

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

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

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0002-14

APA Citation (APA توثيق):

Ferhat-Taleb, Djamila (2014). Conception de la station de traitement de Rouina (w. Ain defla)[Mem Ing, ENSH].

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

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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

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

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

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

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE 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: ALIMENTATION EN EAU POTABLE

THEME:

**CONCEPTION DE LA STATION DE TRAITEMENT DE
ROUINA W.AIN DEFLA**

PRESENTE PAR :

FERHAT-TALEB DJAMILA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr KHODJET-KESBA Omar	Professeur.	Président
Mr HACHEMI Abdelkader	M.A.A.	Examineur
Mme BERBACHE Sabah	M.A.A.	Examineur
Mr DJELLAB Mohamed	M.C.B	Examineur
Mr AZZAZ Sofiane	Ingénieur(SEAAL)	Invité
Mme AMMOUR Fadila	M.A.A.	Promotrice

Juin 2014

Remerciements

Avant de présenter mon projet de fin d'étude, je tiens à remercier ALLAH qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour arriver jusque-là.

J'adresse mes remerciements les plus sincères à M^{me} AMMOUR FADILA, pour son encadrement, sa disponibilité et ses conseils fructueux qu'il m'a prodigués le long de mon projet.

A tous ceux qui ont contribué à ma formation de primaire jusqu'à l'université.

A tous les personnes de DRE et ADE d'AIN DEFLA.

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

Et en fin, je tiens à remercier tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.

FERHAT-TALEB DJAMILA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect plus particulièrement à mes chers parents Ahmed et Kheira, qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formation. A tous mes frères et sœurs et ses petites familles surtout HAFIDA.

A cher mon fiancé et future mari RABAH et sa famille.

A chère amie SOUMIA et sa petite famille.

A tous mes amis sans exception.

Dj. Ferhat-Taleb

ويد السكان بالمياه الصالحة للشر يتطلب تحقيق متطلباتهم من الماء مع الحرص على أن تكون هذه المياه ذات جودة عالية و موحدة .

الهدف من هذا المشروع هو دراسة محطة معالجة المياه الروينة ولاية عين الدفلى ،
670 / ثانية من المياه الآتية من " ب معايير المنظمة العالمية للصحة، من أجل تحقيق طلب البلديات المعنية وهي الروينة، بوراشد، الماين، زدين، العبادية، العطاف.
هذه المحطة هي محطة معالجة كلاسيكية تتبع طرق معالجة المياه السطحية.

Résumé

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

le but de notre travail est l'étude de la station de traitement de ROUINA qui traite 670 l/s d'eau brute provenant du barrage de OULED MELLOUK selon les normes de l'OMS afin de satisfaire la demande en eau des villes de ROUINA, BOURACHED , EL MAYEN , ZEDINE ABBADIA, ATTAF .

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

Abstract

The drinkable water supply to populations requires the satisfaction of the demand in water, and the insurance of a high and uniform quality level. The purpose of our thesis is to study the treatment station in Al-ROUINA (AIN DEFLA) which treats 670 l/s of waters coming from the dam of OULED MELLOUK. This process is done according to the standards of the WHO, to satisfy the demand in water of the cities of ROUINA, BOURACHED, EL MAYEN, ZEDINE, ABBADIA, and ATTAF. Our station is a classic treatment station which follows the sector of surface water treatment.

Sommaire

INTRODUCTION

Chapitre I : Présentation de la commune de ROUINA

Introduction	1
I.1.Situation géographique	1
I.2.Superficie	2
I.3.La topographie	2
I.4.Géomorphologie	2
I.5.Hydrogéologie	2
I.5.1.La nappe aquifère des dépôts quaternaires (alluvions).....	2
I.5.2.La nappe des grès.....	2
I.5.3.La nappe calcaire jurassique	3
I.6.Hydrologie	3
I.7.Géologie du site.....	3
I.8.La sismicité.....	4
I.9.Situation climatique.....	4
I .9.1La pluviométrie	4
I .9.2.Le vent.....	5
I .9.3.La température.....	6
I .9.4.L'évaporation DE BARRAGE OULED MELLOUK.....	7
I .10.Les ressources en eau superficielle de la région.....	7
I.10.1. Les ressources en eau superficielle de la région	7
I.10.2.Les forages existants dans la région d'étude.....	7
I .11.Situation démographique	9
Conclusion.....	9

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

Introduction	10
II.1. Qualités générales des eaux issues de diverses sources.....	10
II.1.1. Eaux de pluie	11
II.1.2. Eaux souterraines.....	11
II.1.3. Eaux de surfaces.....	11
II.1.4. Eaux de mer	12
II.1.5. Eaux usées	12

II.2. Paramètres de qualités	12
II.2.1. Les paramètres organoleptiques.....	13
II.2.2. Paramètres physico-chimique.....	14
II.2.3. Les paramètres indésirables	17
II.2.4. Les paramètres toxiques.....	18
II.2.5. Les paramètres microbiologiques	18
II.2.6. Les paramètres concernant les pesticides et produits apparentés	19
II.3. Normes et recommandations pour les paramètres physique et chimique	19
II.4. Origine de la salinité	20
Conclusion.....	21

Chapitre III : Filières de traitement des eaux potables

Introduction	22
III.1. Pré-chloration	22
III.2. Coagulation-Floculation.....	23
III.2.1. But de Coagulation-Floculation.....	23
III.2.2. Coagulation.....	23
III.2.3. Floculation	25
III.2.4. Essais de Coagulation – Floculation	26
III.3. Décantation.....	28
III.3.1. Type de décantation.....	28
III.3.2. Principe de la décantation.....	28
III.3.3. Type des décanteurs	29
III.4. Filtration.....	33
III.4.1. Type de filtres.....	33
III.4.2. Application de la filtration par sable.....	36
III.5. Désinfection	36
III.5.1. Principes généraux de la désinfection.....	36
III.5.2. Quelques Critères permettant de choisir le désinfectant.....	37
III.5.3. Désinfection par le chlore.....	37
III.5.4. Chloration par l'eau de javel.....	38
III.5.5. Désinfection par l'ozone.....	39
III.5.6. Désinfection par le rayonnement UV	39
Conclusion.....	39

Chapitre IV : Estimation des besoins en eaux

Introduction	40
IV.1.Evolution de la population	40
IV.2: Evaluation de la consommation moyenne journalière	41
IV.3. Récapitulation de la consommation moyenne journalière.....	42
IV.4. Coefficients d'irrégularité.....	43
IV.4.1. Coefficient d'irrégularité maximale	43
IV.4.2. Coefficient d'irrégularité minimale.....	43
IV.5.Détermination des consommations maximales et minimales journalières	43
IV.5.1.Consommation minimale journalière	43
IV.5.2.Consommation maximale journalière	43
CONCLUSION	45

Chapitre V : Dimensionnement hydraulique des ouvrages

Introduction	46
V.1.Les caractéristiques moyennes d'eau brute	46
V.2.Objectif de la station et choix de la filière de traitement	47
V.3.Localisation du site d'implantation.....	48
V.3.1.Choix des sites	48
V.3.2.Caractéristiques des sites choisis.....	49
V.3.3.Analyse des variantes.....	50
V.4.Dimensionnement.....	50
V.4.1.Ouvrage de mesure et régulation du débit.....	50
V.4.2.Dégrilleur.....	51
V.4.3.Pré-chloration	53
V.4.4.Ouvrage de régulation.....	54
V.4.5.Coagulation- Flocculation	54
V.4.6.Décantation	61
V.4.7.Filtration.....	66
V.4.8.Correction du PH.....	71
V.4.9.Désinfection.....	72
V.4.10.Réservoir d'eau traitée.....	73
V.5.Calcul des lignes d'eau.....	74
V.5.1.Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le barrage jusqu'à..... la station.....	74
V.5.2.Calcul de la perte de charge au niveau de la grille	75

V.5.3.Calcul de la perte de charge entre les ouvrages	77
Conclusion.....	80

Chapitre VI : Protection et sécurité de travail

Introduction	81
VI.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	81
VI.1.1. Facteurs humains	81
VI.1.2. Facteurs matériels	81
VI.2. L'ensemble des risques et leurs préventions.....	81
VI.2.1. Risques chimiques	81
VI.2.2. Risques électriques.....	83
VI.2.3. Risques d'incendies	84
VI.2.4. La manutention manuelle	85
VI.2.5. La manutention mécanique.....	86
VI.2.6. Ambiance	86
VI.2.7. Equipements sous pression	87
VI.3. L'Objectif de l'étude de la sécurité de travail dans le laboratoire de traitement des eaux potables.....	87
VI.4.Mesure préventives pour éviter les causes des accidents durant la réalisation de l'installation.....	87
VI.4.1. Protection collective.....	87
VI.4.2. Protection individuelle.....	88
Conclusion.....	88

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

Liste des figures

Figure I-1: Situation administrative de la ville de ROUINA.....	01
Figure I .2 : carte géologique de ROUINA (échelle : 1/50 000).....	04
Figure II.1 : Cycle de transformation de l'eau dans la nature.....	10
Figure III 1 : Chambre de mélange avec agitateur rapide.....	25
Figure III.2 : Essai de jar-test.....	27
Figure III.3 : Décanteur à flux horizontale.....	31
Figure III.4: Décanteur à flux verticale.....	31
Figure III.5 : Décanteur à recirculation des boues.....	32
Figure III.6 : Décanteur à lit de boues pulses (Pulsator)	32
Figure III.7: Décanteur lamellaire.....	33
Figure III.8 : Filtre à sable rapide.....	34
Figure III. 9 : courbe typique de point de rupture d'une eau naturelle.....	38
Figure IV.1 : Histogramme d'évolution du nombre d'habitant à différents horizons.....	41
Figure IV.2 : Répartition de consommation journalière pour chaque commune.....	42
Figure V.1 : L'alimentation d'un décanteur lamellaire à contre courant.....	62
Figure V.2 : Décanteur lamellaire.....	62
Figure V.3 : Les dimensions d'un décanteur lamellaire.....	64
Figure V.4 : Les hauteurs d'un décanteur lamellaire.....	65
Figure V. 5: Filtre a sable rapide (coupe schématique)	68
Figure V.6 : Les dimensions de la grille.....	75

Liste des tableaux

Tableau I.1: Pluies moyennes à ROUINA (période 2000 à 2011).....	05
Tableau I .2: Les vitesses moyennes mensuelles du vent (2001-2010)	05
Tableau I.3 : Nombres des jours de sirocco (2010)	06
Tableau I.4 : Température moyenne, minimale et maximale de ROUINA (période 2000 à 2011).....	06
Tableau I.5 : l'évaporation de BARRAGE OULED MELLOUK (période 2000 à 2011)	07
Tableau I.6 : Caractéristique de BARRAGE OULED MELLOUK.....	07
Tableau I.7: Les forages existants dans la région d'étude.....	08
Tableau I.8 : La population de la région d'étude en 2008.....	09
Tableau II.1 : Les normes des qualités organoleptique de l'eau potable.....	14
Tableau II.2 : les normes Algériennes de quelques paramètres physiques et chimiques.....	20
Tableau IV.1: Nombre d'habitants en 2008.....	40
Tableau IV.2 : Evolution de nombre d'habitant aux différents horizons.....	41
Tableau IV-3 : Tableau récapitulatif des consommations journalières pour différentes localités à l'horizon 2038.....	42
Tableau IV.4: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune.....	44
Tableau IV.5 : Consommations maximales avec les débits des équipements et fuites.....	44
Tableau V.1 : Les principales caractéristiques d'eau brute et les normes algériennes.....	46
Tableau V.2 : Tableau comparatifs des critères de choix des variantes.....	50
Tableau V.3 : Le domaine d'application des grilles.....	51

Tableau V.4: Les résultats du jar-test pour la coagulation-floculation.....	55
Tableau V.5 : Tableau récapitulatif des différents de calculs des lamelles.....	63
Tableau V. 6: Tableau représente les pourcentages des débits entrant et sortant au niveau de réservoir d'eau traitée.....	73
Tableau V.7: Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains.....	78
Tableau VI.1 : Quelques catégories des matières dangereuses.....	82
Tableau VI.2 : Classes des feux.....	84

Liste des planches

Planche N° I: Plan de la liaison barrage –station de traitement de ROUINA

Planche N° II: Plan de masse de la station de traitement de ROUINA

Planche N° III: Les ouvrages de la station de traitement de ROUINA

Planche N° IV: Profil hydraulique de ouvrages de la station de traitement de ROUINA

Planche N° V: Reservoir d'eau traité de la station de traitement

Introduction

L'eau constitue l'élément majeur du monde minéral et biologique. C'est également le vecteur privilégié de la vie et de l'activité humaine. En tenant compte des usages domestiques industriels et agricoles.

Cependant l'eau dont nous disposons dans la nature n'est souvent pas directement utilisable pour la consommation humaine ni pour l'industrie car elle n'est pas suffisamment pure. Lors de sa circulation dans le sol ou à la surface de la terre, l'eau se pollue et se charge de matières en suspension ou en solution : particule d'argile, déchets de végétation, organismes, sels divers, matières organique.

La présence de ces différentes impuretés impose le traitement des eaux, avant utilisation pour les rendre aptes aux applications envisagées ou après utilisation pour éviter tout dommage à notre environnement, ce que suppose une parfaite gestion. Considérée souvent comme un symbole de pureté, l'eau est progressivement devenue le produit alimentaire le plus surveillé et elle est soumise à ce titre aux normes de qualité les plus sévères. Cela a eu pour conséquence d'amplifier considérablement la technicité requise pour la production d'eau potable.

Une usine de production d'eau potable a deux fonctions clairement identifiées : satisfaire la demande en eau et assurer un niveau de qualité d'eau élevé et uniforme. Cela nécessite la surveillance permanente des divers procédés de traitement, ainsi que des paramètres relatifs à la qualité de l'eau en entrée, aux différentes étapes du traitement et en sortie de la station.

Le but de notre travail est le dimensionnement d'une usine de l'eau potable, le présent mémoire est axe sur deux parties distinctes.

Une première partie consacrée à l'étude bibliographique concernant les eaux de surface ainsi que les fondements de la coagulation floculation, la décantation, la filtration et la désinfection.

Une deuxième partie consacrée au dimensionnement d'une usine d'eau potable.

Introduction :

La commune de ROUINA, Chef lieu de Daïra est attachée administrativement à la Wilaya de AIN DEFLA, La commune a une vocation agricole, qui recèle un grand nombre de terres agricole grâce à la pluviométrie et ses ressources en eau.

I.1.Situation géographique :

La commune de ROUINA se trouve dans la partie nord ouest de la wilaya, et tangente à la route nationale N° 4 << Alger-Oran >>, entre la ville de Chleff (50 Km) et la ville d'Ain DEFLA (17 Km), elle est limitée :

- Au Nord par les communes d'Ain BOUYAHIA et El AMRA.
- Au l'Ouest par la commune d'El ATTAF.
- Au l'Est par la commune de Ain DEFLA.
- Au Sud par les communes de BOURACHED et ZEDDINE.

Elle se développe en bordure de la Route nationale N° 4 au Nord du territoire communal.

L'oued Chélif constitue la limite frontalière avec la commune d'El AMRA.

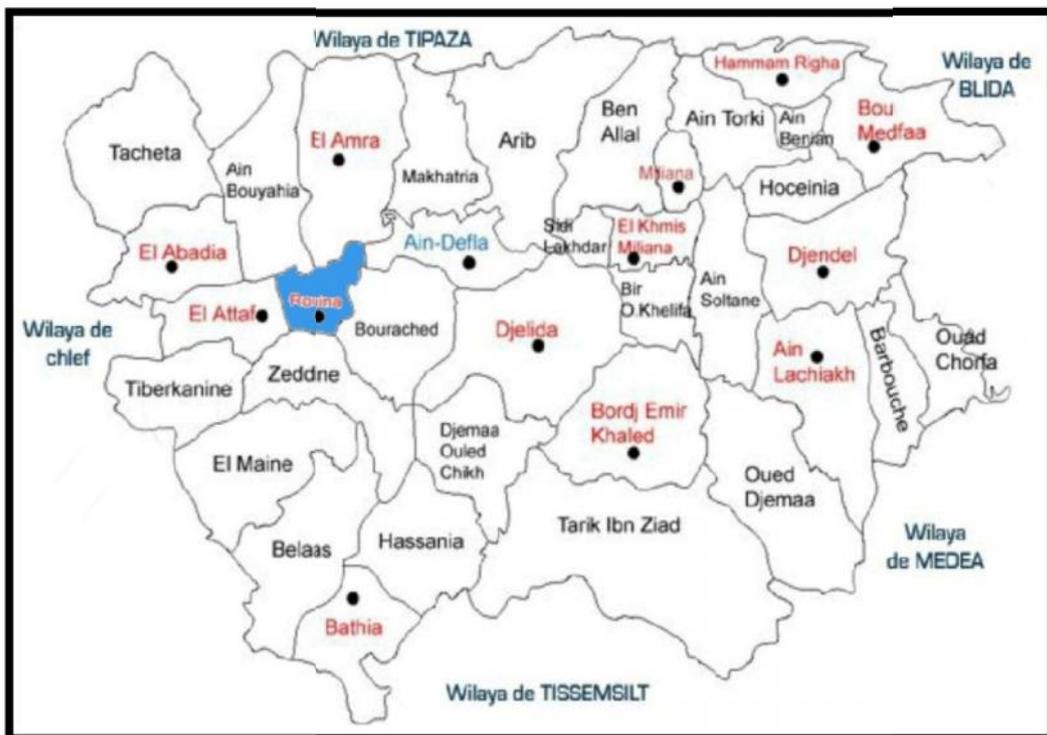


Figure I.1: Situation administrative de la ville de ROUINA.

I.2.Superficie :

Elle couvre une superficie de 3200 ha, répartie comme suite; des bâtiments et des installations à gestion publique ou privé qui assurent des services à la population, il y a les équipements de superstructures tels que les installations commerciales, scolaires, et de loisirs ; il y a aussi des équipements de transport et d'énergie, d'aménagement hydraulique, réseau divers, jardins, terrains agricoles [Source DRE AIN DEFLA].

I.3.La topographie :

Le terrain de la commune de ROUINA présente des pentes importantes, qui se situent entre 0% et 3%. Le pendage général de la zone d'étude est orienté Est /Ouest [Source DRE AIN DEFLA].

I.4.Géomorphologie :

Suivant les données prises de la commune d'El ATTAF qui se trouve à une altitude de 125m au niveau de la mer. La ville de ROUINA se situe par rapports au niveau de la mer à une altitude de 180m [Source DRE AIN DEFLA].

I.5.Hydrogéologie :

Les roches alluviales des oueds (Chélif et ROUINA) constituent les eaux souterraines de la région. Les ressources en eaux potables de la région sont en grande partie mobilisées à partir des forges et sources qui exploitent les nappes aquifères suivantes [Source ANRH] :

- Les alluvions quaternaires ;
- Les grès pliocènes ;
- Les calcaires jurassiques.

I.5.1.La nappe aquifère des dépôts quaternaires (alluvions) :

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

I.5.2.La nappe des grès :

Ces formations apparaissent dans la plaine du moyen CHELLIF, en bordure du massif de TEMOULGA et à l'Ouest d'EL ABADIA, elles sont constituées de grès et sables, ainsi elles

affleurent dans la plaine du haut CHELLIF sous forme de grès et conglomérats et d'argile gréseuse.

I.5.3.La nappe calcaire jurassique :

Aquifère karstique à surface libre, à structure tabulaire ou plissée plus ou moins compartimenté, sa capacité de régulations varie suivant la hauteur noyée, cette formations est connue en affleurement dans le massifs de ZACCAR, ROUINA et TEMOULGA.

I.6.Hydrologie:

On relève dans la commune deux(02) oueds qui traverse la commune de ROUINA.
-Oued Chélif [**Source DRE AIN DEFLA**].

-Oued ROUINA.

Le sens d'écoulement de l'Oued Chélif est de l'Est vers l'Ouest, et Oued ROUINA du Sud au Nord.

I.7.Géologie du site:

La zone à étudier fait partie du bassin du Oued Chélif, comme tout autre unité hydrographique, la nature lithologique s'est crée à partir des unités provoquées par l'érosion et le dépôt, la première affleure des roches anciennes tels que les schistes, les quartzites de l'âge miocène, la deuxième elle provient des dépôts par l'eau sous forme de terrasses (Oued Chélif, Oued ROUINA) formant des alluvions anciens [**Source ANRH**].

