;

C_{con} : Concentration de CAP (20 g/l) ;

q_p : Débit de la pompe doseuse ;

C_{CAP} : Dose optimal du CAP.

$$q_p = \frac{Q_T \cdot C_{coag}}{C_{con}} = 649 \cdot 13 \cdot 10^{-3} / 20 = 0.42 \text{ l/s} \rightarrow q_p = 1,51 \text{ m}^3/\text{h}$$

- volume du bac de stockage :

$$V_b = q_p \cdot t_s = 1,51 \cdot 24 = 36.68 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow V_b \approx 36.24 \text{ m}^3$$

V.4.2.3 Flocculation:

La phase de la flocculation sera dimensionnée en deux étapes :

A- Détermination des caractéristiques du bassin de flocculation :

Pour notre station, on va opter pour un flocculateur à brassage mécanique, Ce type de flocculateur est généralement constitué de 2 à 4 chambres chacune munie d'un agitateur à pales dont la vitesse est réglable.

-On calcule ce flocculateur pour :

- Temps de séjour de l'eau : 20 à 40 min (on va prendre $t_s = 20$ min) ;
- Gradient de vitesse $10 < G < 100 \text{ S}^{-1}$

Donc :

- Le volume : $V = Q_T \cdot t_s$; [24]
- La surface : $S = 2 \cdot \sqrt[3]{V^2} = 2 \cdot \sqrt[3]{778.8^2} = 169.3 \text{ m}^2$; [24]
- La profondeur : $H = \frac{\sqrt[3]{V}}{2} = \frac{\sqrt[3]{778.8}}{2} = 4.6 \approx 5 \text{ m}$; [24]
- La largeur : $l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{169.3}{2}} = 9.2 \text{ m}$; [24]
- La longueur $L = 2 \cdot l = 18.4 \text{ m}$; [24]

- Le volume : $V = Q_T * t_s = 38.94 * 20 = 778.8 \text{ m}^3$;

Remarque :

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

$$T_S = V / Q_{EB} = 778.8 / 0.59 = 1320 \text{ S} = 22 \text{ min}$$

❖ Détermination du nombre d'agitateurs X :

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

$$X \leq L / H \cdot B \quad [21]$$

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

Pour $\beta = 1$ $\rightarrow X \leq 3.68 \approx 4$

Pour $\beta = 1,5$ $\rightarrow X \leq 2.45 \approx 3$

On prend $X = 4$ parce que Ce type de flocculateur est généralement constitué de 2 à 4 chambres.

Dimensionnement de la lame d'un agitateur :

- La distance entre les parois verticales et les lames doit être de 15cm
- La distance entre la lame jusqu'au fond du bassin et à la surface de l'eau doit être de 25 cm.
- La surface de la lame doit être au maximum égale à 20% de la section du bassin $l * H$. [25]

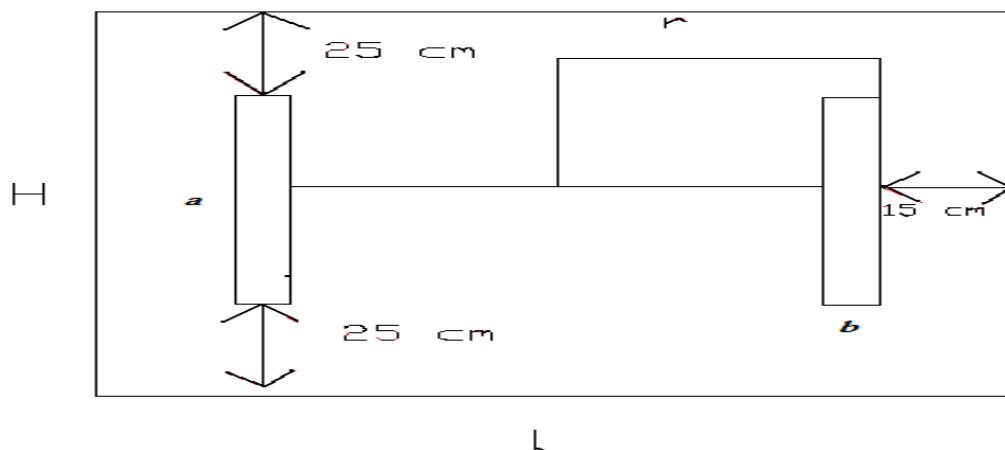


Figure V.3 : Représentation schématique des deux agitateurs.

- ✓ **Longueur de la lame d'un agitateur**
 $a = H - (2 * 0.25) = 5 - 0.5 = 4.5 \text{ m} \rightarrow a = 4.5 \text{ m}$
- ✓ **Largeur de la lame**

$$l = 10 b \rightarrow b=0.92 \text{ on prend } \mathbf{b=0.92 m}$$

✓ **Surface de la lame d'un agitateur :**

$$A = a \times b = 4.28 \text{ m}^2 \rightarrow \mathbf{A=4.28 \text{ m}^2}$$

✚ **Vérifications du dimensionnement :**

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

$$\mathbf{20\% l * H = 9.2 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{A = 4.28 \text{ m}^2 < 9.2 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée.}}$$

a) **Vitesse périphérique :**

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

r : rayon de rotation

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

$$r = \frac{(l-2d)}{2} = \frac{9.2-2*0.15}{2} = 4.45 \text{ m}$$

d: la distance entre les parois verticales et les lames égale à 15cm.

l : la largeur du bassin de floculation.

-Puisqu'on a quatre agitateurs, donc la vitesse de rotation de ces derniers est la même afin de favoriser un grossissement progressif des floes. **[26]**

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

Donc :

$$w=2\pi r n = 2*3.14*4.45*4 = \mathbf{111.784 \text{ m/min}}$$

$$\mathbf{w = 111.784 \text{ m/min} = 1.84 \text{ m/S}}$$

b) Vérification du critère de Reynolds :

Pour éviter la cassure des floes il faut que le nombre de Reynolds inférieure à $5*10^5$ **[4]**

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

U : différence entre la vitesse d'écoulement du liquide et la vitesse du mouvement de la lame d'agitateur, en pratique, on adopte une valeur de U telle que : $U = 0.75 * w$

w : vitesse périphérique.

b : largeur de la lame.

ρ : Densité de l'eau brute $\rho = 1.005 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$.

μ : viscosité dynamique de l'eau $\mu = 1.17 \cdot 10^{-3} \text{ pas}$ à $T=20^\circ\text{C}$

Alors :

$$U = 0.75 \cdot w = 0.75 \cdot 111.784 = 83.83 \text{ m/min.}$$

$$U = 1.4 \text{ m/s.}$$

$$\text{Re} = \frac{U \cdot b \cdot \rho}{\mu} = 11 \cdot 10^5$$

$$\text{Re} > 5 \cdot 10^5$$

-Donc on remarque que le critère de Reynolds n'est pas vérifié, donc la solution pour résoudre ce problème c'est de diviser notre flocculateur en quatre chambres similaires, et on refait les calculs.

A.1 Les Dimensions de chaque chambre :

Les nouvelles dimensions de chaque chambre seront comme suit :

- Le volume : $V = (Q_T \cdot t_s) / 4 = (38.94 \cdot 20) / 4 = \mathbf{194.7 \text{ m}^3}$;
- La surface : $S = (2 \cdot \sqrt[3]{V^2}) = 2 \cdot \sqrt[3]{194.7^2} = \mathbf{67.19 \text{ m}^2}$;
- La profondeur : $H = \frac{\sqrt[3]{V}}{2} = \frac{\sqrt[3]{194.7}}{2} = 2.89 \approx \mathbf{2.9 \text{ m}}$;
- La largeur : $l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{67.19}{2}} = \mathbf{5.8 \text{ m}}$;
- La longueur $L = 2 \cdot l = \mathbf{11.6 \text{ m}}$;
- **Remarque :**

Sans recirculation des eaux de lavage et les boues, dans chaque chambre on obtient un temps de séjour de :

$$T_s' = V / Q_{EB} = 194.7 / 0.59 = 330 \text{ S} = \mathbf{5.5 \text{ min}}$$

$$T_s = 4 \cdot T_s' = 4 \cdot 5.5 = \mathbf{22 \text{ min}}$$

- **Le nombre d'agitateurs X :**

Un agitateur dans chaque chambre

❖ Dimensionnement de la lame d'un agitateur de chaque chambre :

- La distance entre les parois verticales et les lames doit être de 15cm
- La distance entre la lame jusqu'au fond du bassin et à la surface de l'eau doit être de 25 cm.

➤ La surface de la lame doit être au maximum égale à 20% de la section du bassin $l \cdot H$. [25]

✓ **Longueur de la lame d'un agitateur**

$$a = H - (2 \cdot 0.25) = 2.9 - 0.5 = 2.4 \text{ m} \rightarrow \mathbf{a = 2.4m}$$

✓ **Largeur de la lame**

$$l = 10 b \rightarrow b = 0.58 \text{ on prend } \mathbf{b = 0.6 m}$$

✓ **Surface de la lame d'un agitateur :**

$$A = a \times b = 1.4 \text{ m}^2 \rightarrow \mathbf{A = 1.4 \text{ m}^2} \text{ (Voir la Figure V.3)}$$

✚ **Vérifications du dimensionnement :**

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

$$\mathbf{20\% l \cdot H = 3.36 \text{ m}^2}$$

$$\mathbf{A = 1.4 \text{ m}^2 < 3.36 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Donc la condition est vérifiée.}}$$

a) **Vitesse périphérique :**

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

r : rayon de rotation

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

$$r = \frac{(l - 2d)}{2} = \frac{5.8 - 2 \cdot 0.15}{2} = \mathbf{2.75 \text{ m}}$$

d : la distance entre les parois verticales et les lames égale à 15cm.

l : la largeur de la chambre de floculation.

-En pratique, on prend : $\mathbf{n = 4 \text{ tours/min.}}$

Donc :

$$w = 2\pi r n = 2 \cdot 3.14 \cdot 2.75 \cdot 4 = \mathbf{69.08 \text{ m/min}}$$

$$\mathbf{w = 69.08 \text{ m/min} = 1.15 \text{ m/S}}$$

b) **Vérification du critère de Reynolds de chaque chambre :**

Pour éviter la cassure des floes il faut que le nombre de Reynolds inférieure à $5 \cdot 10^5$ [4]

$$\mathbf{Re = \frac{U \cdot b \cdot \rho}{\mu}}$$

U : différence entre la vitesse d'écoulement du liquide et la vitesse du mouvement de la lame d'agitateur, en pratique, on adopte une valeur de U telle que : $U = 0.75 \cdot w$

w : vitesse périphérique.

b : largeur de la lame.

ρ : Densité de l'eau brute $\rho = 1.005 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$.

μ : viscosité dynamique de l'eau $\mu = 1.17 \cdot 10^{-3} \text{ pas}$ à $T=20^\circ\text{C}$

Alors :

$$U = 0.75 \cdot w = 0.75 \cdot 69.08 = 83.83 \text{ m/min.}$$

$$U = 0.86 \text{ m/s.}$$

$$\text{Re} = \frac{U \cdot b \cdot \rho}{\mu} = 4.3 \cdot 10^5$$

$$\text{Re} < 5 \cdot 10^5$$

-Le critère de Reynolds est vérifié, on passe à la vérification du gradient de vitesse.

C) Vérification du gradient de vitesse G pour chaque chambre :

$$G = \sqrt{\frac{pt}{\mu \cdot V}} \quad [26] \quad 10 < G < 100 \text{ S}^{-1}$$

Avec :

P_t : puissance total transmise (Watt) ;

μ : viscosité dynamique de l'eau $\mu = 1,17 \cdot 10^{-3} \text{ pa.s}$ à $T = 20^\circ\text{C}$;

V : volume du bassin (m^3).

