



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELLES

THEME :

DIMENSIONNEMENT DE LA STEP DES EAUX USEES DE
URBAINES DE LA COMMUNE DE BORDJ BOU NAAMA
(W. TISSEMSILT) EN VUE D'UNE REUTILISATION DES EAUX
EPUREE

Présenté par :

KHITER Soufiane Abdel illah

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
DJELLAB Mohamed	Professeur	Président
LEULMI MEDJDOUB Sonia	MCB	Examinatrice
BETATACHE Hayet	MCB	Examinatrice
KOLIAI Djaffar	Associé	Examineur
MEDDI Hind	Professeur	Promotrice

Session septembre 2024

Dédicaces

*Je consacre cette tâche aux étoiles qui illuminent ma vie,
à ma source de douceur :*

« Mes parents »

*Ces deux individus qui ont réussi à me former, qui étaient
constamment là pour me soutenir, c'est grâce à vos encouragements
que j'ai finalement atteint cet objectif.*

À tous mes proches et à ma famille.

REMERCIEMENTS

Je m'adresse, tout d'abord, à Allah, tout puissant, avec ma gratitude infinie qui m'as a donné la force, le courage et la volonté nécessaires pour réaliser ce modeste travail.

Ensuite, je tiens à exprimer mes sincères et chaleureux remerciements à mon encadrante, Pr.MEDDI Hind , pour son encadrement scientifique, sa patience, sa confiance et surtout ses précieux conseils et encouragements, ainsi que toutes les suggestions et remarques qu'elle a formulées tout au long de ce travail.

Mes remerciements ne seraient pas complets sans les adresser à tous mes proches, particulièrement à mes très chers parents, pour leur soutien constant, leur confiance et leurs encouragements. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma sincère gratitude.

ملخص

تتزايد كمية مياه الصرف الصحي التي تصرف في الأنهار، مما يؤدي إلى عواقب وخيمة على صحة السكان ويولد التلوث. وينطبق الشيء نفسه على بلدية برج بونعام، التي تكون قدرتها على معالجة مياه الصرف الصحي محدودة للغاية في غياب محطة لمعالجة مياه الصرف الصحي. ولحل هذه المشكلة، تقرر بناء محطة لمعالجة مياه الصرف الصحي في برج بونعام ولاية تيسمسيلت لتحسين كفاءة معالجة مياه الصرف الصحي وإعادة استخدام المياه المعالجة في السقي.

الكلمات المفتاحية : مياه الصرف الصحي، محطة معالجة مياه، إعادة استخدام المياه

Résumé

la quantité d'eau usée rejetée dans les cours d'eau augmente, ce qui a des conséquences graves sur la santé des habitants et engendre une pollution. Il en va de même pour la commune de Bordj Bou Naama, dont la capacité de traitement des eaux usées est extrêmement restreinte en l'absence de station d'épuration. Afin de résoudre ce problème, il a été décidé de construire une station d'épuration à Bordj Bou Naama (W. Tissemsilt) pour améliorer l'efficacité du traitement des eaux usées et réutiliser l'eau traitée en irrigation .

Mots clés: Station épuration, eau usée, construire.

Abstract

the amount of wastewater discharged into rivers is increasing, which has serious consequences on the health of the inhabitants because of pollution. The same applies to the municipality of Bordj Bou Naama (Tissemsilt), whose wastewater treatment capacity is extremely limited in the absence of a wastewater treatment plant. In order to solve this problem, it was decided to build a wastewater treatment plant in Bordj Bou Naama to improve the efficiency of wastewater treatment and reuse the treated water in irrigation.

Keywords: Wastewater treatment plant (STEP); building; wastewater.

Table de matière

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction	1
I.1 Situation géographique.....	1
I.2 Situation topographique.....	2
I.3 Climatologie.....	2
I.3.1 Température.....	2
I.3.2 Les précipitations.....	3
I.3.3 Vents.....	3
I.3.4 L'humidité relative	4
I.3.5 NEIGE	4
I.4 Situation géologique.....	5
I.5 Situation hydraulique	5
I.5.1 Réseaux d'Assainissement.....	5
I.5.2 Réseau en Eau potable.....	5
I.6 Sismicité	5
Conclusion.....	6

Chapitre 2 Généralités sur les eaux usées

Introduction	7
II.1 Origine des eaux usées.....	7
II.2 Les différents types de pollution	7
II.3 Définition des eaux usées	7
II.4 Les systèmes d'épuration des eaux usées.....	7
II.5 Les principaux paramètres de la pollution	8
II.6.1 Paramètres physiques	8
II.6.1.1 La turbidité.....	8
II.6.1.2 La couleur	8
II.6.1.3 L'odeur.....	8
II.6.1.4 La température.....	8
II.6.1.5 La conductivité électrique	8
II.6.1.6 Les matières en suspension (MES)	8
II.6.1.7 Les matières volatiles en suspension (MVS)	9
II.6.1.8 La matière minérale en suspension (MMS)	9
II.6.1.9 Les matières décantables (MD) et non décantables (MND)	9
II.7 Les paramètres chimiques	9
II.7.1 Le potentiel d'hydraulique (pH)	9

II.7.2 La demande biochimique en oxygène (DBO5)	9
II.7.3 La demande chimique en oxygène (D.C.O).....	9
II.7.4 Le phosphore total.....	10
II.7.5 L'azote total	10
II.7.6 Les sulfates (SO4-).....	10
II.7.7 Métaux lourds.....	10
II.7.8 L'Oxygène dissous.....	10
II.7.9 Le carbone organique total (COT)	11
II.7.10 Les sels nutritifs.....	11
II.7.11 L'azote total Kjeldahl (NTK).....	11
II.7.12 Matières oxydable (MO).....	11
II.7.13 La biodégradabilité	11
II.8 Normes de rejets	12
Conclusion.....	13

Chapitre III : Procédés de Traitement des Eaux Usées

Introduction	14
III.1 Les filières d'épuration des eaux usées	14
III.2 Le prétraitement	15
III.2.1. Le dégrillage	15
III.2.2. Le tamisage	16
III.2.3. Le dessablage	16
III.2.4. Dégraissage-déshuilage	16
III.2.5. Flottation	16
III.2.6. Égalisation/homogénéisation	17
III.3 Traitement primaire	17
III.3.1. Décantation	17
III.3.2. Coagulation-floculation	18
III.4 Traitement secondaire (traitement biologique)	18
III.4.1. Classification des procédés d'épuration biologique	19
III.4.1.1. Les procédés extensifs ou naturels	19
III.4.1.2. Les procédés intensifs ou artificiels	19
III.5 Décantation secondaire (clarificateur) :	21
III.6 Traitement tertiaire	22
III.7 Traitement des boues	22
III.7.1. Epaissement :	22
III.7.2. Stabilisation et hygiénisation :	23
III.7.3. Conditionnement des boues	23
III.7.4. Déshydratation et conditionnement	23
III.7.5. Séchage des boues	23
Conclusion	24

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction	26
IV.1. Calcul des débits.....	26
IV.1.1. Besoins en eaux domestiques.....	26
IV.1.2. Evaluation de la population	26
IV.1.3. Consommation en eau potable.....	27
IV.2. L'horizon de l'étude (l'année 2054).....	29
IV.2.1. Débit moyen journalier.....	29
IV.2.2. Débit moyen horaire	29
IV.2.3. Débit moyen horaire diurne	29
IV.2.4. Débit de pointe par temps sec	29
IV.2.5. Débit de pointe par temps pluvial :	30
V.3. Le prétraitement	31
IV.3.1. Le dégrillage	31
IV.3.1.1. La largeur des grilles	31
IV.3.1.2. Calcul des pertes de charge.....	33
IV.3.1.3. Calcul nombre des barreaux :	34
IV.3.2. dessableur -déshuileur	34
IV.3.2.1. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur.....	36
IV.3.2.2. les quantités de DCO éliminées par le dessableur	36
V.4. Traitement primaire.....	37
V.4.1. Dimensionnement du décanteur.....	37
V.4.2. Calcul de la quantité de boues éliminées	38
V.5. Traitement secondaire (traitement biologique)	38
V.5.1. Bassin biologique	38
V.5.1.1. Etude de la Variante à moyenne charge.....	38
V.5.2. Dimensionnement du bassin biologique	39
V.5.2.1. Calcule de charger polluantes	40
V.5.3. Dimensionnement du bassin d'anaérobie.....	40
V.5.4. Dimensionnement du bassin d'anoxie.....	41
V.5.5. Le bassin d'aération	43
V.5.6. Calcul besoin d'oxygène.....	43
V.5.7. Système d'aération	44
V.5.8. Bilan de boues	47
V.5.9. Le débit des boues recyclées	48
✓ Le débit des boues recyclées	49
✓ Age des boues	49
V.6. Zone de contact (sélecteur)	49

V.7. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)	50
V.8. Traitement tertiaire	51
V.8.1. Filtre a sable	51
V.8.2. La désinfection	53
V.8.2.1. La désinfection par ultraviolets (UV)	54
V.8.2.2. Déterminez la dose UV requise	55
V.8.2.3. Configuration du Réacteur UV	55
V.8.2.4. Maintenance et Surveillance.....	55
IV.9. Traitement des boues	55
IV.9.1. Dimensionnement de l'épaississeur	55
IV.9.2. Stabilisation aérobie.....	57
IV.9.3. Dimensionnement de lit de séchage	58
Conclusion.....	59

Chapitre V : Calcul Hydraulique

Introduction	60
V.1. Déversoir d'orage	60
V.1.1. Définition d'un déversoir d'orage	60
V.1.2. Type des déversoirs	60
V.1.3. Détermination des dimensions déversoir.....	61
V.2. Profil hydraulique	63
V.2.1. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	63
V.2.2. Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP	63
Conclusion.....	65

Chapitre VII : La réutilisation des eaux usées épurées

Introduction	65
VI.1. Définition la réutilisation des eaux usées épurées (REUE).....	65
VI.2. Réutilisation des eaux usées épurées en Algérie	65
VI.3. Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées REUE	66
VI.3.1. La production d'eau potable	66
VI.3.2. La REUT urbaine	66
VI.3.3. La REUE industrielle	66
VI.3.4. La REUE agricole	66
VI.4. Les voies de réutilisations des eaux usées épurées.....	67
VI.5.1. Réutilisation directe	67
VI.5.2. Réutilisation indirecte.....	67
VI.5. Réutilisation des eaux épurés de la station d'épuration de la ville de Bordj Bou Naama .	67
VI.5.1. Calcul de la pluie :	68
VI.5.2. Choix de la station :	68
VI.5.3. Données de précipitation :	68

VI.5.4. Étude de l'homogénéité de la série pluviométrique :	69
VI.5.5. Ajustement de la série pluviométrique.....	70
VI.5.6. Ajustement à la loi log normal	70
VI.5.7. Ajustement à la loi normale	71
VI.5.8. Test de validité d'un ajustement.....	72
VI.5.9. Détermination de l'année de calcul :	72
VI.5.10. Estimation des besoins	73
VI.5.11. Calcul du débit spécifique	74
Conclusion.....	76

Chapitre VII : Aspect économique

Introduction	77
VII.1 Coût d'investissement :	77
VII.1.1 Coût de terrassement :	77
VII.1.2 Coût de Béton armé.....	78
VII.1.3 Coût totale du génie civil.....	79
VII.1.4 Coût de fonctionnement	80
➤ Le coût de main d'œuvre	80
➤ Le coût de l'énergie (consommation électrique):.....	80
➤ Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	80
➤ Le coût des frais financiers	80
➤ Le coût de fonctionnement total.....	80
➤ Calcul du prix du m3 d'eau traitée	80
➤ Le coût d'amortissement annuel	81
➤ Le coût total de la station	81
➤ Le coût de m3 d'eau épurée	81
Conclusion.....	82

Liste des tableaux

Tableau I. 1 : répartition de la pluviométrie.....	3
Tableau I. 2: La vitesse Moyenne mensuelle du vent.....	4
Tableau I. 3 : humidité relatives moyennes mensuelles (1996-2018).	4
Tableau II. 1:Les valeurs limitent des normes de rejet dans un milieu récepteur (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006)	12
Tableau IV. 1:Estimation de la population pour les différents horizons	26
Tableau IV. 2:Récapitulatif des besoins en eau potable.....	27
Tableau IV. 3: Quantité des charges polluantes.....	31
Tableau IV. 4:résultats du dimensionnement des grilles	33
Tableau IV. 5: données initiale pour calcul de dessableur-deshuileur	35
Tableau IV. 6:Bilan de charges polluantes dans l'étape de traitement primaire.	38
Tableau IV. 7:Valeur de a' et b' en fonction de la charge massique	44
Tableau IV. 8: valeur de am et b en fonction du procédé d'épuration.....	47
Tableau IV. 9: Propriétés du lit de filtration	51
Tableau IV. 10: Caractéristique des fluides du rétro-lavage.....	52
Tableau IV. 11:Comparaison avec les normes de réutilisation	53
Tableau V. 1: les valeurs de débits et les vitesses.....	62
Tableau V. 2: résultat final de calcul hydraulique	64
Tableau VI. 1 :Résultats des analyses physico-chimiques et toxiques	67
Tableau VI. 2: caractéristiques principales de la station pluviométriques de Bordj el Amir AEK	68
Tableau VI. 3: Précipitation moyenne mensuelle 1997--2020	68
Tableau VI. 4 : Paramètres de la série pluviométrique.	69
Tableau VI. 5: Résultat du test Mood.....	69
Tableau VI. 6Résultat de l'ajustement à la loi log-normale (Hyfran).	70
Tableau VI. 7: les paramètres de test de KHI carré.....	72
Tableau VI. 8: Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq =80%).....	73
Tableau VI. 9Calcul des besoins en eau pour les Olivier	73
Tableau VI. 10 :Calcul des besoins en eau pour les Orange.....	74
Tableau VI. 11 :Récapitulatif des besoins net (mm).	74
Tableau VII. 1:Le coût de terrassement de chaque ouvrage.....	78
Tableau VII. 2: Le coût du béton armé de chaque ouvrage	79
Tableau VII. 3: Résultats de calculé	81

Liste des figures

FIGURE I. 1:la situation géographique de la ville de BORDJ BOU NAAMA(arcgis)	2
FIGURE I. 2: Représentation moyennes mensuelles des températures.	3
Figure III. 1:La chaîne de traitement des eaux usées.....	14
Figure III. 2:Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage.	16
Figure III. 3:Schéma d'un décanteur primaire.....	17
Figure III. 4: principe de fonctionnement d'une station à disque biologique.....	20
Figure III. 5: Synoptique d'une station à boue activée.....	21
Figure III. 6: Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien	22
Figure VI 1: : Ajustement des pluies annuelles a la log Normale.....	71
Figure VI 2: Ajustement des pluies annuelles a la loi normale.....	72

Introduction générale

L'eau, ressource vitale et indispensable, joue un rôle crucial dans la vie humaine et est au cœur de nos activités quotidiennes, qu'il s'agisse de la consommation d'eau potable, de l'industrie ou de l'agriculture. Cependant, face aux défis du réchauffement climatique, des changements environnementaux et de la pollution croissante, la disponibilité de cette ressource précieuse est de plus en plus menacée. La contamination des sources d'eau a un impact significatif sur son accessibilité, entraînant des conséquences directes ou indirectes sur la santé des consommateurs.

En Algérie, la raréfaction des précipitations au cours des dernières décennies, couplée à la pollution des rivières, des retenues collinaires et des barrages, a conduit à une diminution alarmante des eaux de surface disponibles. Pour faire face à cette situation critique, les autorités ont diversifié leurs approches, explorant différentes sources d'approvisionnement telles que les eaux souterraines, le dessalement de l'eau de mer et le traitement des eaux usées.

Ce mémoire de fin d'études se focalise sur la valorisation des eaux usées traitées, une démarche visant à la fois à préserver l'environnement de la pollution hydrique et à produire une eau propre à la réutilisation. Des stations d'épuration ont été stratégiquement implantées à proximité des centres urbains pour traiter les effluents, explorer les possibilités de recyclage des substances et évaluer le potentiel de réutilisation de l'eau épurée. Néanmoins, des efforts considérables restent à déployer pour garantir des volumes satisfaisants d'eau propre dans de nombreuses régions, notamment à Bordj Bou Naama, qui constitue le cœur de cette étude.

La station d'épuration, objet de ce mémoire, sera dédiée au traitement des eaux usées urbaines de la ville de Bordj Bou Naama. L'ambition est que les eaux ainsi traitées puissent être réinjectées dans les services publics ou réutilisées dans les processus industriels, illustrant une approche circulaire et durable de la gestion des ressources hydriques.

CHAPITRE I
PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

La connaissance approfondie de la zone d'étude est fondamentale pour bien s'informer sur les caractéristiques physiques de la région et les principaux facteurs qui influent sur le dimensionnement de station épuration de la ville de BORDJ BOU NAAMA.

De ce fait, la collecte de toute donnée nécessaire à l'étude sera présentée dans ce chapitre, en indiquant sa situation topographique, géographique, climatique, géologique, hydraulique et démographique.

I.1 Situation géographique

La commune de BORDJ BOU NAAMA, chef-lieu de commune et daïra, est située à 55 km à Nord- Ouest du chef- lieu de la de la wilaya de TISSEMSILET.

BORDJ BOU NAAMA se situe au cœur des monts de l'Ouarsenis à une altitude de 1 098 m sur le flanc sud du sommet de Sid Amar qui culmine à une altitude de 1 985 m, La ville couvre une superficie de 63 km², elle est Limitée administrativement :

- Au Nord par la commune de LAZHARIYA et BOUCAID.
- Au Sud par les communes de TMALAHET et BENI LAHCEN.
- A l'Est par la commune de SIDI SLIMANE.
- A l'Ouest par les communes de LARBAA et LARDJEM.

Cette commune a pour coordonnées géographiques :

Latitude 35° 51' 00 " Nord Longitude : 1° 37' 00 " Est,

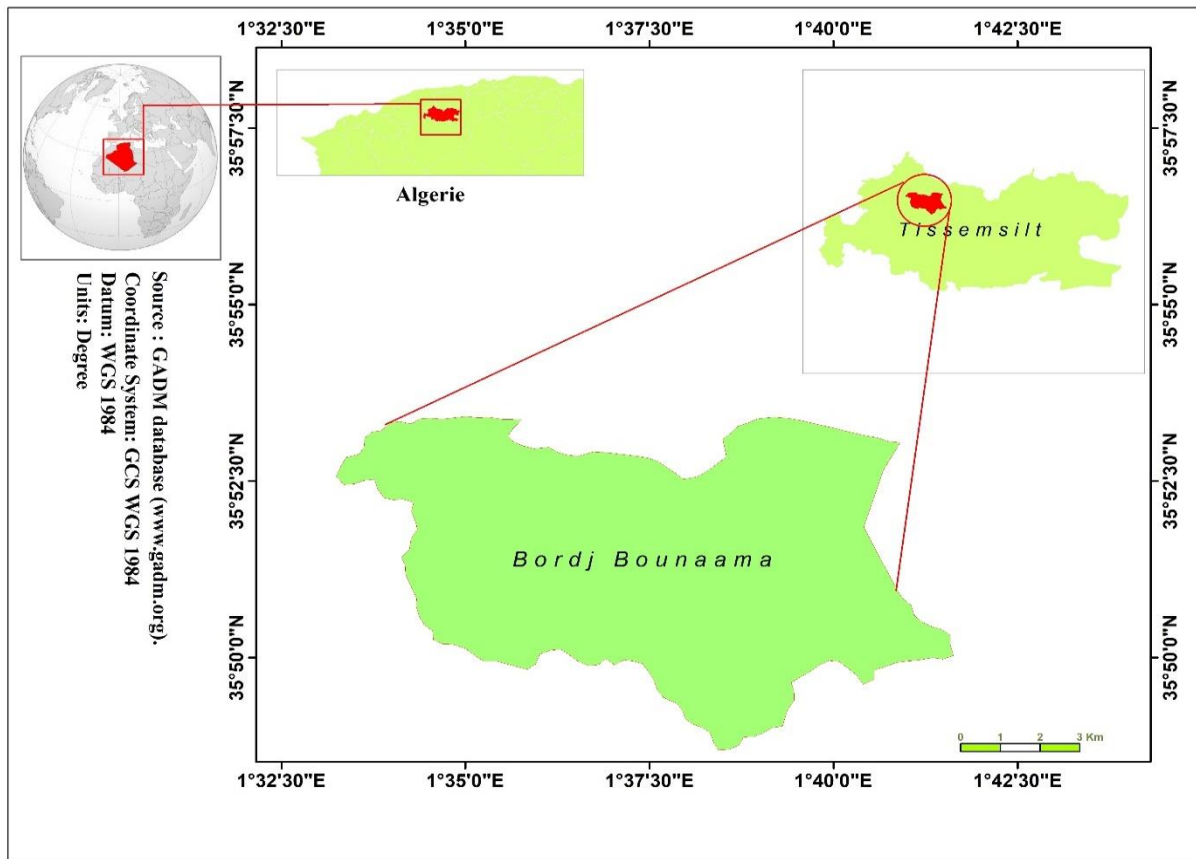


FIGURE I. 1: la situation géographique de la ville de BORDJ BOU NAAMA (arcgis)

I.2 Situation topographique

La commune de BORDJ BOU NAAMA se trouve dans la région montagneuse de l'Ouarsenis, où les altitudes de la chaîne de l'Ouarsenis varient entre 850 et 1765 mètres. La morphologie des pentes présente une variété notable, donnant à l'ensemble du relief un caractère montagneux. Ses principales caractéristiques sont les suivantes :

- 60 % de son territoire est constitué de reliefs montagneux accidentés.
- Les piémonts couvrent 30 % de la superficie.
- Une zone de plaine représente les 10 % restants.

I.3 Climatologie

La ville est encerclée par des montagnes de tous côtés. Le climat de notre région d'étude est de type méditerranéen. Il se caractérise par des hivers pluvieux et des étés secs.

I.3.1 Température

Du point de vue climatologique, la région enregistre une saison hivernale particulièrement rigoureuse dans cette zone, caractérisée par d'abondantes précipitations neigeuses et un froid

intense, et pour Été est généralement chaud et sec, avec des températures agréables, bien que des épisodes de chaleur intense puissent ponctuellement se produire."

La température est très importante pour que la station fonctionne bien. Les micro-organismes voient leur métabolisme ralenti par les températures basses, tandis que des difficultés surgissent lorsque la température ambiante dépasse les 35°C.