Vue les variétés rocheuses et leur résistances aux implantations d'habitats, on répartit la zone en trois sortes de composants :

a₁) Composants rocheux résistants :

Favorables à l'urbanisation (calcaire, alluvions anciens).

a₂) Composants rocheux à moyenne résistance :

Moyennement favorables à l'urbanisation (schiste, pouding, argile ...).

a₃) Composants de faible résistance :

Défavorables à l'urbanisation (quartzites, alluvions actuelles tels que les limons sableux des crues de la vallée de Chélif, les sites métalliques tels que les minerais de fer).

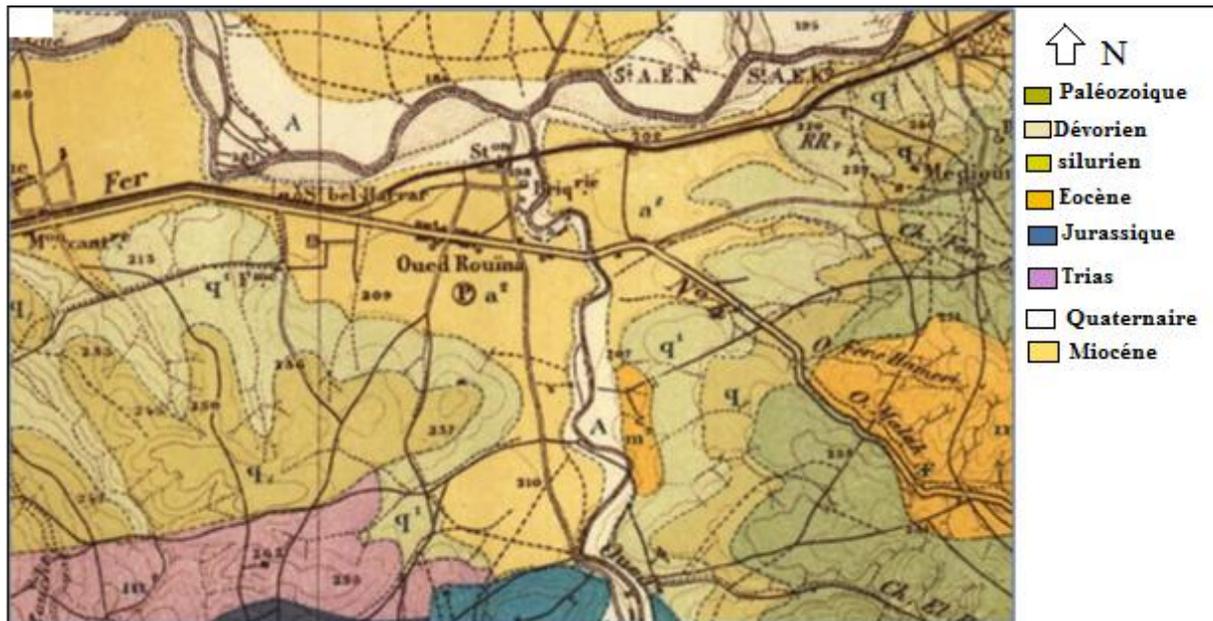


Figure I .2 : carte géologique de ROUINA (échelle : 1/50 000)

I.8.La sismicité :

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

La région de la commune possède une sismicité moyenne de 7 à 8 sur l'échelle de MERCALI. Le séisme de 10.10.1980 est un révélateur, la tectonique dans toute la région est en activité [Source DRE. AIN DEFLA].

I.9.Situation climatique :

Le climat de la région de ROUINA est un climat semi-aride caractérisé par un hiver très froid et un été très chaud. Le ruissellement des eaux de pluies joue un rôle capital dans les schémas futurs d'urbanisation par leur effet sur l'érosion et transport des alluvions et sédiments ainsi que sur les risques d'inondations qu'elles peuvent produire.

I.9.1.La pluviométrie :

Selon l'annuaire pluviométrique de l'Algérie établi par l'agence nationale des ressources hydrauliques (A.N.R.H), la hauteur pluviométrique annuelle de la commune de ROUINA se situe entre 300 et 500 mm/an.

Tableau N°I.1: Pluies moyennes à ROUINA (période 2000 à 2011)

Code station : 011904

Nom station : ROUINA MAIRIE (X : 419.8Km ; Y : 327.3 Km ; Z : 190Km)
(Coordonnées UTM)

MOIS	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	ANNUEL
Pmoy (mm)	35	58,1	87,2	22,2	114,8	18	0,7	57,7	7,8	0	0	0	401,5

(Source ANRH)

I.9.2.Le vent :

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

- Agent de transport ;
- Facteur climatique ;
- Facteur mécanique.

Son action influe à la fois sur le sol (évaporation et érosion) et sur la plante (distribution), donc la connaissance de la direction des vents et leurs vitesses est importante.

Le vent est élément climatique qui influencé par des conditions topographiques locales. Il crée son propre microclimat et change de direction et de vitesse facilement.

Tableau N° I.2: Les vitesses moyennes mensuelles du vent (2001-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou
V_{moy} (m/s)	3,0	3,1	3,1	3,8	3,4	3,5	3,3	3,3	3,2	3,3	3,4	3,3

(Source ANRH)

Une analyse des valeurs moyennes observées montre une stabilité des vitesses tout au long de l'année.

Il s'agit d'un vent du Sud pouvant causer aux cultures des dégâts très importants par l'élévation brutale des températures et la diminution de l'hydrométrie de l'air qu'il entraîne.

Tableau N° I.3 : Nombres des jours de sirocco. (2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	JUI	JUL	Aou	TOTAL
Nombres des jours	1	0	0	0	0	0	0	1	1	2	3	4	12

(Source ANRH)

I.9.3.La température :

Le climat dans la région est caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers relativement froids ; La température moyenne annuelle est de 18,8°C, avec une température minimum de -2,6 °C en hiver et une température maximum de 46.6°C en été.

Tableau N° I.4 : Température moyenne, minimale et maximale de ROUINA

(période 2000 à 2011)

MOIS	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	MOY
T _{moy} (°C)	26,5	19,9	13,9	10,6	10,5	10,8	14,3	18,1	21,2	27,0	21,2	29,8	18,6
T _{min} (°C)	14,2	4,6	4,0	-2,6	0,0	2,4	1,6	8,0	10,0	13,0	17,6	20,5	7,8
T _{max} (°C)	38	39,6	25,0	26,0	23,0	20,0	26,4	31,6	37,0	42	46,6	40,0	32,9

(Source ANRH)

I.9.4.L'évaporation DE BARRAGE OULED MELLOUK :

L'évaporation est très important en été peut atteindre les 300 mm.

Tableau N° I.5 : l'évaporation de BARRAGE OULED MELLOUK (période 2000 à 2011)

MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOU
Eva (mm)	74,7	56,4	45,4	30,1	21,8	25,9	54,7	61,1	64,5	80,0	138,4	288

(Source ANRH)

I.10.Les ressources en eau de la région :

Les ressources en eau de la région se répartie en deux catégories.

I.10.1. Les ressources en eau superficielle de la région :

se résumant au :

-Barrage OULED MELLOUK implanté dans la commune de ROUINA et dont les caractéristiques sont récapitulées dans le tableau N° 1.5.

-Retenue collinaire TIGHZEL, située dans la commune d'el ATTAF et qui actuellement est hors service à cause de l'envasement.

Tableau N° I.6 : Caractéristique de BARRAGE OULED MELLOUK

Barrage	Commune d'implantation	Type	Mise service	Capacité Hm ³	Volume régularisé	OUED
OULED MELLOUK	ROUINA	Terre	2003	127	38	ROUINA

(Source DRE AIN DEFLA)

I.10.2.Les forages existants dans la région d'étude:

D'après l'inventaire de la DRE de AIN-DEFLA (sources de l'agence des bassins hydrographique mise à jour DRE de AIN DEFLA) le tableau ci-dessous présente les forages et sources actuellement en exploitation pour l'alimentation des agglomérations concernés.

Tableau N° I.7: Les forages existants dans la région d'étude.

Agglomération	Nom forage	Lieu d'implantation	Volume Mobilisé Hm ³ /an	Agglomérations desservie	Obs.
EL ATTAF	BEL ABES	EL ATTAF	0.946	Chef lieu	Non exploite
	HAY SALEM	EL ATTAF	0.378	Chef lieu	exploite
	LYCEE	EL ATTAF	0.525	Chef lieu	Non exploite
	SIDI BOUABIDA	SIDI BOUABIDA	1,953	Chef lieu	exploite
	ZMALA	ZMALA	0.157	ZMALA	exploite
	CITE BENYAHIA	CITE BENYAHIA	0.189	CITE BENYAHIA	exploite
BOURACHED	SIDI HAMOU	SIDI HAMOU	0.473	SIDI HAMOU	exploite
	OULED DZIRI	OULED DZIRI	0.095	OULED DZIRI	exploite
	OULED SI AHMED	OULED SI AHMED	0.189	OULED SI AHMED	exploite
	LOUNADA	LOUNADA	0.095		exploité
ZEDDINE	OULED DJILLALI	OULED DJILLALI	0.252	ZEDDINE	exploite
ROUINA	SIDI HAMOU	SIDI HAMOU	0.788	SIDI HAMOU	exploite

(Source DRE AIN DEFLA)

Un débit cumulé de 6,04 hm³/an soit 193.11 l/s.

I.11.Situation démographique :

Les données concernant la population sont extraites d'un recensement national de la population de 2008.

Tableau N° I.8 : La population de la région d'étude en 2008

Localités	2008
ROUINA	17437
BOURACHED	25844
ATTAF	39984
EL MAYEN	11319
ZEDINE	5238
ABADIA	24108
Total	123930

(Source DRE AIN DEFLA)

Conclusion :

Il ressort de cette étude que la commune de ROUINA est caractérisée par un climat semi aride, très froids en hiver et très chaud en été. Les données topographiques révèlent un relief légèrement incliné avec une pente variant de 0 à 3 %.

Les données topographiques, climatiques, sismiques, et géologiques, vont nous aider à garantir un meilleur emplacement de la station de traitement d'eau potable.

Introduction :

L'eau est la substance la plus répandue à la surface de la terre dont elle couvre plus des deux tiers.

L'eau se trouve souvent en quantités abondantes et sculpte fréquemment même les terres dites sèches. Elle est toujours présente dans l'atmosphère sous forme de vapeur, même dans les climats les plus secs. Elle joue un rôle important dans la répartition des être vivant et indispensable pour la vie humaine, animale et végétale.

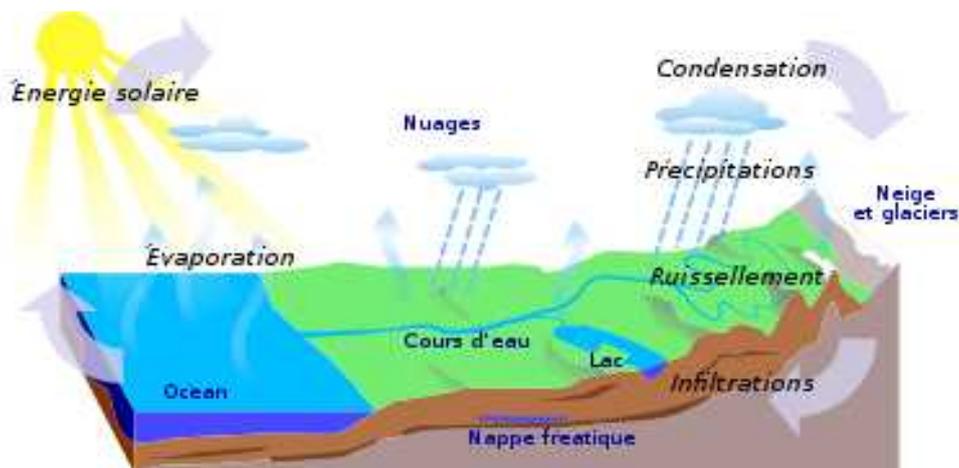


Figure II.1 : Cycle de transformation de l'eau dans la nature.

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

- Précipitation
- Ruissellement
- Evaporation
- Infiltration

II.1. Qualités générales des eaux issues de diverses sources :

On retrouve quatre sources principales d'eau brutes : les eaux de pluie, les eaux souterraines, les eaux de surface et les eaux de mer, et nous n'oublions pas qu'il y a une autre source, c'est les eaux usées.

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

II.1.1. Eaux de pluie :

Les eaux de pluie sont des eaux de bonne qualité pour l'alimentation humaine. Elles sont saturées d'oxygène et d'azote et ne contiennent aucun sel dissous, comme les sels de magnésium et de calcium ; elles sont donc très douce .Dans les régions industrialisées, les eaux de pluie peuvent être contaminées par des poussières atmosphériques.

La distribution des pluies dans le temps ainsi que les difficultés de captage font que peu de municipalités utilisent cette source d'eau [1].

II.1.2. Eaux souterraines :

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

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

Très souvent, il faudra leur appliquer un traitement spécifique pour les éléments qui viennent d'être cités [1].

II.1.3. Eaux de surfaces :

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

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

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

- soit une simple filtration sans réactif ;
- soit une filtration directe (sur sable ou milieu bicouche) après coagulation –floculation ;
- soit un traitement complet de coagulation – floculation –décantation ou flottation à l'air dissous –filtration ; sur certains eaux, une telle filière doit être précédée d'un prétraitement

Chapitre II : Généralités sur les normes et qualités des eaux

approprié (exemple : tamisage, dessablage, ...) En outre, il faut assurer ;
-**la stabilité biologique** par **une chloration**, qui peut elle-même se subdiviser en une pré chloration au début et en une post chloration à la fin de la filière.

-**la stabilité chimique** soit par une **neutralisation** finale de l'agressivité carbonique, soit par une **reminéralisations** en début ou en fin de filière, soit par une **décarbonatation** à la chaux qui peut être combinée ou consécutive à la clarification, le choix dépendant des caractéristiques de l'eau brute et du type d'utilisation de l'eau traitée [2].

II.1.4. Eaux de mer :

Les eaux de mer sont une source d'eau brute qu'on n'utilise que lorsqu'il n'y a pas moyen de s'approvisionner en eau douce .Les eaux de mer sont caractérisées par leur salinité. La salinité de la plupart des eaux de mer varie de 33 000 à 45 000 mg/l[1].

II.1.5. Eaux usées :

Le recyclage des eaux usés après épuration peut permettre de soulager la demande en eau notamment pour leurs utilisation dans l'irrigation, l'entretien industriel et urbain (lavage de voirie, réserve et incendie, arrosage des jardins, lavages automobiles,...). Le recyclage des eaux usées industrielles après traitement au niveau de chaque atelier 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.

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.

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

II.2. Paramètres de qualités :

La qualité d'un produit alimentaire est une notion en partie subjective, puisque le principal instrument d'évaluation est le consommateur.

Les limites de l'acceptation du consommateur doivent être considérées comme un critère de qualité et introduites dans les normes. Ces normes sont des concentrations maximales acceptables et les modalités d'application sont différentes d'un pays à l'autre.

L'eau doit être attrayante pour celui qui s'en alimente. Elle doit être incolore insipide, inodore et sans éléments minéraux et organique en quantités excessive. Les paramètres faisant l'objet de limites de qualité sont classés en six grandes catégories.

II.2.1. Les paramètres organoleptiques :

A. Couleur :

La couleur est due à la présence de matières organique dissoutes ou colloïdes. Une eau colorée n'est pas agréable pour les usages domestiques et en particulier pour la boisson.

La couleur est mesurée en deux temps :

- La couleur apparente : mesurée sur l'échantillon brut
- La couleur vraie (due aux matières dissoute) : mesurée sur l'échantillon filtré sur fibres de verre.

Elle est mesurée en unité de coloration de Hazen (1degré hazen= 1unité de Pt-Co, solution contenant **1mg/L** d'acide chloroplatinique et **2mg/L** de chlorure de cobalt)

Pour rendre l'eau agréable à boire, on doit éliminer la couleur par : oxydation, clarification ou adsorption sur charbon actif. [3]

B. Odeur, saveur :

Elles sont dues généralement soit à des pollutions, soit à la présence d'organismes vivant dans l'eau : algues, champignons (produits métabolique ou de décomposition). Les mauvais goûts sont ne sont pas considérés comme importants du point de vue de l'hygiène, mais ils sont extrêmement désagréables pour l'emploi de l'eau comme boisson.

Toute eau possède néanmoins une certaine saveur qui lui est propre, due aux sels et aux gaz dissous.

C. Turbidité :

La turbidité de l'eau, a pour origine la présence de matières en suspension (argile, particule fibreux, particules organiques colloïdes, plancton, micro-organismes).

On peut éliminer la turbidité par :

- Filtration simple
- Filtration de contact (coagulation sur filtre)
- Clarification

Chapitre II : Généralités sur les normes et qualités des eaux

Les recommandations de l’OMS sur les paramètres organoleptiques sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau N °II.1 : Les normes des qualités organoleptique de l’eau potable.

Paramètre organoleptique	Recommandation (OMS)
Coloration	Ne doit pas dépasser 15mg/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	Le taux de dilution doit être de 2 à 12 C° et de 3 à 25 C°

II.2.2. Paramètres physico-chimique :

- Température :

L’eau doit être désaltérante entre 8 et 15°C et désaltère mal entre 20 et 25°C, l’eau de consommation ne dépasse pas 25°C pratiquement, la température de l’eau n’a pas d’incidence directe sur la santé humaine, cependant une température supérieure à 15°C favorise le développement des micro-organismes dans les canalisations en même temps qu’elle peut intensifier les odeurs et saveurs [3].

- Le PH :

Selon l’OMS il doit être compris entre $6,5 < \text{pH} < 8,5$ et ne dépasse pas 9,5. Le pH est lié à tous les paramètres de qualité de l’eau : aux pH inférieurs à 7 et en présence de dérivés soufrés, il se forme le sulfure d’hydrogène (H_2S) qui donne à ces eaux une mauvaise odeur. [3]

Souvent on est amené à ajuster le pH avant la distribution d’eau.

- 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 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 majeurs** : Cl^- , SO_4^{2-} , HCO_3^- , CO_3^{2-} ;
- **Anions mineurs** : silice, F^- , NO_3^- , PO_4^{3-} [3].
- La composition chimique de l'eau diffère beaucoup d'une région à l'autre.

On peut établir de normes strictes de qualité chimique :

- La dureté de l'eau ou titre hydrotimétrique (TH) :

Pour caractériser une des propriétés les plus importantes de l'eau, on utilise la notion de dureté de l'eau, les eaux chargées en calcaires (plus de 15°F), et le calcium supérieur à 120 mg/l sont dites «dures», et les eaux peu calcaire (moins de 10 °F), et moins de 30mg/l peuvent être appelées «douce».

En relation avec cette notion, on inclut plusieurs concepts, la dureté totale comprend la somme des concentrations, des ions Mg^{+2} , Ca^{+2} , qui s'exprime par le TH.

En général la dureté totale comprend 70 à 85% de dureté due au calcium, et 30 à 15% due au magnésium [5].

- Le titre alcalimétrique (TA) :

Le titre alcalimétrique ou TA mesure la teneur de l'eau en alcalis libres et carbonates alcalins caustique.

- Le titre alcalimétrique complet (TAC) :

Le titre alcalimétrique complet ou TAC correspond à la teneur de l'eau en alcalis libres, carbonates et hydrogénocarbonates.

- Le calcium (Ca^{+2}) :

Le calcium est un métal alcalino-terreau 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 la quantité de calcium [4].

- Le magnésium (Mg^{+2}) :

Le magnésium est des éléments les plus répandus dans la nature ; il constitue environ 2,1% et l'écorce terrestre, la plupart de ses sels sont très solubles dans l'eau.

Le magnésium constitue un élément significatif de la dureté de l'eau, à partir d'une concentration de 100mg/l et pour le sujet sensible, le magnésium donne un goût désagréable à l'eau [4].

- Le chlorure (Cl) :

Les chlorures existent dans toutes les eaux à des concentrations variables, ils peuvent avoir plusieurs origines :

- * Percolation à travers des terrains salés.
- * Infiltration d'eaux marines dans les nappes phréatiques.
- * Activités humaines et industrielles

Une présence excessive de chlorures dans l'eau, la rend corrosive pour les réseaux de distribution et nocive pour les plantes.

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

Les chlorures sont dosés en milieu neutre par une solution titrée de nitrate d'argent, en présence de chromate de potassium [4].

- Le sodium (Na) :

Le sodium est un élément métallique blanc argenté de symbole «Na», c'est un métal mou et argenté, qui 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 [4].

- Le potassium (K) :

Le potassium est obtenu par électrolyse, très réactif à l'eau, il est stocké dans une substance avec laquelle il ne réagit pas comme la paraffine. On trouve le potassium en grand quantité dans la nature [4].