C.1) Calcul de la puissance P de chaque pale :

$$P = 0.5 \cdot C_d \cdot \rho_{\text{eau}} \cdot A_p \cdot \vartheta^3 \quad [4]$$

P : puissance de chaque pale ;

C_d : coefficient de trainée (1.8 pour les pales plates) ;

A_p : surface de la pale (m^2)

ϑ : vitesse relative de la pale par rapport à l'eau ($0.75 \cdot$ vitesse de la pale)

ρ : Masse volumique du liquide $= 1.005 \cdot 10^3 \text{ kg/m}^3$

Donc: $A_p = 1.4 \text{ m}^2$.

$$v = 0.75 * w = 0.75 * 1.15 \text{ m/s} = \mathbf{0.86 \text{ m/s}}$$

$$P_{\text{pale}} = 0.5 * 1.8 * 1.005 * 10^3 * 1.4 * 0.86^3 = 805.4 \text{ watt.}$$

Alors :

La puissance totale transmise :

$$P_t = 805.4 * 2 = \mathbf{1610.8 \text{ watt.}} \quad (\text{Chaque agitateur à deux pales})$$

Donc : le gradient de vitesse G égale :

$$G = \sqrt{\frac{P_t}{\mu \cdot V}} = \sqrt{\frac{1610.8}{1.17 * 0.001 * 194.7}} = \mathbf{83.3 \text{ S}^{-1}}$$

$$G = \mathbf{83.3 \text{ S}^{-1}} \quad \text{c'est vérifié } 10 < G < 100 \text{ S}^{-1}$$

D) Vérification du Nombre de Camp pour chaque chambre :

Il doit être compris entre $10^4 < G * T < 10^5$ Alors :

$$G * T = 83.3 * 60 * 20 = 99960 \quad \text{Donc } 10^4 < 99960 < 10^5 \text{ Alors le Nombre de Camp est vérifié}$$

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

B.1- Le débit de la pompe doseuse :

$$q_p = \frac{Q_{EB} \cdot C_{Flocu}}{C_{con}}$$

Q_{EB} : débit de l'eau brute dans le bassin.

C_{con} : concentration du floculant (1g/l).

q_p : débit de la pompe doseuse.

C_{flocu} : dose optimale du floculant (0.05 mg/l).

- ❖ on emploie dans notre station comme floculant un polyélectrolyte anionique de type polyacrylamide hydrolysé, dans ce dernier la dose pratiquées est entre 0.05 à 0.1 g/m³.

Alors :

$$q_p = \frac{649 * 0.05 * 0.001}{1} = 0.032 \text{ l/s} \rightarrow \mathbf{q_p = 0,12 \text{ m}^3/\text{h}}$$

B.2- Le bac de floculant :

- Volume du bac de stockage : $V_b = q_p * t_s = \mathbf{0,12 * 24 = 2.88 \text{ m}^3}$

$$\rightarrow V_b \approx 3 \text{ m}^3$$

❖ **Nous récapitulons :**

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

Bassin de coagulation :

- Temps de séjour : 2 min
- Le volume du bassin : $V=78 \text{ m}^3$.
- La surface du bassin : $S=39 \text{ m}^2$
- La hauteur du Bassin : 2 m.
- La largeur : $l=4.5 \text{ m}$.
- La longueur : $L=9 \text{ m}$.

Bassin de floculation :

Notre bassin de floculation est divisé en quatre chambres, chaque chambre est caractérisé par :

- Temps de séjour : 20 min
- Volume : 194.7 m^3 .
- La surface : 67.19 m^2 .
- La profondeur : 2.9 m.
- La largeur : 5.8 m.
- La longueur : 11.6 m.
- Nombre d'agitateur : 1
- Longueur de la lame de l'agitateur : 2.4m.
- Largeur de la lame de l'agitateur : 0.6 m.
- Surface de la lame : 1.4 m^2 .
- Rayon de la lame : $r=2.75 \text{ m}$.

*** Remarque !**

-Les principaux dysfonctionnements observés lors de l'étape de coagulation/floculation sont :

- ✓ Des floes trop petits et/ou peu denses ;
- ✓ Des teneurs résiduelles en fer ou aluminium dissous trop élevées, même après filtration ;
- ✓ Une mauvaise élimination de la matière organique dissoute (MOD)

-Lorsque les floes sont trop petits et/ou trop légers, il faut alors souvent ajuster la dose et le pH de coagulation. Une autre cause possible est une mauvaise agitation lente et/ou un passage de l'eau floulée vers l'ouvrage suivant qui cassent les floes. Une étude approfondie (hydraulique, calcul de G) est alors nécessaire. Un ajout de floulant ou le changement de coagulant en passant au polychlorure d'aluminium (PCA) sont souvent les solutions adoptées.

- Pour ce qui concerne la fuite en coagulant, lorsque la coagulation est pratiquée au sulfate d'aluminium à pH libre, le dysfonctionnement classiquement observé est une solubilisation partielle de l'aluminium à cause d'un pH de coagulation non adapté (trop élevé au trop faible). Un réajustement de pH ou plus simplement le passage au PCA sont des solutions efficaces.

- Pour les eaux contenant des matières organiques dissoutes, une autre cause de solubilisation de l'aluminium ou du fer est la formation de complexes organométalliques solubles avec ces

V.4.3. Décantation

-La décantation gravitaire tient une place primordiale dans la filière de traitement d'eaux de surface pour la production d'eau potable, elle est toujours précédée de la double opération de coagulation-floculation et toujours suivie d'une filtration, la décantation est parfois est remplacée par la flottation.

-La décantation est une opération unitaire par laquelle une suspension chargée en particules insolubles est séparées en 2 parties :

- un liquide clarifié (peu chargé en MES) ;
- des boues.

On met à profit la différence de densité entre les phases liquide et solide.

- Les décanteurs rectangulaires à flux horizontale ont été longtemps utilisés en production d'eau potable pour des grands débits, l'introduction des lamelles dans ce type de décanteur a été expérimentée depuis les années 1970-1980, Elle est aujourd'hui pratiquée couramment, avec comme objectif principal de diminuer la surface au sol.

-Les lamelles sont appelées « plaques » ou « modules », ils sont disposé parallèlement sur toute la surface de décantation en mode contre-courant.

-Pour la décantation lamellaire on a trois types de décantation :

- La décantation à contre-courant est la plus efficace et la plus utilisée.
- Dans la décantation à co-courant il est difficile de collecter l'eau traitée.
- Courant croisé : écoulement perpendiculaire à la décantation, pose des problèmes d'équi-répartition des flux hydrauliques.

-Dans notre station on va utiliser un décanteur rectangulaire lamellaire à contre-courant.

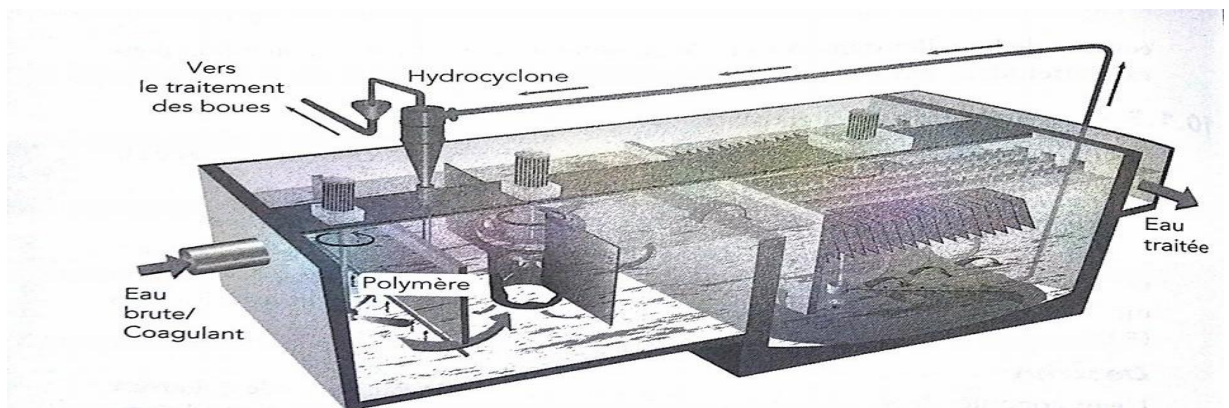


Figure V.4 : un décanteur rectangulaire lamellaire [6]

V.4.3.1 Description générale d'un décanteur lamellaire :

-Les plaques (ou les modules) sont disposés généralement sur toute la surface de décantation, leur nombre N_t dépend bien évidemment de des dimensions du décanteur et de l'espace inter-lamellaire e ou du diamètre hydraulique équivalent d_H .

-Le diamètre hydraulique équivalent d_H est compris entre **40** et **80 mm**, l'angle d'inclinaison est généralement de **60°**, la longueur du module L est généralement est compris entre **0.75** et **3 m**, les modules sont généralement en **PEHD**.

-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.

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

-Les équations caractéristiques du décanteur lamellaires sont les suivantes : [16]

$$STP=Q/U_H \quad (1)$$

$$STP=N_t \cdot l_p \cdot L_p \cdot \cos \alpha \quad (2)$$

Avec :

Q : le débit à traiter.

U_H : vitesse de Hazen.

L_p : longueur des lamelles.

l_p : largeur des lamelles.

N_T : nombre total de lamelle

α : Angle d'inclinaison des plaques

- Les équations (1) et (2) permettent de trouver N_T , le nombre total de lamelles 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. **[17]**
- 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.

Alors :

<i>Données</i>		
<i>Vitesse de Hazen</i>	U_H (mm/s)	0,333
<i>Longueur d'une lamelle</i>	L_p (m)	3
<i>Largeur d'une lamelle</i>	l_p (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)	0.649

<i>Résultats</i>		
<i>Surface totale projeté</i>	STP (m^2)	1949
<i>Nombres total de lamelle</i>	N_T	650
<i>Débit entre les lamelles</i>	Q_l (m^3/s)	0,001

-Une surface totale projetée de **1949 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, **650 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**

V.4.3.2)-Détermination de la surface du décanteur :

-La largeur du décanteur correspond à la largeur d'une lamelle, On va utiliser deux lamelles en série, donc : $l = 4,00 \text{ m}$ [27]

-La longueur est déterminée en fonction de : (Voir la Figure V.6)

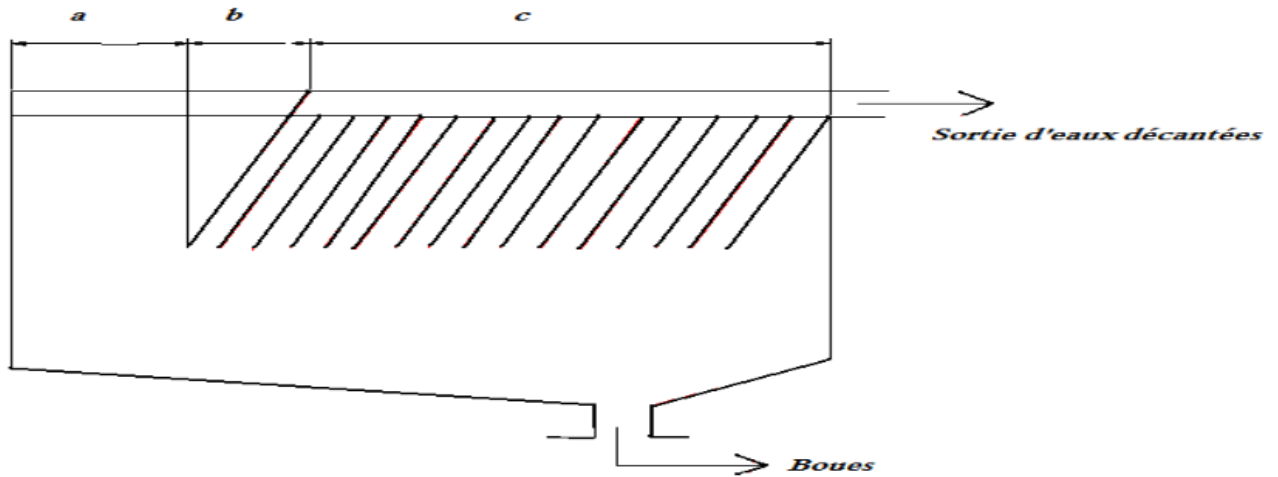


Figure V.5 : Les longueurs d'un décanteur lamellaire [27]

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

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 : nombre de plaque * écartement = $(650/2) \cdot 0,1 = 32,5 \text{ m}$

a = 0,5m

b = 1,5m

c = 32,5m

Alors : $L = 0,50 + 1,5 + 32,5 = 34,5 \text{ m}$

-La longueur du décanteur = 34,5m

-Soit une surface (L*l) de 138 m².