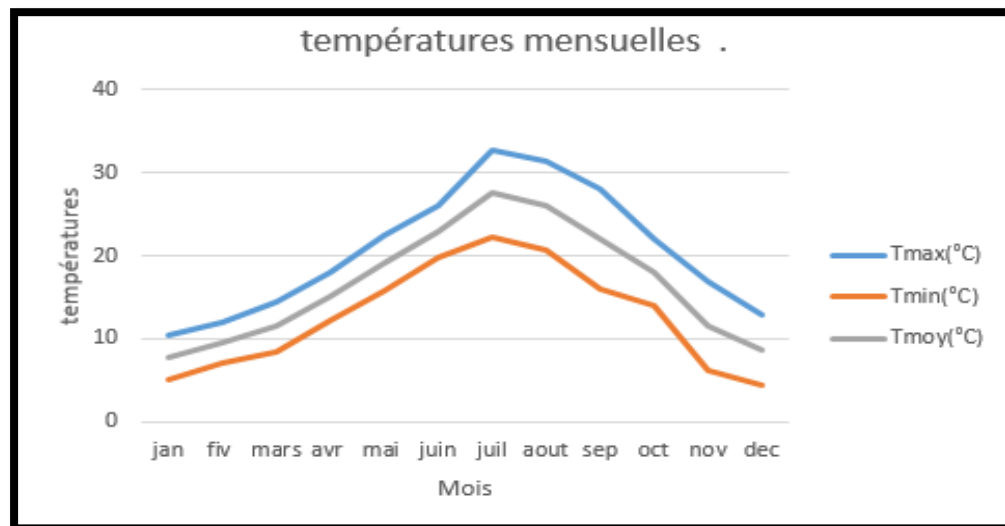


FIGURE I. 2: Représentation moyennes mensuelles des températures.

I.3.2 Les précipitations

Dans les systèmes de réseaux d'assainissement unitaires, où les eaux usées domestiques et les eaux pluviales sont collectées par les mêmes canalisations, les épisodes pluvieux ont une incidence significative sur le fonctionnement des stations d'épuration (STEP). En effet, lors de ces événements, le débit d'eau acheminé vers la STEP augmente considérablement en raison de l'apport des eaux de ruissellement. Cette augmentation de débit peut perturber les processus de traitement en place et réduire leur efficacité. De plus, les eaux de pluie lessivent les surfaces urbaines, entraînant une quantité accrue de sables et de particules dans les canalisations, qui sont ensuite transportées jusqu'à la STEP.

I.3.3 Vents

D'après l'agence nationale des ressources hydriques les vents sont chauds en été et secs et froids en hiver.

Les directions dominantes des vents sont le Nord-Ouest dans la période allant d'octobre au mois de mai, et Sud dans la période allant de juin à septembre.

Les vents peuvent avoir divers impacts sur les stations d'épuration, notamment en entraînant la dispersion d'odeurs désagréables vers les zones résidentielles avoisinantes, en perturbant l'efficacité des processus de traitement en remettant en suspension les boues décantées et en

favorisant la volatilisation des composés odorants. Cependant, dans certains cas, les vents forts peuvent aussi accélérer le séchage des boues, facilitant ainsi leur manipulation. Il est crucial de noter que si le séchage est trop rapide, cela peut causer des problèmes de poussières.

I.3.4 L'humidité relative

L'humidité qui règne dans cette région est attribuable à l'altitude remarquablement élevée du chaînon montagneux d'Ouarsenis, dont les sommets Kaf Sidi Amar culminent à 1985 mètres et Sidi Abdelkader à 1961 mètres d'altitude.

L'humidité dans les stations d'épuration induit la corrosion des équipements métalliques et peut favoriser la croissance de bactéries et de micro-organismes, ce qui peut affecter les processus biologiques de dégradation des polluants, les odeurs désagréables, la condensation pouvant entraîner la détérioration des infrastructures compromettant leur efficacité.

I.3.5 NEIGE

La neige peut avoir plusieurs impacts sur les stations d'épuration. Notamment, la fonte des neiges représente un défi majeur pour les stations d'épuration avec une augmentation significative des volumes d'eaux usées due à l'infiltration d'eau, pouvant surcharger les capacités de traitement. Cette eau de fonte plus froide ralentit également l'activité biologique épuratrice. De plus, la neige fondue apporte des polluants supplémentaires comme les sels de déneigement, les hydrocarbures et les métaux lourds, complexifiant davantage le traitement. L'accumulation de neige et de glace sur les infrastructures peut aussi causer des dommages nécessitant des réparations. Pour y faire face, les stations doivent augmenter temporairement leur capacité, optimiser les procédés biologiques et renforcer l'élimination des polluants apportés par la fonte.

I.4 Situation géologique

La géologie de notre région d'étude est la suivante : Selon la Direction d'agronomie de la wilaya, il y a des calcaires, des calcaires dolomitiques, des dolomies et des cargneules, ainsi qu'une alternance monotone d'argile.

I.5 Situation hydraulique

L'ensemble du réseau hydrographique de BORDJ-BOUNAAMA est constitué d'Oueds qui traversent le centre-ville de la commune par différentes parties. Ces cours d'eau jouent un rôle crucial dans leur régime temporaire, en particulier pendant l'hiver.

I.5.1 Réseaux d'Assainissement

La ville de BORDJ BOU NAAMA dispose d'un réseau d'assainissement en état moyen de type unitaire destiné à collecter les eaux usées domestiques, avec un schéma d'évacuation par zone étagée. L'écoulement se fait du Nord vers le Sud-ouest en aval de l'exutoire où se déversent les eaux. En attente de traitement par la station d'épuration

I.5.2 Réseau en Eau potable

Le système d'approvisionnement en eau potable de la commune de BORDJ BOUNAAMA provient du Barrage Kodiet Rasfa qui est situé dans la commune de BENICHAAB. Il est composé d'une station de pompage qui s'écoule vers un réservoir et un château d'eau, puis d'une distribution gravitaire.

I.6 Sismicité

La commune de BORDJ BOU NAAMA, en Algérie, est classée en zone IIa sur la carte de zonage sismique, indiquant une sismicité moyenne selon les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 - Version 2003). Pour la conception de la station d'épuration, il est impératif de suivre les normes parasismiques algériennes afin d'assurer la résilience face aux tremblements de terre. Ceci garantit la sécurité des habitants et des infrastructures contre les secousses telluriques les plus intenses.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté une description détaillée de la zone d'étude où sera implantée la future station d'épuration. Les différents aspects abordés, tels que la situation géographique, le contexte climatique, les caractéristiques géologiques de la région, ont permis de cerner les enjeux et les contraintes liés au projet.

L'analyse des données climatiques a mis en évidence les variations saisonnières, facteurs clés à prendre en compte pour le dimensionnement et l'exploitation de la station. De même, l'étude de la géologie et de la topographie du site a révélé les spécificités du sous-sol, déterminantes pour l'implantation des ouvrages. Cette analyse approfondie de la zone d'étude permettra de concevoir une station d'épuration efficace, durable et adaptée aux besoins spécifiques de la région. Les résultats de cette étude serviront de base pour les chapitres suivants du mémoire de conception.

Ces informations sont essentielles pour concevoir une station d'épuration efficace et adaptée aux besoins spécifiques de la zone. En identifiant les caractéristiques uniques de la région, nous sommes mieux préparés pour relever les défis potentiels et pour exploiter les opportunités pour une conception durable. À partir de ces analyses, nous sommes convaincus que la station d'épuration proposée sera non seulement fonctionnelle et efficace, mais aussi respectueuse de l'environnement local. Ce chapitre fournit ainsi une base solide pour la suite du processus de conception et de mise en œuvre du projet.

Chapitre II

Caractéristiques et Paramètres de la Pollution des Eaux Usées

Introduction

L'eau est un élément indispensable dans notre quotidien, servant à combler nos divers besoins. Cependant, les nombreux usages de cette ressource par l'être humain engendrent la production d'eaux usées de natures variées. Qu'elles proviennent des activités domestiques, industrielles ou agricoles, elles contiennent une variété de polluants, notamment des matières organiques, des nutriments, des métaux lourds, des micro-organismes pathogènes et d'autres substances potentiellement dangereuses pour l'environnement et la santé humaine. La gestion adéquate des eaux usées est donc essentielle pour protéger les ressources en eau, préserver les écosystèmes aquatiques et prévenir les risques sanitaires.

II.1 Origine des eaux usées

Selon la source des contaminants, on classe les eaux usées en quatre catégories principales :

- ✓ Eaux usées domestiques
- ✓ Eaux usées industrielles
- ✓ Eaux pluviales et de ruissellement urbain
- ✓ Eaux agricoles et de drainage

II.2 Les différents types de pollution

Les origines de la pollution ont évolué en raison de l'augmentation de la population et de l'avancement rapide des techniques industrielles modernes. En fonction de leur nature, on peut distinguer différents types de pollution, telles que la pollution minérale, organique et microbiologique.

II.3 Définition des eaux usées

Les eaux usées désignent les eaux provenant d'activités domestiques, industrielles ou agricoles et qui sont jugées inappropriées pour la consommation humaine ou animale. Il est essentiel de traiter ces eaux usées avant de les rejeter dans l'environnement pour réduire au minimum leur influence néfaste sur la qualité de l'eau et la santé publique.

II.4 Les systèmes d'épuration des eaux usées

Au côté de l'assainissement autonome, trois grandes filières de traitement des eaux usées existent :

- Les procédés à cultures libres (Les boues actives, Le lagunage naturel...)
- Les procédés à cultures fixées sur supports grossiers (les disque biologiques...)
- Les procédés à cultures fixées sur supports fins (L'infiltration-percolation, Le

filtre planté de roseaux...)

II.5 Les principaux paramètres de la pollution

Il existe trois types principaux de paramètres de pollution

II.5.1 Paramètres physiques

Les paramètres physiques de la pollution de l'eau sont essentiels pour évaluer la qualité de l'eau et détecter les sources de pollution.

II.5.1.1 La turbidité

La turbidité représente l'opacité d'un milieu trouble. C'est la réduction de la transparence d'un liquide due à la présence de matières non dissoutes. Elle est causée, dans les eaux, par la présence de matières en suspension (MES) fines, comme les argiles et les limons, ...[1]

II.5.1.2 La couleur

La couleur des eaux usées est un indicateur visuel important permettant de détecter la présence potentielle de polluants. Les principales causes de coloration sont les matières en suspension (MES) minérales ou organiques apportant des teintes troubles, grises ou brunes. Les matières organiques dissoutes comme les tanins et acides humiques confèrent également des colorations allant du brun au noir. [2]

II.5.1.3 L'odeur

Les odeurs désagréables émanant des eaux usées sont principalement causées par la présence de composés organiques volatils issus de la dégradation de la matière organique, tels que les sulfures, les ammoniacs et les composés aromatiques. Ces substances sont produites lors de la décomposition des matières organiques par des bactéries anaérobies. [2]

II.5.1.4 La température

La température influence la densité, la viscosité, la solubilité des gaz, les réactions chimiques, et surtout l'activité des micro-organismes dans le traitement des eaux usées. Entre 20°C et 30°C, les micro-organismes dégradent efficacement les polluants; en dehors de cette plage, leur activité diminue, réduisant l'efficacité de l'épuration.[2]

II.5.1.5 La conductivité électrique

La conductivité électrique de l'eau usée, mesurée en siemens par mètre (S/m), indique la présence de contaminants dissous comme les sels et métaux lourds. Bien qu'elle révèle des indices de pollution, des analyses supplémentaires sont nécessaires pour identifier les types et niveaux spécifiques de contaminants.

II.5.1.6 Les matières en suspension (MES)

Correspondent à la fraction des matières sèches qui ne sont pas dissoutes dans l'eau, mais qui sont en suspension. Elles peuvent être séparées de l'eau par filtration ou décantation. Les MES sont souvent mesurées pour évaluer l'efficacité des processus de traitement des eaux usées.[3]

II.5.1.7 Les matières volatiles en suspension (MVS)

Représentent la fraction organique des MES qui peut être éliminée par combustion à une température plus élevée, généralement autour de 550°C. Les MVS permettent d'évaluer la quantité de matière organique présente dans les MES, ce qui est crucial pour la gestion des boues activées dans les stations d'épuration.[3]

II.5.1.8 La matière minérale en suspension (MMS)

Les matières en suspension (MES) présentes dans les eaux usées constituent un ensemble de particules solides ou colloïdales diverses, Il s'agit de la différence entre MES et MVS .pouvant être d'origines minérale, organique, biologique ou microbienne. Influençant la turbidité de l'eau et pouvant véhiculer des contaminants. [3]

II.5.1.9 Les matières décantables (MD) et non décantables (MND)

Les MD représentent la fraction des matières en suspension qui se déposent après un certain temps, généralement 2 heures, dans des conditions spécifiques de décantation. En revanche, les MND correspondent à la fraction des matières en suspension qui ne se déposent pas pendant ce même laps de temps, Ces paramètres aident à évaluer la composition des solides dans les eaux usées. [4]

II.5.2 Les paramètres chimiques

En raison de la présence de substances chimiques dissoutes, la pollution peut être principalement organique, minérale ou une combinaison des deux, en fonction de ses sources.

II.5.2.1 Le potentiel d'hydraulique (pH)

Le pH est essentiel pour le développement des écosystèmes aquatiques et l'efficacité des traitements des effluents. Une plage de pH de 6 à 9 est nécessaire pour la croissance de la faune et la flore aquatiques, et influence la toxicité des ions métalliques. Il conditionne l'activité bactérienne dans les traitements biologiques, notamment la nitrification optimale, qui se produit entre 7,5 et 9. Le contrôle du pH est crucial pour la santé des milieux aquatiques.

II.5.2.2 La demande biochimique en oxygène (DBO5)

La DBO5 mesure la quantité d'oxygène consommée par micro-organismes (en mgO₂/L) pour décomposer les matières organiques biodégradables présentes dans l'eau usée en 5 jours à une température donnée (généralement 20°C).

Les valeurs de DBO5 peuvent varier considérablement en fonction de la source de l'eau usée et des processus biologiques en cours, et elles sont utilisées pour déterminer l'efficacité du traitement biologique des eaux usées et pour évaluer la qualité des eaux rejetées dans l'environnement. [5]

II.5.2.3 La demande chimique en oxygène (D.C.O)

La DCO représente la quantité d'oxygène nécessaire pour oxyder chimiquement les matières

oxydables présentes dans l'eau, à la fois organiques et inorganiques, par l'action d'un oxydant chimique puissant. [5]

II.5.2.4 Le phosphore total

Le phosphore total est un nutriment essentiel pour la vie végétale et animale, mais un excès de phosphore peut entraîner une prolifération excessive d'algues et la mort d'autres organismes aquatiques on retrouve principalement deux catégories :

Les polyphosphates et les orthophosphates sont des formes de phosphore inorganique, dont une partie provient de la décomposition des polyphosphates.

-La présence de composés tels que les phospholipides et les esters dans le phosphore organique. [5]

II.5.2.5 L'azote total

Le type d'azote présent dans les eaux usées peut être organique ou minéral, et il se manifeste sous cinq formes différentes :

- ✓ Azote organique ammonifiable
- ✓ Azote organique réfractaire
- ✓ Azote ammoniacal (NH_4^+)
- ✓ Nitrates (NO_3^-)
- ✓ Nitrites (NO_2^-)

II.5.2.6 Les sulfates (SO_4^-)

Les sulfates présents dans les eaux usées peuvent influencer la formation d'odeurs et favorise la formation d' H_2S dans les réseaux d'assainissement, ce qui peut entraîner des nuisances olfactives, la corrosion des réseaux et des dysfonctionnements des stations de traitement des eaux usées par voie biologique

II.5.2.7 Métaux lourds

Les métaux lourds, éléments métalliques ayant une densité relativement élevée et potentiellement toxiques même à faibles concentrations, Tels que : As, Ca, Cd, Co, Cr, Cu, Hg, Pb, Mg , Mo, Na, Ni , Se et Zg sont évalués afin d'évaluer la possibilité de réutiliser les eaux usées et les conséquences toxicologiques. est cruciale à surveiller pour le traitement biologique qui peut être impacté négativement.

II.5.2.8 L'Oxygène dissous

L'oxygène dissous mesure la quantité d'oxygène présente dans l'eau et disponible pour les processus biologiques de dégradation de la matière organique. Il permet la vie aquatique et conditionne les réactions biologiques dans les écosystèmes aquatiques. Sa solubilité dépend

de la température, de la pression et de la force ionique, qui influencent sa concentration, exprimée en mg O₂/l.

II.5.2.9 Le carbone organique total (COT)

La mesure du carbone organique total est un indicateur direct de la charge organique dans l'eau, englobant divers composés tels que les protéines, les lipides, les glucides, les substances humiques et les produits organiques de diverses industries. Le COT ne prend en compte que le carbone présent dans ces composés organiques. Contrairement à la DBO, sa valeur identifie entièrement les composés peu ou non dégradables biochimiquement, ce qui revêt une importance capitale dans l'évaluation de la pollution de l'eau et des effluents.

II.5.2.10 Les sels nutritifs

Les nutriments peuvent être trouvés dans les eaux usées urbaines, qu'ils soient organiques ou minéraux. L'eutrophisation des milieux aquatiques est leur responsabilité. Il est donc essentiel de connaître les concentrations de nutriments présentes dans l'eau usée afin de vérifier la qualité des nutriments présents dans les effluents épurés avant de les rejeter dans le milieu récepteur.

II.5.2.11 L'azote total Kjeldahl (NTK)

L'azote total Kjeldahl est une méthode de mesure utilisée pour évaluer la quantité totale d'azote organique et ammoniacal dans un échantillon d'eau ou de sol. Cette méthode implique la digestion de l'échantillon, suivie de la distillation de l'ammoniac produit pour déterminer sa concentration. C'est une mesure cruciale pour évaluer la qualité de l'eau et la santé des écosystèmes aquatiques, leur unité est mg (N)/L.[3]

II.5.3 Les paramètres biologique

Les paramètres biologiques sont essentiels pour évaluer la qualité de l'eau et détecter les sources de contamination. Les bactéries coliformes, y compris E. coli, indiquent la contamination fécale. Les protozoaires comme Giardia et Cryptosporidium peuvent causer des maladies. Les virus, tels que les entérovirus, signalent également une contamination fécale. Les macroinvertébrés, comme les insectes et les crustacés, sont des bioindicateurs de la qualité de l'eau. La présence excessive d'algues et de cyanobactéries peut indiquer une eutrophisation. Ces paramètres fournissent des informations cruciales sur la santé des écosystèmes aquatiques et aident à identifier les sources de pollution biologique.

II.6 Matières oxydable (MO)

On utilise ce paramètre afin de définir la pollution organique de l'eau. Il est défini en se basant sur DBO₅ et la DCO selon la formule suivante :

$$MO = \frac{(2DBO_5 + DCO)}{2}$$

II.7 La biodégradabilité

La biodégradabilité des eaux usées fait référence à la capacité des composés organiques présents dans ces eaux à être décomposés par des micro-organismes en éléments plus simples et non polluants.

Le rapport DCO/DBO5 permet de qualifier la biodégradabilité d'un effluent :

- ✓ $K < 2$: effluent facilement biodégradable.
- ✓ $2 < K < 3$: effluent moyennement biodégradable.
- ✓ $K > 3$: effluent difficilement biodégradable.

Le coefficient K influence la sélection de la filière de traitement à choisir. Lorsque l'effluent est biodégradable, il est soumis à un traitement biologique, tandis que dans le cas contraire, il est soumis à un traitement physico-chimique.

II.8 Normes de rejets

Les eaux usées se distinguent par des caractéristiques physico-chimiques et bactériologiques, qui permettent d'identifier leur possible origine et de déterminer l'ampleur de leur niveau de pollution. Avant d'être rejetées dans l'environnement naturel et de le détériorer, il est essentiel qu'elles respectent des normes établies afin de préserver les milieux récepteurs de la pollution. Ainsi, elles sont conduites à une station d'épuration où elles sont soumises à différentes étapes de traitement. Les valeurs limites maximales de rejet d'effluents sont regroupées dans le tableau ci-dessous, conformément aux normes algériennes.

Tableau II. 1: Les valeurs limitent des normes de rejet dans un milieu récepteur (Journal Officiel de la République Algérienne, 2006)

Paramètre	Unités	Valeurs limites
Température	°C	30
PH	-	6,5 à 8,5
Conductivité	µs/cm	/
Turbidité	NTU	/
Oxygène dissous	mg/l	/
MES	mg/l	35
DBO5	mg/l	35
DCO	mg/l	120
Ammonium	mg/l	/
Azote kjeldhal	mg/l	30
Phosphore total	mg/l	10
Sulfates	mg/l	/

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné les divers types de pollution présents dans les eaux usées ainsi que leurs caractéristiques afin de pouvoir traiter efficacement ces eaux. Il est donc essentiel de considérer tous ces paramètres pour assurer la qualité de l'eau traitée et protéger l'environnement. En effet, la nature et la concentration des polluants influent sur les méthodes de traitement à mettre en œuvre pour éliminer les substances nocives, un sujet que nous aborderons dans la prochaine partie, afin de préserver le milieu récepteur des déchets générés par ces eaux.

Chapitre III

Procédés de Traitement des Eaux Usées

Introduction

Ce chapitre couvre l'ensemble du processus d'épuration des eaux usées dans une station de traitement. Il détaillera les différentes étapes de traitement physique, chimique et biologique, en mettant l'accent sur le procédé à boues activées pour le traitement biologique secondaire. L'objectif est de réduire la pollution des eaux usées avant leur rejet dans l'environnement, conformément aux réglementations, afin de protéger les milieux aquatiques récepteurs et la santé publique.

III.1 Les filières d'épuration des eaux usées

Il existe plusieurs filières possibles pour l'épuration des eaux usées, qui combinent différentes techniques de traitement :

- ✓ Prétraitement (dégrillage, dessablage, déshuilage, Flottation, égalisation/ homogénéisation)
- ✓ Traitement primaire (décantation primaire)
- ✓ Traitement secondaire biologique (boues activées, bassins d'oxydation, etc.)
- ✓ Traitement tertiaire si nécessaire (déphosphatation, désinfection, etc.)

Le choix de la filière dépend de la taille de l'agglomération, de la charge polluante, du milieu récepteur et des contraintes économiques. Les réglementations encadrent les niveaux de rejets autorisés.