• Conductivité électrique :

La conductivité traduit la minéralisation totale de l'eau ; L'eau est légèrement conductrice la conductivité de l'eau la plus pure que l'on ait obtenue est de 4,2 micro siemens par mètre à 20°C, elle varie selon les sels dissoutes et la température [4].

L'unité en micro siemens par centimètre (us/cm).

• Matière organique :

La matière organique naturelle (MON) est issue de la décomposition des végétaux, des animaux et des microorganismes ; elle peut être d'origine industrielle ou agricole (pesticides, épandage, effluent d'élevage,...) [4].

Elle peut être estimée par :

• Carbone organique total (COT) et dissous (COD) :

Le carbone organique total permet de mesurer la matière organique totale (particulaire et dissoute).

II.2.3. 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 [3]:

- Matières organiques, phénols, fer..., goût
- Matières organiques, phénols..., odeur
- Fer, manganèse..., couleur
- Nitrates, fluor..., effets gênants pour la santé

II.2.4. Les paramètres toxiques :

Représentés par les métaux lourds (plomb, nickel, mercure, chrome, cadmium, arsenic...), les cyanures, les pesticides et les hydrocarbures aromatiques polycycliques (HAP)

On les retrouve dans les eaux, suite à une dégradation des réseaux de distribution ou à une pollution industrielle.

II.2.5. Les paramètres microbiologiques:

Les deux groupes des micro-organismes les plus utilisés comme indicateurs de contamination bactérienne sont les coliformes totaux et les coliformes fécaux. Le groupe des coliformes totaux; comprend toute les bactéries aérobies et anaérobies facultatives et qui font fermenter le lactose avec dégagement de gaz en moins de 48h à 35°C.

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

Le groupe des coliformes fécaux ; comprend les coliformes pouvant former des gaz en moins de 24h à 44.5°C [6].

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

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

La présence d'un organisme coliforme quelconque dans l'eau traité révèle que le traitement a été inefficace ou qu'il y a eu contamination après traitement, mais ces indicateurs (coliformes fécaux et totaux) sont actuellement remis en doute par plusieurs chercheurs [1].

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

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

Chapitre II : Généralités sur les normes et qualités des eaux

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

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

-2) le dénombrement des bactéries hétérotrophes aérobies et anaérobies facultatives. La concentration de ces bactéries ne devrait pas dépasser 500BHA/100ml.

II.2.6. Les paramètres concernant les pesticides et produits apparentés :

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, hexachlorobenzène...**

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 [3].

II.3. Normes et recommandations pour les paramètres physique et chimique :

Le but de ces normes est de fournir aux consommateurs une eau qui ne constitue pas un risque pour la santé, Des objectifs esthétiques ont été proposés car une eau de mauvaise qualité esthétique découle d'une contamination chimique ou bactériologique.

Les normes des substances présentant un risque direct pour la santé sont contrôlées et comparées avec des recommandations.

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

L'Algérie fait des propres normes de quelques paramètres physiques et chimiques sont présentées dans le tableau II.2

Tableau II.2 : Les normes Algérienne de quelques paramètres physiques et chimiques.

Paramètres	Unité	Normes algériennes
pH	-	6.5 – 8.5
Conductivité	µS/cm	2800
Turbidité	NTU/FTU	5
Résidu sec à 105°C	mg/l	2000
Ammonium NH ₄ ⁺	mg/l	0.5
Nitrites NO ⁻²	mg/l	0.1
Nitrates NO ⁻³	mg/l	50
Calcium Ca ⁺²	mg/l	200
Magnesium Mg ⁺²	mg/l	150
Sodium Na ⁺	mg/l	200
Potassium K ⁺	mg/l	20
Chlorure Cl ⁻	mg/l	500
Sulfate SO ₄ ⁻²	mg/l	400
Dureté total TH	°F	50
Fer total	mg/l	0.3
Coliformes totaux	ge /100 ml	0
Coliformes fécaux	ge/100 ml	0
Streptocoques fécaux	ge/100 ml	0

[Source ADE AIN DEFLA]

II.4. Origine de la salinité :

Il existe une tendance globale à l'augmentation de salinité des eaux souterraines avec la profondeur, ces eaux profondes ne sont pas exploitées pour l'eau potable.

La pression des eaux profondes devient supérieure à celle des eaux superficielles.

Une salinisation progressive de l'aquifère exploitée peut ainsi devenir rendant l'eau impropre à la consommation.

Une eau potable doit contenir sans excès, un certain nombre d'éléments minéraux, qui lui confèrent une saveur agréable.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons défini les qualités générales des eaux issues de diverses sources ; et sur les principaux paramètres de qualité des eaux.

Pour produire une eau potable, il faut bien choisir le type de source et de traitement utilisé pour améliorer la qualité de cette eau.

Dans le but de produire une eau potable et améliorer la qualité de cette eau on va étudier le cas de la station de traitement de ROUINA.

Introduction :

Le traitement d'une eau brute dépend de sa qualité, laquelle est fonction de son origine et peut varier dans le temps. L'eau à traiter doit donc être en permanence analysée car il est primordial d'ajuster le traitement d'une eau à sa composition et, si nécessaire, de le moduler dans le temps en fonction de la variation observée de ses divers composants.

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

A savoir :

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

III.1. Pré-chloration:

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

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

L'acide hypochloreux a un effet bactéricide plus important que l'ion hypochlorite. Pour la pré-chloration on utilise le chlore (Cl₂) à une dose de (1 à 2) g/m³ ; L'injection de chlore s'effectue directement en conduite par l'intermédiaire d'une pompe doseuse[7].

III.2.Coagulation-Floculation:

La turbidité et la couleur d'une eau sont causées par la présence des particules colloïdales. Les P.C restent dans l'eau durant de très longues périodes de temps).

Pour éliminer ces particules on recourt au procédé Coagulation –Floculation. Dans un premier temps, la coagulation, par différents phénomènes complexes permet de rendre « floculables » les colloïdes, c'est-à-dire de permettre leur agglomération. Dans un second temps, les colloïdes s'agglomèrent durant la phase de floculation.

III.2.1. But de Coagulation-Floculation :

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

III.2.2. Coagulation :

Le mot "coagulation" vient du latin "coagulare" qui signifie "agglomérer". La coagulation résulte de l'addition de réactifs chimiques dans des dispersions aqueuses, afin d'assembler en agrégats plus gros, les fines particules dispersées.

La charge électrique et la couche d'eau qui entourent les particules hydrophiles tendent à éloigner les particules les uns des autres, et par conséquent, à les stabiliser dans la solution.

Le but principal de la coagulation est de déstabiliser ces particules pour favoriser leur agglomération.

A pour but de déstabiliser les particules en suspension pour faciliter leur agglomération. En pratique, elle consiste à ajouter des réactifs en agitation rapide pendant 1 à 2min.

On peut obtenir cette déstabilisation par :

- 1 / - Compression de la double couches ;
- 2/-Adsorption et neutralisation des charges ;
- 3/-Emprisonnement des particules dans un précipité ;
- 4/-Adsorption et pontage [8].

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.

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 : $Fe(SO_4)_3$;

*) Aluminate de sodium : $NaAlO_2$ [1].

Les coagulants les plus utilisés dans le traitement des eaux sont le sulfate d'Aluminium $Al_2(SO_4)_3 \cdot nH_2O$ et le chlorure ferrique. ($FeCl_3 \cdot nH_2O$).

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

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

b) Agitation:

Pour la coagulation, il est nécessaire, pour répandre tout le coagulant rapidement avant l'apparition de précipités, d'avoir une agitation très élevée pendant un court laps de temps. On va donc chercher à avoir un gradient de vitesse élevé de l'ordre de 500 à 1000 s^{-1} [7].

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

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

Où P (watt) est la puissance de l'agitateur dissipée dans le bassin de coagulation, μ (Pa s) est la viscosité dynamique de l'eau et V (m^3) est le volume d'eau dans le bassin.

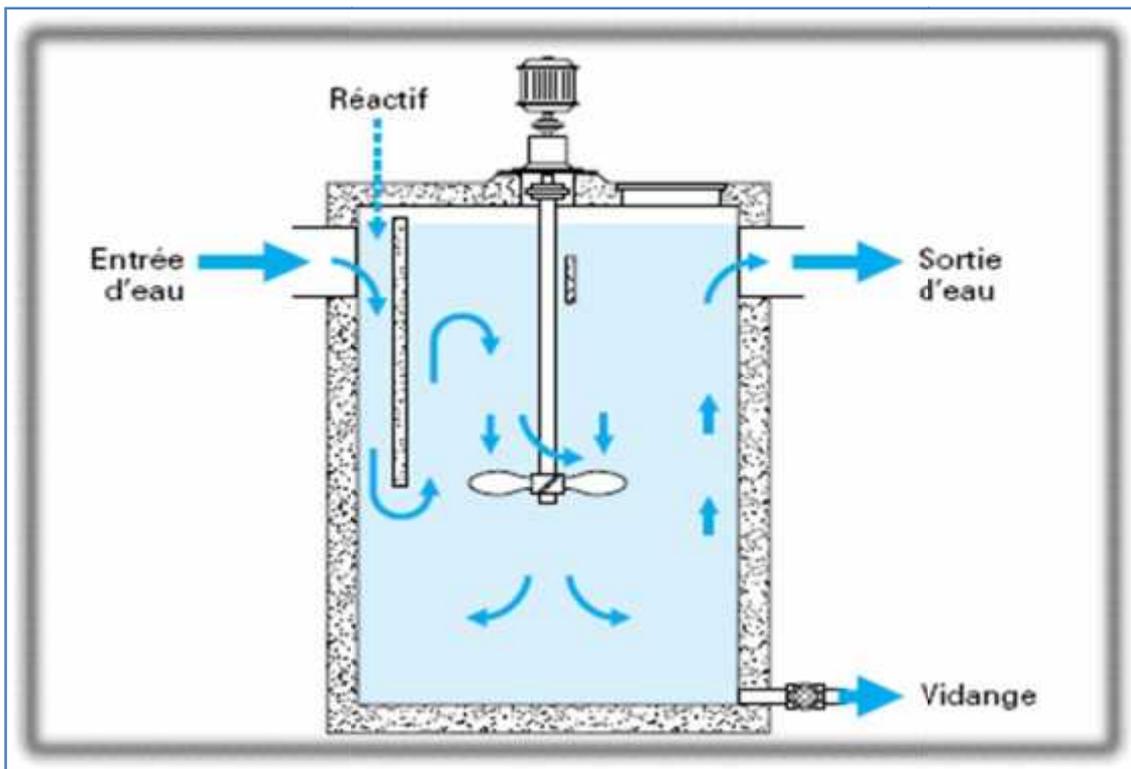


Figure III 1 : Chambre de mélange avec agitateur rapide.

III.2.3. Floculation:

La floculation est l'opération qui permet l'agglomération des particules déstabilisées. Elle consiste en une agitation lente pendant quelques minutes pour favoriser le contact entre les particules pour former des flocons facilement décantables [8].

a) Aide flocculants usuels :

Plusieurs aides flocculants sont utilisés pour faciliter la floculation :

- Poly électrolytes : polymères de très haut poids moléculaire, qui donnent du corps et de la résistance aux flocons. Les dosages usuels sont de 0,05 à 0,5 mg/l;
- Silice activée : Silice activée par aluminat de sodium, qui alourdit les flocons et agit aussi comme adsorbant pour certains micropolluants. Les dosages usuels sont de 0,5 à 4 mg/l SiO_2 [2].

b) Objectifs de la floculation :

Après la coagulation, il est nécessaire d'assurer les contacts entre les micros flocons formés et constitués des particules emprisonnées par les hydroxydes métalliques fraîchement précipités. Une fois agglomérés, les flocons seront plus gros et sédimenteront plus rapidement.

c) Agitation :

La floculation requiert une agitation moins forte que la coagulation. L'agitation doit être suffisamment forte pour favoriser les contacts entre les flocons mais pas trop forte pour briser les flocons déjà formés. Le gradient de vitesse en floculation varie généralement de 40 à 80 s⁻¹.

$$\text{Gradient de vitesse: } G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot V}}$$

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

$$P = 1/2 C_d \cdot A_p \cdot v^3 \quad [8]$$

G: gradient de vitesse (s⁻¹)

P: puissance dissipée dans le liquide

μ: viscosité dynamique (pa.s)

V: volume du bassin

C_d: coef de traînée = 1.8 pour une pale plate

A_p: surface de la pale

v: vitesse relative de la pale / au liquide = 0.75v_p

V_p: vitesse de la pale

III.2.4. Essais de Coagulation – Floculation :

Afin d'évaluer les conditions optimales de coagulation et de floculation, des essais dits **Jar-test (JT)** sont conduits à l'échelle de laboratoire. Ces tests sont très courants et sont réalisés aussi bien dans le laboratoire de notre station et les usines de production d'eau potable. Le dispositif expérimental consiste en une série de béciers de 1 litre qui contiennent les échantillons d'eau à tester. La température des échantillons est d'abord ajustée à la valeur choisie. Chaque bécier est muni d'un agitateur à pales. La vitesse d'agitation est variable mais elle est la même pour tous les béciers. Des doses variables de coagulant, ou des doses

variables d'acide ou de base pour obtenir différents pH, peuvent être ajoutés dans les béchers, tandis qu'un bécher dans lequel il n'y a aucun ajout sert généralement de témoin. Un essai de JT comprend trois (3) phases :

- Coagulation : ajout de coagulant, le besoin d'acide ou de base; courte durée et forte agitation
- Flocculation : ajout d'un aide flocculant au besoin; durée moyenne avec agitation lente.
- Sédimentation : durée relativement longue et aucune agitation.



Figure III.2 : Essai de jar-test

À la fin de la phase de sédimentation, un échantillon de surnageant est prélevé pour fins d'analyse. Des JT menés dans une large gamme de conditions d'opération permettent de déterminer le type de coagulant, son dosage, le pH et les conditions d'agitation qui maximisent la réduction de la turbidité et la réduction de la couleur pour des filières de traitement physico-chimiques conventionnelles [8].

III.3. Décantation :

La décantation est un procédé de clarification des eaux. Elle a pour but d'éliminer les MES et les floes issus de la coagulation floculation.

Sous l'action de pesanteur, les particules dont la masse volumique $>$ à celle de l'eau atteignent le fond et l'eau claire est collectée à la surface [8].

III.3.1. Type de décantation :

- Décantation des particules discrètes ;
- Décantation des particules floculantes (décantation diffuse) ;
- Décantation en piston (décantation freinée) ;
- Décantation en compression de boues [8].

III.3.2. Principe de la décantation :

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

La décantation est la méthode de séparation la plus fréquente des MES et colloïdes (rassemblés sous forme de floe 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 la surface de base.

Les décanteurs lamellaires le cas de notre station 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[1].

III.3.3. Type des décanteurs :**a) 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 horizontal 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 $t > h / V$, ou encore $V_0 > Q / S$.

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

b) 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.

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 (Figure III.4) [2].

c) 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.

Éventuellement, 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.5) [2].

d) Décanteurs à lit de boues pulsées :

Dans ces ouvrages, on fait appel uniquement à un brassage hydraulique, l'eau étant envoyée dans le fond du décanteur par à-coups ou pulsations (d'où le nom de l'appareil). L'admission de l'eau brute additionnée du flocculant se fait dans une cloche centrale qui se vide automatiquement à intervalles réguliers et réglables.

Le système de remplissage et de vidange est commandé par une mise sous vide de la cloche suivie d'une remise à l'atmosphère.

Le lit de boue est donc soumis à des mouvements alternatifs, vers le bas pendant la chasse et vers le haut pendant le remplissage, ce qui favorise sa cohésion.

On profite du mouvement ascensionnel du lit de boues pour en éliminer une partie par surverse dans des pièges disposés à la périphérie. Lorsque ces pièges sont pleins, ils sont purgés automatiquement.

L'eau est uniformément répartie à la base de l'ouvrage par un réseau de tubes perforés.

L'eau décantée est également récupérée à la surface par des raquettes semblables. Cette répartition du flux, qui évite au maximum les courts-circuits, est probablement la raison principale des performances de ce type de décanteur (Figure III.6) [2].

Décanteur à lamelle :

L'amélioration des décanteurs horizontaux passe par une évacuation du dépôt de boues plus rapide.

Pour cela il suffit que la surface sur laquelle le floc se dépose soit inclinée pour que ce dernier puisse glisser vers le bas au fur et à mesure.

D'où la réalisation de modules lamellaires insérés dans un décanteur, dont la surface S ($L \times l$) de chaque lamelle devient une surface de décantation, l'angle d'inclinaison étant un des éléments importants de ce système.

Exemple : système à contre-courant (les plus utilisés) :

Ce type d'ouvrage s'insère, dans une filière de traitement d'eau potable, à l'aval d'un flocculateur qui assure la formation et la maturation du floc.

L'eau flocculée alimentée par le bas un faisceau de plaques ou de tubes parallèles inclinés. L'eau et le floc circulent en sens inverse d'où le terme "contre-courant". L'espace constitué entre chaque lamelle représente un décanteur modulaire dont le pouvoir de coupure est caractérisé par le rapport du débit transité (Q) à la surface projetée (S_p) de lamelle [2].

Les paramètres les plus importants sont les suivant (Figure III.7):

- Angle d'inclinaison (A) des plaques pour assurer l'écoulement des boues sous l'effet de la gravité.
- Vitesse de Hazen réelle (Q/Sp).
- Ecartement (e) des plaques pour favoriser l'établissement d'un régime laminaire.
- Longueur (L) des plaques.

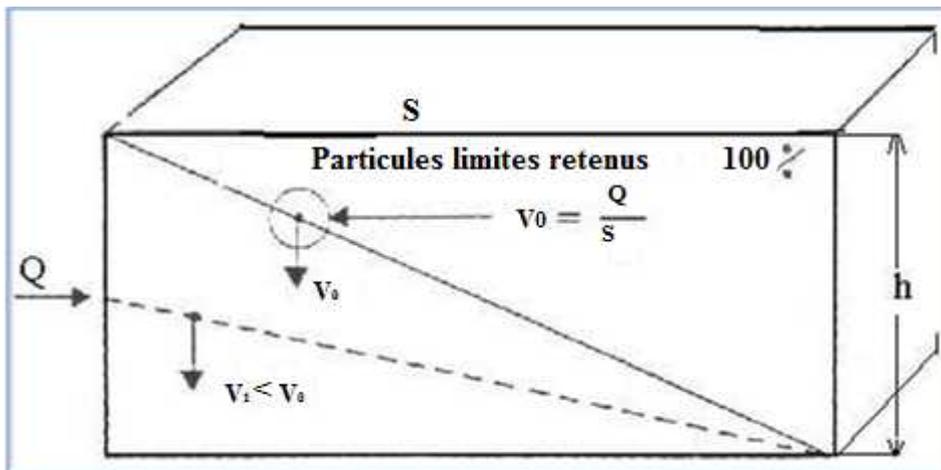


Figure III.3 : Décanteur à flux horizontale.

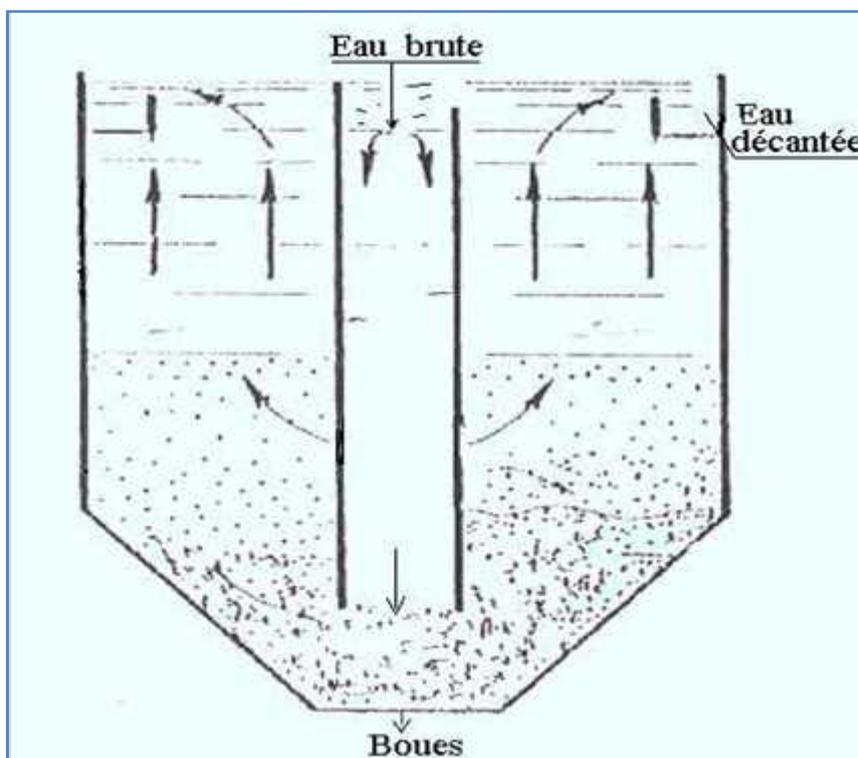


Figure III.4: Décanteur à flux verticale.