V.4.3.3)-Calcul de la hauteur du décanteur :

Les différentes hauteurs d'un décanteur lamellaire sont présentées dans la figure V.7 :

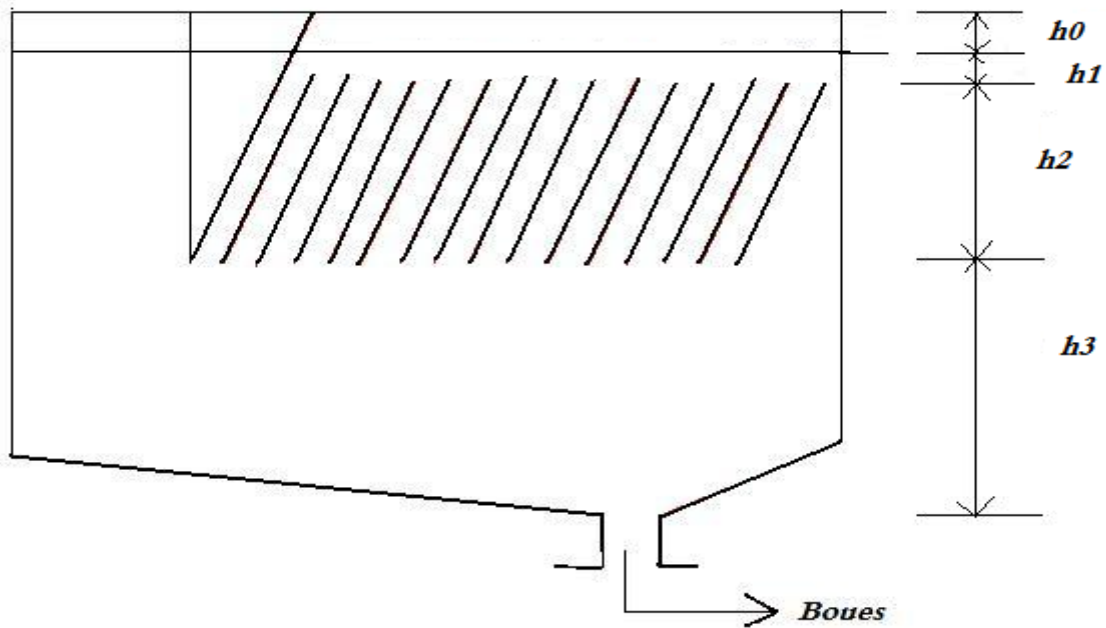


Figure V.6-Les hauteurs d'un décanteur lamellaire [27]

h₀ : 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-0.7m**.

h₁ : Zone d'eau clarifiée

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

h₂ : Zone de décantation :

Cette zone correspond à la hauteur occupée par les plaques

h₃ : Zone de turbulence, épaissement de boues et stockage

Elle est généralement comprise entre **1-2 m**

Donc:

$$h_0 = 0,5 \text{ m.}$$

$$h_1 = 0,20 \text{ m}$$

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

$$h_3 = 1,7 \text{ m}$$

Alors:

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

❖ Nous récapitulons :

- La hauteur : **5 m.**
- La largeur : **4m.**
- La longueur : **34.5m**

V.4.3.4)-Calcul du temps de séjour :

Le volume du bassin : $V = L * l * H = 34.5 * 4 * 5 = 690 \text{ m}^3$

$$\rightarrow V = 690 \text{ m}^3$$

On a: $V = Q_T * t_s$ $t_s = V / Q_T = 1063.17 \text{ S} \approx 18 \text{ min}$

$$\rightarrow t_s \approx 18 \text{ min}$$

Remarque :

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

$$t_s = V / Q_{EB} = 690 / 0.59 = 1169.5 \text{ S} = 19.5 \text{ min}$$

$$t_s \approx 19,5 \text{ min}$$

V.4.4)-Ajustement du PH :

-pour corriger 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 calcule le volume du bassin.

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

-Avec :

$Q_{\text{déc}}$: Débit décanté **619.5 l/s**

t_s : temps de séjour 1 min

Donc :

$$V_{\text{bassin}} = 0.6195 * 60 = 37.17 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow V_{\text{bassin}} = 37.5 \text{ m}^3$$

-On prend les dimensions suivantes pour le bassin :

- Longueur : 7,5 m ;
- Largeur : 2,5 m
- Hauteur : 2 m.

Remarque :

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

$$t_s = V / Q_{EB} = 37.17 / 0.59 = 63 \text{ S}$$

V.4.5. Filtration:

-La filtration en profondeur est très fréquemment utilisée en traitement des eaux de surface après les étapes successives de coagulation, floculation et décantation.

-avec la filtration en profondeur, on cherche à éliminer les particules de quelques micromètres à quelque dizaine de micromètre, c'est-à-dire principalement les matières en suspension (non colloïdales), les microflocs s'échappant de la décantation et certains micro-organismes (algues, partie des bactéries, protozoaires).

- La filtration est un procédé physique destiné à clarifier une 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.

-Pour notre station, le mode de filtration choisie est la filtration rapide sur sable (5 à 24m³/h.m² ou m/h) à flux descendant, notamment par voie gravitaire. [6]

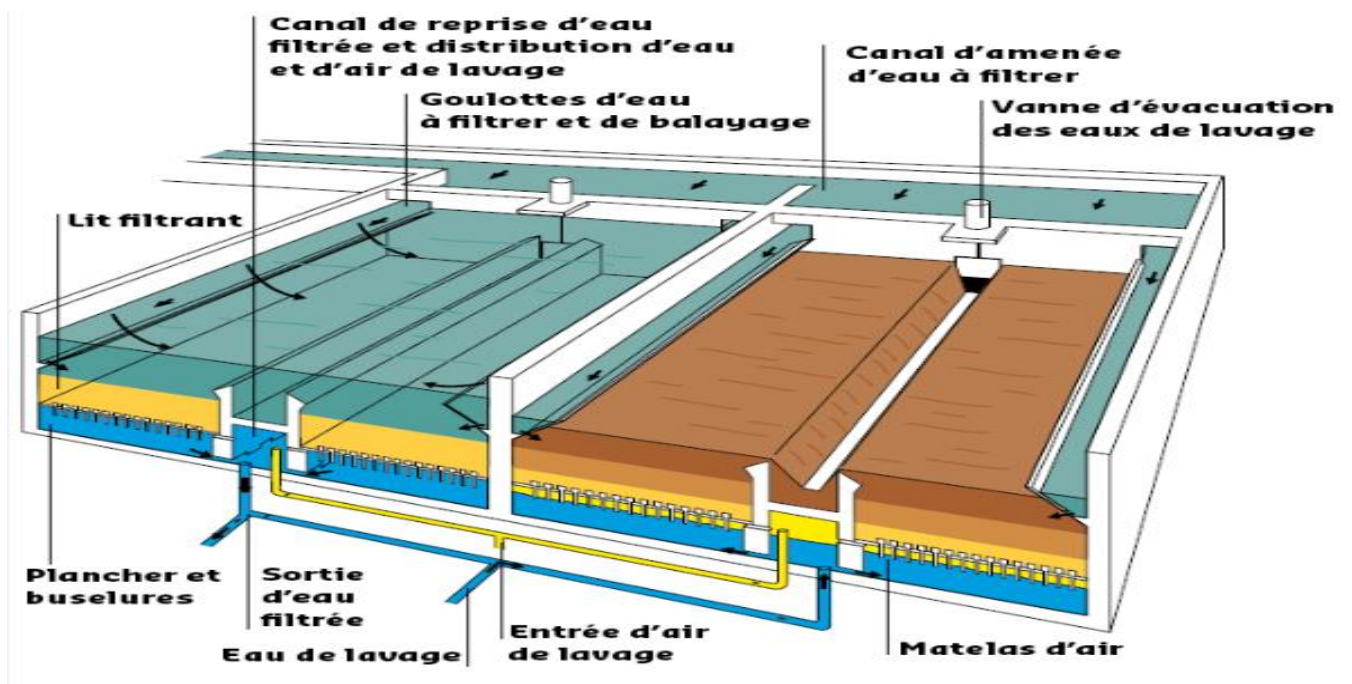


Figure V.7 Principe de fonctionnement du filtre

V.4.5.1 -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 de MES, au fur et à mesure des passages de l'eau à travers le lit filtrant. [20]

- 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. [20]

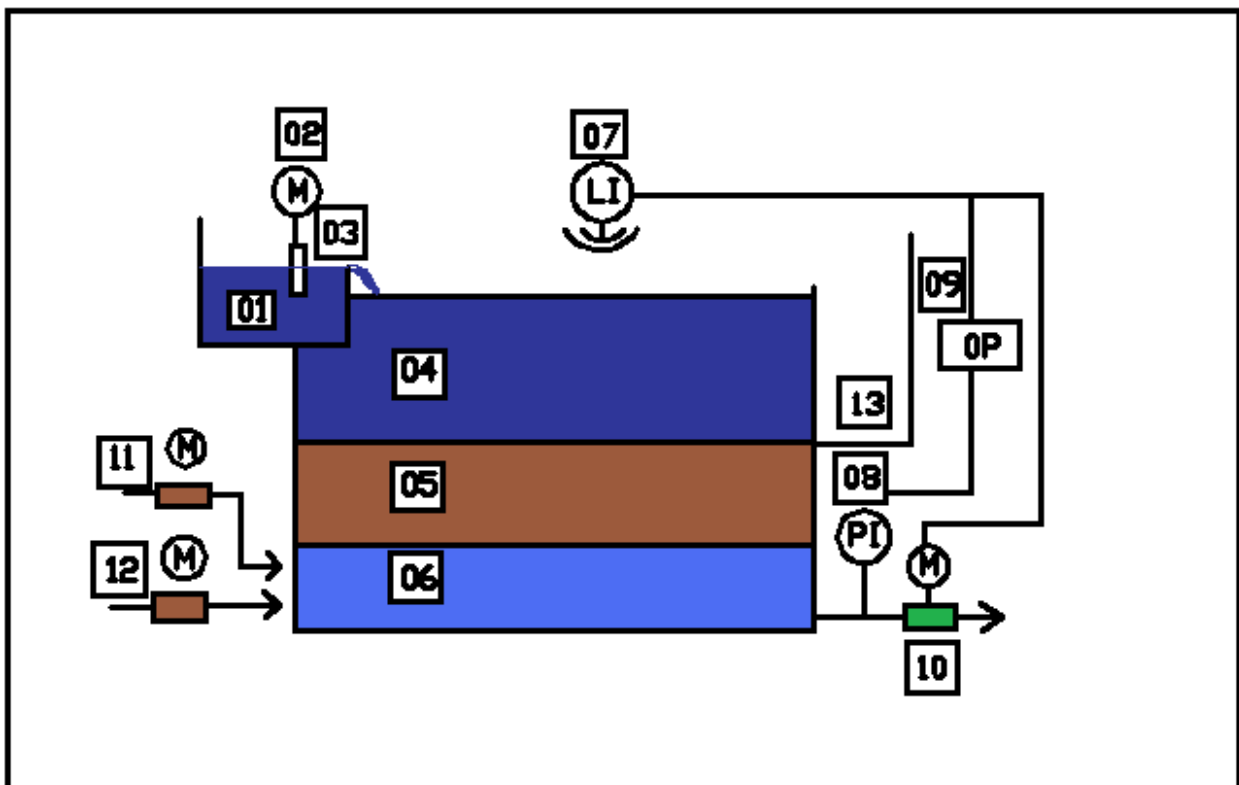


Figure V.8 Bassin de filtration

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.