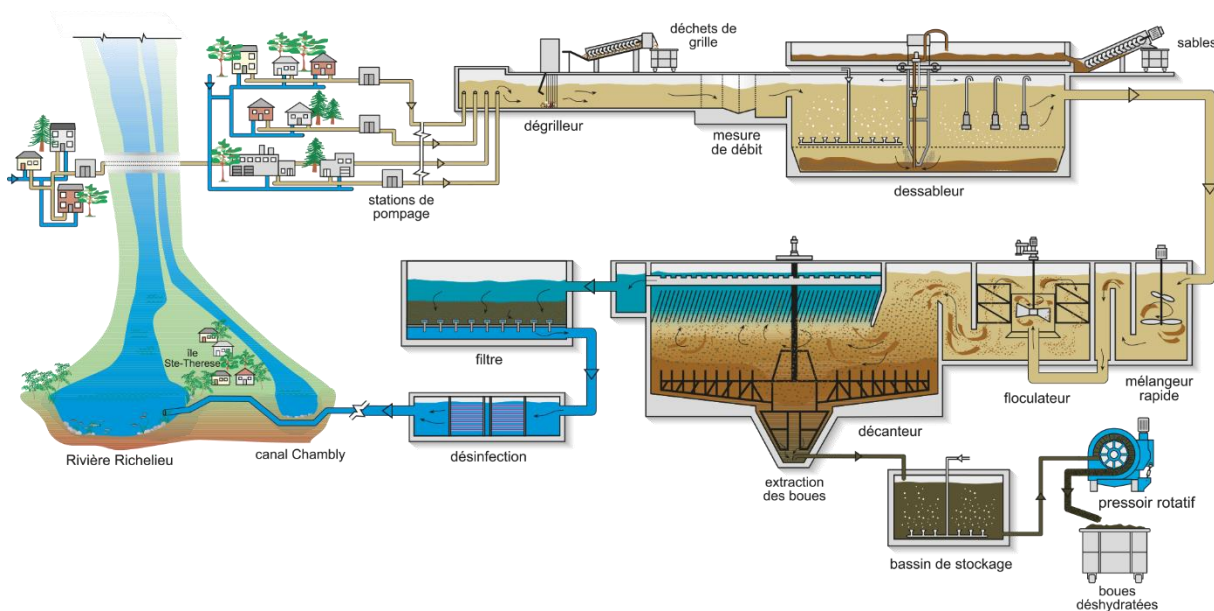


Figure III. 1: La chaîne de traitement des eaux usées.

III.2 Le prétraitement

Le prétraitement des eaux usées est une étape cruciale avant leur traitement principal. Il permet d'éliminer les déchets solides grossiers et les matières en suspension qui pourraient endommager les équipements ou perturber les processus de traitement en aval. Voici les principales opérations de prétraitement des eaux usées :

III.2.1. Le dégrillage

Le processus de dégrillage est une étape courante dans le traitement des eaux usées. Le dégrillage consiste à faire passer les eaux usées à travers des grilles pour retenir les déchets volumineux tels que les briques, le bois, les chiffons, etc. Ces grilles ont des barreaux espacés d'une certaine distance, généralement mesurée en centimètres, et les fragments de dimensions supérieures à cet écartement sont ainsi retenus et retirés de l'eau. Cette étape préliminaire est essentielle pour protéger les équipements de traitement ultérieurs et assurer un traitement efficace des eaux usées. [4]

❖ Caractéristiques générales d'une installation de dégrillage

a) Forme et position de la grille

Effectivement, les grilles utilisées dans le processus de dégrillage peuvent avoir différentes formes et positions en fonction des besoins spécifiques du système de traitement des eaux usées. Voici quelques exemples :

1. Grilles droites : ces grilles sont généralement constituées de barreaux parallèles placés horizontalement. Elles peuvent être installées verticalement le long du chemin de l'écoulement des eaux usées ou inclinées par rapport au plan horizontal.

2. Grilles courbées : les grilles courbées présentent une surface incurvée. Elles sont conçues pour mieux retenir les débris.

Le choix entre une grille droite ou courbée ainsi que sa position verticale ou inclinée dépendra de facteurs tels que le débit des eaux usées, la taille et la nature des débris à retenir, ainsi que les contraintes d'espace et de conception du système de traitement des eaux usées.

b) Espacement des barreaux

Effectivement, l'espacement entre les barreaux dans les grilles de dégrillage détermine la taille des déchets qui peuvent être retenus et éliminés. En fonction de cette taille

❖ Les différents types de grilles :

a) Grilles manuelles

b) Grilles mécaniques

III.2.2. Le tamisage

Tamisage : Cette opération utilise des tamis pour retenir les particules solides fines en suspension dans l'eau.

Trois principales fonctions du tamisage peuvent être mentionnées :

- ✓ La collecte de déchets utilisables avant de les traiter ou de les rejeter dans le réseau.
- ✓ La préservation des canalisations ou des pompes.
- ✓ La réduction des dangers liés aux dépôts et aux fermentations.[7]

III.2.3. Le dessablage

Cette étape permet d'éliminer les particules denses comme le sable, qui pourraient s'accumuler dans les canalisations et les bassins, pour prévenir leur accumulation future, qui peut amener il sera compliqué de désobstruer les canalisations en cas de bouchage.

Les particules minérales de diamètre supérieur à 0,2 mm et de masse spécifique de l'ordre ($d=2,65 \text{ g/cm}^3$) sont soumises au dessablage.

La vitesse de sédimentation de ces particules est fonction de :

- ✓ Leur composition, leur taille et la viscosité du liquide dans lequel elles sont présentes.
- ✓ Dessablage est une méthode qui implique la circulation de l'eau dans une chambre de tranquillisation. avec vitesse de sédimentation, pour fluide à vitesse horizontale de 0,30 m./s ,quel que soit le débit. La réalisation de cette condition est complexe en raison des fluctuations du débit.

III.2.4. Dégraissage-déshuilage

Déshuilage : Il s'agit d'éliminer les huiles et graisses présentes dans les eaux usées, souvent issues des activités industrielles ou domestiques. Cela se fait par flottation à l'air ou par séparation gravitaire. Son design est adapté aux débits de 20 à 30 L/s. Avec des temps de séjour (3 à 5 min), il offre des rendements de 80 à 90%.

Généralement dans les stations d'épurations les ouvrages (dessableur-dégraisseur) sont combinés.

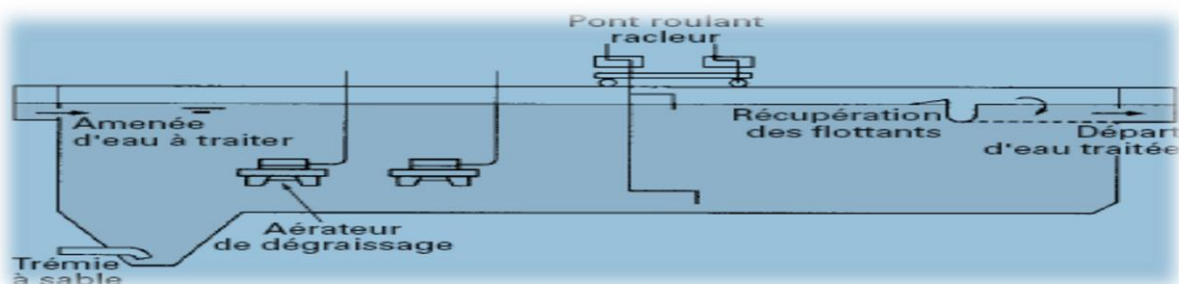


Figure III. 2: Dessablage, déshuilage et dégraissage dans un seul ouvrage.

III.2.5. Flottation

Cette méthode utilise des eaux préalablement flocées. La surface du bassin sera maintenue en floccs grâce à des bulles d'air (ou de gaz) provenant d'une eau pressurisée et détendue.

Lorsque la densité de l'ensemble particule-bulle est inférieur à celle de l'eau, il se déplace vers la surface du bassin de stockage, puis est éliminé par raclage automatique.

III.2.6. Égalisation/homogénéisation

L'égalisation consiste à stocker temporairement les eaux usées dans un réservoir pour contrôler le débit et la charge polluante entrant dans le système de traitement, ce qui réduit les variations et augmente l'efficacité du traitement ultérieur.

L'homogénéisation, quant à elle, vise à obtenir une qualité d'eau usée constante en termes de charge polluante en mélangeant des eaux usées provenant de différentes sources ou à différents moments de la journée.

Ces prétraitements visent à préparer les eaux usées pour les étapes suivantes de traitement biologique ou physico-chimique, en éliminant au maximum les matières pouvant nuire à l'efficacité de ces processus.

III.3 Traitement primaire

Le traitement « primaire » implique l'utilisation de méthodes physiques naturelles, éventuellement accompagnées de méthodes physicochimiques, comme la coagulation-floculation. Cela consiste simplement en une décantation qui permet de retirer la plupart des substances en suspension. Ces substances sont responsables du problème des eaux usées. Les bassins de décantation sont utilisés pour effectuer cette opération, dont la taille varie en fonction du type d'installation et du volume d'eau à traiter.

En règle générale, ces traitements sont employés dans les stations d'épuration de grande capacité ou dans celles qui sont confrontées à de fortes fluctuations de charge tout au long de l'année (zones touristiques).

III.3.1. Décantation

La performance des décanteurs primaires varie principalement en fonction de la vitesse ascendante nécessaire. Pour les effluents urbains domestiques, la vitesse maximale ascendante recommandée est généralement de 1,5 m/h

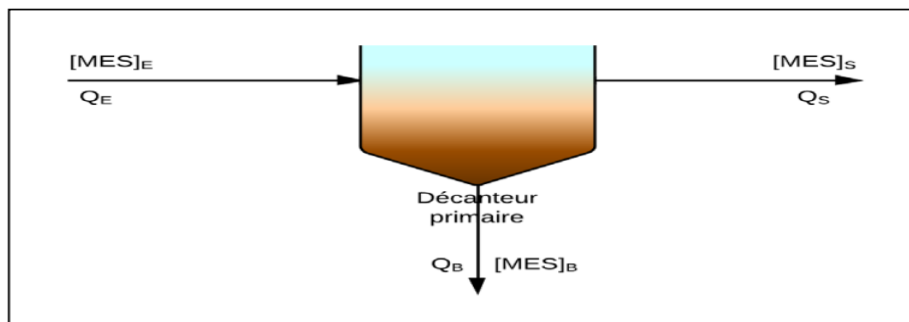


Figure III. 3:Schéma d'un décanteur primaire.

Types de décanteurs primaires :

Le processus de traitement primaire se déroule dans un décanteur primaire. Il y a différents types :

(Décanteur cylindro-conique, Décanteur circulaire avec raclage de boues, Décanteur rectangulaire avec raclage de boues, Décanteur lamellaire.)

- a) Les décanteurs statiques sans raclage
- b) Les décanteurs statiques à raclage mécanique des boues :
 - 1. Décanteurs circulaires
 - 2. Décanteurs longitudinaux rectangulaires

Deux catégories de décanteurs rectangulaires avec raclage sont disponibles : à pont racleur ou à chaînes.

III.3.2. Coagulation-floculation

L'utilisation judicieuse de coagulants-floculants, combinée à ces procédés de séparation physique, permet d'éliminer efficacement les MES, les colloïdes et les particules en suspension de l'eau avant le traitement biologique final.

La coagulation consiste à ajouter des réactifs chimiques coagulants qui déstabilisent les charges électriques à la surface des particules colloïdales et des MES. Cela permet de neutraliser leurs forces de répulsion et de les faire s'agglomérer en particules plus grosses.

La floculation est l'étape qui suit, où un lent brassage mécanique favorise la collision entre les particules déstabilisées pour former des agrégats encore plus gros, appelés floccs. Ces floccs deviennent alors suffisamment lourds pour pouvoir être séparés de l'eau par décantation ou flottation.

III.4 Traitement secondaire (traitement biologique)

Le traitement biologique des eaux usées implique l'utilisation de micro-organismes tels que les bactéries, les algues, les champignons et les protozoaires pour dégrader les polluants organiques. Il vise également à éliminer les éléments polluants solubles ou colloïdaux qui n'ont pas été retenus par les prétraitements physico-chimiques. Ce processus se produit naturellement dans les milieux aquatiques bien oxygénés grâce à l'autoépuration. Les techniques d'épuration biologique reproduisent ces phénomènes en exploitant l'activité des bactéries, que ce soit de manière aérobie ou anaérobie.

La dégradation biologique se décompose en deux phases :

D'abord, il y a une adsorption rapide des matières organiques sur les membranes des bactéries, suivie par leur oxydation lente en dioxyde de carbone, en eau. Les principaux facteurs qui influencent la vitesse de dégradation biologique incluent la quantité d'oxygène disponible, la masse de micro-

organismes, la température et la nature des substances à traiter, certaines se dégradant plus rapidement que d'autres.

III.4.1. Classification des procédés d'épuration biologique

Deux catégories principales de procédés biologiques existent :

- ✓ Les procédés extensifs ou naturels
- ✓ Les procédés intensifs ou artificiels

III.4.1.1. Les procédés extensifs ou naturels

Les techniques extensives d'épuration sont des méthodes écologiques qui reproduisent les processus naturels d'autoépuration.

Elles sont utilisées pour protéger les écosystèmes naturels et sont particulièrement adaptées aux collectivités rurales et aux zones d'habitat dispersé, car elles nécessitent de grandes surfaces. Contrairement aux méthodes intensives, les techniques extensives ne comportent pas de recyclage de liqueur bactérienne, sauf dans certains cas où une recirculation d'un complexe algo-bactérien est utilisée. Il existe deux types de techniques extensives: les techniques à culture libre, comme le lagunage, et les techniques à culture fixée, comme l'épuration par le sol. Ces procédés reposent sur des phénomènes d'autoépuration naturelle complexes qui dépendent des conditions climatiques et dont les équilibres ne sont pas toujours faciles à maîtriser. En somme, les techniques extensives d'épuration sont des solutions durables et respectueuses de l'environnement pour traiter les eaux usées dans les zones rurales.

- ❖ **L'épandage**
- ❖ **Le lagunage naturel**
- ❖ **Le lagunage anaérobie**
- ❖ **Le lagunage aéré**

III.4.1.2. Les procédés intensifs ou artificiels

Dans les grandes agglomérations, le traitement des eaux usées fait appel à des techniques intensives visant à reproduire et accélérer sur de petites surfaces les processus naturels d'épuration.

Les trois principales filières biologiques intensives utilisées sont les fameuses boues activées, les disques biologiques et les lits bactériens. Elles exploitent les caractéristiques des bactéries aérobies, qu'elles soient libres dans des bassins équipés d'aérateurs ou fixées sur des supports. Elles sont associées à des méthodes physico-chimiques telles que la décantation, la filtration, la flottation, la coagulation et la floculation.

❖ Disques biologiques

Les disques biologiques sont une méthode d'épuration des eaux usées qui repose sur le développement d'un film biologique épurateur à la surface d'une batterie de disques en plastique semi-immersés dans l'eau à traiter. Ces disques sont fixés sur un axe en rotation lente, permettant ainsi au biofilm fixé d'être alternativement en contact avec l'oxygène de l'air et la pollution à dégrader.

Avant d'entrer en contact avec les disques, l'effluent est préalablement décanté afin d'éviter tout colmatage des matériaux supports. Au cours de la rotation des disques, les bactéries présentes dans le film biologique prélèvent l'oxygène nécessaire à leur respiration lors de leur émergence et absorbent la pollution dissoute dont elles se nourrissent lors de leur immersion.

Lorsque le film biologique dépasse une épaisseur de quelques millimètres, il se détache et est entraîné vers un décanteur final où il est séparé de l'eau épurée. Les boues ainsi piégées sont renvoyées par pompage périodique vers l'ouvrage de tête pour y être stockées et digérées.

Cette méthode d'épuration, qui repose sur le principe des cultures fixes, est une solution efficace pour le traitement des eaux usées, permettant ainsi de préserver notre environnement et notre santé .[8]

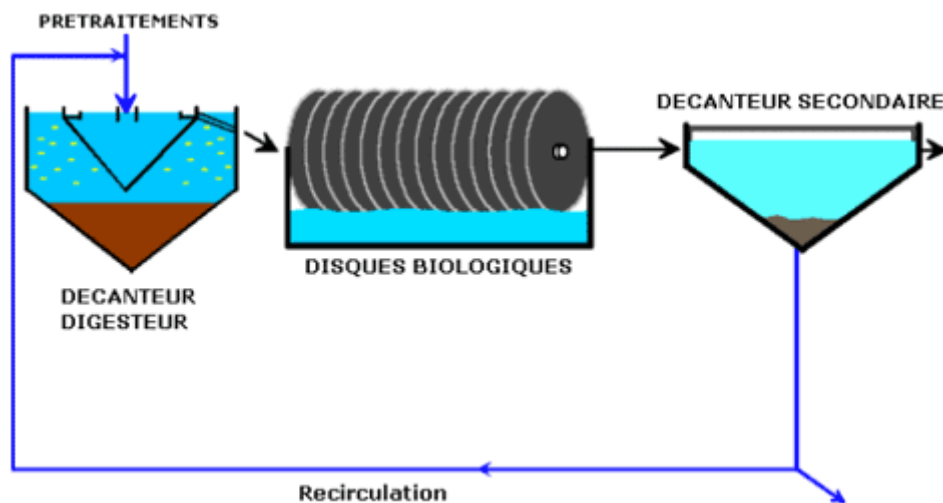


Figure III. 4: principe de fonctionnement d'une station à disque biologique

❖ Boues activées (Les cultures libres)

Les boues activées représentent une méthode de traitement des eaux usées, constituée de bactéries aérobies qui dégradent la matière organique. Le système consiste à aérer un bassin d'effluent à traiter qui est agité. Les bactéries se développent sous la forme de floccs qui décantent pour constituer une boue active.

Il permet d'élever la concentration de biomasse active au-dessus de celle des lagunes aérées conventionnelles en recirculant les boues du décanteur à l'aérateur . Ce qui diminuera le volume à traiter.

La recirculation des boues augmente également le temps de séjour des micro-organismes épurateurs dans le système par rapport au temps de séjour de l'eau à traiter. Elle permet ainsi une meilleure maîtrise des performances épuratoires, en nitrification et en oxydation, de la pollution carbonée. La boue activée constitue alors un moyen très répandu et performant d'assainissement biologique pour le traitement des eaux résiduaires urbaines.[9]

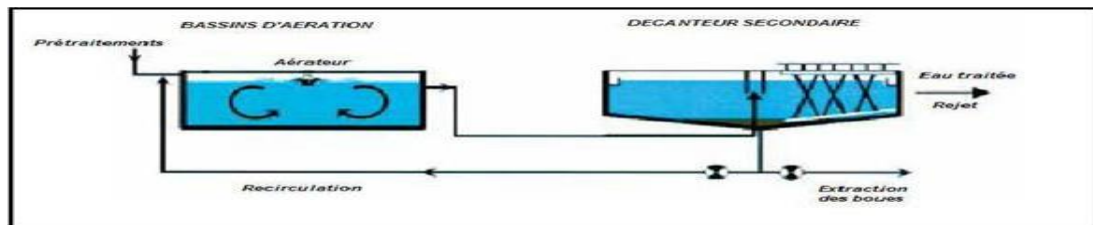


Figure III. 5: Synoptique d'une station à boue activée

❖ Lits bactériens

Les lits bactériens sont des installations épuratoires couramment utilisées pour le traitement des eaux usées. Ils consistent en un massif filtrant composé de matériaux poreux, naturels ou synthétiques, qui supportent un biofilm actif de micro-organismes épurateurs comme les bactéries et les champignons. Les eaux usées décantées ruissellent à la surface du lit, où elles entrent en contact avec la pellicule biologique qui absorbe et métabolise la pollution organique résiduelle. L'oxygène nécessaire à l'activité aérobie des micro-organismes est fourni par circulation d'air naturelle ou ventilation forcée. Ces systèmes, pouvant atteindre jusqu'à 5 mètres de hauteur, sont compacts et efficaces, offrant une solution économique pour l'épuration des rejets urbains et industriels.[9]

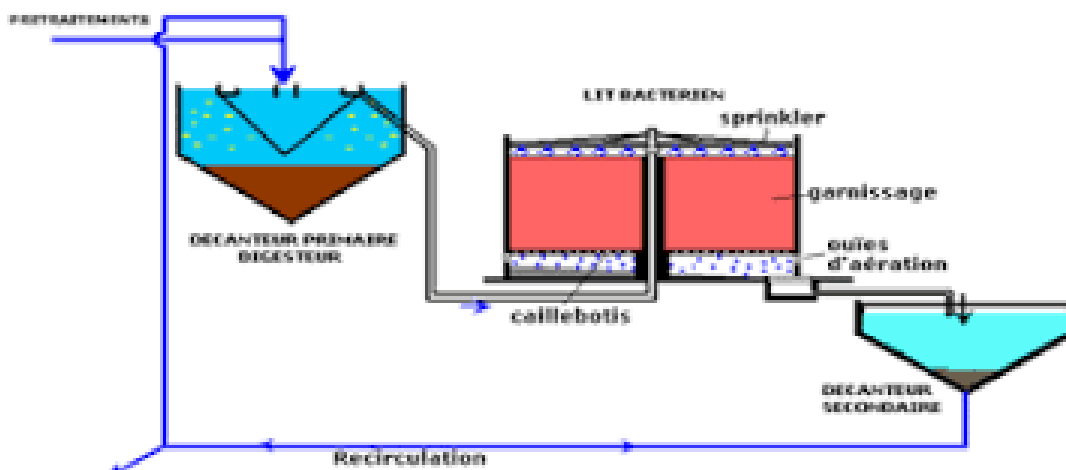


Figure III. 6: Synoptique d'une station d'épuration comportant un lit bactérien

III.5 Décantation secondaire (clarificateur) :

La séparation des boues activées et de l'eau épurée, appelée clarification ou décantation secondaire, est une étape cruciale du traitement des eaux usées. Elle permet de séparer le floc bactérien de la

liqueur interstitielle restante. Un décanteur ou clarificateur est utilisé en aval du bassin de traitement biologique pour concentrer les boues par sédimentation et évacuer un effluent limpide. La décantabilité des boues est évaluée par l'indice de MOHLMAN, influencée par divers facteurs tels que les rejets industriels, la teneur en oxygène, les variations de charge, le mode d'aération et la température. Une bonne décantation est essentielle pour des performances épuratoires satisfaisantes, tandis qu'une mauvaise séparation nécessite un traitement supplémentaire.

III.6 Traitement tertiaire

Le traitement tertiaire des eaux usées est une étape avancée qui vise à éliminer les contaminants résiduels après les traitements primaire et secondaire. Cette étape est cruciale pour améliorer la qualité de l'eau et la rendre apte à des usages spécifiques, tels que la réutilisation pour l'irrigation, l'industrie ou même la consommation humaine. Voici un aperçu des principales méthodes de traitement tertiaire :

1. La désinfection
2. La précipitation chimique
3. La filtration (avancée, à membranes ,à charbon actif ,à disques, à rayons ultraviolets)

III.7 Traitement des boues

Le traitement des eaux usées urbaines et industrielles génère des boues, issues de particules solides et polluantes non retenues lors des étapes de prétraitement et d'épuration. On distingue deux types de boues : primaire (décantation) et secondaire (biologique). Ces boues, riches en germes pathogènes et dégageant des odeurs nauséabondes, contiennent des éléments fertilisants comme le phosphore et l'azote. Pour éviter les nuisances et préparer leur valorisation, elles subissent des traitements de stabilisation, déshydratation et inertage. Une fois traitées, elles peuvent être valorisées par épandage agricole ou compostage.

En règle générale, la filière de traitement des boues englobe :

III.7.1. Epaissement :

Les installations d'épuration utilisent divers procédés d'épaissement pour réduire le volume des boues en extrayant de l'eau, augmentant ainsi la concentration en matières sèches. Ces techniques, simples et peu énergivores, sont idéales pour les petites collectivités. Les eaux extraites doivent être recyclées en tête de station pour être retraitées dans le processus global d'épuration.