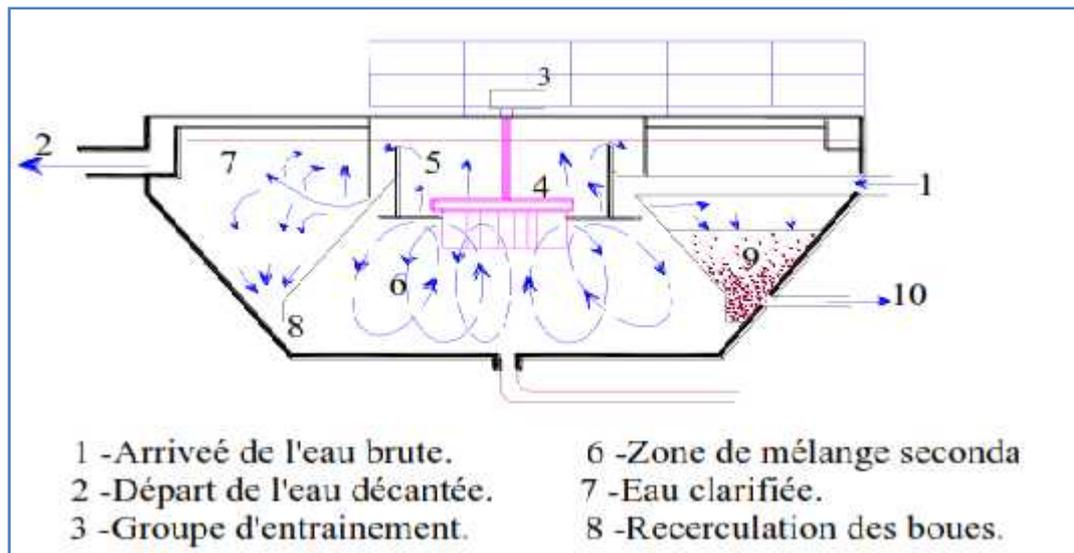


Figure III.5 : Décanteur à recirculation des boues.

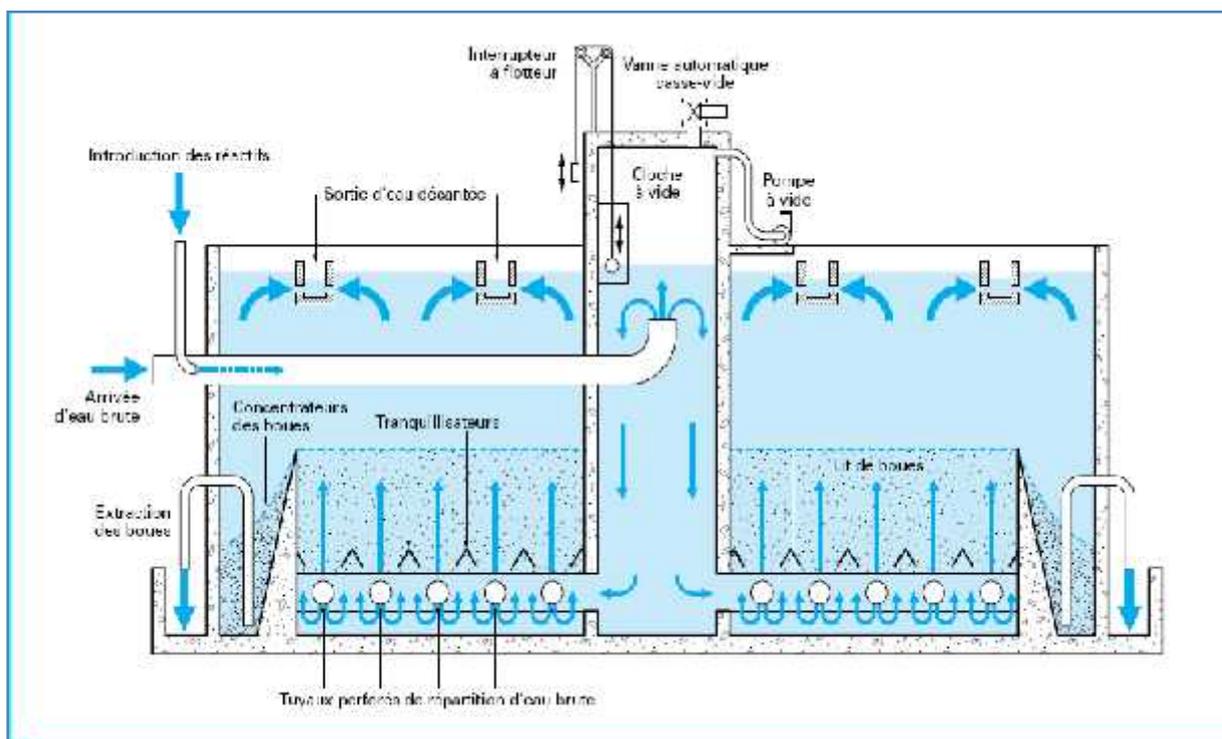


Figure III.6 : Décanteur à lit de boues pulvé (Pulsator).

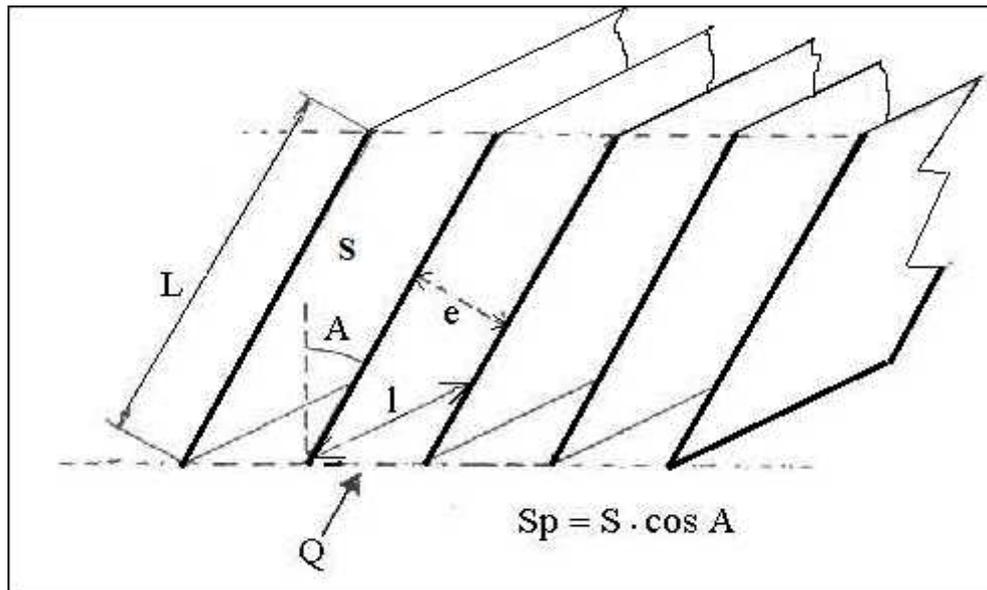


Figure III.7: Décanteur lamellaire.

III.4. Filtration :

La filtration est un procédé de clarification des eaux. Son objectif est de réduire la turbidité de l'eau à 1 UTN. Elle consiste à faire passer l'eau à traiter à travers un matériau poreux de haut en bas.

Au cours du temps le filtre se colmate il faut le laver en injectant une eau filtrée de bas vers le haut.

Le matériau filtrant peut être granulaire ou membranaire.

La filtration granulaire est la plus utilisée dans la chaîne de traitement classique (filtration en profondeur). Le matériau peut être le sable, le charbon actif, anthracite [8].

III.4.1. Type de filtres :

- Filtre à sable rapide ;
- Filtre à sable lent ;
- Filtre sous pression.

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

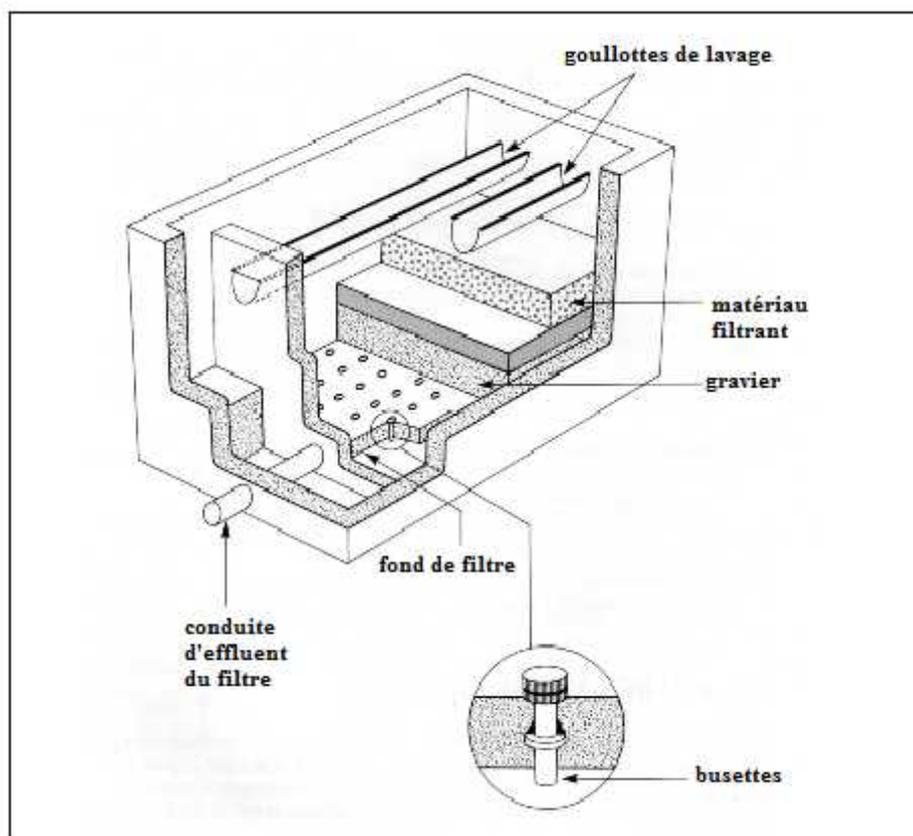
-filtres lents : 1 à 2 m/h, de construction et de fonctionnement simple, mais nécessite une grande surface.

-filtres rapides : 5 à 25 m/h sont les plus utilisées, il existe deux catégories :

- 1- les filtres ouverts ou filtre rapide gravitaire ou la couche d'eau à filtrer est de 0,5m
- 2-les filtres sous pression [1].

a) Filtre à sable rapide:

- Un filtre ouvert de silice $L=0.5$ à 0.9 m.
- La taille moyenne des grains est 0.5 à 0.8 mm
- Un fond constitué soit d'un plancher poreux ou perforé surmonté ou non d'une couche de gravier, soit d'un réseau de drains collecteurs enfouis dans une épaisse couche de galet et de gravier.
- 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
- Le débit spécifique admissible est 4.9 m/h
- Il doit être précédé d'une étape de coagulation floculation [8].

**Figure III.8 :** Filtre à sable rapide.

Caractéristiques du matériau filtrant:

Diamètre effectif et coefficient d'uniformité D_e , C_u , Densité relative, masse unitaire sèche et Porosité.

- Diamètre effectif (D_e) et coefficient d'uniformité C_u :

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

- Déterminés après essai de tamisage (courbe granulométrique)
- La courbe granulométrique représente le % qui traverse chaque tamis en fonction du diamètre tamis (mm) [1].

b) Ecoulement de l'eau dans un filtre à sable:

La perte de charge à travers un milieu filtrant est un paramètre important de la filtration.

- Elle est de l'ordre de 0.5 à 0.75 m lorsque le filtre est propre.
- L'écoulement est régit par l'équation de Darcy (1803 – 1858) :

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

Q: débit de l'eau ;

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

L: épaisseur de la couche

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

K : Coef de perméabilité (m/s) [8].

c) Lavage des filtres :

Lorsque le filtre se colmate : 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 et sont entraînés vers l'égout par des goulottes.

Le lavage peut se faire par eau seule ou eau et air.

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

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).

Le processus est généralement le suivant:

- Détassage à l'eau à faible débit de l'ordre 5 à 7m/h durant 2min ;
- Lavage à fort débit d'air et faible débit d'eau pour brasser le sable ;
- Rincage à forte débit d'eau pour éliminer les impuretés.

Le débit d'air est $60\text{m}^3/\text{h}$ et d'eau égale $20\text{m}^3/\text{h}$ par m^2 du filtre [8].

III.4.2. Application de la filtration par sable:

- Préparation des eaux de refroidissement.
- Traitement d'eau potable.
- Production d'eau potable.
- Filtration des eaux de piscines (filtre à sable bi flux).
- Pré filtration pour les systèmes à membrane.
- Filtration des eaux de surface.

III.5. Désinfection :

La désinfection est un traitement visant à éliminer les micro-organismes de type pathogènes.(bactéries, virus ...) 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 di désinfectant utilisés sont :

Le chlore et ses dérivés (chlore gazeux, eau de javel, hypochlorite de calcium), l'ozone et les rayons UV.

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. Quelques Critères permettant de choisir le désinfectant :

Tous les produits de désinfection n'étant pas équivalents, il faut choisir le procédé le plus approprié, contenu de certaines conditions particulières (caractéristique et usage de l'eau, type de microorganismes à éliminer, qualité du réseau de distribution ...).

Un procédé de désinfection doit :

- a. Ne pas être toxique pour les humains ou les animaux ;
- b. Être toxique, à des 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 de certaine concentration résiduelle pendant de longue période de temps ;
- g. Ne pas détériorer les métaux ni endommager les vêtements lors de la lessive ;
- h. Être facile à manipuler et ne faire courir aucun danger aux opérateurs.

III.5.3. Désinfection par le chlore :

C'est l'ajout du chlore gazeux ou l'un de ses dérivées (eau de Javel NaClO, Ca(ClO)₂, ..) à l'eau pour la désinfecter.

Le chlore est un gaz jaune (halogène) plus dense que l'air, toxique (guerre mondiale) cause l'asphyxie

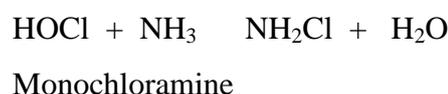
Le chlore se trouve sur le marché sous forme liquide stockés sous pression (bouteilles métalliques) [8].

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

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

a) Demande en chlore:

Suivant la composition de l'eau en élément réducteurs (Fe Mn ..) et le NH₃ que l'eau exerce une demande important de chlore [8].



b) Chloration au Break-point:

La chloration au break point n'est obtenue que lorsque l'eau contient du NH_3 et des éléments réducteurs.

Le chlore réagit avec ces éléments pour donner des chloramines.(figure 9).on distingue 04 zones:

1. Zone 1 réaction avec les éléments réducteurs ;
2. Formation des chloramines ;
3. Destruction des chloramines ;
4. Zone du chlore libre.

La désinfection optimale n'est obtenue que pour les taux de chlore appliqués supérieur à celui correspondant au point de rupture. Théoriquement ce taux (en mg/l de chlore) doit être égal à 7,6 fois la teneur en azote ammoniacal, la teneur du chlore résiduel libre doit être 0.2 à 0.3mg/l [8].

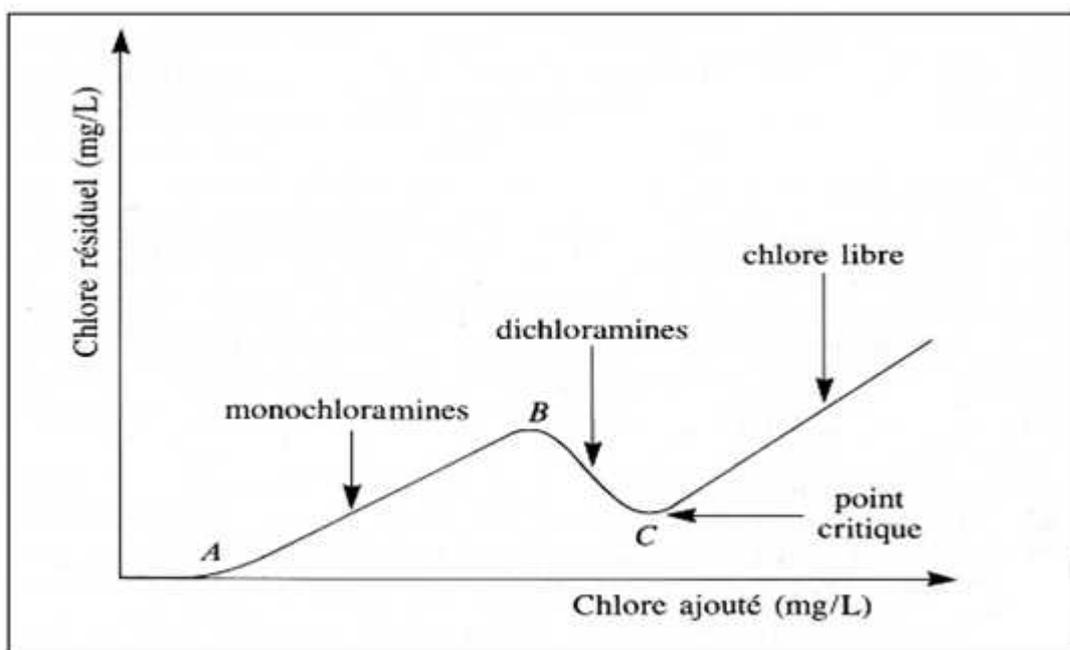


Figure III. 9 : Courbe typique de point de rupture d'une eau naturelle.

III.5.4. 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 [9].

III.5.5. Désinfection par l'ozone :

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

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

III.5.6. 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 [9].

Conclusion :

L'obtention d'une bonne qualité d'eau potable suivant les normes de l'OMS, peut être obtenue en appliquant les procédés bien connus de traitement par coagulation floculation, décantation et filtration et désinfection ;

La filière de traitement classique nécessitent des installations et ouvrages pour leurs fonctionnements, ces derniers sont dimensionnés dans la suite de notre étude

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (habitant).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...etc.). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

Dans ce chapitre on va essayer de déterminer le taux de satisfaction des besoins globaux en eaux des villes de ROUINA, ATTAF, ZEDDINE, ABADIA, EL MAYEN et BOURACHED.

IV.1.Evolution de la population :

Suite à la réception de nouvelles données du recensement de l'année 2008, on a pu récapituler le nombre d'habitants qui présente notre zone d'étude de différentes communes.

Le recensement est donné dans le tableau N° I.8 (page 09).

Le nombre d'habitants à l'année de recensement est estimé à 123930 habitants.

La population par communes à différents horizons est calculée par rapport à celle de l'année 2008 par la formule de l'équation des intérêts composés:

$$P_n = P_0 \times (1 + \tau)^n$$

P_n: population à l'horizon de calcul (hab).

P₀: population à l'année de recensement 2008 (hab).

: taux d'accroissement démographique (1.8%).

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (n=30 ans) [10].

Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le tableau IV.2 comme suit :

Tableau IV.2 : Evolution de nombre d'habitant aux différents horizons.