V.4.5.2 Paramètres de dimensionnement de la filtration en profondeur

Les principaux paramètres de dimensionnement dépendent des techniques de filtration et des types utilisés, pour la filtration rapide il faut que :

- Taille effective et coefficient d'uniformité des grains de matériau filtrant : $0.5 \leq t.e. \leq 1.5 \text{ mm}$; $1.2 \leq c.u. \leq 1.4$.
- Perte de charge maximale admissible ; $1 \leq \Delta h_{max} \leq 2 \text{ mCE}$ pour les filtres gravitaire et $0.5 \leq \Delta p_{max} \leq 0.8 \text{ bar}$ pour les filtres sous pression (c'est généralement la perte de charge maximale admissible qui provoque le déclenchement du lavage).
- Vitesse de filtration : $5 \leq U \leq 24 \text{ m/h}$ pour les filtres rapides, appelées encore charge hydraulique (en $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$).
- Hauteur d'eau au-dessus du lit filtrant gravitaire, en fin de cycle : $0.5 \leq h \leq 1.2 \text{ m}$. [6]

V.4.5.3-Choix du matériau filtrant :

- En se basant sur les propriétés physiques des matériaux filtrants présentées dans le tableau N° V.4, Le matériau filtrant qu'on va utiliser dans la station de traitement d'Azzaba c'est le sable de silice, de forme arrondie pour deux raison :
 - Sa disponibilité dans la région (Ben Azzouz, FELFELA) ;
 - Sa faible porosité pour retenir le maximum possible les particules fines.

- Reste uniquement de vérifier la première condition de dimensionnement cité ci-dessus (paraphe V.4.5.2)

Tableau N° V.4 : Propriété physiques des matériaux filtrants [5]

Matériau	Forme	Densité	Dureté (moh)	Porosité(%)	Taille effectif (mm)
Sable de silice	Arrondie	2.6	7	42	0.4-1.0
Sable de silice	Non arrondie	2.6	7	44	0.4-1.0
Quartz	Anguleuse	2.6	7	53	0.4-1.0
Sables de grenat	/	3.1-4.3	6.5-7.5	-	0.2-0.4
Anthracite	Anguleuse	1.5	3	55	0.4-1.4
Anthracite	arrondie	1.5	3	50	0.5-1.0

❖ **Analyse granulométrique par tamisage :**

Tableau N° V.5 : L'analyse granulométrique du sable.

Ouverture de tamis (mm)	Masse de refus cumulés (g)	Pourcentage refus cumulés (%)	Pourcentage des tamisât cumulés (%)
3,1	0.0	0.0	100
2.6	1.0	0.1	99.90
2.2	1.9	0.19	99.81
2.00	2.1	0.21	99.97
1.6	145	14.5	85.5
1.25	400	40	60
1.00	965	96.5	3.5
0.75	992	99.2	0.8
0.63	994	99.4	0.6
0.4	997	99.7	0.3
F.T	1000	100	0

(Source : DRE de Skikda)

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 tamisât cumulés, exprimés en pourcentages. (**Figure V.10**)

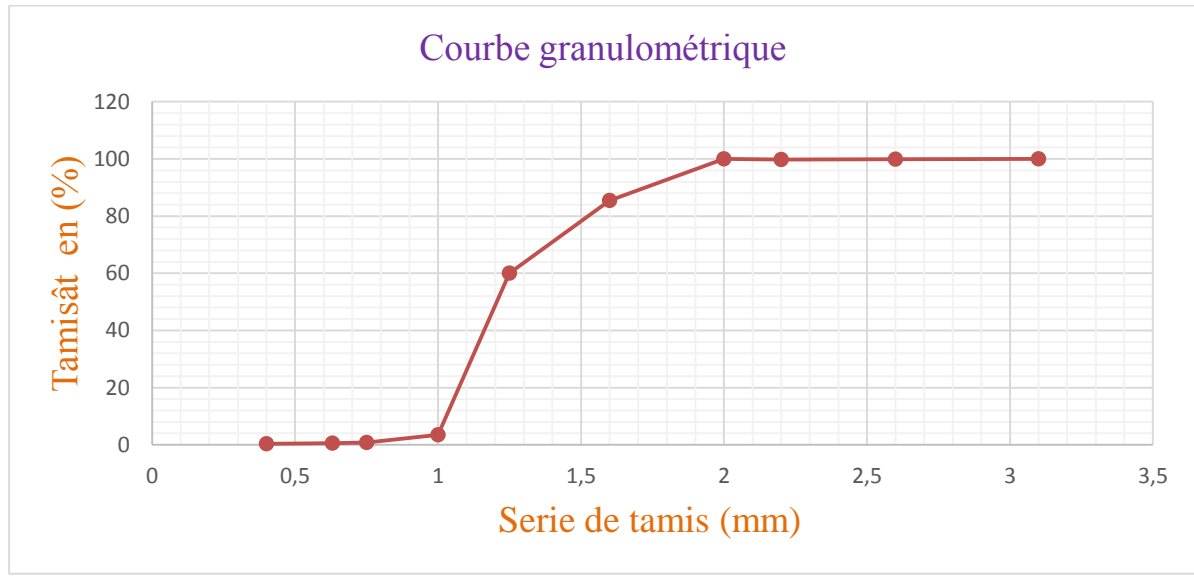


Figure V.09 - courbe granulométrique du sable.

- Cette courbe granulométrique permet donc de déterminer deux paramètres fondamentaux dans la caractérisation granulométrique des matériaux filtrants, soit :

1-La taille effective :

Le diamètre effectif correspond à la grosseur des mailles du tamis qui laissent passer 10 % de la masse de l'échantillon donc 90 % de la masse ont un diamètre supérieur à D_{10} .

D'après la courbe granulométrique $D_{10} = 1 \text{ mm}$

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 $D_{60} = 1,25 \text{ mm}$

2-Le coefficient d'uniformité :

C'est un nombre sans dimension, Le coefficient d'uniformité est le rapport entre le diamètre qui laisse passer 60 % des particules et celui qui en laisse passer 10 %.

Ce coefficient donne une indication sur l'homogénéité granulométrique de la masse Filtrante. Le coefficient d'uniformité $C_U = D_{60}/D_{10} = 1,25$

V.4.5.4-Calcul de la surface totale de filtration :

-Pour qu'on puisse déterminer la surface totale de la filtration, on doit fixer la vitesse de filtration toute en respectant la condition suivante $5 \leq U \leq 24 \text{ m/h}$.

-On va fixer une vitesse de filtration de 8 m/h .

Alors $Q = V * S$

Avec :

v : vitesse de filtration (8 m/h) ;

Q : débit horaire entrant {décantée} (m³/h) ;

S : surface totale de filtration (m²).

$$S = Q/V = 2230.2/8 = 278.8 \text{ m}^2$$

Donc : on va disposer **8 filtres** de surface **36 m²** chacun

V.4.5.5-Calcul de la hauteur du filtre :

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

- * Un lit filtrant proprement dit, avec une seule couche de matériaux homogène (monocouche), ou plusieurs couches (bicouche ou multicouche), sa profondeur n'excède pas **1.5m (monocouche)** ou **2m (multicouche)**.
- * Une couche d'eau au-dessus du lit filtrant, dont la hauteur doit être suffisante afin de ne pas prendre le risque de pression relative négative dans le filtre **0.5 ≤ h_{eau} ≤ 1,2m**.
- * Un plancher de buselures fendues (crépines) ou de dalles poreuses (5à40 cm) qui support le lit filtrant. [6]

Pour notre station la hauteur du filtre sera calculée comme suit :

- h_{sb} = **1m**

- h_{eau} = **0.8m**

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

$$H = h_{eau} + h_{sb} + h_f + 50\text{cm}$$

$$\mathbf{H = 2.6m}$$

- On ajoute comme une hauteur supplémentaire de sécurité de **50 cm** ; afin d'éviter les pertes du milieu poreux par les goulottes, ces dernière sont des canaux à ciel ouvert pour l'évacuation de l'eau de lavage, et qui doivent être placé à une hauteur supérieure à 50 cm au-dessus du milieu filtrant, donc, la hauteur du chaque bassin de filtration sera égale à 2.6m
- On prend les dimensions de nos bassins de : **9*4*2.6**

-La dalle utilisé aux filtres est de type béton préfabriquées et monolithique, qui constitué les trous et les fentes des buselures (B) de l'ordre 60 buselures par m^2 .de plancher avec un débit $1 m^3/h/$ buselure.

❖ **Nous récapitulons :**

Les Caractéristiques du bassin de filtration sont les suivants :

- Nombre de filtre : 8 ;
- La longueur : $L = 9 m$;
- La largeur : $l = 4 m$;
- La hauteur : $H = 2,6 m$;
- La surface de filtration : $S = 36 m^2$
- La hauteur des matériaux filtrant : $h = 1 m$;
- Nombres de buses : 2160/filtre ;

V.4.5.6-Lavage des filtres :

Lorsque la perte de charge, la turbidité ou les deux atteignent leurs valeurs maximales, on lave le filtre en injectant de l'eau et l'air par le fond.

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 $5 \text{ à } 7 m^3/h.m^2$
- Débit d'air de lavage $50 \text{ à } 60 m^3/h.m^2$
- Débit d'eau de rinçage $20 m^3/h.m^2$

Le cycle de lavage choisie ce fait comme suit :

- Débit d'air : $50 m^3/h.m^2$;
- Durée : 2 min ;
- Débit d'air utiliser : $232.33 m^3/min/lavage$;
- Volume d'air : $464.66 m^3/lavage$.
- Débit d'eau : $6 m^3/h.m^2$;
- Durée : 6 min ;

- Débit d'eau utiliser : 27.88 m³/min/lavage ;
- Volume d'eau : 167.28 m³/lavage.
- Débit d'eau de rinçage : 20 m³/h.m² ;
- Durée : 2 min ;
- Débit d'eau de rinçage utiliser : 92.93 m³/min/lavage ;
- Volume d'eau de rinçage : 185.86 m³/lavage.

V.4.5.7 Calcul du volume du rétro lavage des filtres :

Le volume du rétro lavage peut être calculé comme suit :

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

$$V_{\text{rét}} = 185.86 + 167.28 = 353.14 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow V_{\text{rét}} = 353.5 \text{ m}^3$$

-Pour l'évacuation les 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 conduits vont récupérer les eaux de lavage pour leur évacuation vers l'entrée du dégrilleur.

Ces goulottes d'eau de lavage, leur socle se trouve à une distance de 0.5m au-dessus du milieu filtrant afin d'éviter de le perdre lors du lavage.

V.4.5.8 -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 V.11).

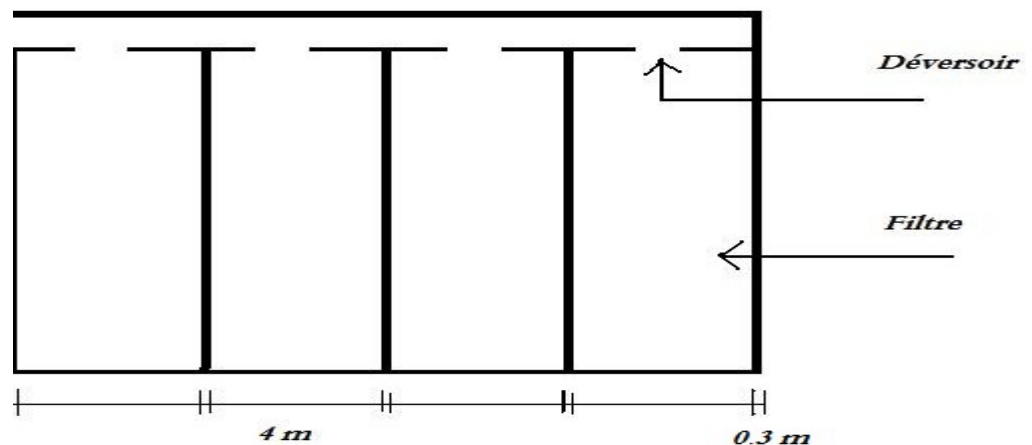


Figure V.10 : Le canal de répartition et les déversoirs des filtres

Ce canal véhicule un débit de $0,6195 \text{ m}^3/\text{s}$, sur sa longueur, on va disposer des déversoirs compatibles à ce canal avec un écoulement dénoyé. Chaque filtre disposera un déversoir.

Remarque

Notre station comporte huit filtres disposés de la même façon des quatre filtres représentés dans la figure V.11.