On distingue Différentes méthodes de procédés d'épaissement des boues :

- ✓ Épaissement statique : par décantation ou sédimentation

- ✓ Épaississement dynamique : par flottation ou Centrifugation.[11]

III.7.2. Stabilisation et hygiénisation :

L'objectif de la stabilisation des boues est de réduire au maximum l'activité biologique de dégradation, notamment la fermentation. Cela entraîne une diminution significative des désagréments olfactifs, des émissions de méthane, des risques de lixiviation, des populations bactériennes et de la réduction de DBO₅.

La digestion anaérobie des boues favorise la diminution de leur volume et la stabilisation de la matière organique, ce qui aide à réduire les odeurs désagréables. En outre, cette méthode permet la génération d'énergie exploitable sous forme de biogaz.

III.7.3. Conditionnement des boues

Après avoir été épaissies, les boues restent très riches en eau, ce qui rend difficile la diminution de leur volume. Elles ont une relation étroite avec la masse colloïdale, qui est hydrophile. Ainsi, il est primordial de les préparer pour les rendre plus faciles à utiliser dans les différents équipements

III.7.4. Déshydratation et conditionnement

Les méthodes de déshydratation ont pour objectif de donner à la boue une consistance plus ou moins solide, en fonction des besoins de sa destination finale. On utilise différents types de filtres pour cela, comme filtres presses, filtre à plateaux, filtre à bande, presse à vis, centrifugeuse.

La déshydratation offre de nombreux bénéfices : elle simplifie le stockage et donc réduit le coût du transport, elle améliore la stabilité et facilite son utilisation en agriculture.[12]

III.7.5. Séchage des boues

le séchage des boues, étape clé du traitement des eaux usées après l'épaississement, vise à réduire leur teneur en eau pour les rendre plus solides et faciles à manipuler. Différentes techniques, comme les lits de séchage, les serres solaires et les séchoirs thermiques, permettent d'atteindre une siccité de 70 à 80 %, réduisant ainsi le volume et facilitant la gestion des boues pour l'élimination ou la valorisation.. [13]

Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'explorer en détail la filière complète d'épuration des eaux usées. Nous avons pu passer en revue les différents procédés disponibles, et comprendre leur enchaînement logique au sein du traitement.

Une attention particulière a été portée sur les procédés biologiques à boues activées, qui feront l'objet d'une modélisation et simulation approfondies.

Maintenant que nous comprenons les rouages d'une station d'épuration, la prochaine étape cruciale est de pouvoir dimensionner correctement ses différents ouvrages et procédés. Le chapitre suivant abordera donc les paramètres et méthodes de calcul à prendre en compte pour le dimensionnement d'une STEP, élément essentiel pour assurer son fonctionnement et ses performances épuratoires optimales.

Chapitre IV

Dimensionnement de la station d'épuration

Introduction

Dans les projets de conception de stations d'épuration, l'une des étapes cruciales est l'évaluation précise des débits et des caractéristiques des eaux usées à traiter. Ces paramètres sont des facteurs fondamentaux qui détermineront la taille et la capacité de la future station d'épuration.

Grâce au calcul de ces données essentielles de la commune de Bordj Bou Naama, nous pouvons désormais entamer l'étape cruciale du dimensionnement de la station d'épuration. Ce processus consiste à déterminer les dimensions optimales de chaque composante, depuis les ouvrages d'entrée jusqu'aux bassins de traitement, en passant par les équipements de déshydratation des boues.

Une approche méthodique, s'appuyant sur des calculs rigoureux et les normes en vigueur, permettra d'assurer une station d'épuration performante, capable de répondre aux besoins actuels et futurs de la commune en matière d'assainissement des eaux usées.

IV.1. Calcul des débits

IV.1.1. Besoins en eaux domestiques

IV.1.2. Evaluation de la population

Pour évaluer la capacité de la station d'épuration, il est essentiel d'évaluer la population dans différents horizons de la commune de BORDJ BOUNAAMA, en se basant sur les statistiques de fin 2008, avec un taux d'accroissement estimé à 2,5 %. (Source (ONS-DPAT)).

Pour l'évaluation des populations on utilise la relation suivante :

Où :

$$P_h = P_0(1 + \alpha)^n$$

- ✓ P_h : population projetée à l'an 2054.
- ✓ P_0 : population de référence (2008), $P_0 = 13522$ hab.
- ✓ Γ : Taux d'accroissement pris égal 2.5 %.
- ✓ n : période de saturation du projet.

Tableau IV. 1: Estimation de la population pour les différents horizons

Année	2008	2024	2054
Population	13522	20074	42107

IV.1.3. Consommation en eau potable

Les Dotations moyennes en eau potable liées aux ressources en eau potable actuelles et futures seront de 150 l/j/hab. Ainsi la consommation des différents équipements qui nous donne les besoins en eau potable est donnée par formule suivante :

$$Q_{pop} = \frac{(P_h \times D)}{1000}$$

D : Dotation moyenne

Tableau IV. 2:Récapitulatif des besoins en eau potable.

Années	2024	2054
Q _{pop} (m3/j)	3011.2	6316.1

IV.2. besoins des équipements

Equipement éducatif

Type	Nbr	Nbr d'élèves	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m3/j)
Enseignement primaire	05	792	20	15.84
Enseignement moyen	03	2038	20	40.76
Enseignement secondaire	02	1076	20	21.52

Equipements sanitaires

Type	Nbr	Nbr de patient	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m3/j)
Hôpital	01	200	25	5

Equipements socio-culturelles et culturels et sportifs

Structure	Nbre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m3/j)
Mosquée	02	Pratiquant	500	15	7.5
Complexe sportif	01	Sportif	100	10	1
Stade communal	01	Sportif	70	10	0.7
Un Auberge de jeunes	01	Visitant	70	5	0.35
Centre culturel	01	Fidèles	80	5	0.4
Bibliothèque communale	01	Fidèles	100	5	0.5

Les équipements de services

Structure	Nbre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m3/j)
03 Stations de services	01	Employé	150	15	2.25
Marché	01	Employé	FFT	/	0.5
Commerces divers	01	Employé	FFT	/	0.5
Crèche	01	Enfant	50	10	0.5

Equipements de formation

Structure	Nbre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m3/j)
CFPA	01	Elèves	250	20	5

Les équipements administratifs

Structure	Nbre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m3/j)
Siège de Daira	01	Employé	150	15	2.25
Siège d'APC	01	Employé	200	15	3
Siège Sonelgaz	01	Employé	80	15	1.2
Unité de protection civile	01	Employé	120	15	1.8
Siège de finances	01	Employé	25	15	0.375
Siège d'Algérie poste	01	Employé	20	15	0.3
Service technique de Daira	01	Employé	30	15	0.45
Siège de l'hydraulique	01	Employé	20	15	0.3
Un tribunal	01	Employé	35	15	0.525
Siège STP	01	Employé	20	15	0.3
CNAS	01	Employé	25	15	0.375
Banque BDL	01	Employé	30	15	0.45

Les équipements édilitaires

Structure	Nbre	Unité	Quantité	Dotation (l/j/unité)	Besoins (m3/j)
Gendarmerie nationale	01	Employé	300	20	6
Sûreté daïra	01	Employé	200	20	4

Les besoins en eau des équipements $B_{\text{équipement}} = 125m^3/j$

Tableau IV. 3.:Récapitulatif des besoins en eau potable

Années	Domestique.	Equipement	Q total
Q _{aep} (m ³ /j)	6316.1	125	6261.1

IV.2. L'horizon de l'étude (l'année 2054)

IV.2.1. Débit moyen journalier

Afin de déterminer les besoins réels en eau potable, il est nécessaire de prendre en compte deux facteurs importants : les fuites présentes dans le réseau de distribution et le gaspillage d'eau par les usagers.

Pour pallier à cet inconvénient nous adoptons une majoration de 15 %.

$$Q_{moy}^j = 1,15 \times Q_{aep}$$

$$= 1,15 \times (6316.1 + 125) = 7407.31 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le coefficient de rejet = 0.8

$$Q_{usée}^j = 0,8 \times 7407.31 = 5925.84 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.2.2. Débit moyen horaire

$$Q_{moy}^h = \frac{Q_{moy}^j}{24} = \frac{5925.84}{24} = 246.91 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q_{moy}^h : Débit moyen horaire (m³/h).

IV.2.3. Débit moyen horaire diurne

V. La période de diurne sera égale à 18 heures.

$$Q_{moy}^d = \frac{Q_{moy}^j}{18} = \frac{5925.84}{18} = 329.21 \text{ m}^3/\text{s}$$

Q_{moy}^d : Débit moyen horaire diurne (m³/h).

IV.2.4. Débit de pointe par temps sec

Il s'agit du débit correspondant au moment de la journée où la demande en eau potable est la plus élevée.

$$Q_{pts} = K_p \times Q_{moy}^j (\text{m}^3/\text{j})$$

Avec:

Q_{pts}: débit de point par temps sec.

K_p : coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen

Q_{rej} : débit moyen journalier des eaux usées rejetées (m^3/j).

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy j}^j}} \quad \text{si } Q_{moy j}^j > 2,8 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy j}^j < 2,8 \text{ l/s}$$

$$Q_{moy j}^j = 68.59 \text{ l/s} \quad \text{donc si } Q_{moy j}^j > 2,8 \text{ l/s}$$

Alors

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{68.59}} = 1.8$$

Donc $K_p =$

D'où

$$Q_{pts} = K_p \times Q_{moy}^j = 5925.84 \times 1.8 = 10677.61 m^3/s$$

IV.2.5. Débit de pointe par temps pluvial :

$$Q_{ptp} = \alpha \times Q_{pts}$$

α : Le coefficient de pointe en période de pluie est compris entre 3 et 4 on prend ($\alpha = 3$).

Q_{pts} : Débit moyen par temps sec (m^3/h).

Q_{ptp} : Débit de pointe par temps de pluie (m^3/h).

$$Q_{ptp} = 1337.7 m^3/h$$

V.2.1. Estimation de la charge polluante

On va calculer ces charges polluantes à l'aide de la relation suivante :

$$L \text{ (Kg/j)} = C \text{ (polluant)} \times Q_{moy.j}$$

L : Charge polluante en (Kg/j)

C (polluant) : la concentration moyenne de polluant en Kg/m^3 selon les analyses des eaux usées.

Exemple : calcul de charge polluante de DBO5

$$L \text{ (DBO5)} = C \text{ (DBO5)} \times Q_{moy.j} = 413,75 \times 10^{-3} \times 9473,4928 = 3919,657646 \text{ Kg/j}$$

Tableau IV. 4: Quantité des charges polluantes

Horizon (2054)	Concentration en (mg/l)	Q_{moy}^j (m ³ /j)	Charge polluantes (Kg/j)	Valeurs limites
MES	298	7407.31	2207.37	35
DCO	375		2777.73	120
DBO ₅	190		1407.38	35
N	68		503.69	30

Remarque :

D'après les analyses effectuées sur les eaux usées de la commune, les valeurs mesurées de DBO₅ et DCO s'avèrent trop faibles pour servir de base au dimensionnement de la future station d'épuration à l'horizon 2054.

La biodégradabilité

La biodégradabilité des eaux usées fait référence à la capacité des composés organiques présents dans ces eaux à être décomposés par des micro-organismes en éléments plus simples et non polluants.

$$\frac{DCO}{DBO} = \frac{375}{190} = 1.97$$

$K < 2$: effluent facilement biodégradable.

Par la suite le dimensionnement de la station sera basé sur des valeurs théoriques de la charge polluante

V.3. Le prétraitement

IV.3.1. Le dégrillage

IV.3.1.1. La largeur des grilles

La largeur de la grille est calculée par l'expression suivante :

$$B = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{max}(1 - \beta)\sigma} (m)$$

Avec :

- B : largeur de la grille
- h_{max} : hauteur maximale admissible sur une grille.
- β : fraction de la surface occupée par les grilles.

$$\beta = \frac{d}{d + e}$$

On a pour :

Les grilles grossières : $d = 2\text{cm}$, $e = 5 \text{ à } 10\text{cm}$.

Les grilles fines : $d = 1\text{cm}$, $e = 0,3$ à 1cm .

Tel que :

- d : épaisseur des barreaux (cm)
- e : espacement des barreaux.

$$S = \frac{Q_p}{V}$$

- S : surface de passage de l'effluent
- Q_p : Débit de pointe (m^3/s).
- V : Vitesse de passage à travers la grille (m/s).
 $V = (0.6 \div 1.40) \text{ m/s}$ au débit de pointe.

σ : Coefficient de colmatage des grilles

$\sigma = 0,5$ pour un dégrillage automatique.

$\sigma = 0,25$ pour un dégrillage manuel.

En remplaçant la surface par sa formule l'expression devient comme suit :

$$B = \frac{Q_p \cdot \sin \alpha}{V \cdot h_{max} (1 - \beta) \sigma}$$

Le dégrillage grossier :

On a : $Q_p = 444.9 \text{ m}^3/\text{h}$

On prend $\alpha = 60^\circ$

$V = 1 \text{ m}^3/\text{s}$

$h_{max} = 0,8$

$\sigma = 0,5$ pour un dégrillage automatique.

Les grilles grossières : $d = 2\text{cm}$ $e = 5\text{cm}$ donc $\beta = 0.29$

on obtient :

$$B = \frac{0.37 \times \sin 60^\circ}{1 \times 0.8 \times (1 - 0.29) \times 0.5} = 1.12$$

on prend $B = 1.5 \text{ m}$

le dégrillage fin

Pour le dégrillage fin, on prend : $d = 1\text{cm}$, $e = 0,6\text{cm}$ ce qui donne $\beta = 0.625$

$$B = \frac{0.37 \times \sin 60^\circ}{1 \times 0.8 \times (1 - 0.625) \times 0.5} = 2.14$$

On prend $B = 2.5\text{ m}$

- Le calcul de la longueur de la grille :

$$\text{on a : } \sin \alpha = \frac{H}{L}$$

$$L = \frac{H}{\sin \alpha} = 0.92\text{m} \quad \text{On prendre } L = 1\text{m}$$

IV.3.1.2. Calcul des pertes de charge

Pour le calcul du dégrilleur Krischmer a établi une formule donnant la perte de charge dans une grille en fonction du coefficient de forme des barreaux et l'angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal.

L'expression des pertes de charges est donnée comme suit :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e} \right)^{\frac{4}{3}} \frac{V^2}{2g} \sin \alpha$$

avec:

ΔH : perte de charge(m).

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux.

d : espacement entre les barreaux (cm).

g : accélération de la pesanteur (m/s^2).

α : angle d'inclinaison de la grille.

e : épaisseur des barreaux.

La grille grossière :

On a : $\beta = 1.79$ (Barreaux de section circulaire) $d = 2\text{cm}$, $e = 5\text{cm}$, $\alpha = 60^\circ$, $V = 1\text{m/s}$

la grille fine :

On a : $\beta = 1.79$ (barreaux de section circulaire) $d = 1\text{cm}$, $e = 0,5\text{cm}$, $\alpha = 60^\circ$, $V = 1\text{m/s}$

Tableau IV. 5: résultats du dimensionnement des grilles

Dégrilleur	Horizon 2054	
	Grille grossière	Grille fine

La largeur B (m)	1.5	2.5
La perte charge ΔH (cm)	4.26	5.544
La longueur L (m)	1	1
Surface m ²	1.5	2.5

IV.3.1.3. Calcul nombre des barreaux :

$$N = \frac{B - e}{e + d}$$

Résultats de calcul de nombre des barreaux pour un dégrilleur grossier et un dégrilleur fin :

Dégrilleur grossier	Dégrilleur fin
$N = \frac{B - e}{e + d} = 16$ barreaux	$N = \frac{B - e}{e + d} = 134$ barreaux

IV.3.2. dessableur -déshuileur

Pour notre station, on a choisi dessableur-déshuileur airé dont le déshuilage est couplé à un dessablage car c'est le mieux adapté pour notre cas, puisque on a des eaux usées urbaine d'origine domestique en grande partie.

L'insufflation de l'air permet la remontée des huiles en surface et seront éliminés par raclage, et les sables par sédimentation.

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifié :

$$\frac{L}{H} \leq \frac{V_e}{V_s}$$

Où :

V_H : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement).

V_s : vitesse de sédimentation.

L : Longueur de bassin.

H : Profondeur du bassin. H= 1 à 2,5m.

Le dessableur doit être dimensionné en se basant sur le rapport suivant :

$$\frac{L}{H} = 10 \text{ à } 15$$

La vitesse d'écoulement doit être comprise dans l'intervalle $0,2 < V_e \leq 0,5$ (m/s).

La vitesse de sédimentation doit être comprise dans l'intervalle $10 < V_s < 15$ ($m^3/m^2/h$).

Pour le dimensionnement, on prend :

$$V_e = 0,30 \text{ m/s}$$

$$V_s = 15 \text{ m/h} = 0,02 \text{ m/s}$$

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

Horizon 2054

Section horizontale :

$$S_h = \frac{Q_{pts}}{V_s} = \frac{444.9}{20} = 29.66 \text{ m}^2$$

Longueur du déssableur

On prend :

La hauteur $H = 2$ m,

$$\frac{L}{H} = 10 \quad \text{donc } L = 20 \text{ m}$$

Largeur du déssableur :

$$B = \frac{S_h}{L} = \frac{29.66}{20} = 1.48 \text{ m}$$

Volume du bassin :

$$V = S_h \times H$$

$$V = 59.32 \text{ m}^3$$

Le temps de séjour dans le bassin :

$$t_s = \frac{V}{Q_p} = \frac{59.32}{444.9} = 8 \text{ min}$$

✓ Dimensionnement déshuilleur :

Dans notre cas, l'eau usée est d'origine urbaine donc on peut réaliser le dessableur et déshuilleur dans le même ouvrage à condition de prendre le plus grand.

Les données de base pour le calcul de déshuilleur sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 6: données initiale pour calcul de dessableur-deshuileur

Paramètres	Qpts (m ³ /h)	H (m)	Vs (m/h)	Ts (min)
valeur	444,9	4	15	15

Vs : La valeur de Vs est comprise **10 à 15 m/h** pour un débit de pointe en temps de sec ; ts : Le temps de séjour de **8 à 15 minutes** pour le dégraisseur ;

Calcul de volume de bassin :

$$V = Q_{sec} \times T_s = 111.52 \text{ m}^3$$

Calcul de la longueur et largeur :

$$l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = 4m \quad \text{donc} \quad L = 2 \times l = 8m$$

$$V_{deshuileur} = 111.52 \text{ m}^3 > V_{dessableur} = 59.32 \text{ m}^3$$

On prend le volume de déshuileur

Le volume d'air à insuffler dans le dessableur

La quantité d'air à insuffler varie de 1 à 1,5 m³ d'air/ 1 m³ d'eau.

$$Q_{air} = 1,5 \times 444.90 = \mathbf{667m^3 \text{ d'air/h}}$$

IV.3.2.1. Calcul des quantités des matières éliminées par le dessableur

Les MES contiennent 30% des MMS et 70% des MVS. [14]

La charge en MES à l'entrée de dessableur est MES=2207.37Kg/j

Les matières volatiles en suspension MVS contenues dans les MES sont :

$$MVS = 0.7 * 2207.3 = 1548.16 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales contenues dans les MES sont :

$$MMS = 0.3 * 2207.3 = 662.21 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales éliminées :

Un dessableur permet d'éliminer 70% des matières minérales totales $MMS_{\text{éliminé}} = 463.54 \text{ Kg/j}$

Les matières minérales à la sortie de dessableur

$$MMS_{\text{sortie}} = MMS - MMS_{\text{entre}} = 662.21 - 463.54 = 198.66 \text{ Kg/j}$$

Les MES à la sortie de dessableur :

$$MES_{\text{sortie}} = MVS + MMS_{\text{sortie}} = 1545.16 + 198.66 = 1743.82 \text{ Kg/j}$$

IV.3.2.2. les quantités de DCO éliminées par le déssableur

Le déshuileur élimine 80% de la graisse, et la graisse représente 35% de la DCO des eaux usées, donc le dégraisseur élimine 28% de la DCO.

$$DCO_{\text{éliminée}} = 0.28 * 2777.73 = 777.76 \text{ kg/j.}$$

$$DCO_{\text{sortie}} = DCO_{\text{entrée}} - DCO_{\text{éliminée}} = 2777.73 - 777.76 = 1999.972 \text{ kg /j.}$$

V.4. Traitement primaire

V.4.1. Dimensionnement du décanteur

Le calcul du décanteur primaire se fera en fonction de la vitesse de chute limitée des particules et du temps de séjours de l'effluent et la charge d'effluent en pollution. Le temps de séjours est compris entre 1 et 2 heures.

La vitesse limitée est donnée par la relation :

$$V_{\text{lim}} = Q_p / S_h \text{ (m/h)}$$

Où :

- ✓ Q_p : Débit de pointe par temps sec.
- ✓ S_h : Surface horizontale du décanteur.

Pour le décanteur circulaire, la charge hydraulique (vitesse ascensionnelle) est de 1,5 m/h.

Le temps de séjours doit être limité pour des raisons biologiques et économiques, le temps de séjour minimal 1 h 30 min

Le volume du décanteur primaire est donné par la relation :

$$V = Q_p * S$$

$$Q_p = 444.9 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$S_h = \frac{Q_p}{V_{\text{lim}}} = \frac{444.9}{1.5} = 296.6 \text{ m}^2$$

On prend

Volume du décanteur (pour $T_s = 1 \text{ h } 30 \text{ min}$)

$$V = 466.9 \times 1,25 = 666.35 \text{ m}^3$$

On prévoit un décanteur d'un volume de

La hauteur du décanteur

$$H = \frac{V}{S_H} = \frac{666.35}{296.6} = 2.25 \text{ m}$$

On prend

Le diamètre du décanteur

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = \sqrt{\frac{4 \times 666.35}{3.14 \times 2.25}} = 20$$

V.4.2. Calcul de la quantité de boues éliminées

Les charges éliminées par la décantation primaire :

Tableau IV. 7: Bilan de charges polluantes dans l'étape de traitement primaire.

Polluant	Charge entrante (Kg/j)	Pourcentage d'élimination (%)	Charge éliminé (Kg/j)	Charge sortante (Kg/j)
DBO5	190	35	492.58	914.80
DCO	375	35	699.99	1299.98
MES	298	60	331.10	551.84

V.5. Traitement secondaire (traitement biologique)

V.5.1. Bassin biologique

Le dimensionnement du bassin biologique se fait sur la base de Cv et Cm et les autres paramètres intervenant dans le dimensionnement des ouvrages sont le temps de séjour de l'effluent dans le bassin et l'âge des boues qui doit être suffisamment grand pour assurer la stabilisation des boues.

Pour le dimensionnement de la station de BORDJ BOU NAAMA, On a choisi le procédé d'épuration à charge selon la valeur du débit journalier de cette ville est aussi la nature des eaux rejetées.