Localités	2008	Taux d'accroissement%	2013	2020	2030	2038
ROUINA	17437	1,8	19064	21600	25818	29779
BOURACHED	25844	1,8	28255	32013	38266	44136
ATTAF	39984	1,8	43714	49529	59202	68284
EL MAYEN	11319	1,8	12375	14021	16759	19330
ZEDINE	5238	1,8	5727	6488	7756	8945
ABADIA	24108	1,8	26357	29863	35695	41171
Total	123930	1.8	135493	153515	183496	211646

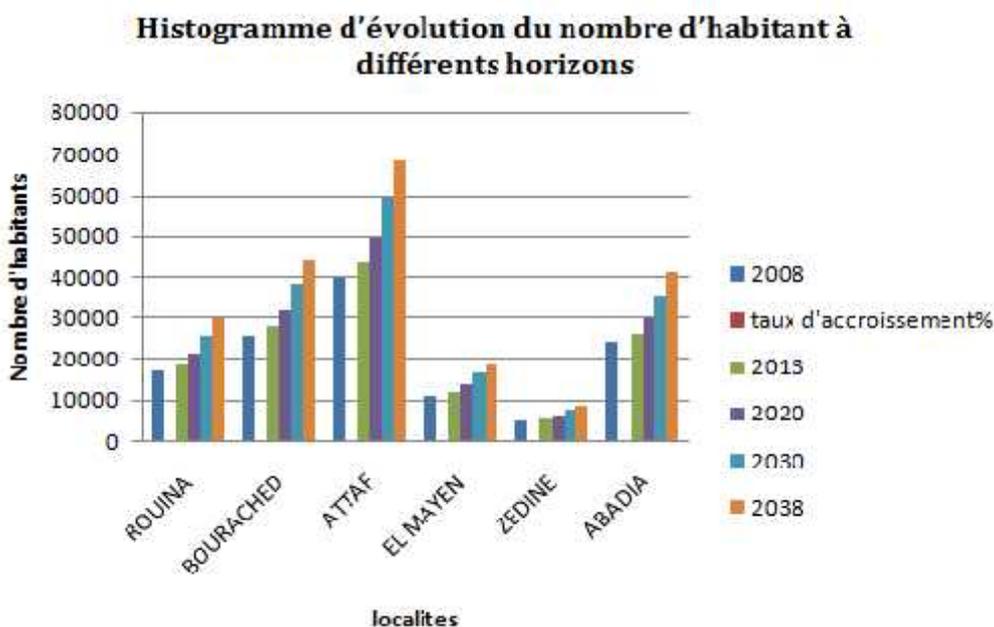


Figure IV.1 : Histogramme d'évolution du nombre d'habitant à différents horizons.

A l'horizon 2038 le nombre d'habitants sera 211646 habitants.

IV.2: Evaluation de la consommation moyenne journalière :

La dotation en eau potable est estimée à partir de l'évaluation des besoins en eau potable d'une agglomération selon son importance. Le débit unitaire est souvent normalisé sur la base de critères socio-économiques. La direction de l'hydraulique de la wilaya d'AIN DEFLA a adoptée une dotation de **180 l/j/hab.**

IV.3. Récapitulation de la consommation moyenne journalière :

L'estimation du débit moyen de consommation domestique est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = (d * N_i) / 1000$$

Avec :

Q_{moyj} : Consommation moyenne journalière en m³/j ;

d : Dotation moyenne journalière ; dot=180 l/j/hab. ;

N_i : Nombre de consommateurs.

Le tableau IV-3 représente les Q_{moyj} pour les différents horizons.

Tableau IV.3 : Tableau récapitulatif des consommations journalières pour différentes localités à l'horizon 2038 :

Localités	2008	dot (l/j/hab)	Q_{moyj} (m ³ /j)	2038	Q_{moyj} (m ³ /j)
ROUINA	17437	180	3138.66	29779	5360.22
BOURACHED	25844	180	4651.92	44136	7944.48
ATTAF	39984	180	7197.12	68284	12291.12
EL MAYEN	11319	180	2037.42	19330	3479.4
ZEDINE	5238	180	942.84	8945	1610.1
ABADIA	24108	180	4339.44	41171	7410.78
Total	123930	180	22307.4	211646	38096.3

A l'horizon 2038, les besoins moyens journaliers totaux des six communes concernées sont estimés à 38096.3 m³/j soit un débit de 432.3 l/s.

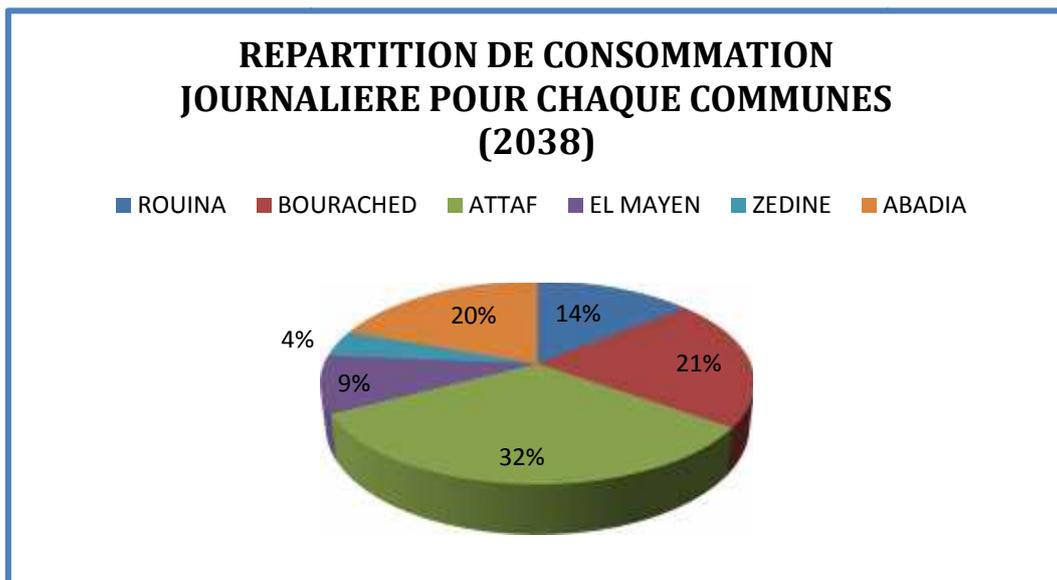


Figure IV.2 : Répartition de consommation journalière pour chaque commune

IV.4. Coefficients d'irrégularité :

IV.4.1. Coefficient d'irrégularité maximale (K_{maxj}) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation journalière au cours de la semaine, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

$$K_{maxj} = Q_{maxj} / Q_{moyj}$$

Ce coefficient K_{maxj} varie entre $1.1 < K_{maxj} < 1.3$, il consiste à prévenir les fuites et les gaspillages au niveau du réseau en majorant la consommation moyenne de 10% à 30%. Dans notre projet on prend $K_{maxj} = 1.1$

IV.4.2. Coefficient d'irrégularité minimale (K_{minj}) :

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

$$K_{minj} = Q_{minj} / Q_{moyj}$$

Ce coefficient K_{minj} varie de $0.7 < K_{minj} < 0.9$

Dans notre projet on prend $K_{minj} = 0.8$

IV.5. Détermination des consommations maximales et minimales journalières :

Le débit d'eau consommé n'est pas constant, mais varie en présentant des maximums et des minimums. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité K_{maxj} et K_{minj}

IV.5.1. Consommation minimale journalière (Q_{minj}) :

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

$$Q_{minj} = K_{minj} \times Q_{moyj} \quad [10]$$

Avec :

Q_{minj} : Débit minimum journalier en m^3/j ;

Q_{moyj} : Débit moyen journalier en m^3/j ;

K_{minj} : Coefficient d'irrégularité minimale journalière.

IV.5.2. Consommation maximale journalière (Q_{maxj}) :

Ce débit relatif au jour de plus grande consommation pendant l'année est utilisée comme élément de base dans les calculs de dimensionnement du réseau de distribution et

d'adduction. Il nous permet de dimensionner le réservoir et les ouvrages de la station de traitement.

Ce débit est donné par la relation suivante :

$$Q_{max j} = K_{max j} * Q_{moy j} \quad [10]$$

Avec :

$Q_{max j}$: Débit maximum journalier en m³/j ;

$Q_{moy j}$: Débit moyen journalier en m³/j ;

$K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité maximale journalière,

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières de l'horizon 2038 sont représentées dans Le tableau IV.4

Tableau IV.4: Consommations maximale et minimale journalière pour chaque commune

Localités	$Q_{moy j}$ (m ³ /j)	$K_{min j}$	$Q_{min j}$	$K_{max j}$	$Q_{max j}$ (m ³ /j)
ROUINA	5360.22	0,8	4288.17	1,1	5896.24
BOURACHED	7944.48	0,8	6355.58	1,1	8738.93
ATTAF	12291.12	0,8	9832.89	1,1	13520.23
EL MAYEN	3479.4	0,8	2783.52	1,1	3827.34
ZEDINE	1610.1	0,8	1288.08	1,1	1771.11
ABADIA	7410.78	0,8	5928.62	1,1	8151.86
La somme	38096.28	0,8	30477.02	1,1	41905.91

Les besoins des différents équipements sont estimés à 20 % de débit max journalier.

On prend en considération les fuites, qui sont estimés à 15% de débit max journalier.

Le tableau IV.5 représente les calculs pour les différentes équipements et les fuites.

Tableau IV.5 : Consommations maximales avec les débits des équipements et fuites.

Localités	$Q_{max j}$	fuites	$Q_{max j+fuites}$	équipements	$Q_{max j+fuites+équipements}$
ROUINA	5896.24	15%	6780.68	20%	8136.81
BOURACHED	8738.93	15%	10049.77	20%	12059.72
ATTAF	13520.23	15%	15548.27	20%	18657.92
EL MAYEN	3827.34	15%	4401.44	20%	5281.73
ZEDINE	1771.11	15%	2036.77	20%	2444.13
ABADIA	8151.86	15%	9374.64	20%	11249.56
La somme	41905.91	15%	48191.79	20%	57830.15

La station de traitement doit traiter un débit de $57830.15 \text{ m}^3/\text{jour}$, ou $2410 \text{ m}^3/\text{h}$, ou bien 670 l/s .

CONCLUSION :

La mise en évidence des besoins en eau potable des communes de la zone d'étude et par conséquent le total des besoins en eau à l'horizon 2038 qui est estimé à $57830.15 \text{ m}^3/\text{jour}$; assurés par le barrage de OULED MELLOUK, nous permettra d'évaluer les capacités optimales de station de traitement et réservoir d'eau traité ainsi que de dimensionner les ouvrages de la station et le réservoir, tout cela pour assurer des quantités d'eau suffisantes.

Introduction :

La station qui doit être dimensionnée est alimentée par les eaux emmagasinées dans le barrage d'OULED MELLOUK, la capacité de cette station est en fonction de débit arrivé à la station est de $57830 \text{ m}^3 / \text{j} = 0,67 \text{ m}^3 / \text{s}$.

Le procédé de traitement de l'eau se fait en deux étapes qui sont les suivantes :

- ❖ La première étape comprend le traitement par coagulation-floculation qui sert à agglomérer les matières colloïdales contenus dans l'eau par la formation des floes. Ce traitement est suivi par une décantation qui permet la précipitation des floes au fond des décanteurs.
- ❖ La deuxième étape consiste en une filtration sur sable qui a pour objet d'éliminer les matières encore en suspension dans l'eau.

Pour le contrôle biologique et la désinfection des eaux traitées, on procède à des étapes de chloration tout au long de la chaîne de traitement.

Le régime actuel d'injection du chlore au niveau de la station de traitement, consiste à injecter une dose de chlore à l'entrée d'eau de la station, avec l'étape de coagulation.

V.1. Les caractéristiques moyennes d'eau brute:

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

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

Tableau N° V.1 : Les principales caractéristiques d'eau brute et les normes algériennes

Paramètres	Valeur	Normes algériennes
Débit horaire	670 l/s	-
Débit journalier	$57830 \text{ m}^3 / \text{j}$	-
Température	18 °c	22 °c
PH	8,3	6,5-8,5
Turbidité	19.7 NTU	5 NTU
Conductivité	1527 ms/cm	2800 ms/cm

Résidu sec à 105°C	992 mg/l	2000 mg/l
Matière organique	3.5 mg /l	-
Dureté total TH	40.37 °F	50 °F
HCO₃⁻	183 mg/l	-
Calcium Ca⁺²	89 mg/l	200 mg/l
Magnesium Mg⁺²	80 mg/l	150 mg/l
Sodium Na⁺	100 mg/l	200 mg/l
Potassium K⁺	3 mg/l	20mg/l
Chlorure Cl⁻	178 mg/l	500 mg/l
Sulfate SO₄⁻²	210mg/l	400 mg/l
Nitrates NO₃⁻	4.1 mg/l	50 mg/l
Nitrites NO₂⁻	0,09 mg/l	0.1mg/l
Ammonium NH₄⁺	0,023 mg/l	0.5 mg/l
O₂	8.6mg/l	-

(Source ANRH BLIDA, l'année 2013)

V.2.Objectif de la station et choix de la filière de traitement :

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

Le procédé de traitement de l'eau se fait en plusieurs étapes :

- * La première étape comprend le traitement par coagulation-floculation qui sert à agglomérer les matières colloïdales contenus dans l'eau par la formation des floccs ;
- * Ce traitement est suivi par une décantation qui permet la précipitation des floccs au fond des décanteurs ;
- * La troisième étape consiste en une filtration sur sable qui a pour objet d'éliminer les matières encore en suspension dans l'eau ;
- * Pour le contrôle biologique et la désinfection des eaux traitées, on procède à des étapes de chloration tout au long de la chaîne de traitement.

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

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

L'eau traitée doit avoir les caractéristiques principales suivantes :

- PH : proche de 7 (6.5 à 7.5);
- Couleur : inférieure à 15 ;
- Turbidité : inférieure à 2 NTU ;
- Absence du coliforme ;
- Chlore résiduel : $0.2\text{mg/l} < \text{Cl}_{\text{res}} < 0.6 \text{ mg/l}$.

V.3.Localisation du site d'implantation :

Le choix du site d'accueil d'une station de traitement d'eau potable est de grande importance, les paramètres suivants jouent un rôle essentiel pour l'implantation des ouvrages.

- Géologiques ;
- Hydrogéologiques ;
- Hydrologiques ;
- Géotechniques ;
- Morphologiques ;
- Accessibilités ;
- Techniques (autres).

V.3.1.Choix des sites :

Pour le choix du site d'implantation de la station de traitement d'eau potable à partir des eaux brutes du barrage d'OULED MELLOK. On trouve trois sites :

- Le premier site se situe sur une ancienne mine de fer à environ 600 m du barrage,
- Le second site se situe sur des terrains agricoles à environ 1600 m du barrage.
- Le troisième site se situe sur des terrains agricoles à environ 2500 m du barrage.

V.3.2. Caractéristiques des sites choisis :

Les sites choisis présentent les caractéristiques suivantes :

a) Le premier site (variante A) :

- Le site se situe à droite de Oued ROUINA en aval du barrage de OULED MELLOK a environ 600 m du pied de barrage dans la direction Nord-Est.
- Actuellement le site est occupé par des carcasses de véhicules abandonnées, dans le passé c'était une mine de fer.
- Le site est limité par Oued ROUINA à l'Ouest et par des collines au Nord, à l'Est et au Sud.
- La forme géométrique du site est irrégulière.
- La surface levée est égale à 4.8 ha.
- L'altimétrie du site varie entre 223 et 208 m NGA.
- Le site est ceinturé par une piste.
- Il y a deux accès au site le premier se situe au sud à travers le pont et le second plus loin au Nord qui est une simple traversée du lit de Oued ROUINA.

b) le deuxième site (variante B) :

- Le site se situe à gauche (150 m) de Oued ROUINA a environ 1.6 Km du barrage de OULED MELLOK.
- Il est limité par la route communale à l'Est, par une piste au Sud-Est et par des terrains agricoles au Nord et à l'Ouest.
- Actuellement le site est un terrain agricole.
- La forme géométrique du site s'apparente à un rectangle.
- La surface levée est égale à 8 ha.
- L'altimétrie du site varie entre 218 et 205 m NGA.
- Le site est facilement accessible par la route communale.

c) Le troisième site (variante c) :

Le site a mêmes caractéristiques que le deuxième, mais il est loin. (Situé à 2.5km du barrage OULED MELLOUK)

V.3.3. Analyse des variantes :

- ❑ Le premier site (variante A) présente plusieurs inconvénients sur l'accessibilité, l'amenée des eaux brutes (traversée d'Oued ROUINA) et refoulement des eaux traitées (deux traversée au minimum).
- ❑ Le seconde site présente moins de contraintes puisque il est facilement accessible et ne comporte qu'une traversée lors du refoulement des eaux traitées vers BOURACHED.
- ❑ Le site n°3 (variante C) présente les mêmes avantages que le deuxième site ; mais il est plus éloigné.

Tableau N° V.2 : Tableau comparatifs des critères de choix des variantes

++ : Très favorable ; + : favorable ; 0 : moyen ; - : défavorable ; - - très défavorable

Critères	VARANTE A	VARIANTE B	VARIANTE C
Eloignement du barrage	-	+	- -
Accessibilité au site	0	++	++
Nature du terrain	0	++	++
Alimentation en énergie	++	++	++
La proximité d'un village	++	+	+

Conclusion :

On opte pour la variante B qui est la plus favorable techniquement à l'accueil de la station de traitement d'eau potable selon tous les critères examinés.

V.4. Dimensionnement:

V.4.1. Ouvrage de mesure et régulation du débit :

C'est le premier ouvrage de la station de traitement. Les eaux brutes de la station proviennent du barrage OULED MELLOUK. Elles s'écoulent gravitairement vers la station de traitement à 0.75m/s V_e 1.5m/s [10].

On a : $Q_{EB} = 670$ l/s, donc la conduite d'amené à un diamètre $D = 800$ mm et longueur de 1600m

$$V = \frac{Q_{EB}}{S} = \frac{4 \cdot 0,67}{0,8^2 \cdot 3,14} = 1,33 \text{ m/s}$$

L'ouvrage a ainsi pour fonction principale :

- ⇒ L'isolement de la station au moyen d'une vanne papillon manuelle en DN800 ;
- ⇒ Le réglage du débit d'eau brute qui sera assuré par une vanne papillon servie à la mesure du débit d'eau brute donnée, par un débitmètre installé dans l'ouvrage ;
- ⇒ Assure également une fonction de sécurité contre les débordements.

V.4.2.Dégrilleur:

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

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

Pour ces raisons, il doit être localisé à l'entrée de la station,

S'il s'agit d'une alimentation gravitaire, trois types de dégrilleur peuvent être utilisés :

➤ **Grilles à nettoyage manuel :**

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

➤ **Grilles mobiles à nettoyage automatique :**

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

➤ **Grilles fixes à nettoyage automatique :**

Ces grilles, fixes et robustes, sont équipées d'un système de raclage permettant de gérer efficacement d'importantes quantités de débris de différentes tailles.

Le domaine d'application pour chacun des types de grilles est présenté dans le tableau V.3 [11]:

Tableau N° V.3 : 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 (< 20 000 m ³ /d)
Grilles fixes à nettoyage automatique	Grande envergure (> 20 000 m ³ /d)

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

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

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

La surface de la grille est donnée par la formule suivante : $S = \frac{Q}{V.O.C} \quad [17]$

Tel que :

Q_{EB} : Débit de l'eau brute ;

V : Vitesse d'entrée $V = 1.33$ m/s;

C : Coefficient de colmatage ;

$C = 0.1 \sim 0.3 \rightarrow$ grille manuelle (on prendra 0,25)

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

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

L'épaisseur des barreaux sera pris égale à 10mm

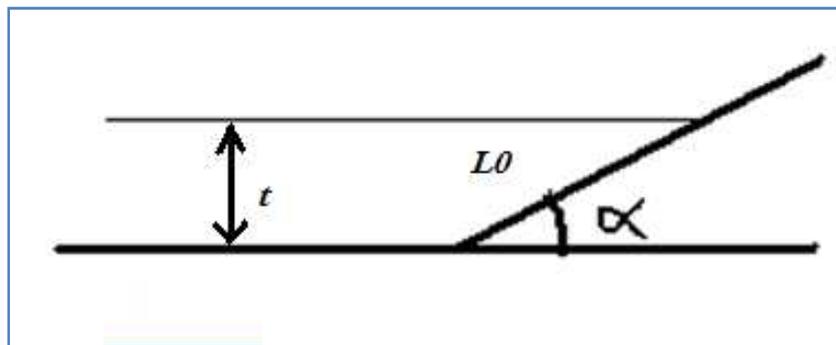
Avec ces valeurs, on obtiendra :

$$O = \frac{40}{40+10} = 0.8$$

Donc $S = \frac{0,67}{1+0,25+0,8} = 3,55 \text{ m}^2$

La largeur de la grille est calculée par la relation suivant $l = S/L_0$,

avec $L_0 =$ longueur mouillée (voir fig Ci-dessous)



Longueur mouillée $= \frac{t}{\sin \alpha} = L_0$; on prend $t=0.8$

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

Donc $L_0 = \frac{0,8}{\sin 60} = 0,91 \text{ m}$, on prend $L_0 = 0,95 \text{ m}$

La largeur l de la grille $l = \frac{3.35}{0.95} = 3.53\text{m}$

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

Longueur : 0,95m

Largeur : 3.53 m

Hauteur : 0,8 m

✧ **Caractéristiques du dégrilleur :**

Epaisseur des barreaux : 10 mm

Ecartement des barreaux : 40 mm

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

V.4.3.Pré-chloration:

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

Pour la pré-chloration la dose de chlore actif recommandée est 1à2g/m³.