-La longueur du canal est : $4*8 + 0.3*9 = 34.7 \text{ m} \rightarrow L = 34.7 \text{ m}$

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

$$\rightarrow l = 0.8 \text{ m}$$

-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.

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

V.4.5.9 Calcul de la largeur du déversoir :

On va répartie le débit total sur le nombre des filtres

Donc : $Q = 0.6195/8 = 0.077 \text{ m}^3/\text{s}/\text{filtre}$

-Le débit à travers un déversoir :

Nous utilisons pour chaque filtre un déversoir à écoulement dénoyé :

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

σ : Pour un déversoir dénoyer $\sigma = 1$

m_0 : coefficient de débit.

b ; la largeur du déversoir.

H : la charge au-dessus de déversoir.

D'après la formule de Bazin.

$$m_0 = \left[0.405 + \frac{0.0027}{H}\right] * \left[1 + 0.55 \left(\frac{H}{H+p}\right)^2\right] \quad m_0 = 0.442$$

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

$$b = Q / (\sigma \cdot m_0 \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}) = 0.077 / 0.063 = 1.2 \text{ m}$$

$$\rightarrow \quad \mathbf{b = 1.2 \text{ m}}$$

Le déversoir à une largeur de 1.2 m et une charge de 0.1 m placé au centre de chaque filtre.

* Remarque !

Dans quelques années, il a été constaté que parfois la turbidité des eaux brutes du Barrage de ZITELNBA, augmente au printemps et en automne. En effet durant ces deux saisons, on assiste à deux phénomènes :

- ♦ **Le phénomène de renversement** : La différence de T entre les eaux profondes et les eaux de surface provoque un renversement des eaux du lac entraînant une augmentation de la turbidité.
- ♦ **Le phénomène d'eutrophisation** : La prolifération des algues au printemps, altère la qualité de ces eaux (augmentation de la turbidité, augmentation de l'indice de couleur, modification du goût et de l'odeur, ...).
- ❖ La solution proposée pour éviter les problèmes créés par ces deux phénomènes c'est d'utiliser après la filtration rapide une filtration sur charbon en grain (CAG), en deuxième étage, de taille effective 0,75 mm, la hauteur de la couche est de 0.5m, cette solution est beaucoup préférable pour améliorer la qualité organoleptique de l'eau, l'odeur, goût, saveur, diminution de la turbidité, l'efficacité et la durée de vie du charbon,
- ❖ on a choisi le charbon actif en grain (CAG) grâce à sa disponibilité et son efficacité. [6]

V.4.6. Désinfection :

-Les micro-organismes font partie des composés en suspension, la grande majorité d'entre eux ne sont pas visibles à l'œil nu, à l'exception de quelques algues et agrégats de champignons, les virus sont les plus petits, à la limite du dissous.

-La désinfection est une étape primordiale en production d'eau potable, elle est toujours utilisée quels que soient les types de filière de traitement et de ressource, c'est la première priorité du traiteur d'eau dont l'objectif est de produire et distribuer une eau exempte de germes pathogènes.

-Le but de la désinfection est d'éliminer tous les micro-organismes pathogènes présents dans l'eau afin d'empêcher le développement de maladies à transmission 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 procéder à la désinfection chimique en utilisant le chlore car c'est le plus disponible en Algérie, et le plus connue.

- le chlore réalise une désinfection de sécurité, cette désinfection consistera à maintenir une concentration résiduelle de désinfectant chimique jusqu'au robinet du consommateur.

- 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.

V.4.6.1 –Dimensionnement

a) Le débit de la pompe doseuse

Le débit de la pompe doseuse q_p pour la désinfection égale :

$$Q_{\text{filt.}} \cdot C_{\text{Chlore}} = q_p \cdot C_{\text{Con}} \rightarrow q_p = \frac{Q_{\text{filt.}} \cdot C_{\text{Chlore}}}{C_{\text{Con}}}$$

Avec :

Q_{filt} : Débit de l'eau Filtré (2124 m³ /h);

C_{Con} : concentration de chlore (48°F) soit 1°F=3.17g de cl₂/l

q_p : débit de la pompe doseuse

C_{Chlore} : dose optimale du chlore

A.N :

$$q_p = (2124 \cdot 2) / 152,16 = 27,92 \text{ L/h}$$

$$q_p = 27,92 \text{ L/h}$$

b) Bac de stockage

- ❖ La hauteur du bac est $h=1$ à 2m . Nous prenons $h=2\text{m}$
- ❖ t_s : temps de séjours dans le bac de chloration qui est en général de l'ordre de 24h

-Le volume du chlore utilisé pour **la désinfection** est calculé par la formule suivante :

$$V_2 = q_p \cdot t_s = 27,92 \cdot 24 = 670,08 \text{ L}$$

$$V_2 = 670,08 \text{ L}$$

-Le volume du chlore utilisé dans la filière complète est égale à :

$$V = V_1 + V_2$$

Sachant que :

V_1 : Le volume du chlore utilisé dans la pré-chloration

V_2 : Le volume du chlore utilisé dans la désinfection

-La surface :

$$S = V / h$$

-La largeur :

On suppose que $L=2 \cdot l$ avec :

L : la longueur du Bac

l : la largeur du Bac

Donc :

$$l = \sqrt{S/2}$$

A.N

-Le volume du chlore utilisé dans la filière complète est égale à :

$$V = V_1 + V_2 = 670.08 + 670.08 = 1340.16 \text{ L}$$

$$V = 1340.16 \text{ L}$$

-La surface :

$$S = V / h = 1.3402 / 2 = 0.67 \text{ m}^2$$

$$S = 0.67 \text{ m}^2$$

-La largeur :

On suppose que $L = 2 * l$ avec :

L : la longueur du Bac

l : la largeur du Bac

Donc : $l = \sqrt{S/2} = 0.58 \text{ m}$

On prend : $l = 0.6 \text{ m}$

$$L = 1.2 \text{ m}$$

❖ Nous récapitulons :

Les Caractéristiques du bac de stockage du chlore sont les suivants :

• Paramètres géométriques

Paramètre	Valeur
Volume (m ³)	1,340
Longueur (m)	1.2m
Largeur (m)	0.6m
Hauteur (m)	2m

• Paramètres hydrauliques

Paramètre	Valeur
Débit d'eau brute (m ³ /h)	2124
Débit de la pompe doseuse (pré-chloration) (L/h)	27,92
Débit de la pompe doseuse (désinfection) (L/h)	27,92

V.4.7. Réservoir d'eau traitée :

-Le volume du réservoir d'eau traitée est la somme du volume régularisé, le volume d'incendie et le volume de lavage des filtres. [22]

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

Avec :

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

$$V_{\text{Lavage}} : \text{volume de lavage des filtres} = 353.5 \text{ m}^3$$

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

Tel que :

t_s : le temps de séjour qui égale à 3 h ;

Q_{traiter} : Le débit traiter = 590 l/s ;

$$\text{Donc : } V_{\text{traiter}} = 2124 * 3 = 6372 \text{ m}^3$$

Le volume total sera égal :

$$V_T = V_{\text{traiter}} + V_{\text{inc}} + V_{\text{Lavage}} = 6372 + 120 + 353.5 = 6845.5 \text{ m}^3$$

On opte pour un réservoir de **7000 m³**

Le temps de séjour devient : $t_s = (7000 - 120 - 353.5) / 2124 = 3.072 \text{ h}$

Le temps de séjour devient = 3h et 43min

-En pratique, il est très difficile de réaliser un réservoir de 7000 m³ en pointe de vue génie civil, donc on réalise deux réservoirs jumelés de **3500 m³**, c'est plus pratique, et plus sécurisé.

V.4.7.1 Calcul du diamètre du chaque réservoir d'eau traité :

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

$$D = \sqrt{4 \cdot V / H \cdot \pi} = 27 \text{ m}$$

-On prend un diamètre de **27 m** pour chaque réservoir.

V.5. Calcul de la ligne d'eau :

V.5.1. Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le réservoir tampon jusqu'au piquage de la station : (Figure V.1)

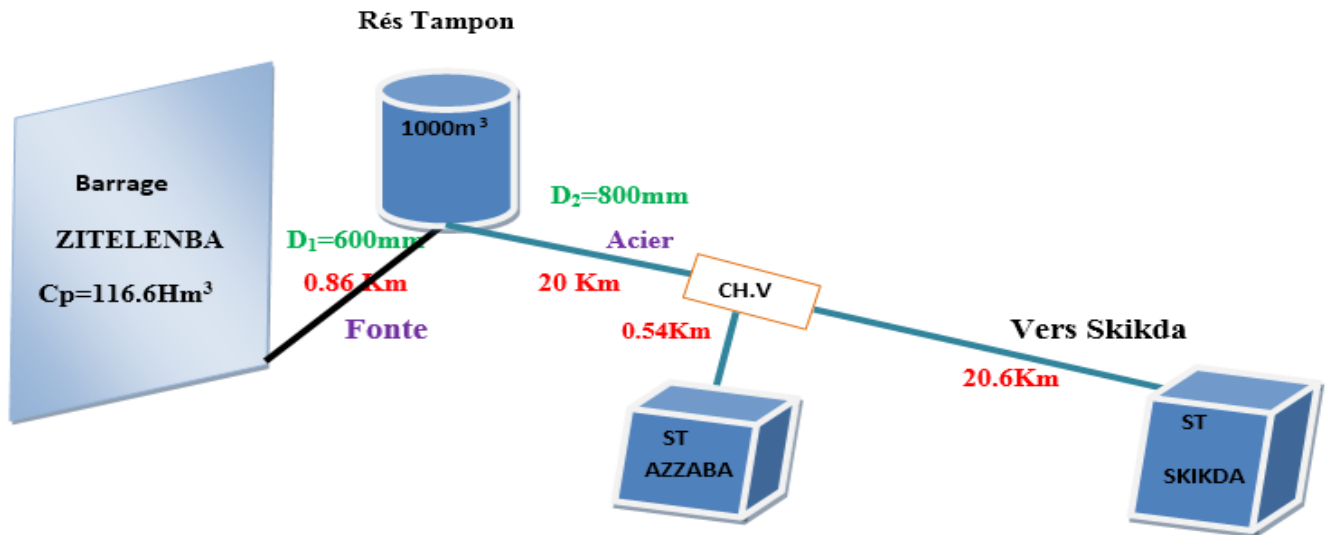


Figure V.1 : Emplacement de la station de traitement d'AZZABA, Barrage, Adduction.