La station d'épuration de Bordj Bou Naama utilise un traitement à boues activées, avant de commencer le dimensionnement on doit d'abord calculer le taux d'abattement pour définir le choix de procédé et choisir la charge massique et la charge volumique adéquate.

Calcul de taux d'abattement :

$$R = \frac{\text{la concentration de DBO}_{5\text{entrée}} - \text{la concentration de DBO}_{5\text{sortie}}}{\text{la concentration de DBO}_{5\text{entrée}}} \times 100$$

$$R = \frac{190 - 30}{190} \times 100 = 84\%$$

V.5.1.1. Etude de la Variante à moyenne charge

Le type de procédés par boues activées est un procédés à moyenne charge, tel que :

La charge massique : $0,25 < Cm < 0,5$ (Kg DBO₅/Kg MVS.j)

La charge volumique : $0,7 < Cv < 1,5$ (KgDBO₅/m³.j)

On prendre :

$Cm = 0,3$ (Kg DBO₅/Kg MVS.j)

$Cv = 0,7$ (KgDBO₅/m³.j)

V.5.2. Dimensionnement du bassin biologique

La dimension du bassin biologique est cruciale dans une station d'épuration qui utilise un procédé biologique. Il est considéré comme les poumons de la station, c'est pour ça qu'il doit être dimensionné avec précision. Ce bassin peut être circulaire ou rectangulaire

Pour notre cas, on a choisi un bassin qui sera de forme rectangulaire, de longueur L et de largeur B et de hauteur H.

✓ Volume du bassin

$$V = \frac{L_0}{C_v} = \frac{914.80}{0.7} = 1306.86m^3$$

✓ La hauteur du bassin

Elle est prise généralement entre 3 et 5m donc on prend :

H = 4 m et 0,5m pour le débordement

✓ Surface horizontale du bassin

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{1306.86}{4} = 326.71 m$$

✓ La largeur du bassin

On prend L=2B, alors Sh=2B²

$$B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = 12.78 \text{ m}$$

On prend :

- ✓ La longueur du bassin

$$L = 2.B = 25.5\text{m}$$

- ✓ La masse de boues dans le bassin

$$X_a = \frac{L_0}{C_m} = \frac{914.80}{0.3} = 3049.34$$

- ✓ Concentration de boues dans le bassin

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = 2.33$$

- ✓ Calcul du temps de séjour

Pour le débit de pointe par temps sec

$$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{1306.86}{444.9} = 3\text{heures}$$

V.5.2.1. Calcule de charger polluantes

Charge polluante (C_j DBO₅) à l'entrée du bassin $L_0 = \text{Kg/j}$

Concentration de l'effluent en DBO₅ (S_0)

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_{moy}^J} = \frac{914.80}{5925.84} = 154.37 \text{ mg/l}$$

La charge polluante à la sortie : ($S_f = 30\text{mg/l}$)

$$L_f = S_f \times Q_{moy}^J = 177.77 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

La charge polluante éliminée :

$$L_e = L_0 - L_f = 914.80 - 177.77 = 737.02 \text{ Kg DBO}_5/\text{j}$$

Le rendement de l'épuration :

$$\eta_{ep} = (L_0 - L_f)/L_0 = (914.80 - 177.77)/914.80 = 80.56 \%$$

V.5.3. Dimensionnement du bassin d'anoxie

Il est essentiel de mettre en place un bassin d'anoxie en amont du bassin d'aération afin d'améliorer la performance de l'élimination des nutriments. Cela nous permet d'éliminer les nitrates provenant de la nitrification de l'azote dans le bassin d'aération.

a) La masse d'azote journalier à nitrifier:

La masse d'azote est calculé par :

Dimensionnement de la station d'épuration

$$N_{\text{nit}} = NK_{\text{entrée}} - N_{\text{opr}} - N_{\text{osr}} - N_{\text{ass}} - \text{NH}_4 \text{ rejet} \quad [16]$$

$NK_{\text{entrée}}$: masse d'azote Kjeldahl entrant à la STEP (kg/j).

N_{opr} :masse d'azote organique particulaire réfractaire (piégée dans les boues) (kg/j)

N_{osr} : masse d'azote organique soluble réfractaire (rejeté) (kg/j)

N_{as} : masse d'azote assimilée par les bactéries

$\text{NH}_4 \text{ rejet}$: masse d'azote ammoniacal rejetée avec l'eau épurée (kg/j), $[\text{NH}_4 \text{ résiduel}] = 30 \text{ mg/l}$

N_{opr} : masse d'azote organique particulaire réfractaire (piégée dans les boues) (kg/j)

$$N_{\text{opr}} = N_{\text{osr}} = 2\%NK_{\text{entrée}} = 0.02 * 503,69 = 10.07 \text{ kg/j}$$

$$N_{\text{ass}} = 5\% \text{ du flux de DBOs} = 0.05 * 737.02 = 36.85 \text{ kg/j}$$

$$\text{NH}_4 \text{ rejet} = [\text{NH}_4 \text{ résiduel}] Q_e = (30 * 10^{-6} * 10^3) * 7407.31 = 222.219 \text{ kg/j}$$

$$N_{\text{nit}} = 503.69 - 10.07 - (2 * 36.85) - 222.219 = 197.70 \text{ kg/j}$$

b) La masse d'azote journalier à dénitrifier

$$N_{\text{denitrifie}} = N_{\text{produit}} - N'_{\text{rejet}}$$

N_{produit} : masse d'azote nitrique produite (kg/j), avec $N_{\text{produit}} = [\text{NO}_3 \text{ produit}] = [N_{\text{nit}}]$

N'_{rejet} : masse d'azote nitrique rejeter (kg/j)

Avec: $[\text{NO}_3 \text{ résiduel}] = 10 \text{ mg/l}$.

D'où:

$$N_{\text{produit}} = N_{\text{nit}} = 197.7 \text{ kg/j}$$

$$N'_{\text{rejet}} = [\text{NO}_3 \text{ résiduel}] * Q_j = (10 * 10^{-6} * 10^3) * 7407.31 = 74.07 \text{ kg/j}$$

$$N_{\text{denit}} = 197.7 - 74.07 = 123.62 \text{ kg/j}$$

b) Volume de bassin d'anoxie:

$$V_{d'anoxie} = \frac{Nd_{eni} * 1000}{\% \frac{MVS}{MES} \times Cd \times [MES] \times 4.3}$$

Cd : Cinétique de dénitrification Cd=2,6

$$V_{d'anoxie} = 316,2 \text{ m}^3$$

Le volume utile par un bassin:

$$V_u = \frac{V}{N} \Rightarrow V_u = \frac{316.2}{3} = \text{m}^3 \quad V_u = 105,4 \text{m}^3$$

N : nombre des bassins d'aération

Surface horizontale du bassin pour une hauteur de 4m

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{316.2}{4} = 79.05 \text{m}^2$$

La surface utile par bassin

$$S_{hu} = \frac{S_h}{3} = 26.35 \text{m}^2$$

La longueur et largeur du bassin :

$$S_{ba} = L * I = 2 * I^2 \Rightarrow I = \sqrt{\frac{S_{hu}}{2}} = \sqrt{\frac{26.66}{2}} = 3.7 \text{ m}$$

$$L = 21 = 2 * 10.5 = 21 \text{ m}$$

V.5.4. Le bassin d'aération

Le volume du bassin d'aération est donné par la relation suivante :

$$V_{\text{bassin d'aération}} = V_{\text{bassin biologique}} - V_{\text{bassin d'anoxie}} - V_{\text{bassin d'anaérobie}} = 990.66 \text{m}^3$$

La surface horizontale du bassin d'aération :

La hauteur du bassin est prise généralement entre 3 et 5 m, on choisit H = 4m et on

$$S_h = \frac{V_{\text{bassin}}}{H} = \frac{545.76}{4} = 136.44 \text{m}^2$$

$$S_{ba} = L * I = 2 * I^2 \Rightarrow I = \sqrt{\frac{S_{hu}}{2}} = \sqrt{\frac{136.44}{2}} = 8.25 \text{ m}$$

$$L = 21 = 2 * 10.5 = 21 \text{ m}$$

V.5.5. Calcul besoin d'oxygène

En général, les installations d'épuration biologique opèrent en présence d'oxygène, notant toutefois que la vitesse de dégradation dépend de la qualité d'oxygène nécessaire pour la synthèse cellulaire et la respiration endogène, cela permet de réaliser un bon contact entre l'air et l'eau, la vitesse de dissolution de l'oxygène dans l'eau dépend de différentes variables telles que la température, l'altitude, le débit, la concentration de la pollution et la géométrie du bassin.

Les besoins en oxygène sont définis par l'expression suivante :

$$q_{O_2} = a' * L_e + b' * X_t + 4.3N_N - 2.855 * c' * N_{DN}$$

L_e : la charge DBO5 éliminée (Kg/j)

a' : Coefficient de respiration ; c' est la fraction de pollution transformé en énergie de synthèse au cours de l'épuration

b' : Coefficient cinétique de respiration endogène

X_t : masse totale de boues présente dans le bassin d'aération (Kg).

4,3: Taux de conversion de l'azote réduit en azote nitrique.

N_N : Le Flux d'azote à nitrifier en (kg/J) .

2,85: Le taux de conversion de l'azote .

c' : La fraction de oxygène des NO_3 - récupérée par dénitrification (entre 60-70%) .

N_{DN} : Le Flux d'azote à dénitrifier en (kg/J).

Les valeurs conventionnelles de a' et b' sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV. 8: Valeur de a' et b' en fonction de la charge massique

C_m	< 0,1	0,1	0,15	0,2	0,3	0,4	> 0,5
a'	0,66	0,65	0,62	0,6	0,56	0,53	0,5
b'	0,06	0,07	0,075	0,08	0,085	0,09	0,7 à 1,2

On a $C_m = 0,3$ (kg DBO5 /kgMVS/m³.j) donc on prend les valeurs suivantes $a'=0,56$ et $b'=0,085$

La quantité d'oxygène journalière est :

$$q_{O_2} = a' \times L_e + b' \times X_t + 4.3N_N - 2.855 \times c' \times N_{DN}$$

$$Q_{O_2j} = 0.56 * 737.02 + 0.085 * 3049.34 + 4.3 * (197.70) - 2.855 * 0.68 * (123.62)$$

$$q_{O_2} = 1381.59 \text{ Kg } O_2/j$$

La quantité d'oxygène horaire :

$$q_{O_2}/24 = 1381.59/24 = 57.47 \text{ Kg } O_2/h$$

La quantité d'oxygène nécessaire pour un m³ du bassin :

$$q_{O_2}/m^3 = 1328.98 / 1306.86 = 1.06 \text{ Kg } O_2/m^3j$$

La quantité d'oxygène nécessaire dans le cas de pointe :

$$q_{O_2} = a' \times \frac{L_e}{18} + (b' \times X_t + 4.3N_N - 2.855 \times c' \times N_{DN})/24$$

La respiration endogène de la boue restante est la même sur 24 heures.

Td : période diurne en heures (Td=18h)

$$q_{O_2pte} = (0.56 * 737.02 / 18) + (0.085 * 3049.34 + 4.3 * (197.70) - 2.855 * 0.68 * 123.627 / 24)$$

$$q_{O_2pte} = 62.49 \text{ Kg } O_2/h$$

V.5.6. Système d'aération

Les dispositifs souvent utilisés dans le domaine d'épuration sont :

Aérateur par insufflation d'air (à air comprimé) :

L'injection d'air se fait par le fond du bassin pour assurer l'oxygénation et le brassage.

On distingue trois sortes de diffuseurs.

- ❖ Diffuseurs à grosses bulles
- ❖ Diffuseurs à moyennes bulles
- ❖ Diffuseurs à fines bulles

Le système à fines bulles est envisageable surtout pour les grandes installations très soigneusement menées pour diminuer la fréquence de ces opérations.

Aérateurs de surface :

Il existe deux types principaux d'aérateur de surface

- ❖ Les appareils à axe horizontal (brosses) leurs installations s'effectuent dans les chenaux d'oxydation où elles assurent l'entraînement et la circulation du liquide autour du chenal qui est de section rectangulaire ou trapézoïdale, L'apport spécifique Varie de 1,5 à 2,0 Kg O₂/Kwat.h

- ❖ Les appareils à axe Vertical on les subdivise en deux types Turbines lentes avec des Vitesses de 40 à 100 tr/ min et des apports spécifiques brutes de 0,8 à 1,5 Kg O₂/Kwat.h Turbines rapides (750 à 1500 tr/ mn).

Pour la station d'épuration de BORDJ BOUNAAMA on opte pour des turbines à axe vertical à la surface du liquide car elles sont moins chères, flottantes, faciles à entretenir et s'adaptent aux fluctuations des débits.

Calcul de l'aérateur de surface à installer

La quantité totale d'oxygène transférée par unité de puissance dans les conditions standard (N₀) :

On doit tenir compte de :

- ✓ La salinité des eaux
- ✓ La température des eaux
- ✓ La concentration en oxygène dissous à y maintenir
- ✓ La pression

Elle est déterminée par la formule d'HORMANIK.

$$N_0 = 1,98 \times 10^{-3} P_a + 1 (kg/kwh)$$

P_a : Puissance par m² du bassin

$$P_a = (70 \text{ à } 80) w / m^2$$

On prend

$$P_a = 75 w / m^2$$

$$N_0 = 1,98 \cdot 10^{-3} \times 75 + 1 = 1,15 \text{ kg O}_2/\text{kWh}$$

$$N = N_0 \times \left(\frac{(\beta \times C_s - C_L) a^{(T-20)}}{C_s} \right) (Kg O_2/kwh)$$

CL : concentration en oxygène dissout dans la masse liquide à T=25°C

$$CL = (1,5 \div 2) \text{ mg/l, on prend } CL = 1,5 \text{ mg/l.}$$

CS : concentration de saturation en oxygène à la surface dans les conditions standards à 20°C et 760mm de mercure.

$$CS = 8,7 \text{ mg/l pour les aérateurs de surface.}$$

$$C = 1,02 \text{ (coefficient de température)}$$

La concentration en matières dégradables et l'impact des solides dissous sur la saturation en oxygène diffèrent d'une eau usée à l'autre et nécessite une mesure sur le terrain. La relation exprimant cet effet est représentée par :

$$\beta = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})}$$

β est de l'ordre de 0,9.

a' : Coefficient global de transfert de matière de l'eau usée à celui de l'eau pure a' = 0,85 à 0,95.

$$N = 1,15 \times \left(\frac{(0,9 \times 8,7 - 1,5)0,95 \times 1,02^{(25-20)}}{8,7} \right) = 0,88 (\text{KgO}_2/\text{kwh})$$

Calcul de la puissance nécessaire à l'aération « puissance requise pour oxygénation « Wa »

$$W_a = \frac{q(\text{O}_2)\text{pte}}{N} = \frac{62,49}{0,88} = 73,80 \text{ Kw}$$

Calcul de la puissance de brassage et le maintien des solides en suspension dans le bassin

$$W_n = \text{Sh} \times \text{Pa}$$

Où :

Sh : surface horizontale du bassin (m²)

Pa : puissance absorbée par m² du bassin (w/ m²) Avec : Pa = 75W/m²

$$W_n = 75 \times 10^{-3} \times 400 = 30$$

Donc : Le nombre d'aérateurs dans le bassin

$$N = \frac{W_a}{W_n}$$

$$W_n = \text{kw}$$

$$N = \frac{71,30}{30} = 2,38$$

$$N = 3 \text{ aérateurs}$$

Donc : on va projeter 3 aérateurs pour chaque bassin d'aération

Besoin en énergie de l'aérateur :

Dans les conditions normales, l'apport spécifique en énergie des aérateurs est de 1,5 Kg O₂/Kwh.

$$E = q(\text{O}_2) \text{ pte} / 1,5 = 62,49/1,5 = 41,66 \text{ Kw /h}$$

V.5.7. Bilan de boues

Calcul de la quantité des boues en excès :

Tableau IV. 9: valeur de a_m et b en fonction du procédé d'épuration

La quantité de boues en excès est déterminée par la relation suivante :

Paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération prolongé
a_m	0.5	0.53	0.55	0.60
b	0.06	0.055	0.05	0.07

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m L_e - b X_a - X_{eff}$$

Avec :

X_{min} : Boues minérales (MMSsort du traitement primaire)

X_{dur} : Boues difficilement biodégradables (appelées matières dures), elles représentent 0,25 à 0,30 de MVS en épuration à forte charge, où le temps de séjour dans le bassin d'épuration permet une action prolongée de micro-organismes.

- ✓ L_e :Quantité de DBO5 à éliminer (Kg/j)
- ✓ X_a : Masse totale de MVS dans le bassin (Kg)
- ✓ X_{eff} : Fuite des MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

La charge journalière en MES est 1036.4 Kg/j (MESsortie du traitement primaire)

$$X_{min} = 209.26 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,30 \times \text{MVS (MVSsortie du traitement primaire)}$$

$$X_{dur} = 0.30 \times 488.27 = 146.48 \text{ kg/j}$$

$$a_m L_e = 0.53 \times 737.02 = 390.62 \text{ kg/j}$$

$$b X_a = 0.055 \times 3049.34 = 167.71 \text{ Kg/j}$$

$$X_{eff} = 0.03 \times 697.53 = 20.93 \text{ kg/j}$$

Alors :

$$\Delta X = 209.26 + 146.48 + 390.62 - 167.71 - 20.93 = 557.73 \text{ kg/j}$$

Avec :

X_m : Concentration de boues en excès

$$X_m = \frac{1200}{I_m}$$

I_m : L'indice de Mohlman : Indique la bonne décantabilité des boues s'il se trouve dans la fourchette :

(100÷150) cet indice représente le Volume occupé par un gramme de poids sec de boues après décantation d'une demi-heure dans une éprouvette de 1 litre.

On prend : $I_m = 125$

D'où

$$X_m = \frac{1200}{125} = 9.6 \text{ Kg/m}^3$$

Le débit en boues en excès

Ce débit est donné par :

$$Q_{exés} = \frac{\Delta X}{X_m} = \frac{557.73}{9.6} = 58.110 \text{ m}^3 / j$$

Le débit spécifique par m³ de bassin

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V} = \frac{557.73}{1306.86} = 0.43 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3 \cdot j}$$

V.5.8. Le débit des boues recyclées

On procède à la recirculation des boues par pompage.

Les boues activées sont extraites du fond de clarificateur et envoyées en tête du bassin d'aération pour le réensemencer et maintenir une concentration sensiblement constante en micro-organismes épurateurs.

Lorsqu'il y a une quantité insuffisante de boues recyclées, le volume des boues stockées dans le décanteur secondaire est excessif, ce qui entraîne une pénurie d'oxygène dans une phase anaérobie, et dans certains cas, on observe le phénomène de dénitrification avec une remontée des boues la surface.

En cas d'importance excessive, la clarification est perturbée.

Le taux de recyclage peut fluctuer entre 15 et 100% du débit de l'effluent généré. Il est exprimé par l'expression suivant :

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]}$$

R : taux de recyclage (%)

[X_a] : concentration des boues dans le bassin = 2.33 Kg/m³

Donc

$$R = \frac{100[X_a]}{\frac{1200}{I_m} - [X_a]} = 32.11\%$$

- ✓ Le débit des boues recyclées

$$Q_R = R \times Q_{moy}^J$$

$$Q_R = 32.11 \times 5925.84 = 1902.79 \text{ m}^3/\text{j}$$

- ✓ Age des boues

L'âge des boues est défini comme étant le rapport entre la quantité de boues présentes dans le bassin d'aération et la quantité de boues retirées quotidiennement.

Donc :

$$A_b = \frac{X_a}{\Delta X} = \frac{3049.34}{557.73} = 5.47 \text{ jours.}$$

V.6. Zone de contact (sélecteur)

Le volume de la zone de contact se calcul à la base du débit traité $Q_{pts} = 444.9 \text{ m}^3/\text{h}$ plus une fraction de la recirculation pour le temps de passage de 12 min

Pour le dimensionnement de cette zone nous proposons un temps de rétention 12 min, le débit de dimensionnement est déterminé comme-suit :

$$Q_{dim} = Q_{pts} + 1/3 Q_R$$

$$Q_{dim} = 444.9 + 1902.79/3$$

$$Q_{dim} = 471.33 \text{ m}^3/\text{h}$$

Pour le calcul du volume de l'ouvrage

$$Q_{dim} = 7.85 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$V(\text{m}^3) = Q_{dim} (\text{m}^3/\text{min}) * T (\text{min}) = 7.85 * 12$$

$$V(\text{m}^3) = 94.27 \text{ m}^3$$

- ✓ Calcul de la surface

$$V (\text{m}^3) = S(\text{m}^2) * H (\text{m})$$

H est la hauteur d'eau dans le clarificateur $H=1.5$

$$S = \frac{V(\text{m}^3)}{H(\text{m})} = 62.84 \text{ m}^2$$

Avec

- V: volume de l'ouvrage (m³)
- Q_{dim} = débit de dimensionnement
- S : surface de l'ouvrage
- T : temps de rétention
- H : hauteur de l'ouvrage

V.7. Dimensionnement du décanteur secondaire (clarificateur)

L'efficacité d'un décanteur est en fonction de sa forme. Les meilleurs résultats sont obtenus dans les ouvrages circulaires à fond fortement incliné (50° au moins sur l'horizontal).

Alors, on opte pour un décanteur circulaire à fond incliné, muni d'un pont racleur de fond et de surface, conduisant les boues dans les fosses d'où elles sont reprises pour le recyclage et l'extraction de la fraction en excès.

Pour le calcul du décanteur secondaire, on prend les données suivantes :

Le temps de séjour : $t_s = (1,5- 2)$ heures on prend : $t_s = 2$ h.

La Vitesse ascensionnelle est de l'ordre de : $V_a = 0.65$ m³/m²/l

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pts} = 444.9$ m³/h

Le Volume du décanteur :

$$V = Q_{pts} \times t_s = 444.9 \times 2 = 889.80 \text{ m}^3$$

On prend

$$V = 890 \text{ m}^3$$

La surface horizontale du décanteur

$$S_h = \frac{Q_p}{V_a} = \frac{444.9}{0.65} = 684.46$$

La hauteur du décanteur :

$$H = \frac{V}{S_h} = \frac{890}{684.46} = 1.3$$

Le diamètre du décanteur :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V}{\pi \times H}} = 28 \text{ m}$$

V.8. Traitement tertiaire

V.8.1. Filtre a sable

Nous avons opté pour un filtre à sable de type européen pour le traitement tertiaire. En moyenne, la granulométrie varie de 0,8 à 1,5 mm et l'épaisseur varie de 0,9 à 1,2 m. [16]

La surface du lit de sable

Le calcul de la surface est en fonction de la vitesse de filtration optimal (v) qui varie entre 5 à 7 m/h tel que :

$$Q_{ptp} = V * S_{lit}$$

Avec :

S_{lit} : Surface du lit (m^2).

v : Vitesse de filtration, on prendra $V = 6$ m/h.