Dans notre cas en prend 1.5g/m³. Nous avons opté pour une solution de ClONa à 48°chlorométrique.

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

Deux paramètres doivent être déterminés à savoir le débit de la pompe doseuse ainsi que le bac de stockage du produit chimique [9].

a) Pompe doseuse :

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

Avec :

Q_{EB} : Débit de l'eau brute

C_{conc} : Concentration de chlore (48°F) soit 1°F= 3.17 g de Cl₂/l

q_p : Débit de la pompe doseuse.

C_{chlore} : Dose optimale de chloration.

$$\Rightarrow Q_p = \frac{2410 \cdot 1,5}{152,16} = 23,76 \text{ l/h}$$

$$Q_p = 0,024 \text{ m}^3/\text{h}.$$

b) Bac de stockage :

- la hauteur du bac est $h = 1 \sim 2 \text{ m}$.
- t_s : temps d'antonomie dans le bac de chloration qui est en général de l'ordre de 24 h.

Donc on calcule le volume $V = q_p \cdot t_s$

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

$$\text{La longueur } L = \sqrt{\frac{S}{2}}$$

NB :

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

Le volume du chlore utilisé dans la pré-chloration :

Le temps d'antonomie $t_s = 24 \text{ h}$;

$$V_c = q_p * t_s = 0,024 * 24 = 0,58 \text{ m}^3.$$

Donc on prend : **$V_c = 0,58 \text{ m}^3$**

V.4.4.Ouvrage de régulation (Regard de mesure) :

Cet ouvrage assure une sécurité hydraulique lorsque le débit d'entrée à la station est nul ou en cas de panne de courant, dans ce cas, la vanne de sécurité munie d'une alimentation de secours par batteries, se ferme automatiquement.

Au niveau de cet ouvrage il est prévu un débitmètre magnétique, un instrument de mesure du PH et une prise d'échantillon.

Cet ouvrage permet de répartir le débit entre les deux lignes de traitement .chaque ligne traitera un débit de 1205 m3/h.

V.4.5.Coagulation- Flocculation:

La coagulation – flocculation a pour objectif d'élimination des matières en suspension. La coagulation déstabilise les particules chargées négativement et forme des micro-flocs

Chapitre V : Dimensionnement hydraulique des ouvrages

(comme coagulant du sulfate d'aluminium $Al_2(SO_4)_3$), puis la floculation qui permet l'agglomération des ces particules en flocons volumineux (macro-flocs) qui subissent après une décantation (comme flocculant les polyelectrolytes anioniques).



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

Les résultats du jar-test établie dans le laboratoire de L'ADE d'AIN DEFLA sont présentés dans le tableau V.4 :

Tableau N ° V.4: Les résultats du jar-test pour la coagulation-floculation.

La dose du coagulant $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$	20 mg/l
Le temps de coagulation	2minutes
La dose du flocculant (polymère)	0,03mg/l
Le temps de floculation	30 minutes

(Source : laboratoire de l'ADE d'AIN DEFLA)

Nous avons prévu deux lignes de traitement chacune traitera $1205m^3/h$ est composée de :

- 1 bassin de coagulation avec un agitateur.
- 1 bassin de floculation avec deux agitateurs.
- 1 décanteur lamellaire.
- 4 filtres à sable.

A-Coagulation :

L'étape coagulation sera dimensionnée en trois phases :

a) détermination des caractéristiques du bassin de coagulation :

- Le temps de séjour $t_s = 2mn$.
- Agitation rapide 150 tour/mn.
- Hauteur de bassin = 1 ~ 2 m

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

Avec : $Q_T = Q_{eb} + Q_{lav}$

Q_{EB} : Débit d'eau brute.

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

$$Q_T = 0,35m^3/s$$

$$V = Q_T \cdot t_s = 0,35 \cdot 2 \cdot 60 = 42 m^3$$

La surface. $S = \frac{V}{h_{\max}} = 42/2 = 21 \text{ m}^2$; $S = 21 \text{ m}^2$.

La largeur $l = \sqrt{\frac{S}{2}}$; $l = \sqrt{\frac{21}{2}} = 3,25 \text{ m}$

La longueur $L = 2l$; $L = 6,5 \text{ m}$

B- Le débit de la pompe doseuse de coagulant :

$$Q_{EB} \cdot C_{coagu} = q_p \cdot C_{con} \Rightarrow q_p = \frac{Q_{EB} \cdot C_{coagu}}{C_{con}}$$

Q_{EB} : Débit de l'eau brut

C_{con} : Concentration de coagulant (10g/l).

q_p : Débit de la pompe doseuse.

C_{coagu} : Dose optimal de coagulant (20 mg/l)

$$q_p = 0,35 \cdot 20/10 = 0,7 \text{ l/s} = 2520 \text{ l/h} = 2,52 \text{ m}^3/\text{h}$$

C- Le bac de coagulant :

t_s : le temps d'antionomie est égal à 24 h.

H : hauteur de bac (1~2 m)

Volume du bac de stockage : $V_b = q_p \cdot t_s = 2,52 \cdot 24 = 60,5 \text{ m}^3$

$$S = V_b/H = 60,5/1,5 = 40,3 \text{ m}^2$$

La largeur $l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{40,3}{2}} = 4,5 \text{ m}$

La longueur $L = 2l = 9 \text{ m}$

Donc -le bassin de coagulation **6,5 . 3,25 . 2 m**

-le bac de coagulant **9. 4,5 . 1,5 m**

Remarque :

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

$$t_s = V/ Q_{EB} = 42/0,335 = 125 \text{ S}$$

- L'injection du charbon actif se fait au niveau du bassin de coagulation.

B- Flocculation :**1) Détermination des caractéristiques du bassin de flocculation :**

- Le temps de séjour égale à 30 min
- Gradient de vitesse $40 < G < 80 \text{ S}^{-1}$

La valeur recommandée pour la profondeur du bassin $H = \sqrt[3]{V} / 2$ [5]

- Le volume : $V = Q_T \cdot t_s$; [5] $V = 0,35 \cdot 30 \cdot 60 = 630 \text{ m}^3$;
- La surface $S = V/H$; $S = 2 \cdot \sqrt[3]{V^2}$ [5]; $S = 2 \cdot \sqrt[3]{630^2} = 147 \text{ m}^2$;
- La profond $H = \sqrt[3]{630} / 2 = 4,3 \text{ m}$; $H = 4,5 \text{ m}$
- La largeur $l = \sqrt{\frac{S}{2}}$ [5]; $l = \sqrt{\frac{147}{2}} = 8,6 \text{ m}$; $l = 9 \text{ m}$
- La longueur $L = \frac{V}{H \cdot l}$; $L = \frac{630}{4,5 \cdot 9} = 15,55 \text{ m}$; $L = 16 \text{ m}$

Donc le bassin de **16*9*4,5 m**

Remarque :

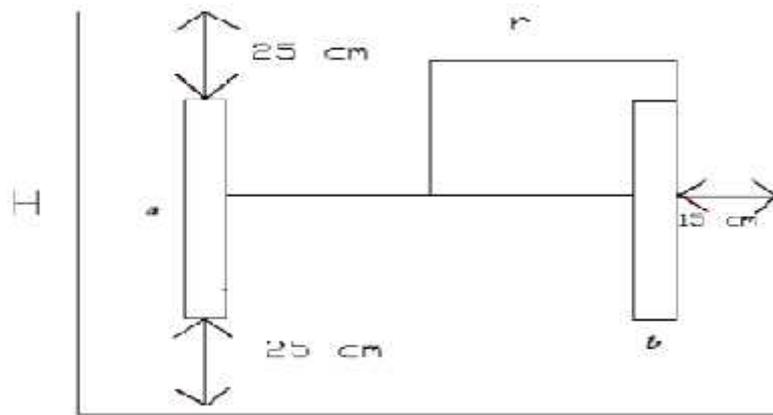
Sans recirculation des eaux de lavage on obtient un temps de séjour de :

$$t_s = V / Q_{EB} = 630 / 0,335 = 1881 \text{ S} \quad t_s = \mathbf{31 \text{ min}}$$

2) Dimensionnement de la lame d'un agitateur:

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

La surface de la lame doit être au maximum égale à 20 % de la section du bassin $l \cdot H$. voir schéma explicatif au dessous [5].



1

- Longueur de la lame (a) :

$$a = H - (2 \times 0,25) = 4 \text{ m.}$$

- Largeur de la lame (b) c'est le 1/10 de la largeur du bassin

$$l = 10 b = 9 \text{ m,} \quad b = 0,9 \text{ m}$$

- Surface de la lame d'un agitateur (A) :

$$A = a \times b = 4 \cdot 0,9 = 3,6 \text{ m}^2$$

Vérifications du dimensionnement :

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

$$20 \% \times l \cdot H = 8,1 \text{ m}^2$$

$$A = 3,6 \text{ m}^2 < 8,1 \text{ m}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

3) Vitesse périphérique :

$$W = 2 \cdot r \cdot n \quad [12]$$

r : rayon de rotation

n : le nombre de tours par minutes (vitesse de rotation)

$$r = \frac{l/2 - 2d}{2} = \frac{4,5 - 2 \cdot 0,15}{2} = 2,1 \text{ m}$$

on prend : n = 2 tours/min.

donc nous avons :

$$W = 2 \cdot 2,1 \cdot 2 = 26,4 \text{ m/min}$$

4) Vérification du critère de Reynolds :

Le nombre de Reynolds doit être inférieur à 5.10^5 , afin d'éviter la cassure des floccs [12].

$$Re = \frac{u \cdot b \cdot \rho}{\mu}$$

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

b : largeur de la lame ;

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

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

En pratique, on adopte une valeur de U

telle que $U = 75 \% * W$

W : représente la vitesse périphérique des lames.

$$U = 0,75 * W = 20 \text{ m/min} = 0,33 \text{ m/s}$$

Nous aurons :

$$Re = \frac{u \cdot b \cdot \rho}{\mu} = 2,5 \cdot 10^5$$

$$Re < 5 \cdot 10^5$$

5) Vérification du gradient de vitesse G :

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot V}} \quad [12]$$

Avec :

P_t : puissance total transmise (Watt) ;

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

V : volume du bassin (m^3).

6) Calcul de la puissance P :

$$P_t = 0,5 * C_d * \rho_{\text{eau}} * A_p * V^3 = 2 * P \quad [12]$$

C_d : coefficient de trainée (1,8 pour des pales plates)

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

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

V : vitesse relative de la pale par rapport à l'eau ($0,75 * \text{vitesse de la pale}$).

A.N:

$$A = 3,6 \text{ m}^2$$

$$V = 0,75 * W = 0.33 \text{ m/s}$$

Donc:

$$P_t = 0,5 \cdot 1,8 \cdot 1,005 \cdot 10^3 \cdot 3.6 \cdot 0,33^3 = 117 \text{ watt} ;$$

$$P = 12 P_t = 1404 \text{ watt (six agitateurs)}$$

$$G = \sqrt{\frac{1404}{1,17 \cdot 10^3 \cdot 0,648}} = 43 \text{ S}^{-1}$$

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

7) Détermination du débit de la pompe doseuse du floculant et le bac de floculant :

a) Le débit de la pompe doseuse :

$$\Rightarrow q_p = \frac{Qt \cdot C_{flocu}}{C_{con}}$$

Qt : Débit de l'eau brut

C_{con} : Concentration de floculant (1g/l).

q_p : Débit de la pompe doseuse.

C_{flocu} : Dose optimale de floculant (0,03 mg/l)

$$q_p = (0,35 \cdot 0,03 / 1) = 0,011 \text{ l/s} = 0,04 \text{ m}^3/\text{h}$$

b) Le bac de floculant :

$$\text{Volume du bac de stockage : } V_b = q_p * t_s = 0,04 * 24 = 0,96 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend } H = 1\text{m,} \quad S = V/H = 0,96/1 = 0,96 \text{ m}^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S}{2}} = 0.7 \text{ m}$$

$$L = 2 l = 1.4 \text{ m}$$

Conclusion:

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

Bassin de coagulation :

- Temps de séjour : 2 min ;
- Le volume du bassin : $V = 42 \text{ m}^3$;
- La hauteur du bac $h = 2 \text{ m}$;

- La surface $S = 21 \text{ m}^2$;
- La largeur $l = 3,25 \text{ m}$;
- La longueur $L = 6,5 \text{ m}$.

Bassin de floculation :

- Temps de séjour : 30 min ;
- Volume du bassin $V = 630 \text{ m}^3$;
- La surface du bassin $S = 147 \text{ m}^2$;
- La profondeur du bassin $H = 4,5 \text{ m}$;
- La largeur du bassin $l = 9 \text{ m}$;
- La longueur du bassin $L = 16 \text{ m}$;
- Nombre d'agitateur : 6 ;
- Longueur de la lame de l'agitateur : 4 m ;
- Largeur de la lame de l'agitateur : 0,9 m ;
- Surface de la lame : $3,6 \text{ m}^2$;
- Rayon de rotation : 2.1 m.

V.4.6.Décantation:

La décantation a pour but d'éliminer les particules en suspension dont la densité est supérieure à celle de l'eau.

Dans notre station, on va utiliser un décanteur lamellaire à contre courant.

Son alimentation se fait par le bas, et la circulation de l'eau s'effectue en sens inverse de la décantation de la boue. (Figure V.1)

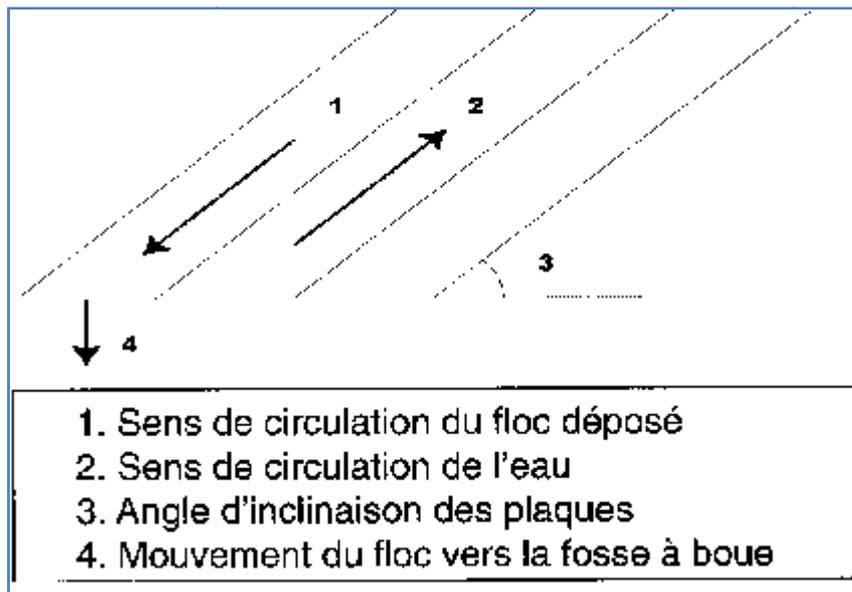


Figure N° V.1 : L'alimentation d'un décanteur lamellaire à contre courant.

Actuellement la décantation à contre courant est le système le plus simple et le plus fiable dans lequel s'engagent les constructeurs [13].

Avantage :

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

Un décanteur lamellaire :

Un décanteur lamellaire est composé de différentes parties représentées sur la figure V.2 :

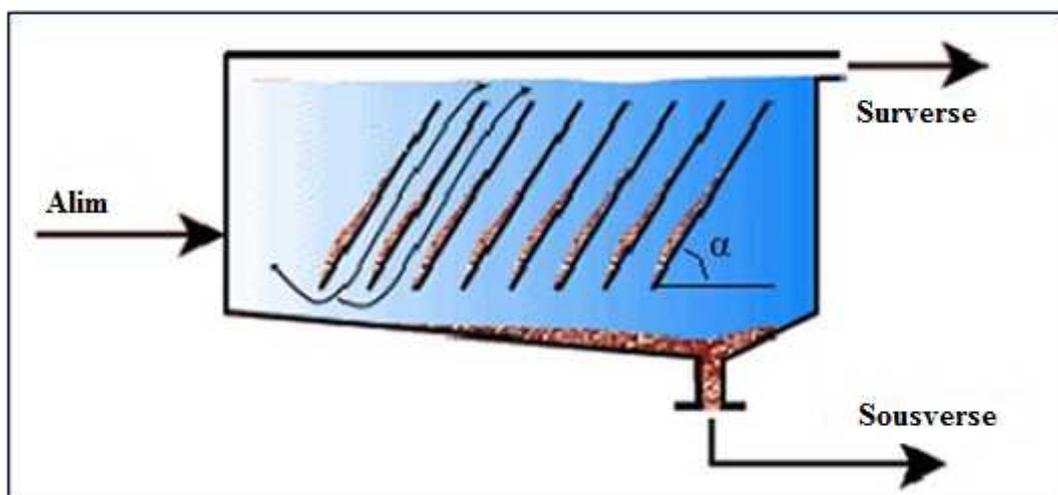


Figure V.2 : Décanteur lamellaire [14].

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

Enfin, la surface totale projetée (STP) est la projection au sol de la surface de décantation. Les équations caractéristiques du décanteur lamellaires sont les suivantes [14]:

$$STP = Q/U_H \qquad STP = N_T * l_p * L_p * \cos \alpha$$

Avec :

U_h : Vitesse de hazen.

l_p : largeur des lamelles.

L_p : longueur des lamelles.

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

α : inclinaison des plaques

Les deux dernières équations permettent de trouver N_T , le nombre total de lamelle sur le dispositif de décantation.

Dans ce type de décanteur, la vitesse de Hazen (U_H) est comprise entre 0,5 et 1,5 m/h [15].

Nous prendrons comme valeur de vitesse de Hazen $U_H=1,2$ m/h (soit $3,33.10^{-4}$ m/s). Cette vitesse permet de se placer en régime laminaire, condition indispensable à la décantation.

Tableau N° V.5 : Tableau récapitulatif des différents de calculs des lamelles.

<i>Données</i>		
<i>Vitesse de Hazen</i>	U_H (mm/s)	0,333
<i>Largeur d'une lamelle</i>	l	3
<i>Longueur d'une lamelle</i>	L	2
<i>Ecartement</i>	e	0,1
<i>Inclinaison des plaques</i>	α	60
<i>Débit à traiter</i>	Q_2	0,35

<i>Résultats</i>		
<i>Surface total projetée</i>	STP (m^2)	1051
<i>Nombre total de lamelle</i>	N	350
<i>Débit entre les lamelles</i>	Q_1	0,001

Une surface totale projetée de 1051 m^2 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, 350 lamelles sont nécessaires sur l'ensemble du dispositif de décantation. Ainsi, le débit entre deux lamelles est de $0,001 \text{ m}^3/\text{s}$ soit environ $3,60 \text{ m}^3/\text{h}$.

1) Détermination de la surface du décanteur :

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

NB :

On va utiliser cinq lamelles en parallèles(cinq rangés), donc la largeur est : $l = 13 \text{ m}$

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

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

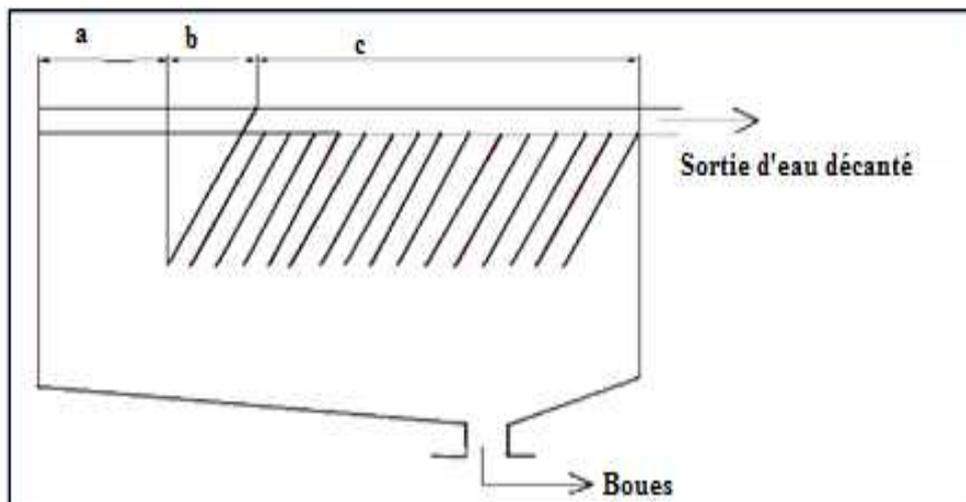


Figure V.3 : Les dimensions d'un décanteur lamellaire [13].

a : pour dissiper l'énergie, on retiendra une valeur de l'ordre de $0,50 \text{ m}$;

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

c : nombre de plaque * écartement = $70 * 0,1 = 7 \text{ m}$

$$L = 0,50 + 1,5 + 7 = 9 \text{ m}$$

Soit une surface ($L \cdot l$) de 117 m^2 .