D'après la figure V.1 :

- La conduite d'eau brute est de type : Acier avec un diamètre de 800 mm ;
- La longueur de la conduite est : 2000 m
- Le débit véhiculé par la conduite est : 590 l/s

Donc :

-La perte de charge $\Delta H = K.L.Q^\beta/D^m$

- Avec :

$$K = 0.00179$$

$$\beta = 2$$

$$m = 5.3$$

$$-\Delta H = 0.00179 * 2000 * 0.59^2 / 0.8^{5.3} = 4 \text{ m.c.e}$$

-On ajoute 5 % à la perte de charge linéaire, ce pourcentage représente les pertes de charge singulières

$$\rightarrow \Delta H = 4,2 \text{ m.c.e}$$

V.5.2. Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le piquage jusqu'à l'entrée du dégrilleur :

- D'après la figure V.1 :
- La conduite d'eau brute est de type : Acier avec un diamètre de 800 mm ;
- La longueur de la conduite est : 540 m
- Le débit véhiculé par la conduite est : 590 l/s

Donc :

-La perte de charge $\Delta H = K' \cdot L \cdot Q^{\beta} / D^m$

- Avec :

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

$$-\Delta H = 0.00179 \cdot 540 \cdot 0.59^2 / 0.8^{5.3} = 1.1 \text{ m.c.e}$$

On ajoute 5 % à la perte de charge linéaire, ce pourcentage représente les pertes de charge singulières

$$\rightarrow \Delta H = 1.155 \text{ m.c.e}$$

V.5.3. Calcul de la perte de charge au niveau de la grille :

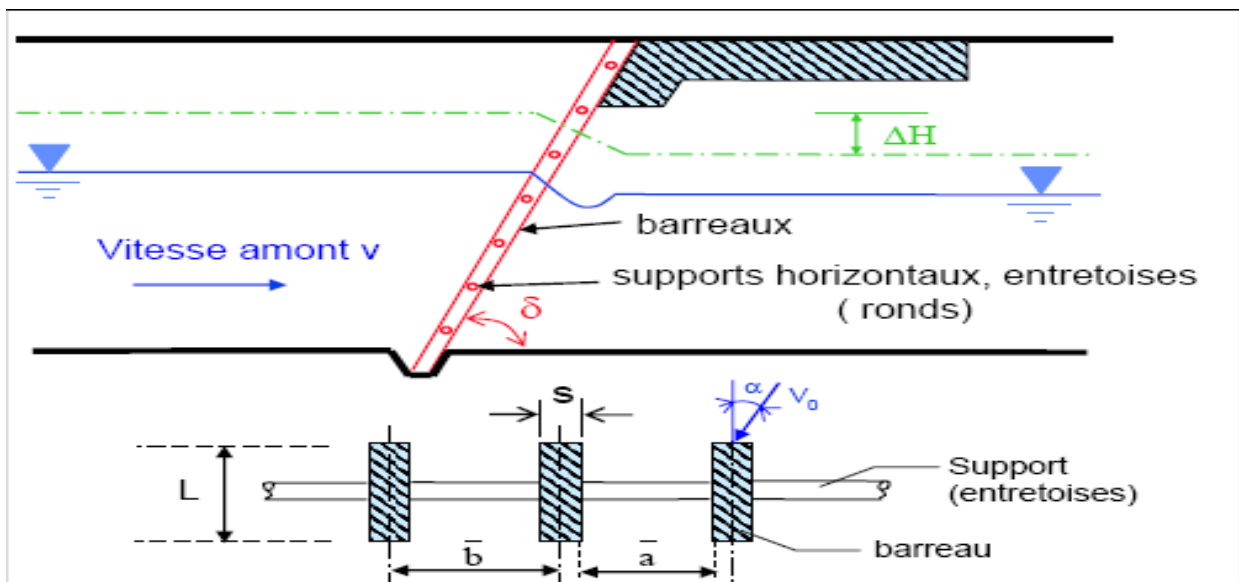


Figure V.11 – Les dimensions de la grille. [28]

S : Epaisseur des barreaux ;

a : Ouverture, écartement ;

b : Espacement ;

δ : Inclinaison de la grille ;

α : Angle de l'écoulement d'approche.

L : longueur en coupe des barreaux ;

-La perte de charge à la grille s'exprime comme suit :

$$\Delta H = \zeta_g \cdot v_0^2 / 2g \quad [28]$$

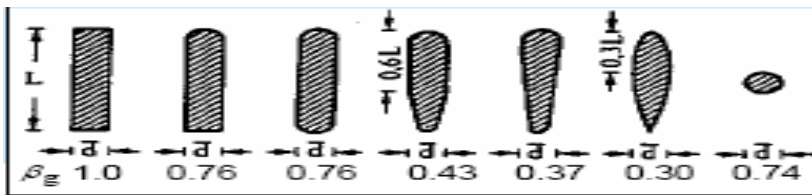
Avec :

$$\zeta_g = \beta_g \cdot \xi \cdot c \cdot (\sin \delta) \cdot k$$

• ξ : facteur de perte de charge

$\xi = \text{fct}[a, b]$; Pour $a = 0.04 \text{ m}$ et $b = 0.05 \text{ m}$; $a/b > 0.5$ donc $\xi = \frac{7}{3} \cdot \left(\frac{b}{a} - 1\right)^{4/3}$

• β_g : facteur de forme du barreau



• c : coefficient de la grille

$1.1 < c < 1.3$ grille à nettoyage automatique

$1.5 < c < 2$ grille à nettoyage manuel

• K : facteur de la direction de l'écoulement

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

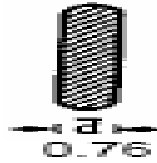
A.N:

On a:

$L = 0.8 \text{ m}$, $S = 0.01 \text{ m}$, $a = 0.04 \text{ m}$, $b = 0.05 \text{ m}$, $\delta = 60^\circ$, $\alpha = 60^\circ$, $v = 1.17 \text{ m/s}$, $v_0 = 2,34 \text{ m/s}$

1- Calcul de ξ facteur de perte de charge :

On a: $a/b = 0.8 > 0.5$, Alors $\xi = \frac{7}{3} \cdot \left(\frac{b}{a} - 1\right)^{4/3} = 0.37$



2- Calcul de β_g : On va choisir les barreaux type : $\beta_g = 0.76$ Donc : $\beta_g = 0.76$

3- Calcul de C :

On a opté une grille à nettoyage automatique $\rightarrow C = 1.2$

4- Calcul de K :

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

D'après le tableau suivant : $K = 4.4$

$\alpha(^{\circ})$	S/a				
	1.00-0.81	0.80-0.61	0.60-0.41	0.40-0.21	0.20-0
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
40	1.14	1.18	1.24	1.31	2.24
50	1.43	1.55	1.75	2.10	5.70
60	2.25	2.62	3.26	4.40	

Donc :

$$\zeta_g = \beta_g * \xi * c * (\sin \delta) * k = 0.76 * 0.37 * 1.2 * \sin 60 * 4.4 = 1.3$$

• La perte de charge sera :

$$\Delta H = \zeta_g \cdot (V_0^2 / 2g) = 1.3 * (2.34^2 / 2 * 9.81) = 0.36m$$

$$\rightarrow \Delta H = 0.36 m$$

V.5.4. 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).

V.5.4.1 Coagulateur-Floculateur :

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

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \quad [29]$$

Avec :

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

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

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

A.N :

b = 4.5 m, on prendra h = 0.15 m

Donc :

$$Z = Q^2 / \mu^2 * S^2 * 2g = 0.649^2 / 0.62^2 * (4.5 * 0.15)^2 * 2 * 9.81 = 0.12 \text{ m}$$

$$\rightarrow Z = 0.12 \text{ m}$$

V.5.4.2 -Floculateur-Décanteur :

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

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2gZ} \quad [29]$$

$$Z = Q^2 / \mu^2 * S^2 * 2g = 0.649^2 / 0.62^2 * (4 * 0.15)^2 * 2 * 9.81 = 0.15 \text{ m}$$

$$\rightarrow Z = 0.15 \text{ m}$$

V.5.4.3 Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant l'ouvrage du réglage PH Avec le filtre :

-On choisi une conduite en acier avec un diamètre 800mm ; V=1.23 m/s (acceptable)

- La longueur de la conduite est : 15 m

-Le débit véhiculé par la conduite est : 619.5 l/s

Donc :

-La perte de charge $\Delta H = K.L.Q^B/D^m$

- Avec :

$$K = 0.00179$$

$$\beta = 2$$

$$m = 5.3$$

$$-\Delta H = 0.00179 * 15 * 0.6195^2 / 0.8^{5.3} = 0.033 \text{ m.c.e}$$

-On ajoute 5 % à la perte de charge linéaire, ce pourcentage représente les pertes de charge singulières

$$\rightarrow \Delta H = 0,035 \text{ m}$$

V.5.4.4 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 :

$$V = k * i$$

Où :

V : vitesse d'écoulement ;

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

K : Coefficient de perméabilité (il peut varier de 10 à 10^{-10} cm/s selon la granulométrie).

-Pour notre filtre, le matériau filtrant choisi c'est :

Matériau	Forme	Densité	Dureté (moh)	Porosité(%)	Taille effectif (mm)
Sable de silice	Arrondie	2.6	7	42	0.4-1.0

-Le coefficient de perméabilité varie en fonction de plusieurs paramètres, la porosité, la taille des grains, La forme des grains, la nature du fluide ... etc.

-Pour le sable on distingue 03 principales catégories :

Tableau N° V.6 : Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains. [30]

	Sable grossier 15% < 0.5mm 55% de 0.5 à 2mm 30% > 2mm	Sable moyen 50% < 0.5mm 25% de 0.5 à 0.75mm 25% de 0.75 à 2mm	Sable à très fin 95% < 0.5mm 5% de 0.5 à 2mm
K (m/s)	$3 \cdot 10^{-3}$	$5 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$

-D'après les caractéristiques de notre sable, on remarque qu'il appartient à un sable grossier, donc le coefficient de perméabilité égal à $3 \cdot 10^{-3}$ m/s

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

On a:

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

$$\rightarrow \Delta H = V \cdot L/k = 2.2 \cdot 10^{-3} \cdot 1/3 \cdot 10^{-3} = 0.73 \text{ m}$$

$$\rightarrow \Delta H = 0,73 \text{ m}$$

V.5.4.5 Calcul des diamètres de la conduite reliant l'ouvrage de filtration avec le réservoir d'eau traitée :

- La longueur de la conduite est : 70.92 m ;
- Le débit véhiculé par la conduite est : 619.5 l/s ;
- La charge disponible $H_{\text{disp}} = 3.3 \text{ m}$.
- On suppose que $H_{\text{disp}} = \Delta H$

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 en série et en calcul les longueurs des deux.
- 3- Le type de matériaux de la conduite choisi c'est l'acier.

Donc :

- La perte de charge $\Delta H = K.L.Q^B/D^m$

- Avec :

$$K = 0.00179$$

$$\beta = 2$$

$$m = 5.3$$

Alors **D= 450 mm**

- Par coïncidence on a trouvé un diamètre unique **D= D_N = 450 mm**

V.5.4.6 Calcul de la pression de l'eau à l'entrée de la station :

- il est très important de connaître la pression de l'eau à l'entrée de la station pour qu'on puisse choisir les équipements hydrauliques d'une façon technico-économique pour résister à cette valeur de la pression d'une part, d'autre part pour savoir si il est nécessaire d'installer un brise charge ou non.

Donc :

On a une adduction mixte refoulement- gravitaire (**voir la figure V.1**) :

- La cote de la prise d'eau au niveau de la tour de prise : 70.70 m ;
- La cote du terrain naturel du réservoir tampon : 265 m ;
- La cote à l'entrée de la station : 91.5 m ;

Alors

$$H = 265 - (C_{\text{entrée de station}} + \Delta H_{R.\text{tompon-piquage}} + \Delta H_{\text{piquage-entrée de la station}}) ;$$

$$H = 265 - (91.5 + 1,115 + 4, 2) = 168,185 \text{ m.c.e} = 16.82 \text{ bar}$$

$$H = 16.82 \text{ bar}$$

Donc

-On conclue qu'il faut installer un brise charge afin de réduire la valeur de la pression à une valeur convenable pour le bon fonctionnement de la station

V.6 Les dimensions du Brise charge

Le prise charge est un ouvrage indispensable de la chaine de régulation dans le canal ; la cheminée d'équilibre, les vannes de régulation et dans le bassin de dissipation, il permet de casser la pression de l'eau à la sortie d'une galerie. (Dupond.1974).