D'où :

$$S_{lit} = \frac{Q_{ptp}}{V} = \frac{444.9}{6} = 74.15 \text{ m}^2$$

✓ *Les pertes de charge*

Pour calculer les pertes de charges n'importe quel régime d'écoulement on utilisera la formule d'Ergun :

$$\frac{\Delta P}{H} = \frac{150 \times (1 - \varepsilon)^2 \times v \times \mu}{\varepsilon^3 \times d_p^2} + \frac{1.75 \times (1 - \varepsilon) \times v^2 \times \rho}{\varepsilon^3 \times d_p}$$

Tel que :

ΔP : Perte de charge (m)

H : Hauteur du lit (m)

v : Vitesse de filtration (m/s)

d_p : Diamètre moyen des particules (m)

ρ : Masse volumique du sable (kg/m^3)

μ : Viscosité dynamique de l'eau à 20°C (Pa.s)

ε : Porosité initiale du lit

Tableau IV. 10: Propriétés du lit de filtration

$d(mm)$	$\rho(kg/m^3)$	ε	$\mu(Pa.s)$	$H(m)$
1	2610	0,4	0,001	1

$$\Delta P = \frac{150 \times (1 - 0.4)^2 \times 2.22 \times 10^{-3} \times 10^{-3}}{0.4^3 \times 10^{-3}} + \frac{1.75 \times (1 - 0.4) \times 2.22 \times 10^{-3} \times 2610}{0.4^3 \times 10^{-3}}$$

$$\Delta P = 2,08 \text{ m}$$

✓ Dimensionnement du rétro-lavage :

- La vitesse de sédimentation de l'eau du média filtrant

$$Ut = Ut' * [\rho_f / (\mu_f * (\rho_p - \rho_f) * g)]^{-1/3}$$

Tel que

$$Ut' = \left[\left(\frac{18}{d_p^2} \right) + \left(\frac{(2.355 - 1.744 * \Phi)}{d_p^{0.5}} \right) \right]^{-1}$$

Avec

Ut : Vitesse de sédimentation (m/s)

Ut' : Vitesse terminal sans dimension de particule (m/s)

ρ_f : Viscosité du fluide (kg/m³)

Φ : Facteur de la forme de sable

g : L'accélération de la pesanteur

Tableau IV. 11: Caractéristique des fluides du rétro-lavage

	Masse volumique à 20°C (ρ_f) (kg/m ³)	Viscosité dynamique (Pa.s) à 20°C
L'eau	1000	10 ⁻³
L'aire sec	1.204	1.85×10 ⁻³

$$Ut' = \left[\left(\frac{18}{d_p^2} \right) + \left(\frac{(2.355 - 1.744 * \Phi)}{d_p^{0.5}} \right) \right]^{-1}$$

$$U_{t-air} = 5.55 \times 10^{-8} \times \left[\frac{1.0002}{((10^{-3} \times (2610 - 1.204) \times 9.81))} \right]^{-\frac{1}{3}} = 1.3 * 10^{-9} \text{ m/s}$$

· La vitesse de sédimentation de l'air du média filtrant

$$U_{t-air} = 5.55 \times 10^{-8} \times \left[\frac{1.2042}{((10^{-3} \times (2610 - 1.204) \times 9.81))} \right]^{-\frac{1}{3}}$$

$$U_{t-air} = 3.1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

✓ Le débit de lavage

$$Q = 0.1 \times Ut \times S_{lit}$$

✓ Débit d'eau de lavage

$$Q_{eau} = 0.1 \times 1.3 \times 10^{-9} \times 75 = 9.75 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}$$

✓ Débit d'air de lavage:

$$Q_{air} = 0.1 \times 3.1 \times 10^{-9} \times 75 = 2.35 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

- *La perte de charge du média filtrant*

$$\Delta P = H \times g \times (1 - \epsilon_{lit}) \times (\rho_p - \rho_f)$$

La perte de charge de l'eau du média filtrant :

$$\Delta P_{eau} = 10^{-3} \times 9.81 \times (1 - 0.4) \times (2610 - 1000) = 9.47 \text{ m}$$

La perte de charge de l'air du média filtrant :

$$\Delta P_{air} = 10^{-3} \times 9.81 \times (1 - 0.4) \times (2610 - 1.204) = 15.35 \text{ m}$$

- *La durée d'une phase de rétro lavage*

Une phase de rétro-lavage dure 10 minutes, avec une première injection d'air de 4 minutes puis une injection d'eau de 6 minutes. Il est supposé que le fait de laver le filtre à sable tous les 2 jours est adéquat pour maintenir une perte de charge raisonnable. Ces paramètres pourraient être déterminés de manière plus précise grâce à des essais en laboratoire, en fonction du pouvoir colmatant de l'eau brute.

Le volume nécessaire à la phase de rétro-lavage

$$V_i = Q_i * trv$$

Le volume d'eau à la phase de rétro-lavage

$$V_{eau} = Q_{eau} * trv$$

$$V_{eau} = 9.75 \times 10^{-9} \times 60 \times 6 = 3.51 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

Le volume d'air à la phase de rétro-lavage

$$V_{air} = 2.32 \times 10^{-8} \times 60 \times 4 = 5.58 \times 10^{-6} \text{ m}^3$$

Tableau IV. 12: Comparaison avec les normes de réutilisation

Paramètre	Pourcentage d'élimination	Qualité des eaux après le filtre à sable	Normes de réutilisation	Observation
DBO5	90%	11	35	Admissible
DCO	80%	23.4	120	Admissible
MES	83%	16.68	35	Admissible

Les eaux que nous utilisons sont conformes aux normes de réutilisation.

V.8.2. La désinfection

Dimensionnement du bassin de désinfection

$$Q_{ptp} = 444.9 \text{ m}^3/\text{h} \quad T_s = 30 \text{ min}$$

Le volume du bassin :

$$V = Q_{pte} \times T_s = 30 \times 444.9 = 667.35 \text{ m}^3$$

La hauteur du bassin $H=4\text{m}$

La surface horizontale :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{667.35}{4} = 166.83 \text{ m}^2$$

On prend :

$$S_h = 166.83 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = 9.13 \text{ m} \quad \text{donc} \quad L = 2 \times B$$

$$\text{Alors : } L = 2 \times 9.13 = 18.26 \text{ m}$$

V.8.2.1. La désinfection par ultraviolets (UV)

l'impose comme la solution optimale pour notre contexte spécifique, après une évaluation approfondie des différentes méthodes disponibles. Cette décision repose sur plusieurs critères déterminants :

1. Performance antimicrobienne : Les UV démontrent une efficacité remarquable contre les agents pathogènes, assurant une conformité stricte aux normes microbiologiques.
2. Praticité et réactivité : Le traitement UV se distingue par son action instantanée, éliminant la nécessité d'un temps de contact prolongé et garantissant ainsi une désinfection à la fois rapide et fiable.
3. Considérations financières : L'investissement initial pour un système UV est généralement plus accessible, et les coûts d'exploitation s'avèrent souvent réduits, favorisant une rentabilité accrue sur le long terme.
4. Responsabilité écologique : L'absence de résidus chimiques dans le processus UV témoigne de son faible impact environnemental, en accord avec notre politique de gestion durable des ressources.
5. Optimisation spatiale : La compacité des équipements UV permet une intégration aisée dans notre infrastructure, offrant une flexibilité appréciable.
6. Adéquation aux besoins : Bien que l'ozonation présente ses propres atouts, la technologie UV répond de manière satisfaisante à nos exigences spécifiques en matière de qualité d'eau pour l'irrigation.

En privilégiant la désinfection UV, nous adoptons une stratégie alliant efficacité économique, responsabilité environnementale et pertinence technologique. Cette approche nous permet non seulement de respecter les standards de qualité de l'eau, mais aussi d'optimiser la gestion de nos ressources, conciliant ainsi performance opérationnelle et durabilité.

V.8.2.2. Déterminez la dose UV requise

la dose UV typique pour le traitement de l'eau dessalée est généralement entre 30 et 40 mJ/cm².

Prenons 35 mJ/cm² comme valeur moyenne.

- ✓ Calculez le volume d'eau à traiter par seconde

$$444,9 \text{ m}^3/\text{h} = 0,1236 \text{ m}^3/\text{s} = 123,6 \text{ L/s}$$

- ✓ Estimez la transmittance UV de l'eau

L'eau dessalée a généralement une bonne transmittance UV. Supposons une transmittance de 95% pour 1 cm.

- ✓ Calculez la puissance UV nécessaire

$$\text{Puissance UV (W)} = \frac{\text{Dose} \left(\frac{\text{mJ}}{\text{cm}^2} \right) \times \text{Débit} \left(\frac{\text{L}}{\text{s}} \right)}{\text{Transmittance} (\%)} = 4550 \text{ w}$$

- ✓ Choisissez le nombre et le type de lampes UV

Par exemple, si vous utilisez des lampes UV de 200 W chacune, vous auriez besoin d'environ :

$$N = \frac{4550}{200} = 23 \text{ lampes}$$

V.8.2.3. Configuration du Réacteur UV

1. Disposition des Lampes :
 - Les lampes peuvent être disposées en série ou en parallèle, en fonction du design du réacteur.
 - L'eau doit être exposée uniformément à la lumière UV pour assurer une désinfection efficace.
2. Temps de Contact :
 - Assurez-vous que le temps de contact dans le réacteur UV est suffisant pour que l'eau reçoive la dose UV calculée.

V.8.2.4. Maintenance et Surveillance

1. Remplacement des Lampes :
 - Les lampes UV ont une durée de vie limitée (généralement 8,000 à 12,000 heures pour les lampes à mercure).
 - Planifiez des remplacements réguliers pour maintenir l'efficacité du système.
2. Nettoyage des Gainages :
 - Les gainages en quartz des lampes doivent être nettoyés régulièrement pour éviter l'accumulation de dépôts qui peuvent réduire la transmission de la lumière UV.
3. Surveillance de l'Intensité UV :
 - Installez des capteurs UV pour surveiller l'intensité et garantir que le système fonctionne correctement.

IV.9. Traitement des boues

IV.9.1. Dimensionnement de l'épaisseur

La production journalière des boues est de :

- ✓ La boue primaire quantités de boues éliminées par le décanteur primaire de la chaîne de traitement primaire refoulé vers l'épaississeur

$$DX_p = DBO_{\text{Sentre}} + MES_{\text{Sentre}}$$

$$DX_p = 492.58 + 1046.29 = 1538.88 \text{ Kg/j}$$

- ✓ Boues secondaire quantité des boues en excès du décanteur secondaire de la chaîne de traitement biologique par boues activées refoulé vers l'épaississeur $DX_s = 557.73 \text{ Kg/j}$

Donc la quantité totale journalière des boues sera :

$$DX_{\text{totale}} = DX_t = 1538.88 + 557.73 = 2096.61 \text{ Kg/j}$$

La concentration de la boue à l'entrée de l'épaississeur : Pour les boues primaires $S_1 = 20$ à 30 g/l

Pour les boues secondaires $S_2 = 10 \text{ g/l}$

Calcul du débit journalier reçu par l'épaississeur :

Le débit arrivant du décanteur primaire :

$$Q_1 = \frac{DX_p}{S_1} = \frac{1538.88}{25} = 61.55 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit arrivant du décanteur secondaire

$$Q_2 = \frac{DX_s}{S_2} = \frac{557.73}{10} = 55.77 \text{ m}^3/\text{j}$$

Le débit total $Q_t = Q_1 + Q_2 = 117.32 \text{ m}^3/\text{j}$

La concentration du mélange :

$$S = \frac{DX_t}{Q_t} = \frac{2096.61}{117.32} = 17.87 \text{ kg/m}^3$$

Le volume de l'épaississeur :

$$V = Q_t \times T_s = 117.32 \times 3 = 351.96 \text{ m}^3$$

T_s : temps de séjours = 3 j

La surface horizontale :

Pour une profondeur de $H = 4 \text{ m}$ on calcule :

$$S_h = \frac{V}{H} = \frac{351}{4} = 87.75 \text{ m}^2$$

Le diamètre :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S_h}{\pi}} = 11$$

Débit des boues à la sortie de l'épaississeur :

$$Q_{bes} = \frac{DX_t}{[X_{Bes}]} = \frac{2096.61}{90} = 23.29 \text{ kg/m}^3$$

DX_t = la quantité totale journalière des boues

$[X_{Bes}]$ Concentration des boues après l'opération de l'épaississement qui est de l'ordre 90 g/l

Débit d'eau retiré des boues Q_r :

$$Q_r = Q_t - Q_{Bes}$$

$$Q_r = 117.32 - 23.29 = 94.03 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV.9.2. Stabilisation aérobie

Appelée aussi digestion, la matière organique est éliminée dans cette étape soit par digestion aérobie (présence d'oxygène) soit par digestion anaérobie (absence d'oxygène), soit par stabilisation chimique (ajout de la chaux qui stoppe la fermentation des boues).

Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ($X B \Pi$)

$$X B \Pi = Q_{be} = 23.29 \text{ m}^3/\text{j}$$

Volume de digesteur (V_{di})

$$V_{di} = X \times B \times \Pi \times t_s = 23.29 \times 25 = 582.39 \text{ m}^3$$

Tel que :

t_s : Temps de séjour, on prendra $t_s = 25 \text{ j}$

Surface de digesteur (S_e)

La hauteur H varie entre 3 et 4 m, On prend : $H = 3 \text{ m}$.

$$S_{di} = \frac{V_{di}}{H} = 145.59 \text{ m}^2$$

Diamètre de digesteur (D)

$$S_{di} = \frac{\pi \times D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 \times S_{di}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 145.59}{3.14}} = 14 \text{ m}$$

IV.9.3. Dimensionnement de filtre à bande

Siccité des boues à déshydrater (SF) : **3%** ;

La quantité des boues extraites de l'épaississeur vers la déshydratation : **23,29 m³/j**

Siccité après déshydratation (SF) : **15% à 18%**

Quantité de boue à traiter par jour : **2329,91 kg/j**

La quantité de boues à traiter par heure

$$\Delta_{xt, h} = \frac{\Delta B}{T_f}$$

Tel que

T_f : Durée de fonctionnement retenue, on prend **T = 8 h/j**

Donc :

$$\Delta_{xt, h} = 291,23 \text{ kg/h}$$

La quantité de boues extraites de déshydratation

$$Q_b = \frac{\Delta B}{s_f}$$

Tel que : s_f

ΔB : Quantité des boues à traiter par jour (Kg/j)

S_f : Siccité des boues (%), on prend **Sf = 15%**

Donc :

$$Q_b = 15.532 \text{ m}^3/\text{j}$$

Calcul de la largeur de la bande

$$I = \frac{\Delta_{xt, h}}{150}$$

Tel que la capacité de filtration est à 150 kg/MS/h

Donc : $I = 1.941 \text{ m}$

Matières sèches

$$MS = \frac{\Delta B}{1000} \times 5 = 11.64 \text{ kg}$$

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons mené à bien le dimensionnement des différentes infrastructures composant la station d'épuration de Bordj Bou Naama en vue de répondre aux besoins projetés jusqu'à l'horizon 2054.

L'ensemble de ces ouvrages a été dimensionné avec précision pour garantir une épuration efficace des eaux usées, en adéquation avec les normes de rejet dans le milieu naturel. De plus, la qualité attendue de l'effluent traité ouvre la voie à des possibilités de réutilisation, sujet de chapitre suivante.

Ce dimensionnement, qui tient compte des variations saisonnières et des perspectives de croissance de la population, assure la pérennité et la résilience de la station face aux défis futurs. Il souligne également notre engagement envers la protection de l'environnement et la préservation des écosystèmes récepteurs.

En conclusion, le travail de dimensionnement réalisé pose les fondations d'une infrastructure essentielle pour le traitement des eaux usées de Bordj Bou Naama, conciliant les impératifs techniques, environnementaux et socio-économiques jusqu'à l'horizon 2054.

Chapitre V
Calcul hydraulique

Introduction

Le dimensionnement d'une station d'épuration ne se limite pas aux ouvrages de traitement eux-mêmes, mais englobe également le réseau de collecteurs les reliant. Cette étape cruciale du calcul hydraulique vise à déterminer les caractéristiques optimales de ces conduites afin d'assurer un écoulement efficace des effluents tout au long du processus épuratoire. Au-delà du simple dimensionnement des collecteurs, le calcul hydraulique permet également de tracer le profil hydraulique complet de la station. Cet outil essentiel fournit une représentation précise des niveaux d'eau dans chaque ouvrage, depuis l'arrivée des effluents bruts jusqu'au rejet des eaux épurées. La ligne piézométrique ainsi obtenue révèle les variations de charge hydraulique et met en évidence les points critiques où des précautions particulières doivent être prises.

V.1. Déversoir d'orage

V.1.1. Définition d'un déversoir d'orage

Le bassin d'orage et le déversoir constituent des ouvrages essentiels pour faire face aux afflux massifs d'eaux pluviales lors des fortes précipitations. Le bassin d'orage permet de stocker temporairement l'excédent d'eau mélangée aux eaux usées acheminées par les égouts unitaires, évitant ainsi une surcharge de la station d'épuration. Une fois le pic de pluie passé, l'eau stockée est lentement redirigée vers la station pour y être traitée. Quant au déversoir, son rôle est de réguler les débits exceptionnels en évacuant les pointes de crue directement vers le milieu récepteur. Cette fonction permet de soulager le réseau aval et la station elle-même, tout en réduisant les coûts liés au surdimensionnement des ouvrages.

V.1.2. Type des déversoirs

Différents types de déversoir sont identifiés :

- ✓ Déversoirs d'orage à seuil frontal.
- ✓ Déversoirs d'orage à seuil latéral.
- ✓ Déversoirs d'orage avec ouverture du radier.
- ✓ Déversoir d'orage à double seuil latéral.

Choix du type de déversoir :

Pour notre projet, notre choix se porte sur le déversoir d'orage à seuil latéral, car il présente des avantages :

- La faible pente du terrain
- La position de l'exutoire.

V.1.3. Détermination des dimensions déversoir

Calcul des débits

$$Q_{amont} = Q_{pts} + Q_{pl}$$

Le débit de pointe par temps sec : $Q_{pts} = 444.9 \text{ m}^3/\text{h} = 0.12 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le débit pluvial $Q_{pl} = 665 \text{ l/s} = 0.665 \text{ m}^3/\text{s}$ (la source : DRE TISSEMESILT).

A l'amont du déversoir véhiculera un débit de :

$$Q_{amont} = Q_{pts} + Q_{pl} = 0.665 + 0.12 = 0.79 \text{ m}^3/\text{s}$$

A l'aval du déversoir véhiculera un débit de :

$$Q_{aval} = Q_{pts}$$

Le débit de pointe par temps de sec : $Q_{pl} = 444.9 \text{ m}^3/\text{h} = 0.12 \text{ m}^3/\text{s}$.

Le débit déversé par le déversoir d'orage est :

$$Q_d = Q_{amont} - Q_{aval} = 0.665 \text{ m}^3/\text{s}$$

A l'amont du déversoir

Le collecteur principal transportera un débit de

$$Q_{amont} = 0.79 \text{ m}^3/\text{s}. \quad I = 0.9\%.$$

Le diamètre du collecteur qui transportera le débit total d'eau est calculé pour 2054 et d'après l'abaque de Bazin (01 et 02) :

$$D_e = 630 \text{ mm (diamètre à l'entrée)}.$$

$$Q_{ps} = 0.86 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (débit à pleine section)}.$$

$$V_{ps} = 2.77 \text{ m/s (vitesse à pleine section)}.$$

Et d'après l'abaque de Bazin (variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage) :

$$r_Q = \frac{Q_{amont}}{Q_{ps}} = 0.91$$

$$r_H = \frac{H_e}{D_e} = 0.73 \Rightarrow H_e = 0.73 \times 0.63 = 0.45 \text{ m (hauteur de remplissage)}$$

$$r_V = \frac{V}{V_{ps}} = 1.13 \Rightarrow V = 1.5 \times 1.13 = 3.13 \text{ m/s (vitesse)}$$

Alors :

$$H_e = 459\text{mm} \quad V = 3,13\text{m/s.}$$

Tableau V. 1: les valeurs de débits et les vitesses

	Pente%	Débit	Vps	RQ	RV	RH	Qps(m ³ /s)	V (m/s)	H (m)
Amont	0,9	0,78	2,77	0,91	1,13	0,73	0,86	3,14	0,455
Aval	1	0,12	1,84	0,84	1,14	0,7	0,143	2,09	0,239
Conduite Pay-pas	1,2	0,665	2	0,89	1,09	/	0,74	2,18	/

Donc on a :

La hauteur d'entrée : $H_e = 0,455\text{mm}$.

La hauteur de sortie : $H_s = 0,22\text{ mm}$.

Hauteur de déversoir d'orage : $H_d = H_{\text{amont}} - H_{\text{aval}} = 0,239\text{mm}$

Hauteur de lame d'eau déversée :

$$H_d = \frac{H_e - H_s}{2} = \frac{0,239}{2} = 0,119\text{mm}$$

La largeur du seuil déversant :

$$b = \frac{3 \times Q_d}{2 \times m \times \sqrt{2g} \times H_d^{\frac{3}{2}}}$$

Avec :

m : Coefficient de débit dépend de la forme du seuil et varie également suivant la hauteur de la lame d'eau déversé pour les crêtes minces $m = 0,6$.

g : L'accélération de la pesanteur $g = 9.81\text{ m}^2/\text{s}$.

$$b = \frac{3 \times 0,12}{2 \times 0,6 \times \sqrt{2g} \times 0,22^{\frac{3}{2}}} = 3,2$$

Pour avoir une sécurité

on prend $b = 3,5\text{ m}$

V.2. Profil hydraulique

Le profil hydraulique permet de déterminer les variations des niveaux d'eau tout au long d'une station de traitement des eaux. Il représente graphiquement la ligne de charge, ou ligne piézométrique, en reliant les différents niveaux d'eau calculés. Cette ligne fournit des informations cruciales sur la distribution des pressions et des énergies hydrauliques dans l'installation. Elle permet d'identifier les points critiques, les pertes de charge, et d'optimiser ainsi la conception et le fonctionnement du système.

V.2.1. Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages

Nous utiliserons des longueurs équivalentes pour tous nos calculs afin de tenir compte des pertes de charge singulières.

$$L_{eq} = 1,15 * L_{réelle}$$

V.2.2. Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP

L'expression de perte de charge est exprimée par la formule de DARCY WEISBACH :

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^B}{D^m} = C_{pA} - C_{pB}$$

Avec :

Q : débit en m³/s.

L : longueur de la conduite (m).

Dans notre projet, nous avons opté pour (PEHD) en tant que matériau de construction. Cette décision a été motivée par les excellentes propriétés du PEHD, notamment sa dureté élevée, son étanchéité remarquable, sa résistance accrue à la corrosion et sa faible rugosité de surface.