2) Calcul de la hauteur du décanteur :

Les différentes hauteurs d'un décanteur lamellaire sont présentées dans la figure V.4:

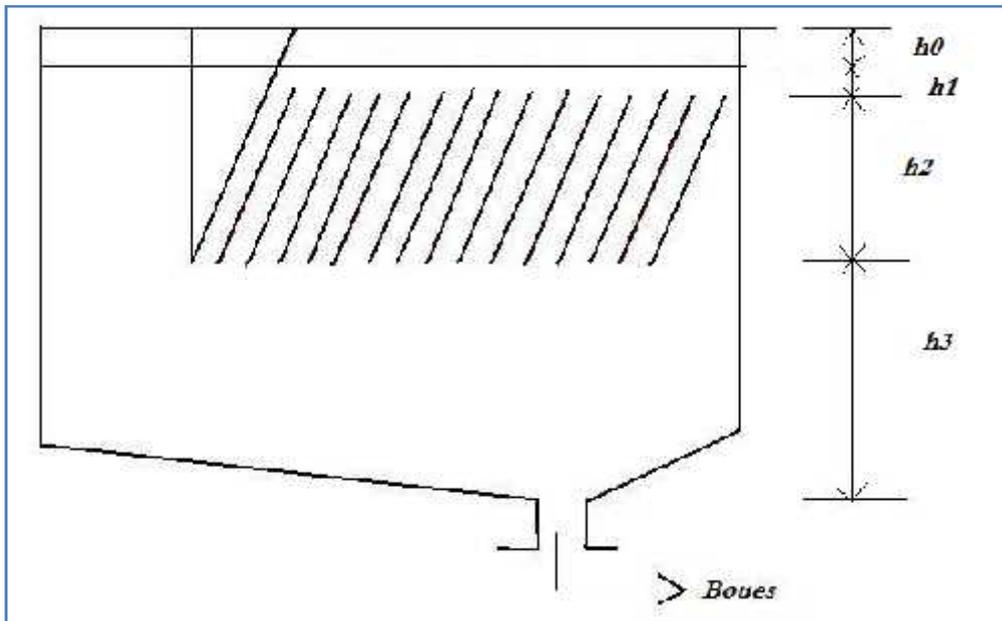


Figure V.4 : Les hauteurs d'un décanteur lamellaire [13].

h_0 :Hauteur d'eau au dessus des plaques

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

h_1 : Zone eau clarifiée

Elle se situe dans le haut des plaques. Cette hauteur peut varier entre 0,20 et 0,50 m. Une hauteur de **0,20 m** peut être retenue si la distance h_0 est correctement dimensionnée.

h_2 : Zone de décantation :

Cette zone correspond à la hauteur occupée par les plaques

h_3 : Zone de turbulence, épaissement de boues et stockage

Elle est généralement comprise entre 1-2 m

Donc:

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

$$h_2 = 1 \cdot \sin 60 = 3 \cdot \sin 60 = 2,6 \text{ m}$$

$$h_3 = 1,7 \text{ m}$$

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

Les dimensions du décanteur sont : **9*13*5 m**

3) Calcul du temps de séjour :

- Le volume du bassin : $V = L \cdot l \cdot H = 9 \cdot 13 \cdot 5 = 585 \text{ m}^3$

$$\text{On a: } V = Q_t \cdot t_s \quad \text{Donc } V = 585 \text{ m}^3$$
$$t_s = V / Q_t = 585 / 0.35 = 1671 \text{ s}$$
$$t_s = 27 \text{ min}$$

Remarque :

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

$$t_s = V / Q_{EB} = 585 / 0,335 = 1746 \text{ S} \quad t_s = 29 \text{ min}$$

V.4.7.Filtration:

La filtration est définie comme le passage d'un fluide à travers une masse poreuse pour en retirer les matières solides en suspension. La filtration représente donc le moyen physique pour extraire de l'eau les particules non éliminées préalablement lors de la décantation. De façon générale, un filtre aura une longévité entre deux lavages d'autant plus importante que les traitements préalables auront été efficaces (coagulation-floculation-décantation).

Filtration simple :

Elle s'applique à des eaux préalablement traitées (eau floculée et décantée ou flottée) et aura pour but d'obtenir une clarification de l'eau par l'élimination des MES, au fur et à mesure des passages de l'eau à travers le lit filtrant [16].

Selon le cas d'application, la filtration rapide met en œuvre des vitesses allant de 4 à 20 $\text{m}^3/\text{h.m}^2$ [17].

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 [16].

1) Critère du choix du matériau filtrant pour les filtres rapide :

- **L'épaisseur du lit filtrant** : est comprise entre 0,6 et 1 m.
- **Granulométrie des matériaux filtrants** : on choisira du sable ayant un coefficient d'uniformité inférieur ou égal à 1,5 [18].
- **Charge d'eau au-dessus du lit filtrant** : la couche d'eau au-dessus du sable est de 0,5 m [22].

1) Choix du matériau filtrant :

Le matériau filtrant est un sable.

Après une analyse granulométrique du sable, on détermine :

Qualité du sable filtrant

- | | |
|--|--------------------------|
| • granulométrie | 0.8 – 1.25 mm |
| • uniformité | < 1.5 |
| • tolérance granulométrie < 0.8 mm | max. 5 % |
| • tolérance granulométrie > 1.25 mm | max. 5 % |
| • densité | ~ 1500 kg/m ³ |
| • sans résidus organiques ou pollution de SiO ₂ | 90 – 95 % |

❖ La taille effective :

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

$$D_{10} = 0,83 \text{ mm}$$

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 $D_{60} = 1.01 \text{ mm}$

❖ Le coefficient d'uniformité :

C'est un nombre sans dimension, est égal au quotient de la diversité 60 % par la taille effective. Ce coefficient donne une indication sur l'homogénéité granulométrique de la masse filtrante. Le coefficient d'uniformité $C_U = D_{60}/D_{10} = 1,21$.

On va fixer une vitesse de filtration de 10 m/h donc :

$$Q = V \cdot S$$

Avec :

V : vitesse de filtration (10 m/h) ;

Q : débit horaire entrant (m³/h) ;

S : surface totale de filtration (m²).

Donc :

$$S = Q / V = 1205 / 10 = 120,5 \text{ m}^2$$

Donc : on va disposer 4 filtres de surface 30.125 m^2 chacun

2) Calcul de la hauteur du filtre :

La hauteur du filtre rapide doit être calculée de sorte qu'elle comporte les hauteurs partielles suivantes [18]:

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

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

h_f : hauteur de la dalle du fond de 30 cm

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

On prend comme une hauteur supplémentaire de sécurité de 70 cm; notre bassin a une hauteur **2,5 m**.

On prend les dimensions de nos bassins de : **7. 4,5. 2,5 m**.

La dalle utilisé aux filtres est de type béton préfabriquées et monolithique, qui constitué les trous et les fentes des buseleurs (B) de l'ordre 60 buseleurs par m^2 .

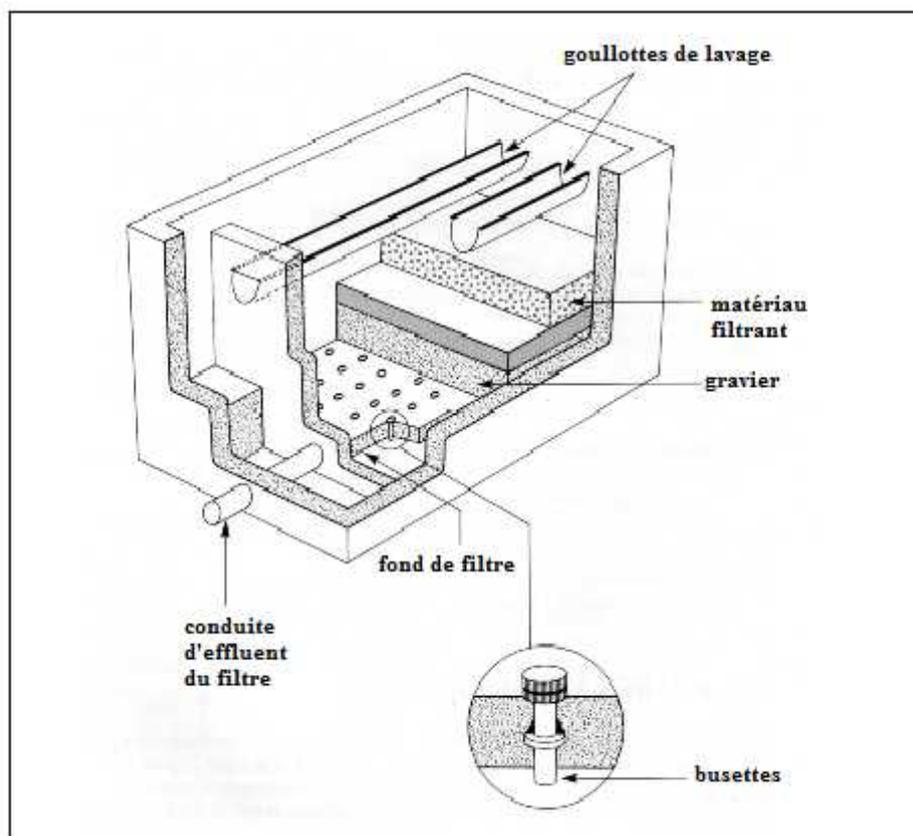


Figure N°V. 5: Filtre a sable rapide (coupe schématique).

Conclusion :**Les Caractéristiques du bassin de filtration sont les suivants :**

- Nombre de filtre : 4.
- La longueur : $L = 7 \text{ m}$;
- La largeur : $l = 4,5 \text{ m}$;
- La hauteur : $H = 2,5 \text{ m}$;
- La surface de filtration : $S = 31.5 \text{ m}^2/\text{filtre}$;
- La hauteur des matériaux filtrant : $h = 1 \text{ m}$;
- Nombres de buses : 1890 buses/filtre ;
- Caractéristique du sable : 0,8 – 1,25 mm

3) Lavage des filtres :

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

Ce type de lavage à l'avantage d'empêcher la formation de zones de fermentation et le développement d'agglomérats.

Le cycle de lavage est le suivant :

- soufflage par injection d'air et d'eau, d'une durée de 5 à 10 minutes ;
- Rinçage à l'eau à grande débit, jusqu'à ce que l'eau évacuée à l'égout soit claire ;
- Débit d'eau de lavage en soufflage 5 à 7 $\text{m}^3/\text{h.m}^2$;
- Débit d'air de lavage 50 à 60 $\text{m}^3/\text{h.m}^2$;
- Débit d'eau de rinçage 20 $\text{m}^3/\text{h.m}^2$.
- Débit d'air : 50 $\text{m}^3/\text{h/m}^2$;
- Durée : 3 min ;
- Débit d'air utilisé : 105 m^3/min / lavage ;
- Volume d'air : 315 m^3 /lavage ;

- Débit d'eau : 6 $\text{m}^3/\text{h/m}^2$;
- Durée : 5 min ;
- Débit d'eau utilisé : 12.6 m^3/min /lavage ;
- Volume d'eau : 63 m^3 /lavage ;

- Débit d'eau de rinçage : $20 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$
- Durée : 2 min ;
- Débit d'eau de rinçage utilisé : $42 \text{ m}^3/\text{min}/\text{lavage}$;
- Volume d'eau de rinçage : $84 \text{ m}^3/\text{lavage}$.

4) Calcul du volume du rétrolavage des filtres :

Le volume du rétrolavage peut être calculé comme suit :

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

$$V_{\text{rét}} = 63 + 84 = 147 \text{ m}^3$$

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

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

5) 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.

Sur ce canal, il va véhiculer un débit de $0,35 \text{ m}^3/\text{s}$, sur sa longueur, on va disposer des déversoirs assimilés à ce canal avec un écoulement dénoyé. Chaque filtre disposera d'un déversoir.

6) Calcul des caractéristiques du canal :

-La longueur du canal est : $4,5 \times 4 + 0,3 \times 5 = 19,5 \text{ m}$ **L = 19.5m**

-La largeur du canal : on prend une largeur égale au diamètre de la conduite d'amener de l'eau **l = 0.5 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.

$$H_{\text{canal}} = 0,7 \text{ m}$$

8) Calcul de la largeur du déversoir :

On va répartir le débit total sur le nombre des filtres [14].

$$\text{Donc : } Q = 0.35/4 = 0.09 \text{ m}^3/\text{s}/\text{filtre}$$

Le débit à travers un déversoir :

$$Q = m_0 \cdot b \cdot (2 \cdot g \cdot H)^{3/2} \quad [14]$$

: pour un déversoir dénoyer $\alpha = 1$;

m_0 : coefficient de débit ;

b : la largeur du déversoir ;

H : la charge au dessus du déversoir.

A.N :

Formule de Bazin

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

$$b = 0.09 / 0.062 = 1.45 \text{ m}$$

Conclusion :

Le déversoir à une largeur de 1.45 m et une charge de 0.1 m placé au centre de chaque filtre.

V.4.8. Correction du PH:

Pour ajuster le PH et contrôler la dureté de l'eau, une injection de chaux hydratée se 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.

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

Avec :

$Q_{\text{déc}}$: Débit décanté 335 l/s.

t_s : temps de séjour 1 min.

Donc :

$$V_{\text{bassin}} = 0.335 \cdot 60 \cdot 1 = 20.1 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{bassin}} = 20.5 \text{ m}^3$$

$$S = V/H = 20.5/1.5 = 14 \text{ m}^2$$

$$l = \sqrt{\frac{S}{2}} = 2.6 \text{ m}$$

$$L = V/l = 5.5 \text{ m}$$

V.4.9. Désinfection:

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

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

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

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

1) Dimensionnement :

Le débit de la pompe doseuse q_p égale :

$$Q_{EB} \cdot C_{chlore} = q_p \cdot C_{con} \Rightarrow q_p = \frac{Q_{EB} \cdot C_{chlore}}{C_{con}}$$

Avec :

Q_{EB} : Débit de l'eau brute

: C_{conc} Concentration de chlore (48°F) soit 1°F= 3.17 g de Cl_2/l

q_p : Débit de la pompe doseuse.

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

$$\Rightarrow Q_p = \frac{0,67 \cdot 2}{152,16} = 0,0088 \text{ l/s} = 31,7 \text{ l/h}$$

$$Q_p = 0,032 \text{ m}^3/\text{h}.$$

2) Le volume du chlore utilisé dans la désinfection :

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

$$V' = q_p \cdot t_s = 0,032 \cdot 24 = 0,77 \text{ m}^3.$$

Donc on prend : **$V' = 0,77 \text{ m}^3$**

N.B :

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

3) Bac de stockage du chlore :

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

$$V_T = V + V' = 0,58 + 0,77 = 1,35 \text{ m}^3 \qquad \qquad \qquad \mathbf{V_T = 1,35 \text{ m}^3}$$

$$S = V/H = 1,35 / 1 = 1,35 \text{ m}^2$$

$$l = S/2 = 1,35/2 = 0,85 \text{ m}$$

$$L = 2l = 2*0,85 = 1,7 \text{ m}$$

V.4.10. Réservoir d'eau traitée:

La station de traitement fonctionne régulièrement 24h/24h avec une production uniforme, et la station de pompage fonctionne 24h/24h mais avec une variation de refoulement. Le volume d'eau traitée est la somme du volume résiduel, le volume d'incendie et le volume de lavage des filtres[10].

$$V_T = V_{\text{résiduel}} + V_{\text{inc}} + V_{\text{lavage}}$$

Avec :

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

$$V_{\text{Lavage}} : \text{Volume de lavage des filtres} = 147*2 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{résiduel}} : \text{Volume résiduel}$$

Tableau N° V. 6: Tableau représente les pourcentages des débits entrant et sortant au niveau de réservoir d'eau traitée

Heure	Arrivée	Départ	Arrivée d'eau au réservoir d'eau traité	Départ d'eau au réservoir d'eau traité	Reste
0_1	4.17	2.5	1.67		1.67
1_2	4.17	2.5	1.67		3.34
2_3	4.17	2.5	1.67		5.01
3_4	4.17	2.5	1.67		6.68
4_5	4.17	4.5		0.33	6.35
5_6	4.17	4.5		0.33	6.02
6_7	4.17	4.5		0.33	5.69
7_8	4.17	4.5		0.33	5.36
8_9	4.17	4.5		0.33	5.03
9_10	4.17	4.5		0.33	4.7
10_11	4.17	4.5		0.33	4.37
11_12	4.17	4.5		0.33	4.04
12_13	4.17	4.5		0.33	3.71

13_14	4.17	4.5		0.33	3.38
14_15	4.17	4.5		0.33	3.05
15_16	4.17	4.5		0.33	2.72
16_17	4.17	4.5		0.33	2.39
17_18	4.17	4.5		0.33	2.06
18_19	4.17	4.5		0.33	1.73
19_20	4.17	4.5		0.33	1.4
20_21	4.17	4.5		0.33	1.07
21_22	4.17	4.5		0.33	0.74
22_23	4.17	4.5		0.33	0.41
23_24	4.17	4.5		0.33	0.08

a) Calcul de volume de réservoir d'eau traitée:

$$V_{\text{résiduel}} = \frac{a(\%)Q_{\text{max } j}}{100} \quad \text{avec } a = 6,68\%$$

$$V_{\text{résiduel}} = \frac{6.68(\%)*57830}{100} = 3864 \text{ m}^3$$

$$V_T = V_{\text{résiduel}} + V_{\text{inc}} + V_{\text{lavage}} = 3864 + 120 + 294 = 4278 \text{ m}^3$$

On prend le volume de réservoir d'eau traitée 4500m³

b) Calcul du diamètre du réservoir d'eau traitée:

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

$$D = \sqrt{(4 \cdot V / \pi \cdot H)} \rightarrow D = \sqrt{(4 \cdot 4500 / \pi \cdot 5)} = 33,8 \text{ m}$$

On prend un diamètre de **34 m**

V.5.Calcul des lignes d'eau :

V.5.1.Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le barrage jusqu'à la station :

- La conduite d'eau brute est de type : Acier avec un diamètre de 800 mm ;
- La longueur de la conduite est : 1600m
- Le débit véhiculé par la conduite est : 670 l/s

Donc :

$$\Delta H = K.L.Q / D^m \quad [10]$$

Avec :

$$K = 0,00179$$

$$= 2$$

$$m = 5.3$$

donc : $\Delta H = 0,00179 * 1600 * 0,67^2 / 0.8^{5,3}$ $\Delta H = 4.2 \text{ m.c.e}$

V.5.2. Calcul de la perte de charge au niveau de la grille :

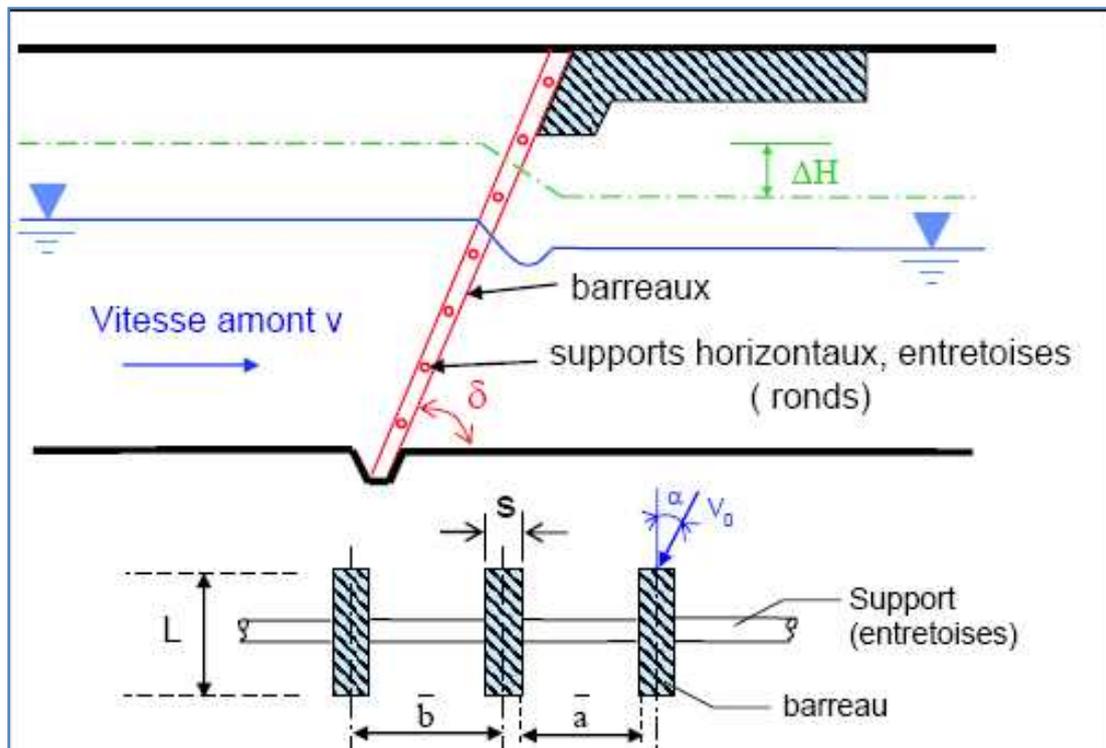


Figure N° V.6 : Les dimensions de la grille [19].