C'est un recevoir à surface libre équipé à son entrée par une vanne permettant la dissipation de l'énergie de l'eau. Il n'y pas une méthode fixe et direct pour dimensionner ce type de ouvrage, l'essentiel c'est de provoquer une perte de charge singulière à l'entrée du brise charge par une vanne jusqu'à la valeur de la pression de fonctionnement de la station alors :

On va opter pour un Brise charge de 10 m de hauteur avec une vanne-pointeau à l'entrée qui réduit la valeur de la pression de 16,82 bar jusqu'à 1bar. [32]

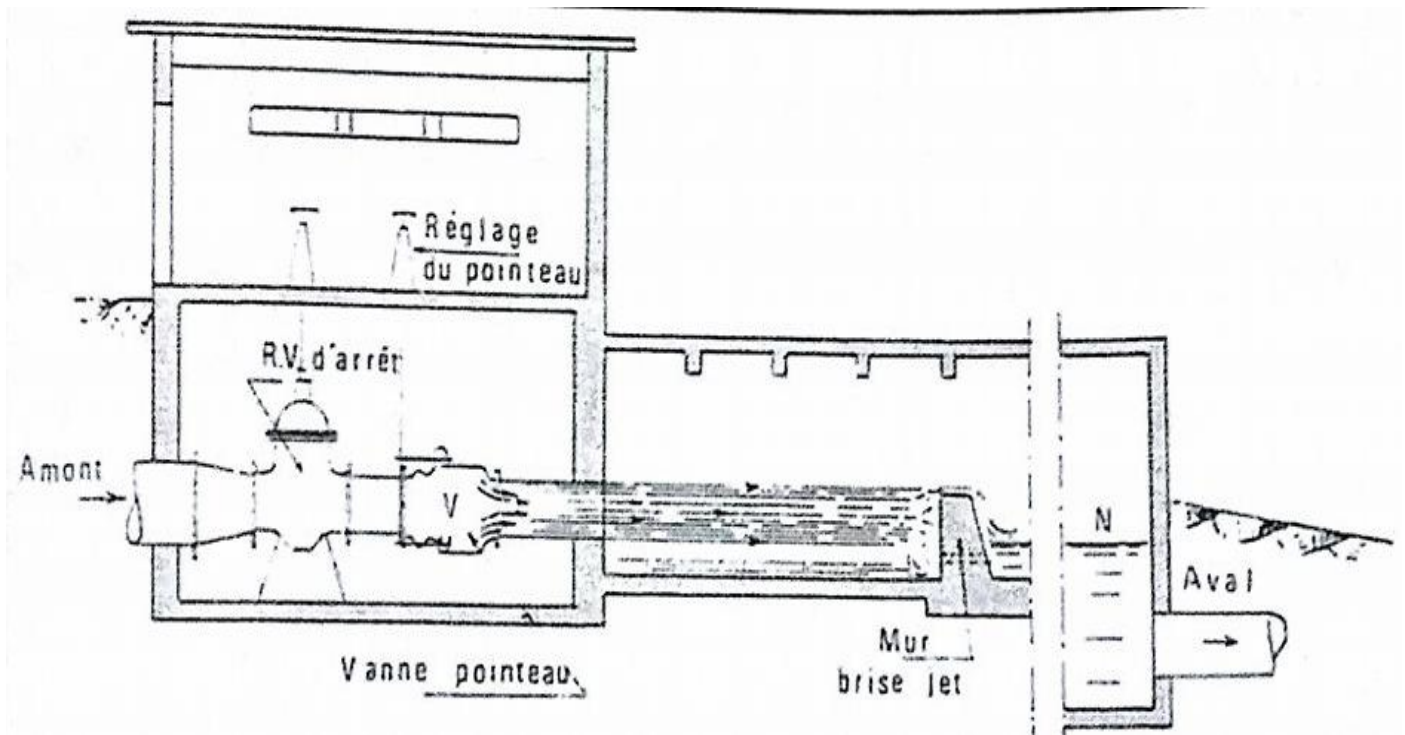


Figure V.12 – Un Brise charge. [32]

V.7 Aperçue sur la qualité du Béton destiné aux ouvrages hydrauliques

Le béton des ouvrages hydrauliques est en contact permanent avec de l'eau, cette eau est présente, soit :

- En grande quantité et s'introduit sous pression dans le béton,
- En faible quantité et pénètre dans le béton par remontée capillaire.

Dans les deux cas, sachant que tous les mécanismes de détérioration du béton requièrent la présence d'eau et/ou autres espèces nocives (oxygène, ions de chlore, ions de sulfate, Acides, etc.), la présence d'eau dans le réseau capillaire conduit à une mauvaise durabilité du béton durci, de ce fait la composition d'un béton destiné à un ouvrage hydrotechnique est différent d'un béton classique, ce dernier doit avoir une faible porosité, perméabilité et absorption capillaire. [31]

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 à nettoyage automatique incliné de 60° , d'un coagulateur, et bassin de floculation divisé en quatre chambres, de volume respectivement 78 m^3 et 194.7 m^3 , aussi d'un décanteur lamellaire composé de 650 lamelles et une surface de 138 m^2 , et d'un régulateur de PH avec un volume de 37.5 m^3 et une minute de temps de séjour, de huit filtres installés en Parallèles avec une surface de $36 \text{ m}^2/\text{filtre}$, et enfin deux réservoir jumelés circulaire d'eau traitée d'un Volume de 3500 m^3 chacun et un diamètre de 27 m.

-L'eau s'écoule gravitairement du barrage Zit Emba jusqu'à la station du traitement et arrive au niveau de la grille avec une pression de 16,82 bar d'où la nécessité d'installer un brise charge.

-Et dans le souci d'une exploitation sécurisé nous avons présenté les consignes nécessaires dans le suivant chapitre.

26

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

[22] Jean-Pierre CANLER, « La décantation lamellaire »TECHNIQUE F.N.D.A.E N°18, Aout 1994.

[23] <http://www.azaar.net/Cours/Docdecantation.pdf>

[08] Pierre MOUCHET, « Traitement des eaux avant utilisation. Filières et applications », Techniques de l'Ingénieur.

Filtration

[09] W.J. MASSCHELEIN, « Processus unitaire du traitement de l'eau potable ». Edition CEBEDOC sprl liège, 1996.

[12] Zineddine Harboula, « Etude de la performance d'un décanteur lamellaire », 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.

[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.

[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.

[29] ENCYCLOPEDIE UNIVERSELIS, « Traitement des eaux », édition 2005.

CHAPITRE VI

Protection et sécurité de travail

Introduction :

Les problèmes et les accidents du travail qui en découlent ont une grande incidence sur le plan économique, sur le plan de protection de la santé et la vie humaine. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans des bonnes conditions. Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement durable de l'entreprise, elle peut devenir dans certain cas une obligation contraignante.

VII.1. Les opérations nécessaire pour la réalisation et le fonctionnement de notre station de traitement :***1- Partie génie civil :***

- * Installation de chantier ;
- * Terrassement généraux du site et aménagement ;
- * Tuyauterie du site ;
- * Installation des bassins de Coagulation-Floculation-Décantation ; avec bâtiments de commande
- * Ouvrage de filtration avec bâtiment de commande des filtres ;
- * Réservoirs d'eau traitée ;
- * Bâtiments des réactifs.
- * Laboratoires
- * Administrations
- * Locaux pour les ouvriers
- * les sanitaires
- * les différentes annexes de filière de traitement
- * Station de pompage

2- Partie équipements :

- * Equipement de la filière de traitement (en fonction de la capacité de station) ;
- * Montage des équipements ;
- * Mise en service et exploitation après 16 mois ;
- * Formation des agents ;

VII.2. Les moyens matériels et humains nécessaire pour effectuer les différentes opérations nécessaires pour la réalisation et le fonctionnement de la station de traitement d'Azzaba :

➤ Les moyens matériels :

- Engins de levage ;
- Les bulldozers ;
- Les pelles hydrauliques (le nombre varie selon le besoins) ;
- Les camions et les voiture et les moyens de transport ;
- Au moins une ambulance ;
- Des bétonnières mobiles (le nombre varie selon la cadence du travail) ;
- Les matériaux de construction (sable ; graviers ; ciment ; accessoires ; les produit...etc.) ;
- Autre engin de terrassement selon les activités et les travaux.

➤ Les moyens humains :

- Des ingénieurs en hydraulique, génie civil, HSI, instrumentation, et en chimie ;
- Des administrateurs et managers et gestionnaires ;
- Des Technicien supérieur ;
- Des conducteurs d'engin qualifié ;
- Main d'ouvre qualifié ;
- Des infirmiers ;
- Coordinateurs de tâches ;
- Des formateurs ;

VII.3- Les Causes des accidents du travail dans un chantier hydraulique

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

VII.3.1-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.

VII.3.2)- 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. [33]

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. [33]

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 les équipements de la 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. [33]

VII.4 L'Objectif de l'étude de la sécurité du travail dans un chantier de réalisation d'une station de traitement :

- promouvoir et maintenir le plus haut degré possible de bien-être physique, mental et social des travailleurs ;
- prévenir les effets néfastes sur la santé des travailleurs dus à leurs conditions de travail ;
- protéger les travailleurs contre les dangers qui menacent leur santé ;
- placer et maintenir les travailleurs dans un environnement de travail adapté à leurs besoins physiques et mentaux ;
- Améliorer les conditions de travail et évaluer risques qui existent sur leur propre lieu de travail. [33]

VII.5 Evaluation de L'ensemble des risques lié à notre chantier :

Un nombre de risques peuvent être présents sur notre chantier. Il y a des conditions de travail manifestement dangereuses, comme les machines non protégées, les sols glissants ou l'insuffisance des précautions contre l'incendie, mais il y a aussi des risques plus insidieux, moins évidents, tels que:

- risques chimiques (exposition à des liquides, des solides, des poussières, des vapeurs et des gaz) ;
- risque électrique ;
- risque d'incendie ;
- risques physiques tels que bruit, vibrations, mauvais éclairage, rayonnements et températures extrêmes ;
- risques biologiques tels que bactéries, virus, déchets infectés et infestations ;
- risques psychologiques (stress) ;




- risques liés à la non-application des principes de l'ergonomie, par exemple machines, engins et outils mal conçus, sièges et postes de travail inadaptés ou méthodes de travail mal conçues.

VII.5.1 Risques chimiques :

Tous les produits chimiques sont susceptibles de présenter un danger. Ce danger peut être lié à :

- Leurs propriétés physiques : inflammabilité, explosibilité.
- Leurs propriétés chimiques : actions nocives sur l'organisme

La figure suivante présente quelques catégories de matières dangereuses, leur pictogramme.

ANCIEN	NOUVEAU	
		PRODUITS TOXIQUES pouvant présenter un danger pour la santé ou entraîner la mort en cas d'inhalation, d'ingestion ou d'absorption cutanée. Exemples : produits hivernaux contenant du méthanol comme certains antigels ou dégivrants.
		PRODUITS CORROSIFS ou caustiques pour la peau et les muqueuses en cas de contact. Ils peuvent provoquer de graves brûlures. Exemples : les déboucheurs et détartrants concentrés.
		PRODUITS INFLAMMABLES pouvant s'enflammer facilement au contact d'une flamme ou d'une étincelle, ou sous l'effet de la chaleur. Exemples : white spirit, acétone, lubrifiants et peinture en aérosol (contenant des solvants inflammables).
		PRODUITS COMBURANTS contenant une grande quantité d'oxygène et pouvant provoquer la combustion de substances inflammables ou combustibles. Exemples : ce sont des produits réservés aux professionnels. On ne les trouve pas en supermarché.
		PRODUITS EXPLOSIFS pouvant exploser au contact d'une flamme, d'un choc, ou sous l'effet de la chaleur ou de frottements. Exemples : feux d'artifice.
		PRODUITS DANGEREUX POUR L'ENVIRONNEMENT présentant un risque pour les organismes lorsqu'ils se retrouvent dans la nature. Ils peuvent être mortels pour les poissons ou les abeilles. Exemples : certains produits phytopharmaceutiques.
		PRODUITS IRRITANTS/NOCIFS pouvant causer des démangeaisons, des rougeurs ou des inflammations en cas de contact direct, prolongé ou répété. Exemples : produits de vaisselle et tablettes pour lave-vaisselle.
		DANGEREUX POUR LA SANTÉ A LONG TERME Ces produits peuvent être cancérigènes, affecter la fertilité ou l'embryon ou encore provoquer des lésions aux organes. Exemples : thinners (diluants pour peintures).
		RÉCIPIENT SOUS PRESSION Ces produits sont conservés sous pression. Exemple : les bouteilles d'oxygène.

source : SPF Santé publique

Figure N° VII.1 : Pictogrammes des risques chimiques.

VII.5.1.1 Quelques précautions à suivre :

➤ **Au laboratoire, il est interdit :**

-De fumer, boire, manger, pipeter avec la bouche, stocker des aliments dans les réfrigérateurs ou les chambres froides ;

➤ **Il est obligatoire :**

-D'utiliser le matériel de protection (blouse, gants, lunettes, masque approprié...etc.) ;

-De laver les mains avant et après une manipulation ;

-D'enlever les gants avant toute saisie du combiné téléphonique, avant tout déplacement nécessitant l'ouverture de portes, avant l'utilisation de clavier informatique, consultation de livres, ou bien de protocoles communs etc.