- m : Coefficient dépendant du type de matériau de la conduite, m = 4,77
- K : coefficient de perte de charge K=0,001052.
- β : Coefficient dépendant du régime d'écoulement, β = 1,77

La dimension de toutes les canalisations sera telle qu'elles doivent avoir une pente de 1,2 % afin de garantir un bon écoulement de l'eau et garantir un autocurage minimal de 0,6 m/s, tout en évitant l'abrasion pour les vitesses supérieures à 5 m/s.

Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages

Pour calculer les coté piézométriques on utilisera la formule de Bernoulli qui est donnée par :

$$\frac{P_1}{\rho \times g} \times \frac{V_1}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho \times g} \times \frac{V_2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2}$$

Avec :

$\frac{P_1}{\rho \times g}$ et $\frac{P_2}{\rho \times g}$: Energies de pression dans les sections (1) et (2).

$\frac{V_1}{2g}$ et $\frac{V_2}{2g}$: Energies cinétiques en (1) et (2).

Z1 et Z2 : Côte des points (1) et (2).

ΔH_{1-2} : Pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de la vitesse est très faible, donc les énergies cinétiques peuvent être éliminées, d'où l'équation de Bernoulli.

$$\text{On pose } \frac{P_1}{\rho \times g} = H_1 \text{ et } \frac{P_2}{\rho \times g} = H_2$$

Donc :

$$H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + \Delta H_{1-2}$$

$$CP_1 = H_1 + Z_1 \quad \text{Côte piézométrique au point (1).}$$

$$CP_2 = H_2 + Z_2 \quad \text{Côte piézométrique au point (2).}$$

$$CP_1 = CP_2 + \Delta H_{1-2}$$

On récapitule les résultats finals dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 2: résultat final de calcul hydraulique

Désignation	CTN (m)	Cr(m)	He(m)	Cp(m)	Leq (m)	DN (mm)
Dégrilleur	866	865.9	0.8	866.50	5.57	400
Dessableur - déshuilleur	865.22	864.49	2	866.29		12.351
Décanteur primaire	864.33	864.01	2.25	866.06	60.95	400
Bassin biologique	863.58	861.94	4	865.74	4.6	400
Clarificateur	862.9	864.23	1.5	865.53	19.55	400
Filtre a sable	862.44	864.29	1	865.29	5	400
Bassin désinfection	861.9	860.8	4	864.8		

Conclusion

En conclusion, le calcul hydraulique a abouti à la détermination précise des paramètres clés du système : topographie des ouvrages, caractéristiques des conduites (longueurs, diamètres, vitesses d'écoulement), pertes de charge, et niveaux piézométriques. Ces calculs garantissent la cohérence technique du projet, son efficacité énergétique, et sa conformité aux exigences hydrauliques. Ils constituent le socle indispensable pour les étapes suivantes de conception, construction et exploitation, assurant ainsi la pérennité et la performance de l'installation.

Chapitre VI

La réutilisation des eaux usées épurées

Introduction

De nos jours, la réutilisation des eaux usées (REU) est devenue un enjeu majeur sur les plans politique et socioéconomique. Elle se présente comme une ressource en eau alternative, capable de contribuer à atténuer les pénuries d'eau et de mieux préserver les ressources naturelles en réduisant les prélèvements dans les environnements fragiles. La réutilisation des eaux usées traitées offre de nombreuses applications, que ce soit pour l'irrigation agricole, les usages urbains tels que le nettoyage ou les espaces verts, et bien d'autres encore. La pratique de la réutilisation des eaux usées a une longue histoire. Au cours du XIXe siècle, de nombreuses villes en Amérique du Nord et en Europe ont opté pour l'irrigation des cultures comme solution pour se débarrasser de leurs eaux usées. La principale motivation était de prévenir la pollution des cours d'eau plutôt que d'améliorer la production agricole. La pratique de réutiliser l'eau usée urbaine n'est pas récente. Avec l'accroissement de la demande en eau, liée à l'augmentation de la population et à l'amélioration des conditions de vie, la réutilisation de l'eau usée prend de plus en plus d'importance dans la planification et le développement des sources d'approvisionnement en eau supplémentaires. Cela revêt une importance particulière pour les pays du Proche-Orient, car ils sont souvent caractérisés par un climat aride ou semi-aride, des précipitations rares et saisonnières, ainsi qu'une qualité de l'eau en dégradation marquée.

VI.1. Définition la réutilisation des eaux usées épurées (REUE)

La réutilisation des eaux usées épurées (REUE) est un processus qui consiste à traiter les eaux usées pour les réutiliser dans diverses applications, plutôt que de les rejeter dans l'environnement.

Toutefois, il est essentiel de mettre en place des réglementations strictes et des contrôles de qualité pour garantir la sécurité sanitaire et environnementale de la REUE.

VI.2. Réutilisation des eaux usées épurées en Algérie

Le climat de l'Algérie est principalement aride à semi-aride, avec des précipitations rares et irrégulières, ainsi que des ressources en eau très restreintes. Cette pénurie d'eau conventionnelle a conduit l'Algérie à chercher à réutiliser la grande quantité d'eau usée rejetée dans l'environnement nature ou en mer.

La réutilisation des eaux usées, notamment pour l'irrigation, est particulièrement pertinente dans les zones où l'eau naturelle se fait de plus en plus rare. L'intérêt de l'épuration des eaux usées en Algérie ne se limite pas seulement à la lutte contre la pollution, mais aussi à la création d'une nouvelle ressource en eau, en particulier pour l'irrigation agricole.

VI.3. Les domaines de réutilisation des eaux usées épurées REUE

VI.3.1. La production d'eau potable

La réutilisation des eaux usées épurées pour la production d'eau potable, appelée aussi réutilisation potable directe, après un traitement poussé impliquant plusieurs étapes, les eaux usées municipales subissent une purification avancée afin d'atteindre une qualité équivalente ou supérieure à l'eau potable traditionnelle.

Cette eau hautement purifiée peut ensuite être mélangée à l'approvisionnement en eau potable, réinjectée dans les nappes phréatiques ou directement distribuée aux consommateurs après un contrôle qualité strict. Bien que coûteuse, cette technique permet de créer une nouvelle source d'eau douce durable.

VI.3.2. La REUT urbaine

Il existe de nombreuses utilisations possibles d'eaux épurées en milieu urbain, et il en existe de nombreux exemples dans le monde entier, ces projets portent sur :

- ✓ L'arrosage des parcs, les terrains de sport, les aires de jeux.
- ✓ Les piscines, les bassins de loisirs, les bassins de pêche et de navigation de plaisance.
- ✓ Le nettoyage des routes, les réservoirs anti-incendie, etc

VI.3.3. La REUE industrielle

De nombreuses entreprises disposent de leurs propres stations d'épuration pour traiter les effluents spéciaux générés par leurs processus industriels. La réutilisation des eaux usées traitées peut être une option intéressante dans divers secteurs comme l'énergie, les circuits de refroidissement, les laveries industrielles, l'automobile, le papier, l'acier, les textiles, l'électronique, les semi-conducteurs, etc. La qualité requise dépend des exigences spécifiques de chaque industrie, car la composition chimique peut impacter les processus..

VI.3.4. La REUE agricole

Une des premières approches de la réutilisation des eaux usées épurées (REUE) a été l'utilisation agricole des eaux épurées afin de faire des économies d'eau.

Certains pays qui font face à des pénuries sérieuses ont même instauré une politique nationale dans ce domaine. En ce qui concerne l'irrigation, les bénéfices vont au-delà de la protection de l'environnement et de l'eau.

Effectivement, les eaux épurées renferment des nutriments (azote, phosphore, potassium) et des oligo-éléments avantageux pour les cultures, ce qui entraîne une augmentation significative des rendements.

Les sols sont également enrichis en matière organique grâce aux matières en suspension. Il est clairement intéressant d'utiliser ces eaux pour remplacer les engrais chimiques coûteux. En outre, cette fertilisation à faible dose et fractionnée permet de prévenir la pollution des sols et de diminuer la dépendance aux engrais chimiques, deux problèmes associés à la fertilisation classique

VI.4. Les voies de réutilisations des eaux usées épurées

VI.5.1. Réutilisation directe

Si l'unité de stockage des eaux usées traitées (EUT) n'est pas disponible, on parle de réutilisation directe des eaux usées. L'un de ces désavantages réside dans l'absence d'un bassin tampon permettant de contrôler les volumes des EUT à valoriser, en particulier en cas de problèmes avec le procédé d'épuration en amont. Le niveau d'EUT disponible sera limité au volume d'EUT généré chaque jour par la station de traitement. Pour les projets de réutilisation agricole des EUT, il est essentiel de réguler quotidiennement, voire saisonnière, les flux d'EUT produites.

VI.5.2. Réutilisation indirecte

Il est possible de réguler le volume et la qualité des EUT en sortie de STEP en installant une ou plusieurs unités de stockage, ce qui est appelé réutilisation indirecte. L'unité de stockage fournit une solution pour contrôler le volume rejeté et doit être utilisée pour :

- Gérer quantitativement la ressource
- Maintenir la qualité des EUT

VI.5. Réutilisation des eaux épurées de la station d'épuration de la ville de Bordj Bou

Naama

nous explorerons comment la réutilisation des eaux usées domestiques peut être mise en œuvre de manière efficace et sécurisée.

D'après les résultats des analyses physiques, chimiques et toxiques présentées dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1 :Résultats des analyses physico-chimiques et toxiques

Analyse physico-chimiques				
Paramètres	Unités	Concentration maximale admissible	Résultat	C/NC
pH	mg/l	6,5-8,5	7,66	C
MES	mg/l	30	16	C
DBO5	mg/l	30	11	C
DCO	mg/l	90	23.5	C

D'après le tableau VI.1 les eaux épurées de la station d'épuration de Bordj Bou Naama sont conformes aux normes de réutilisation.

À proximité de la station de traitement des eaux usées, il y a une superficie de 120 hectares de terres agricoles qui peuvent être irriguées en utilisant les eaux traitées. De plus, ces terres, au relief accidenté, présentent une pente de 2,5 % et des altitudes variantes entre 634 et 659 mètres.

VI.5.1. Calcul de la pluie :

Le calcul des précipitations est un aspect essentiel dans la planification et la gestion d'un projet d'irrigation durable, car il permet d'évaluer la quantité d'eau naturelle disponible pour l'irrigation et ainsi réduire les coûts

VI.5.2. Choix de la station :

Dans notre étude on prend une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Nous avons pris les données pluviométriques de la station de BORDJ EL AMIR AEK, vue l'absence des données pluviométrique de la zone de BORDJ BOU NAAMA ;son identification est présentée dans le Tableau suivants

Tableau VI. 2: caractéristiques principales de la station pluviométriques de Bordj el Amir AEK

Nom de la station	Code	Coordonnées			Nombre D'observations
		X	Y	Z	
Bordj el Amir	011603	461.1	285.3	1080	1997-2020

VI.5.3. Données de précipitation :

Les données pluviométriques utilisées couvrent la période de 1997 à 2020 pour la station de Bordj el Amir . Le tableau suivant présente les précipitations moyennes mensuelles

Tableau VI. 3: Précipitation moyenne mensuelle 1997--2020

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Ann
1997/1998	51	14.3	15.70	56	28	40	29.1	19	40	1	1	28.8	323.9
1998/1999	9	1	40	10	59	35	63	00	00	1	00	00	218
1999/2000	25	16	46	55	5	0	2	8	14	2	00	2	175
2000/2001	15	89	50	15.70	50	30	3	5	4	00	00	1	262.7
2001/2002	13	21	113	30	1	5	34	63	31	2	00	28	341
2002/2003	00	16	51	21	96	64	19	40	20	4	2	1	334
2003/2004	5	34	32	40	17	17	101	21	90	2	0	4	363
2004/2005	00	22	14	35	19	50	27	11	1	0	0	0.6	179.6
2005/2006	6	11	25	17	52	35	17	20	45	0	13	0	240
2006/2007	26	20	10	24	7	16	33	88	1	0	0	0	225
2007/2008	8	34	62	20	31	30	6	7	17	3	0	0	218
2008/2009	32	87	64	103	96	16	15	19	5	3	1	1	442
2009/2010	80	5	27	23	80	35	58	65	9	16	1	27	426
2010/2011	5	58	16	12	13	18	21	40	68	10	0	21	282
2011/2012	2	49	82	25	15	40	23	26	12	1	1	0	276
2012/2013	12	32	133	13	68	50	31	22	40	0	0	8	409

2013/2014	5	00	36	90	66	17	29	15	15	12	0	0	285
2014/2015	28	8	45	83	45	34	16	12	33	1	0	0	305
2015/2016	30	21	4	00	11	32	35	19.4	44	8	0	0.6	205
2016/2017	13	19	34.3	42	57.44	45.94	32.97	25.08	10.02	4.2	6.5	0.35	290.8
2017/2018	00	16.02	00	46	18.76	12.24	66.21	69.87	17.23	12.27	0	3.15	261.75
2018/2019	18.45	37.2	25.45	24.55	17.31	25.08	7.87	14.83	23.83	1.02	3.48	4.16	203.23
2019/2020	34.52	14.02	32.17	15.99	4.06	00	20.16	143.76	28.71	0	0	0	293.38

(Source A.N.R.H Blida (AGENCE NATIONAL DES RESSOURCE HYDRAULIQUE))

Cette série des précipitations annuelles présente les caractéristiques statistiques suivantes :

Tableau VI. 4 : Paramètres de la série pluviométrique.

Moyenne	285.18 mm
Ecart type	75.5
Cv	0.265
Pmin	175 mm
Pmax	442 mm
Médiane	282

VI.5.4. Étude de l'homogénéité de la série pluviométrique :

Il est crucial de vérifier l'homogénéité de la série pluviométrique avant de déterminer ses caractéristiques. Pour cela, le Test de Mood est utilisé selon la méthode suivante :

Prenons un échantillon de x_1, x_2, \dots, x_n . Après avoir classé ces valeurs par ordre croissant, nous calculons sa médiane M , une constante telle que 50 % des x_i sont inférieurs à M et 50 % sont supérieurs. Ensuite, nous remplaçons les valeurs non classées par une séquence de signes :

- (+) pour $x_i > M$
- (-) pour $x_i < M$

Nous calculons ensuite deux quantités :

- N_s : le nombre total de séries de (+) ou (-).
- T_s : la taille de la plus grande série de (+) ou (-).

Les conditions du test sont établies sur ces paramètres :

$$\frac{1}{2(N+1-1.96\sqrt{N-1})} < N_s \quad m > \frac{1}{2(N+1+1.96\sqrt{N-1})}$$

$$T_s < 3.3(\log 10N + 1)$$

Tableau VI. 5: Résultat du test Mood

Pmoy	323.9	218	175	262.7	341	334	363	179.6	240
	+	-	-	-	+	+	+	-	-
Pmoy	225	218	442	426	282	276	409	285	305
	-	-	+	+	+	-	+	+	+

Pmoy	205	290.8	261.75	203.23	293.38				
	-	+	-	-	+				

Avec :

$$\frac{1}{2}(N + 1 - 1,96\sqrt{N - 1}) = 9.002 \quad \text{et} \quad \frac{1}{2}(N + 1 + 1,96\sqrt{N - 1}) = 18.99$$

Ns=10

Donc

7.4 < Ns=10 < 16.6

Et d'autre part : $3.3(\log_{10}N + 1) = 4.55$ et $Ts=4 < 3.3(\log_{10}N+1) = 4.55$

Les calculs montrent que les conditions de Mood sont remplies, indiquant ainsi que la série des précipitations moyennes annuelles est homogène.

VI.5.5. Ajustement de la série pluviométrique

Il est possible d'ajuster les données pluviométriques en utilisant diverses lois statistiques, mais pour notre projet, nous avons opté pour celle offrant le meilleur ajustement. Les lois les plus fréquemment employées pour l'ajustement des précipitations annuelles sont les suivantes :

- Loi de Gauss ou loi normale.
- Loi de Galton ou loi log-normale. Pour les calculs,

Nous avons utilisé le logiciel HYFRAN.

VI.5.6. Ajustement à la loi log normal

La méthode consiste à convertir les données statistiques des précipitations à une échelle différente, en l'occurrence l'échelle log-normale. L'équation de la droite est formulée comme suit :

$$\ln(Xp\%) = \ln(x) + \delta \ln \times Up\%$$

Xp% : précipitation probable à p%

$\ln(x)$: Moyenne arithmétique du log des précipitations observées.

Up% : variable réduite de Gauss.

$\delta \ln$: écart type des précipitations observées.

Tableau VI. 6 Résultat de l'ajustement à la loi log-normale (Hyfran).

Période de retour (ans) «T»	Probabilité é «Q»	«Xt»	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%
5	0.8000	344	22.1	301 - 387
2	0.6667	276	15.1	246 - 306
1.25	0.2000	221	14.2	193 - 249

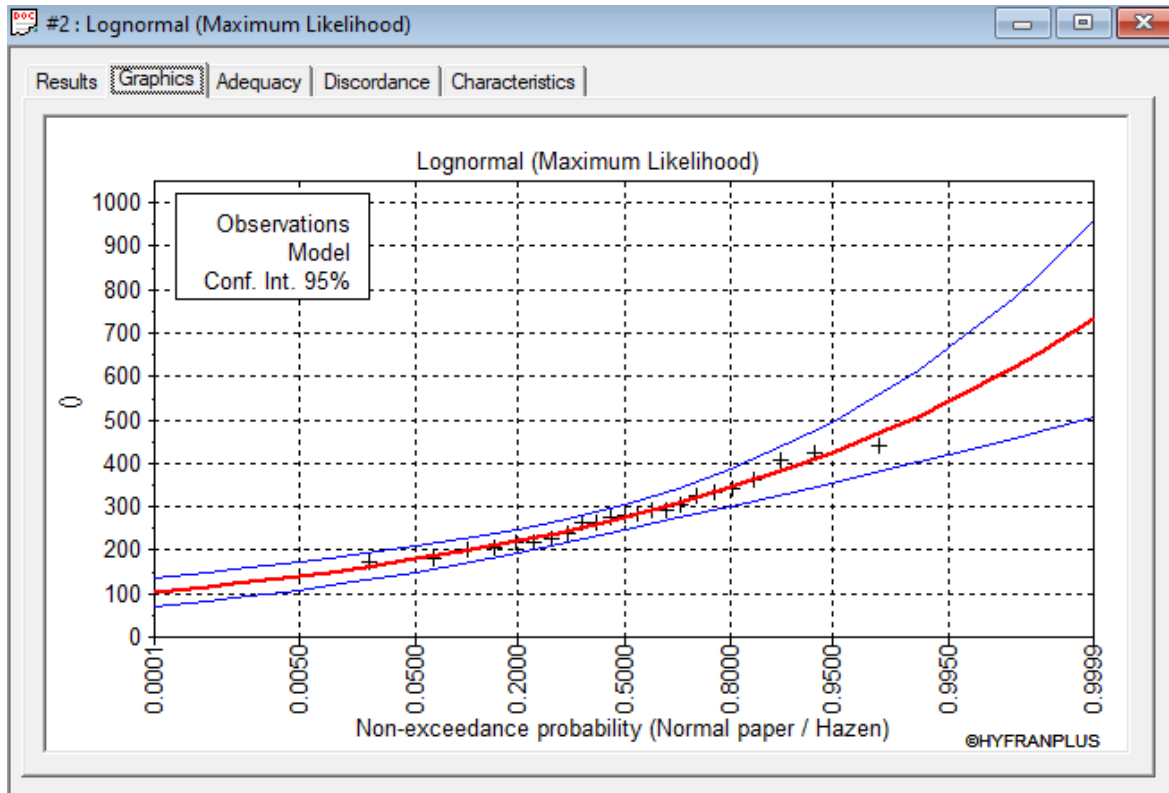


Figure VI 1: : Ajustement des pluies annuelles a la log Normale

VI.5.7. Ajustement à la loi normale

Cette méthode statistique repose sur une distribution spécifique des données de précipitations, connue sous le nom de loi normale ou loi de Gauss. Cette distribution est représentée par une courbe en forme de cloche symétrique autour de la moyenne des valeurs. La formule mathématique de cette loi est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Avec variable réduite de gauss

$$u = \frac{X - x}{\sigma}$$

X : Moyenne

σ : L'écart type

Nous avons utilisé le logiciel HYFRAN pour réaliser les calculs. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau suivant :

Période de retour (ans) «T»	Probabilité «Q»	«Xt»	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%
5	0.8000	349	18.4	313 - 385
2	0.5000	285	15.8	254 - 316
1.25	0.2000	222	18.4	185 - 285

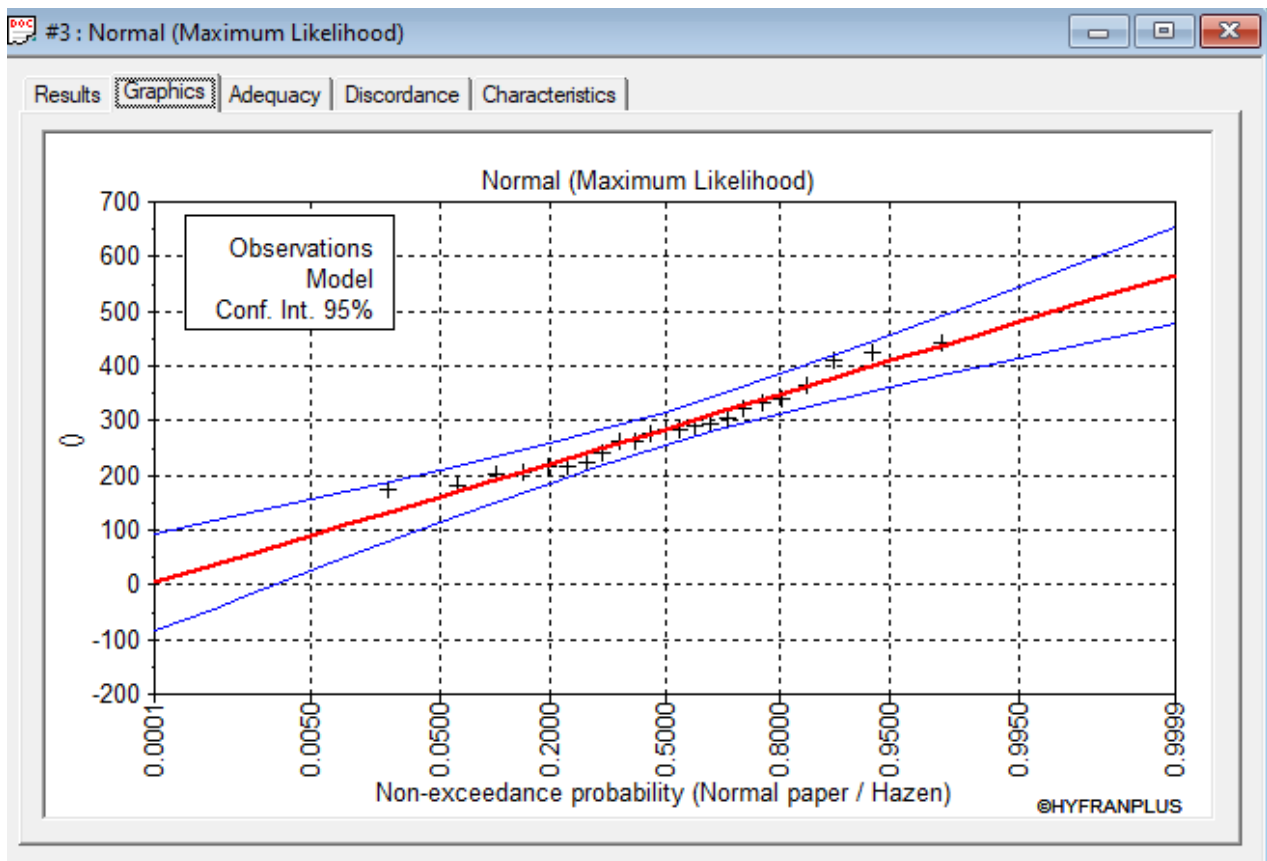


Figure VI 2: Ajustement des pluies annuelles a la loi normale

VI.5.8. Test de validité d'un ajustement

Pour déterminer la meilleure loi d'ajustement des précipitations annuelles, les deux ajustements ont été validés à l'aide du test du chi-carré (χ^2) avec un risque de 5 %. Les résultats sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau VI. 7: les paramètres de test de KHI carré

Paramètre	La loi normale	La loi log normal
KHI carré χ^2 calculé	2.87	3.12
Probabilité $p(\chi^2)$	0.5799	0.9795
Degré de liberté	4	4
Nombre des classes	7	7
KHI carré χ^2 théorique	9.49	9.49
Observation	$\chi^2_{calc} < \chi^2_{théorique}$ Condition vérifiée	$\chi^2_{calc} < \chi^2_{théorique}$ Condition vérifiée

Selon les résultats du test du chi-carré présentés dans le tableau on peut conclure que la loi normale offre un ajustement plus adéquat.