S : Epaisseur des barreaux

a: Ouverture, écartement

b : Espacement

δ : Inclinaison de la grille

α : Angle de l'écoulement d'approche

La perte de charge à la grille s'exprime comme suit

$$H = g \cdot V_0^2 / 2g$$

Avec :

$$g = g_c \cdot (\sin \delta)^k$$

k : facteur de perte de charge

= fct [L/s , A_g/A_0]

- Pour $L/s \geq 5$ et $a/b > 0.5$ $\xi = \frac{7}{3} * (\frac{b}{a} - 1)^{4/3}$

S : épaisseur des barreaux

L : longueur en coupe des barreaux ;

b : espacement ;

a: ouverture, écartement entre barreaux.

β_g : facteur de forme du barreau

C : coefficient de la grille

$c = 1$ grille non obstruée

$1.1 < c < 1.3$ grille à nettoyage mécanique

$1.5 < c < 2$ grille à nettoyage manuel

κ : facteur de la direction de l'écoulement

= fct [s/a, α]

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

A.N:

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

1- Calcul de ξ :

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

$\xi = 0.37$

$\beta_g = 0.76$

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

2- Calcul de K :

On a : $s/a = 0.1/0.4 = 0.25$ et $\alpha = 60^\circ$

D'après le tableau $k = 4.4$

Donc :

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

- La perte de charge sera :

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

V.5.3. Calcul de la perte de charge entre les ouvrages :

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

a) Coagulateur-Floculateur :

La formule du débit à travers un orifice rectangulaire ($b \cdot h$) avec un écoulement noyé est :

$$Q = \mu \cdot s \cdot \sqrt{2gZ} \quad [14]$$

Avec :

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

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

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

AN:

$b = 3,25 \text{ m}$, on prendra $h = 0.15 \text{ m}$

$$Z = Q^2 / \mu^2 \cdot S^2 \cdot 2g = 0.335^2 / 0.62^2 * (3,25 * 0.15)^2 * 2 * 9.81 = 0.013 \text{ m}$$

b) Floculateur-décanteur :

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

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

AN:

$b = 9 \text{ m}$, on prendra $h = 0.15 \text{ m}$

$$Z = Q^2 / \mu^2 \cdot S^2 \cdot 2g = 0.35^2 / 0.62^2 * (9 * 0.15)^2 * 2 * 9.81 = 0.01 \text{ m}$$

c) calcul de la perte de charge au niveau du filtre :

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

$$V = k \cdot i$$

Où : V : vitesse d'écoulement ;

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

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

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

A titre indicatif, quelques valeurs de ce coefficient sont indiquées dans le tableau V.7 :

Tableau N° V.7: Variation du coefficient de perméabilité par rapport au diamètre des grains. [20]

	Sable grossier 15% < 0,5 mm 55% de 0,5 à 2 30% > 2 mm	Sable moyen 50% < 0,5 mm 25% de 0,5 à 0,75mm 25% de 0,75 à 2 mm	Sable très fin 95% < 0,5 mm 5% de 0,5 à 2 mm
Porosité	27%	32,2%	34%
<i>K en m/s</i>	3*10 ⁻³	5*10 ⁻⁴	1*10 ⁻⁴

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

-Porosité : 27%

-*K en m/s* : 3*10⁻³.

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

On a:

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

$$\Delta H = V \cdot L / k = 2,78 \cdot 10^{-3} \cdot 1 / 3 \cdot 10^{-3} = 0,93 \text{ m.c.e}$$

d) Calcul de la perte de charge au niveau de la conduite reliant le filtre avec l'ouvrage du réglage - PH:

-La conduite d'eau brute est de type : Acier avec un diamètre de 600 mm ;

-La longueur de la conduite est : 40 m

-Le débit véhiculé par la conduite est : 350 l/s

Donc :

$$\Delta H = K.L.Q / D^m$$

Avec :

$$K = 0,00179$$

$$= 2$$

$$m = 5.3$$

$$\Delta H = 0.00179 * 0.35^2 * 40 / 0.6^{5.3} = 0.13 \text{ m}$$

On ajoute 18 % à la perte de charge linéaire, ce pourcentage représente :

- 1- La perte de charge singulière ;
- 2- Une certaine valeur de sécurité.

Donc :

$$\Delta H = 0,15 \text{ m}$$

a) Calcul des diamètres de la conduite reliant l'ouvrage de réglage PH avec le réservoir d'eau traitée :

La longueur de la conduite est : 20 m ;

-Le débit véhiculé par la conduite est : 335 l/s ;

-La vitesse d'écoulement doit être < 3m/s

On va calculer le diamètre de la canalisation :

1-Si le diamètre est unique et satisfait théoriquement aux conditions imposées c'est bon.

2-Si non, on va utiliser deux diamètres différentes et en calcul les longueurs des conduites.

On prend une vitesse d'écoulement égale à 1.7m/s

$$Q = V * S \quad \Rightarrow S = Q / V \quad ; D = (4 * Q / \pi * V)^{1/2} = 0.501 \text{ m}$$

On prend $D = 500 \text{ mm}$.

$$\Delta H = K * L * Q^2 / D^5 = 0.16 \text{ m .c. e}$$

a) Calcul de la pression d'arrivé au dégrilleur:

La source d'eau brute est le barrage de OULED MELLOUK, ce dernier à un prises d'eau au niveau de la tour de prise ; 218 NGA

donc :

$$H = 214 - (C_{\text{dégrilleur}} + \Delta H_{\text{barrage-dégrilleur}})$$

$$H = 214 - (205.92 + 4.2) = 3.88 \text{ m.c.e}$$

l'eau arrive au niveau de dégrilleur avec une pression de 3.88 m.c.e

Malgré quand on a absence de pollution (zone industriel) actuel, mai on fait une post de dosage de charbon actif en poudre (pour la sécurité au future en cas ou on a une pollution accidentelle. utilisé sous forme de suspension que l'on introduit dans l'eau brute au voisinage du point d'injection du coagulant (<10g/l). La dose est estimée ente 5 et 25g/m³, elle peut être déterminée après essai de Jarrest au laboratoire.

En traitement des eaux, on utilise exclusivement le charbon activé comme adsorbant, pour éliminer les substances humiques (couleur), les hydrocarbures et les pesticides, améliorer le gout (phénol) et l'odeur.

Conclusion :

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

Notre station de traitement se compose d'un dégrilleur incliné à 60°, après le dégrilleur, le débit sera répartie en deux lignes chaque ligne se compose d'un coagulateur, flocculateur avec treize agitateurs de volume respectivement 42 m³ et 630 m³, aussi un décanteur lamellaire composé de 350 lamelles (cinq rangé), a une surface totale de 117 m², d'un régulateur de PH avec un volume de 20.5 m³ et une minute de temps de séjour, de quatre filtres installés en parallèles avec une surface de 31.5 m²/filtre, et enfin les eaux des huit filtres sa tend vers un réservoir circulaire d'eau traité d'un volume de 4500 m³ et un diamètre de 34 m.

L'eau s'écoule gravitairement du barrage d'OULED MELLOUK jusqu'à la station de traitement et arrive au niveau de la grille avec une pression de 3.88 m.c.e.

Introduction :

La sécurité au travail ne peut se concevoir sans le respect d'une hygiène élémentaire. L'industriel conscient de ses responsabilités comprendra sans peine que l'hygiène est un facteur important de la productivité.

Le laboratoire d'analyse dans la station de traitement d'eau potable par son activité dans le domaine de la chimie engendre des risques.

La protection contre les organes en mouvement où a démarrage automatique a été prise en considération.

VI.1. Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail sont causés par deux facteurs :

VI.1.1. 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 [21].

VI.1.2. 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 [21].

VI.2. L'ensemble des risques et leurs préventions :

La mise en place de toute nouvelle expérience ou modification importante aux montages expérimentaux devra être précédée d'une analyse de risque en bonne et due forme, soit une évaluation réfléchie de tous les risques possibles.

VI.2.1. Risques chimiques :

Près de dix huit millions de produits chimiques existent, se présentant sous des formes multiples. Les risques liés à leur utilisation dépendent de leur capacité à interagir avec d'autres produits chimiques. Les risques peuvent être liés à leurs propriétés physico-chimiques (état physique, solubilité, inflammabilité, instabilité donnant lieu à des explosions

ou des réactions vives avec l'eau, l'oxygène de l'air ou d'autres produits de l'environnement) ou à leurs propriétés toxiques (irritations, brûlures, asphyxies, allergies, intoxications aiguës, troubles nerveux, digestifs, hépatiques, rénaux, effets génotoxiques, cancérogènes ou toxiques pour la reproduction...).

Le tableau suivant présente les quelques catégories, leur pictogramme respectif ainsi que leur définition [22].

Tableau N°VI.1 : Quelques catégories des matières dangereuses.

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

➤ **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 : [22]

- Identifier les produits (Date de réception, Local, Propriétaire).
- Avoir un espace spécifique de rangement.
- Prévoir un contenant secondaire, au besoin.
- Placer les gros contenants sur les étagères du bas.
- Un rebord est nécessaire sur les étagères.
- Une hotte chimique (enceinte ventilée) n'est pas un endroit d'entreposage.
- Aucun produit chimique ne doit être entreposé directement sur le sol.
- Inscire 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.

VI.2.2. 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 électriques [23]:**

- Contre le contact direct (mesures de prévention) :
 - Isolation
 - Barrières et enveloppes
 - Eloignement

- Contre le contact indirect :

A / Sans mise à la terre et sans coupure automatique :

- Utilisation de la Très Basse Tension (TBT).
- Utilisation de transformateur d'isolement.

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 et du régime de neutre de l'installation.

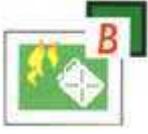
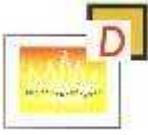
VI.2.3. Risques d'incendies :

Tout bâtiment est vulnérable au feu. Il importe que des dispositions préventives soient mises 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 [23].

Tableau N° VI.2 : Classes des feux

Pictogrammes	Classes de feu	Exemples	Extincteurs utilisables
	A feux secs (matériaux solides)	bois, carton, tissu, 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 - CO2 (dioxyde de carbone)
	C feux de gaz	méthane, butane, propane, etc.	- poudre polyvalente - CO2
	D feux de métaux	sodium, aluminium, magnésium, etc.	- extincteurs spéciaux

➤ **Quelques consignes pour éviter l'incendie :**

Les mesures de sécurité mises en œuvre lors de la construction des bâtiments doivent être complétées par des règles d'utilisation des locaux. Il convient de :

- Respecter les limites de stockage des matériaux et produits inflammables, Repérer les vannes de barrage (gaz, eau...),
- Éviter l'encombrement des couloirs, des escaliers, des issues et le stockage anarchique de produits de toutes sortes,

- Ne rien stocker dans les gaines et dans les galeries techniques,
- Entretien des 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.

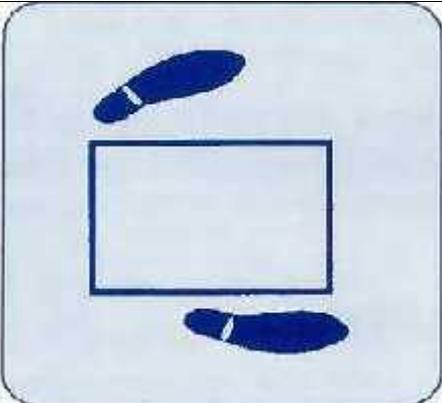
VI.2.4. La manutention manuelle :

La manutention manuelle de charge est à l'origine de fréquents accidents de la colonne vertébrale, souvent dus à des postures incorrectes. Elle peut aussi engendrer des contusions, des écrasements, des chutes.

➤ **Prévention le risque de la manutention manuelle :**

L'employeur doit prendre les mesures d'organisation appropriées ou utiliser les moyens adéquats, et notamment les équipements mécaniques, afin d'éviter le recours à la manutention manuelle de charges.

Pour lever une charge, l'utilisation judicieuse du poids du corps permet une importante économie des forces : [23]

<p>Les pieds encadrent la charge et sont légèrement décalés.</p>	<p>Les jambes sont fléchies et le dos maintenu plat. On se relève par la force des jambes et des cuisses, les bras étant allongés pour saisir et maintenir la charge et non pour la soulever.</p>
	

VI.2.5. La manutention mécanique :

La manutention mécanique fait appel à l'utilisation d'engins de lavage (chariotte élévatoire, palan, poulie, pont roulant...). Elle peut être à l'origine de chutes, de heurts ou d'écrasements de personne.

➤ Prévention le risque de la manutention mécanique :

Il faut toujours veiller à ce que les équipements utilisés soient conformes aux normes en vigueur, contrôlés périodiquement, et adaptés à la charge qu'ils doivent soulever.

Les conducteurs d'engins de levage, de chariots automoteurs (et de plate-forme élévatrices mobiles de personnes) doivent être titulaires d'une autorisation de conduite délivrée par le chef d'établissement après :

- un examen d'aptitude médicale réalisé par le médecin de prévention ;
- un contrôle de connaissances et du savoir-faire du conducteur pour la conduite en sécurité ;
- une connaissance des lieux et des instructions à respecter sur le ou les sites d'utilisation.

Un repérage préalable des lieux est nécessaire afin d'éviter tout déplacement inutile ou tout obstacle à l'opération.

La zone d'évolution doit être matérialisée et la circulation sous les charges doit être interdite.

Le port d'équipements de protection individuelle (casques, gants, chaussures de sécurité, lunettes,...) est obligatoire.

VI.2.6. Ambiance :

Les ambiances de travail (bruite, 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.

➤ Prévention de l'ambiance :

Les mesures préventives doivent être collectives et/ou individuelles.

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 des capots, écrans, caissons, cabines,... pour obtenir le niveau sonore le plus bas possible.
- 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.

VI.2.7. Equipements sous pression :

Les équipements sous pression de vapeur (chaudières,...) de gaz comprimés liquéfiés ou dissous (réacteurs chimiques, extincteurs à pression permanente, cuves et réservoir, ...), les canalisations de distribution des fluides sous pression sont utilisés quotidiennement dans le laboratoire de la station.

➤ Prévention le risque des équipements sous pression :

La prévention repose sur deux principes :

- maîtriser en permanence la pression effective régnant dans l'appareil utilisé pour rendre improbables les risques d'explosion, en limitant cette pression aux conditions normales d'utilisation,
- protéger l'équipement contre les chocs, la corrosion ou une élévation anormale de la température.

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

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

VI.4. Mesure préventives pour éviter les causes des accidents durant la réalisation de l'installation :

VI.4.1. Protection collective [21] :

a)-Engin de levage :

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

- i. Affecter des personnels compétents.
- ii. Remblayer le plus rapidement possible les pentes de talus, des fouilles longeant la voie,

dès que l'ouvrage sort de la terre.

- iii. Procéder aux vérifications périodiques des engins selon la notice du constructeur.
- iv. Délimiter une zone de sécurité autour des engins de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

b)- Appareillages électriques [21] :

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

VI.4.2. Protection individuelle :

Les dispositifs de protection individuelle (casque, gant, chaussures, lunettes protectrices,...etc.) sont indispensables pour la protection contre les dangers pendant l'exercice de certaines professions [21].

Conclusion :

L'étude de sécurité et protection au travail vise à assurer aux travailleurs une meilleure prévention des risques professionnels liés aux activités du bâtiment, et de l'hydraulique.

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

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

Conclusion générale

Dans les usines de traitement des eaux potables, la recherche permanente d'une meilleure qualité de l'eau distribuée amène les traiteurs à développer des filières de plus en plus complexes dans lesquelles s'insère de mieux en mieux, naturellement.

Dans ce contexte, le suivi des eaux de la filière de traitement de la station de ROUINA a été réalisé en effectuant les étapes classiques de traitement des eaux potables, Notre station de traitement d'eau potable est dimensionnée pour assurer une production d'eau potable correspondant à 670 l/s selon les normes de l'OMS. Elle comprend une filière complète de traitement physico-chimique.

A savoir :

- Pré-chloration : par l'injection du chlore (Cl_2) à une dose de 1.5 g/m^3 au niveau de la conduite d'eau brute ;

le débit sera répartie en deux lignes, chaque ligne se compose de :

- Coagulation –floculation : par deux bassins de volume respectivement 42 m^3 et 630 m^3 et les réactifs utilisés sont : les sulfates d'alumines à une dose de 20 mg/l et le polymère a une dose de 0.03 mg/l ;
- Décantation : par un décanteur lamellaire de 350 lamelles et une surface de 117 m^2 ;
- Filtration : par quatre filtres installés en parallèle de $31,5 \text{ m}^2/\text{filtre}$;
- Désinfection : par l'injection du chlore (Cl_2) à une dose de 2 g/m^3 dans la conduite a la sortie des filtres ;
- Stockage : par un réservoir d'eau traitée de capacité 4500 m^3 .

Références bibliographiques

[01] Raymond Desjardins, « Le traitement des eaux », 2^e édition revue et améliorée. Edition de l'école polytechnique de Montréal 2000.

[02] Pierre MOUCHET, « Traitement des eaux avant utilisation. Matières particulières », Techniques de l'Ingénieur, Novembre 2001

[03] <http://09-vol1-chap9.doc>, Version finale 2002/08/31

[04] Institut Bruxellois pour la Gestion de l'Environnement «Qualité physico- chimique et chimique des eaux de surface: cadre général», Novembre 2005.

[05] W.J. MASSCHELEIN, « Processus unitaire du traitement de l'eau potable ». Edition CEBEDOC sprl liège, 1996.

[06] Normes et qualités des eaux potables (Dégréement C.128)

[07] Cahier des clauses techniques générales relatives aux marchés de travaux d'eau potable, Version Octobre 2010

[08] <http://www.azaar.net/Cours/Docdecantation.pdf>

[09] MOHAMEDI BRAHIM, « Dimensionnement d'une usine de l'eau potable (Application à l'eau du barrage de Ghrib) ». MFE ENSH ALGERIE 2003.

[10] BOUALEM SALAH, « Cours d'alimentation en eau potable », ENSH 1993.

[11] <http://09-vol1-chap9.doc>, Version finale 31/08/2002.

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

[13] Jean-Pierre CANLER, « La décantation lamellaire », DOCUMENTATION TECHNIQUE F.N.D.A.E N°18, Aout 1994.

[14] Richard O. Sinniger, Willie H. Hager, «CONSTRUCTION HYDRAULIQUE, Ecoulement stationnaires », Volume 15, Lausanne, Décembre 1988.

[15] Pierre MOUCHET, « Traitement des eaux avant utilisation. Filière et application », Techniques de l'Ingénieur ,Novembre 20001.

[16] Charles N. Haas, Ph.D. LD Betz Professor of Environmental Engineering Drexel University Philadelphia, Pennsylvania. Water Quality and Treatment, DISINFECTION, 2002.

[17] Zineddine Harboula, « Etude de la performance d'un décanteur lamellaire », MFE ENSH ALGERIE 2010.

[18] Sakhraoui Fouad "Etude de l'extension de la station de traitement d'AIN ZADDA W. B.B.A". MFE ENSH ALGERIE 2011.

[19] Laboratoire de Constructions Hydrauliques, « Hydraulique des ouvrages, Ecoulements à travers les grilles », EPFL 11/2010.

[20] ENCYCLOPEDIE UNIVERSELIS, « Traitement des eaux », édition 2005.

[21] V.AMBARTSOUMIAN, « RECOMMANDATIONS METHODOLOGIQUES », ENSH 2^{ém} édition 11/1994.

[22] Manuel pour les personnels des établissements d'enseignement supérieur, Prévention des risques professionnels 12/2002.

[23] Université de Sherbrooke, Manuel de santé sécurité en laboratoire, avril 2013.

Source ANRH : Agence national des ressources en eau.

Source DRE AIN DEFLA: Projet avant détaillé de la station de traitement de ROUINA , Novembre 2005.