-De travailler sous une hotte avec les produits toxiques ou volatils voire dans un local convenablement ventilé.

-De stocker les produits volatils loin des sources de chaleur.

-De respecter les consignes de gestion des déchets.

➤ **Il est souhaitable :**

-De ne pas travailler seul (surtout en dehors des horaires habituels).

-De travailler avec des appareils en bon état (signaler au responsable toute anomalie).

-De ne pas porter de lentilles de contact.

-De se protéger les yeux avec des lunettes spéciales lors de travaux avec des rayons UV, lasers etc.

VII.5.1.2 Contrôle des risques en laboratoire :

Pour contrôler les risques au 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. [33]

VII.5.1.3 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 ;
- Aucun produit chimique ne doit être entreposé directement sur le sol ;
- Inscrire la date d'ouverture du contenant ;
- Séparer les produits par compatibilité ;
- 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.5.2 Risques électriques :

L'utilisation mal contrôlée de l'énergie électrique entraîne des accidents graves pour les personnes (électrifications ou électrocutions) et les installations (incendies).

➤ **Les mesures de protection contre les chocs électiques :**

- Contre le contact direct (mesures de prévention) :
 - Isolation
 - Barrière et enveloppe.

- Eloignement.
- Contre le contact indirect :

A/ Sans mise à la terre et sans coupure automatique :

- Utilisation de la Très Basse tension.
- Utilisation de transformateur.

B/ Avec mise à la terre associée à une coupure automatique du circuit :

L'appareil de protection qui réalise la coupure automatique du circuit a ses caractéristiques dépendantes de la valeur du courant de défaut.

VII.5.3. Risques d'incendies :

Tout bâtiment est vulnérable au feu. Il important que des dispositions préventives soient mise en œuvre et que les occupants soient même de prendre les mesures immédiates (extension/évacuation).

Un départ de feu non maîtrisé dans les premiers instants de son éclosion devient rapidement sinistre important et peut avoir des conséquences graves.

Il existe 4 classes de feux, sont présenté dans le tableau suivant :

Tableau VII.1 : Les classes du feu. [33]

Classe de feu	Exemples	Extincteurs utilisables
A feux secs (matériaux solides)	Bois, carton, tissus, paille, etc.	Eau Eau pulvérisée avec additif Poudre polyvalente Mousses
B feux gras (liquides et solides liquéfiables)	Essence, alcools, fioul, goudron, graisse, etc.	Eau pulvérisée avec additif poudre polyvalente
C feux de gaz	Méthane, butane, propane, etc.	Poudre polyvalente CO ₂
D feux de métaux	Sodium, aluminium, magnésium	Extincteurs spéciaux

VII.5.3.1 Consignes pour éviter l'incendie :

- Respecter les limites de stockage des matériaux et produits inflammables, repérer les vannes de barrage (gaz, eau...)
- Eviter l'encombrement des couloirs, des escaliers, des issues et le stockage anarchique de produits de toutes sortes,
- Entretenir les installations techniques et ne les modifier qu'en respectant les normes, participer aux exercices obligatoires d'évacuation
- Prendre connaissance des consignes de sécurité et les respecter, suivre la formation sur la lutte contre l'incendie
- Connaître l'emplacement des moyens de secours
- Ne pas stationner sur les emplacements des bouches d'incendie et voies d'accès éventuel des secours.

* Remarque

- Les ambiances de travail (bruit, éclairage, ambiance thermique...) sont des éléments essentiels pour la bonne exécution d'une tâche, tant leur impact sur l'individu (fatigue, stress, irritabilité) est important.

VII.6. Mesure préventives collectives et individuelles pour éviter les causes des accidents :

A/ la prévention collectives :

- ✚ Choisir des procédés et appareils peu ou moins bruyants par construction.
- ✚ Bien fixer les appareils vibrants (resserrer vis, boulons, écrous et contrôler le bon état des amortisseurs).
- ✚ Utiliser, pour éviter la réverbération des bruits, des matériaux absorbants pour les sols, murs et plafonds.
- ✚ Limiter le temps d'exposition.
- ✚ S'isoler si possible des autres personnes lors d'opérations ponctuelle.

B/ la prévention individuelles :

Un équipement de protection individuelle (casque antibruit ou bouchons d'oreilles) contre le bruit doit maintenir l'amplitude sonore en dessous des valeurs réglementaires.

VII.7. Les missions de la médecine du travail :

Les services de santé au travail, nommés Médecine du travail, ont pour mission préventive de veiller à la protection de la santé des salariés. Ils évaluent leur aptitude à exercer leur fonction sans risque pour leur santé.

Il exerce un rôle préventif et conseille l'employeur, les salariés et les représentants du personnel en matière de santé et d'hygiène au travail :

- amélioration des conditions de vie, de travail et d'hygiène dans l'entreprise
 - adaptation des postes, des techniques et des rythmes de travail à la physiologie humaine
 - prévention des risques d'accident du travail
 - protection des salariés contre les nuisances et l'utilisation de produits dangereux. Il suit personnellement les salariés dès leur embauche et jusqu'au terme de leur carrière - Il est amené à donner son avis sur le caractère professionnel d'une maladie ou sur la mise en invalidité suite à une maladie non professionnelle
 - surveillance des conditions d'hygiène du travail
 - Informer et sensibiliser les travailleurs
 - Assurer la formation des travailleurs
- S'il le juge nécessaire le médecin du travail peut proposer une mutation ou une transformation de poste au vu de l'état physique et mental du salarié.

Conclusion

Les différentes recommandations que nous avons citées dans ce chapitre vont permettre d'exploiter la station de traitement dans les meilleures conditions vis-à-vis de la sécurité du personnel et du matériel.

Conclusion générale

Conclusion générale

Cette étude a pour objectif de dimensionner la station de traitement d'Azzaba destinée à traiter les eaux du barrage de **Zit Emba** pour satisfaire la demande en eau des agglomérations suivantes : Azzaba, Ras El Ma, Menzel Bendiche et Menzel El Abtal, Zaouia, Frères Boumediene, Bouzera ; moubaadra.

Dans ce contexte, la filière de traitement de la station d'Azzaba a été réalisée en effectuant les étapes classiques de traitement des eaux potables, Le dimensionnement a été fait pour assurer une production d'eau potable correspondant à **590 L/s** selon les normes de l'OMS Elle comprend une filière complète de traitement physico-chimique.

A savoir :

- La pré-chloration : par l'injection du chlore (CL_2) à une dose de $2g/m^3$ au niveau de la conduite d'eau brute ;
- Coagulation -floculation : par deux bassins de volume respectivement $78 m^3$ et $778.8 m^3$ et les réactifs utilisés sont : les sulfates d'alumines à une dose de $20 mg/l$ et un polyélectrolyte anionique de type polyacrylamide hydrolysé a une dose de $0.05mg/l$;
- La Décantation : par un décanteur lamellaire de 650 lamelles et une surface de $138 m^2$;
- La Filtration : par huit filtres installé en parallèle de $36 m^2/$ filtre ;
- Désinfection : par l'injection du chlore (CL_2) à une dose de $2g/m^3$ dans la conduite à la sortie des filtres ;
- Stockage : par deux réservoirs d'eau traité jumeaux de capacité $3500 m^3$.

En terme de cette étude, vue la complexité du dimensionnement des stations de traitement, nous recommandant aux prochaines promotions, de faire l'étude de pompages de la station de traitement d'Azzaba.

Pour bénéficier de l'énergie de l'écoulement gravitaire à travers la conduite d'amenée, nous proposons aussi aux prochaines promotions, de faire un petit aménagement hydroélectrique par l'utilisation d'une machine hydraulique (Turbine) transformant l'énergie hydraulique en énergie électrique en amont de la station en produisant de l'électricité et tranquilisant de l'écoulement.

Références bibliographiques

Références bibliographique

- [1] Plan directionnel d'aménagement et d'urbanisme, APC d'Azzaba, wilaya de Skikda.2016
- [2] HARRACHE AHCEN, « RENOVATION DU RESEAU D'ADDUCTION DE LA VILLE D'AZZABA (W.SKIKDA) ». MFE ENSH ALGERIE 2013.
- [3] <http://www.ade.dz>.
- [4] AMMOUR FADILA, « Cours de traitement des eaux potables » /hydraulique urbaine/ ENSH/ Blida
- [5] Raymond Desjardins, « Le traitement des eaux », 2^{ème} édition revu et améliorée. Edition de L'école polytechnique de Montréal 2000.
- [6] Bernard Legube, « La production d'eau potable, Filière et procédés de traitement », Dunod 2015, Paris.
- [7] Institut Bruxellois pour la Gestion de l'Environnement « Qualité physico-chimique et chimique des eaux de surface : cadre général », Novembre 2005.
- [8] FERHAT-TALEB DJAMILA« CONCEPTION DE LA STATION DE TRAITEMENT DE ROUINA W.AIN DEFLA», MFE ENSH ALGERIE 2014.
- [9] https://www.safewater.org/PDFS/owdfrenchelementary/Analyse_de_Alcalinite_E.pdf.
- [10] <http://www.who.int/globalchange/ecosystems/water/fr/> (oms. Eau et santé).
- [11] Degrémont, «MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU TOMME 01»,17mai 2005.
- [12] Degrémont, «MEMENTO TECHNIQUE DE L'EAU TOMME02»,17mai 2005.
- [13] Laboratoire de chimie et traitement des eaux «TP de jar-test», ENSH/Blida/2016
- [14] Pierre MOUCHET, « Traitement des eaux avant utilisation. Matières particulaires», Techniques de l'Ingénieur. 2005
- [15] BELTAGY HOUDA, « Etude de la station de traitement monobloc de SIDI AISSA (COMMUNE DE GUERROUAOU) (W.BLIDA) », MFE ENSH ALGERIE 2008.
- [16] <http://www.azaar.net/cours/Docdecantation.pdf>
- [17] Pierre Mouchet, « Traitement des eaux avant utilisation. Matières particulaires», Technique de l'ingénieur, Novembre 2001.
- [18] Zineddine Harboula, « Etude de la performance d'un décanteur lamellaire », MFE ENSH ALGERIE 2010
- [19] GCI 720 - Conception : usine de traitement deseaux potablesAutomne 2009

- [20] Charles N. Haas, Ph.D. LD Betz Professor of Environmental Engineering Drexel University Philadelphia, Pennsylvania. Water Quality and Treatment, DISINFECTION.
- [21] MOHAMEDI BRAHIM, « Dimensionnement d'une usine de l'eau potable (Application à l'eau du barrage de Ghrib) ». MFE ENSH ALGERIE 2003.
- [22] BOUALEM SALAH, « cours d'alimentation en eau potable », ENSH 1993.
- [24] W.J. MASSCHELEIN, « Processus unitaire du traitement de l'eau potable ». Edition CEBEDOC1996.
- [25] W.J. MASSCHELEIN, « Processus unitaire du traitement de l'eau potable ». Edition CEBEDOC 2001.
- [26] SCHULMAN.J, « Cours du traitement des eaux »
- [27] Jean-Pierre CANLER, « La décantation lamellaire »TECHNIQUE F.N.D.A.E N°18, Aout 1994.
- [28] Laboratoire de Constructions Hydrauliques, « Hydraulique des ouvrages, Ecoulements à travers les grilles », EPFL.
- [29] Richard O. Sinniger, Willi H. Hager, «CONSTRUCTION HYDRAULIQUE, Ecoulement stationnaires », Volume 15, Lausanne, Décembre 1988.
- [30] ENCYCLOPEDIE UNIVERSELIS, « Traitement des eaux », édition 2005.
- [31] Laboratoire de béton «Etude d'un Béton Destiné aux ouvrages hydrauliques», ENSH/Blida/2016
- [32] ARAR SALAH, « Etude comparative sur les systèmes de contrôle de pression dans les réseaux d'Alimentation en eau potable ». Mémoire de Master, ENSH ALGERIE 2016.
- [33] Mr BEN HAFID « Cours De Protection et Sécurité Du Travail » ENSH.