VI.5.9. Détermination de l'année de calcul :

L'objectif de la détermination de l'année de référence est d'estimer la quantité de pluie disponible pour

les cultures avec une probabilité de 80%. Le calcul se fait de la manière suivante :

$$P_{\text{moy } 80\%} \text{ de chaque mois} = P_{\text{moy de chaque mois}} \times \frac{P_{\text{théorique (80\%)}} \text{ annuelle}}{P_{\text{théorique (50\%)}} \text{ annuelle}}$$

Avec :

$P_{80\% \text{ sec}}$: la précipitation mensuelle de l'année de calcul

$P_{\text{moy}.i}$: La précipitation moyenne mensuelle

$P_{80\%}$: La précipitation théorique annuelle de fréquence 80%

$P_{50\%}$: La précipitation théorique annuelle de fréquence 50%

Les résultats de l'ajustement selon la Loi Normale montrent que :

$P_{\text{théorique (80\%)}} = 231 \text{ mm}$ et $P_{\text{théorique (50\%)}} = 280 \text{ mm}$,

Les précipitations avec une fréquence de 80 %, selon la loi log-normale, sont exprimées comme suit :

Tableau VI. 8: Calcul des pluies mensuelles pour l'année sèche (freq =80%)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Pmoy(mm)	18,17	27,15	41,59	34,8	37,26	28,14	29,97	32,78	24,73	3,63	1,26	5,68
P80(mm)	14,54	21,72	33,27	27,84	29,81	22,51	23,98	26,22	19,78	2,90	1,01	4,54

VI.5.10. Estimation des besoins

Pour le calcul des besoins on se base sur l'évaluation du bilan hydrique suivante :

$$B_i = ETM - (P_{\text{eff}} + K \cdot RFU_{i-1})$$

ETM : l'évapotranspiration maximale ou besoins des cultures en (mm) où :

$$(ETM = ET_0 \times K_c)$$

Avec :

K_c : le coefficient culturel de la culture considérée ;

P_{eff} : la pluie efficace ;

RFU_{i-1} : La réserve facile utile.

A l'aide du logiciel CROPWAT 8.0, nous avons saisi les données mensuelles (T, P, Vent, Radiation) afin d'obtenir les valeurs de l'évapotranspiration de référence (ET₀).

Tableau VI. 9 Calcul des besoins en eau pour les Olivier

mois	P80%	Pe _{eff} (mm)	ETP(mm/m)	Z(m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	14.54	10.18	147.97	1.50	140.00	0.00	0.85	125.77	115.59
Octobre	21.72	15.2	108.39	1.50	140.00	0.00	0.85	92.13	76.93
Novembre	33.27	23.29	70.9	1.50	140.00	0.00	0.75	53.18	29.89
Décembre	27.84	19.49	66.82	1.50	140.00	46.67	0.65	43.43	0.00
Janvier	29.81	20.87	62.42	1.50	140.00	70.00	0.65	40.57	0.00
Février	22.51	15.76	67.7	1.50	140.00	70.00	0.65	44.01	0.00
Mars	23.98	16.79	100.22	1.50	140.00	70.00	0.65	65.14	0.00
Avril	26.22	18.35	129.31	1.50	140.00	46.67	0.65	84.05	0.00
Mai	19.78	13.85	171.28	1.50	140.00	0.00	0.65	111.33	97.48
Juin	2.9	2.03	203.77	1.50	140.00	0.00	0.80	163.02	160.99
Juillet	1.01	0.71	231.34	1.50	140.00	0.00	0.85	196.64	195.93
Août	4.54	3.18	203.26	1.50	140.00	0.00	0.85	172.77	169.59

Tableau VI. 10 :Calcul des besoins en eau pour les Orange

Mois	P80%	Pe _{eff} (mm)	ETP _(mm/m)	Z(m)	RFU_THEO	RFU_REEL	KC	ETM	B(mm)
Septembre	14.54	10.18	147.97	1.5	140.00	0.00	0.4	59.19	49.01
Octobre	21.72	15.2	108.39	1.5	140.00	0.00	0.75	81.29	66.09
Novembre	33.27	23.29	70.9	1.5	140.00	0.00	0.75	53.18	29.89
Décembre	27.84	19.49	66.82	1.5	140.00	46.67	0.75	50.12	0.00
Janvier	29.81	20.87	62.42	1.5	140.00	46.67	0.65	40.57	0.00
Février	22.51	15.76	67.7	1.5	140.00	46.67	0.65	44.01	0.00
Mars	23.98	16.79	100.22	1.5	140.00	46.67	0.45	45.10	0.00
Avril	26.22	18.35	129.31	1.5	140.00	46.67	0.45	58.19	0.00
Mai	19.78	13.85	171.28	1.5	140.00	0.00	0.45	77.08	63.23
Juin	2.9	2.03	203.77	1.5	140.00	0.00	0.55	112.07	110.04
Juillet	1.01	0.71	231.34	1.5	140.00	0.00	0.65	150.37	149.66
Août	4.54	3.18	203.26	1.5	140.00	0.00	0.7	142.28	139.10

Tableau VI. 11 :Récapitulatif des besoins net (mm).

Mois	Olivier	Orange	B tot (mm)	B tot (m ³)
Septembre	115.59	49.01	164.6	1646
Octobre	76.93	66.09	143.02	1430.2
Novembre	29.89	29.89	59.78	597.8
Décembre	0.00	0.00	0	0
Janvier	0.00	0.00	0	0
Février	0.00	0.00	0	0
Mars	0.00	0.00	0	0
Avril	0.00	0.00	0	0
Mai	97.48	63.23	160.71	1607.1
Juin	160.99	110.04	271.03	2710.3
Juillet	195.93	149.66	345.59	3455.9
Août	169.59	139.10	308.69	3086.9

VI.5.11. Calcul du débit spécifique

Le débit fictif continu est la quantité d'eau d'irrigation requise pour répondre aux besoins de pointe est fournie sous forme d'un débit constant (fictif), disponible 22 heures par jour, pour répondre aux

besoins de consommation mensuelle. Dans ce cas, on calcule le débit spécifique en fonction des besoins en eau de chaque culture évaluée auparavant, en se référant à la répartition des cultures. Après avoir analysé les deux tableaux, on choisit le débit spécifique de l'Assolement 1 car il a les besoins les plus élevés.

$$q_s = \frac{B_{\text{pointe}} \times 10 \times 1000}{3600 \times N_h \times N_j \times K}$$

Avec :

B : Besoins Net de mois de point 280.62 (mm/mois).

q_s : Débit spécifique (l/s/ha).

K : Coefficient d'efficacité globale du système d'irrigation ($k = 0,75$).

N_h : Nombre d'heures d'irrigation = 22 h.

N_j : Nombre de jours par mois = 30 jours.

Application numérique :

$$q_s = \frac{345.59 \times 10 \times 1000}{3600 \times 22 \times 30 \times 0,75} = 1,94 \text{ l/s/ha}$$

Lorsque le débit spécifique obtenu dépasse 1,5, il existe un risque de surdimensionnement des conduites du réseau d'adduction.

Pour résoudre ce problème, on prend donc le débit spécifique de la culture la plus exigeante (Olivier, mois de Juillet) pour le mois de Pointe, qui est égal à :

on prend un débit spécifique de **$Q_s = 1.09 \text{ l/s/ha}$** .

Evaluation du débit caractéristique

$$Q_{cr} = Q_s * S$$

Q_s : débit spécifique de mois de pointe en (l/s/ha) ;

S : la superficie nette irriguée = 120 ha.

$$Q_{cr} = 120 * 0.87 = 132 \text{ l/s} = 11404,16 \text{ m}^3/\text{j}$$

Donc la STEP de Bordj Bou Naama doit fournir un volume journalier de 11404.16 m^3 pour répondre aux besoins des cultures agricoles (Olivier, Orange).

Conclusion

En conclusion, la réutilisation des eaux usées épurées représente une opportunité stratégique pour l'Algérie, permettant non seulement de pallier les pénuries d'eau, mais aussi de valoriser une ressource précieuse dans un contexte de rareté hydrique. Les résultats obtenus dans le cadre de cette étude, notamment l'analyse des besoins hydriques des cultures agricoles telles que l'olivier et l'orange, montrent que les eaux traitées par la station d'épuration de Bordj Bou Naama répondent aux normes de qualité requises pour l'irrigation. Avec une gestion adéquate et des pratiques de réutilisation bien définies, il est possible de transformer les contraintes climatiques en opportunités de développement durable, en optimisant l'utilisation des ressources disponibles tout en réduisant la dépendance aux sources d'eau conventionnelles. Le projet de réutilisation des eaux usées pour l'irrigation agricole à Bordj Bou Naama est ainsi un exemple concret de l'application des principes de durabilité et de résilience dans la gestion des ressources en eau en Algérie.

Chapitre VII
l'Aspect Économique

Introduction

L'analyse économique est une composante cruciale dans le dimensionnement et la mise en œuvre de toute infrastructure, et cela est particulièrement vrai pour les stations d'épuration. Une évaluation économique approfondie permet de déterminer la viabilité financière du projet, d'identifier les sources de financement les plus adaptées, et de s'assurer que les coûts de construction et d'exploitation peuvent être soutenus par les revenus générés. Elle aide également à anticiper les défis financiers et à planifier des stratégies pour les surmonter.

Dans le cadre d'une station d'épuration, une analyse économique bien menée assure que l'investissement réalisé répond non seulement aux besoins techniques et environnementaux, mais aussi aux contraintes budgétaires des parties prenantes. Elle permet de comparer différentes solutions techniques sur la base de leur coût global sur le cycle de vie de la station, incluant la construction, l'exploitation et la maintenance. En outre, l'analyse économique peut révéler des opportunités de réduction des coûts et d'optimisation des ressources, garantissant ainsi une utilisation plus efficace des fonds publics ou privés.

VII.1 Coût d'investissement :

VII.1.1 Coût de terrassement :

Le prix du mètre cube de terrassement et excavation sera évalué à 400 DA.

L'épaisseur de la couche végétale sera estimée à 30 cm

On calculera le volume de la couche végétale par l'expression : $V = 0,3 \times S_{hi}$

On calculera le volume d'excavation par l'expression :

Le coût d'un ouvrage sera donc :

$$C = 400 \cdot V$$

V : Volume de terrassement de l'ouvrage considéré.

On suppose que l'excavation coûte 10 fois le prix de terrassement

Tableau VII. 1:Le coût de terrassement de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Sh _i	Volume (m ³)	Coût (DA)
- Dégrilleur	2	2.61	0.78	1958.58
-Dessableur-déshuilleur	1	29.66	8.90	22245.02
-Décanteur primaire	1	296.60	88.98	222450.18
-Bassin d'aération	1	326.72	98.01	245036.31
-Décanteur secondaire	1	928.46	278.54	696345.00
filre a sable	1	75.00	22.50	56250.00
-Bassin de désinfection	1	166.84	50.05	125128.22
-Epaississeur	1	88.00	26.40	65996.91
-Digesteur	1	145.60	43.68	109198.33
-Lit de séchage	30	7200.00	1350.00	3375000.00
Terrassement	4919608.55 DA			
Excavation	49196085.52 DA			
Le coût total	54115694.07 DA			

VII.1.2 Coût de Béton armé

- Le coût du mètre cube de béton est estimé actuellement $P_u = 40000$ DA
- Le coût du béton sera donc : $C_b = P_u \cdot V_{tb}$
- Epaisseur des murs des ouvrages $e_m = 0,15$ à $0,4$ m on prend $e_m = 0,15$ m
- Epaisseur du radier des ouvrages est prise $e_r = 0,3$ à $0,4$ m on prend $e_r = 0,3$ m
- Le mètre cube de béton contient en moyenne (40 à 100) Kg de fer.
- Le kilogramme de fer coûte actuellement 75 DA

On prendra la valeur 80 Kg de fer / m³ de béton

Le coût de béton ferrailé est de :

$$C_t = C_b + C_f \quad C_b = 40000 \text{ DA}$$

$$C_f = 75 \cdot 80 = 6000 \text{ DA}$$

$$C_t = 46000 \text{ DA}$$

Le volume du béton total pour chaque ouvrage est la somme de deux volumes :

V_r : Volume du béton pour le radier de chaque ouvrage $V_r = e_r \cdot Sh$

V_m : Volume du béton des murs de chaque ouvrage

$V_m = em.P.H$

P : périmètre de l'ouvrage

H : hauteur de l'ouvrage

Tableau VII. 2: Le coût du béton armé de chaque ouvrage

Ouvrages	Nombre	Volumes		Vr+ Vm	Cout Cbf (DA)
		Vr	Vm		
Dégrilleur	2	0.78	1.80	2.58	118837.93
Dessableur-déshuilleur	1	8.90	26.40	35.30	1623708.32
Décanteur primaire	1	88.98	41.85	130.83	6018183.25
Bassin d'aération	1	98.01	44.40	142.41	6551068.04
Décanteur secondaire	1	278.54	101.74	380.27	17492604.00
Filtre a sable	1	22.50	90.00	112.50	5175000.00
Bassin de désinfection	1	50.05	64.80	114.85	5283159.33
Epaississeur	1	26.40	41.45	67.85	3120951.20
Digesteur	1	43.68	41.45	85.13	3915857.29
Lit de séchage	30	1350.00	72.00	1422.00	65412000.00
Le coût total		114711369.35 DA			

VII.1.3 Coût totale du génie civil

Le coût total du génie civil est la somme des deux coûts calculer précédemment :

$$C_{gc} = C_t + C_{t\ ba} = 168827063.42 \text{ DA}$$

➤ Coût des VRD

Le coût des VRD est estimé à 25% du coût du génie civil donc :

$$C_{VRD} = 0,25 \cdot C_{gc} = 42206765.86 \text{ DA}$$

➤ **Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques**

Il est estimé à 40% du (C_{gc} + CVRD) C_{éq} = **84413531.71 DA**

➤ **Coût total des investissements de la station**

C_{ti} = C_{gc} + CVRD + C_{éq} = **295447360.99 DA**

VII.1.4 Coût de fonctionnement

➤ **Le coût de main d'œuvre**

Le coût de main d'œuvre est estimé à 5% du coût d'investissement

C_{mo} = 0,05 . C_{ti} = 14772368.05 DA

➤ **Le coût de l'énergie (consommation électrique):**

Les frais d'énergie sont calculés par l'expression suivante : C_{e'} = P_u . E_c

P_u : prix unitaire du Kwh, P_u = 4,18 DA

E_c : énergie totale consommée (Kwh), E_c est estimé à 1,7 Kwh/m³

C_e = Q . C_{e'} = Q . P_u . E_c

Q : le débit annuel qui sera traité en l'an 2054 qui est égale à 10656 m³/j

C_e = **27694406.33DA/an**

➤ **Le coût de renouvellement du matériel électromécanique**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total C_{rm} = 14772368.05 DA

➤ **Le coût des frais financiers**

Il est estimé à 5% du coût d'investissement total C_{ff} = 14772368.05 DA

➤ **Le coût de fonctionnement total**

C_{ft} = C_{mo} + C_e + C_{aj} + C_{rm} + C_{ff} =

C_{ft} = **367458871.47 DA**

➤ **Calcul du prix du m³ d'eau traitée**

Le volume total annuel d'eau traité en l'année 2054 est de : V_a = 365 . 10656. = **6777743,4 m³/an**

➤ **Le coût d'amortissement annuel**

$$C_{aa} = C_{ti} / t$$

t : durée d'amortissement t = 15 ans

$$C_{aa} = 30544256,1 / 15 = \mathbf{2036283,74 \text{ DA}}$$

➤ **Le coût total de la station**

$$C_{t \text{ st}} = C_{aa} + C_{ft}$$

$$C_{t \text{ st}} = \mathbf{369495155 \text{ DA}}$$

➤ **Le coût de m³ d'eau épurée**

$$C_e = C_{t \text{ st}} / V_a \quad C_e = \mathbf{15,90 \text{ DA}}$$

Tableau VII. 3: Résultats de calculé

Désignation	Unité	Coûts
Coût d'investissement		
Coût de terrassement	DA	4919608.55
Coût d'excavation	DA	49196085.52
Coût total du béton armé	DA	54115694.07
Coût totale du génie civil	DA	168827063
Coût des VRD	DA	42206765.86
Coût des équipements électromécanique et électriques et des installations hydromécaniques	DA	84413531.71
Coût total des investissements de la station	DA	295447360
Coût de fonctionnement		
Le coût de main d'œuvre	DA	14772368
Le coût de l'énergie	DA/an	27694406
Le coût de renouvellement du matériel électromécanique	DA	
Le coût des frais financiers	DA	14772368.05
Le coût de fonctionnement total	DA	14772368.05
Le coût total de la station	DA	367951283
Le coût de m ³ d'eau épurée	DA	15,90

Conclusion

L'aspect économique de la station d'épuration en Algérie démontre l'importance d'une planification et d'une gestion financières rigoureuses. En considérant les coûts d'investissement, d'exploitation et de maintenance, ainsi que les subventions disponibles et les économies potentielles, il est clair que ces stations peuvent être viables financièrement à long terme. La réduction des coûts grâce à des aides financières et une gestion efficace renforce cette viabilité. En somme, une station d'épuration bien dimensionnée et correctement gérée peut non seulement soutenir la durabilité économique, mais également contribuer significativement à la gestion durable des ressources en eau en Algérie.

Conclusion générale

La gestion des eaux usées à Bordj Bou Naama, en Algérie, représente un défi majeur pour la santé publique et l'environnement. Ce mémoire analyse en profondeur cette problématique et propose des solutions adaptées.

L'étude débute par une présentation géographique et climatologique de Bordj Bou Naama, suivie d'une analyse des caractéristiques de la pollution des eaux usées. Diverses technologies de traitement sont examinées, aboutissant au dimensionnement d'une station d'épuration répondant aux besoins actuels et futurs de la commune.

Le choix se porte sur la méthode des boues activées à moyenne charge, justifié par sa prévalence mondiale et son adéquation avec les eaux usées locales. Ce procédé assure une qualité supérieure des eaux rejetées, avec des performances de traitement dépassant 84%, tout en produisant des boues stabilisées nécessitant un traitement minimal.

La réutilisation des eaux usées traitées est envisagée, particulièrement pour l'irrigation. Les calculs montrent que cette approche pourrait couvrir donc la STEP de Bordj Bou Naama doit fournir un volume journalier de 11404.16 m³ pour répondre aux besoins des cultures agricoles (Olivier, Orange). Une analyse économique approfondie évalue les coûts de construction et d'exploitation, ainsi que les sources de financement et les retombées économiques potentielles.

Ce mémoire offre une vision globale de la gestion des eaux usées à Bordj Bou Naama, proposant des solutions techniques, environnementales et économiques. Il contribue significativement à la protection de la santé publique et à la préservation des ressources en eau, dans une optique de développement durable et intégré.

Références bibliographiques

- [1]. J. P. Bechac-P. Boutin-B. Mercier-P. Nuer, " Traitement des eaux usées", Eyrolles, 1984.
- [2]. Rejsek,F. Analyse des eaux ; aspecte réglementaires et technique. France : Ed Canopé CRDP de Bordeaux, 2002.
- [3]. M. Satin et B. Selmi, Guide Technique de l'Assainissement 3e Edition, Le Moniteur, 2006.
- [4]. J. P. Bechac-P. Boutin-B. Mercier-P. Nuer, " Traitement des eaux usées", Eyrolles, 1984.
- [5]. C. Cardot. A. Gilles,Analyse des eaux, Ellipses, 2013.
- [6]. M. Jean-Luc VASEL : Annexe 79 - L'ÉLIMINATION DE L'AZOTE ET DU PHOSPHORE
- [7]. CANLER, J-P. PERRET J-M. Document technique FNDA n°28 : étude des prétraitements basés uniquement sur le tamisage fin
- [8]. Rapport Mondial des NATIONS UNIES sur la mise en valeur des Ressources En Eau (2017) -Les Eau Usées Une Ressource Inexploitée.
- [9]. P. Perera et B. Baudot, Guide, Procédés extensifs d'épuration des eaux usées adaptés aux petites et moyennes collectivités, Office des Publications Officielles des Communautés Européennes, Luxembourg, 2001.
- [10]. Getier, A. I. (avril 1994). L'assainissement des agglomérations : Techniques d'épuration actuelles et évolutions.
- [11]. F. Edeline, L'épuration biologique des eaux : Théorie et technologie des réacteurs, 4e Edition, Liège, Cebedoc, (1998).
- [12]. M. Davis, D. Cornwell Introduction to Environmental Engineering, 5th Edition McGraw- Hill, 1997.
- [13]. Teli Sidi Mohamed, Etude sur la valorisation par séchage solaire des boues, 2013
- [14]. Kibane. (2018). Dimensionnement d'une station d'épuration à Arzew. Transféré le 7 janvier 2018.
- [15]. SADOWSKI, AG. Méthode de calcul d'une filière de traitement : boue activées –Très faible charge, nitrification et dénitrification, Traitement du phosphore. France : SHU, ENGEES, 2002. 103 p.
- [16]. Metcalf & Eddy, Inc. (2014). Wastewater Engineering : Treatment and Reuse. 5th Edition. McGraw-Hill Education.