



## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

**Option : REUTILISATION DES EAUX NON CONVENTIONNELLES**

**THEME :**

**Etude des performances épuratoires de la STEP de Akbou (wilaya de bejaia)**

**En vue de la réutilisation de l'eau épurée à des fins agricoles.**

**Présenté par :**

**DJAIDER Meriem**

**Devant les membres du jury**

<b>Nom et Prénoms</b>	<b>Grade</b>	<b>Qualité</b>
DERNOUNI Youcef	M.A.A	Président
KHALED HOULI Samia	M.A.A	Membre
KHEDIM ALLAH Abderrahmane	M.A.A	Membre
TAFAT Leila	M.A.A	Membre
YAHIAOUI Samir	M.A.A	Promoteur

## ***Remerciements***

Je tiens à remercier monsieur YAHIAOUI Samir qui m'a permis de bénéficier de son encadrement, et qui a ainsi dispensé ses précieux conseils et son aide durant toute la période de ce travail.

Je tiens aussi à remercier toute ma famille, pour m'avoir encouragée et pour m'avoir permis d'entreprendre la formation d'Ingénieure d'état en hydraulique sans eux je ne serai pas aujourd'hui.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner et de critiquer mon travail.

Je remercie enfin tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre, ont contribué à la réussite de ce travail et qui n'ont pas été cités ici.

## *Dédicaces*

Avec l'expression de ma plus profonde reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, malgré tous les mots que je pourrais choisir, ne pourraient jamais recevoir l'expression complète de mon amour sincère.

À l'homme précieux que Dieu m'a offert, qui incarne ma force, ma réussite et tout mon respect : mon cher père, Mouhand Ourabah.

À la femme qui a enduré toutes les peines sans jamais me laisser souffrir, qui a toujours répondu présente à mes moindres besoins, et qui a dépensé sans compter pour assurer mon bonheur : ma chère mère, Nacira.

À mes chères sœurs, Samira et Ounissa, et leurs familles, qui m'ont continuellement conseillé, encouragé et soutenu tout au long de mes études ; que Dieu les protège et leur accorde la chance et le bonheur.

À mon unique et précieux frère, Nassime, qui est pour moi un pilier de soutien indéfectible, un modèle de force et de bienveillance.

À mes cousines Dahbia, Nessrine, Silia, Kamelia, Ines, et à mes cousins, qui savent toujours comment semer la joie et le bonheur dans notre famille.

À mon grand-père, à mes tantes et à mes oncles, que Dieu leur accorde une longue vie pleine de santé et de bonheur.

À tous mes amis, que j'ai eu la chance de rencontrer au fil des années, je leur adresse mes sincères remerciements pour leur amour et leurs encouragements inestimables.

## ملخص

في مواجهة أزمة المياه في أقبو الواقعة في ولاية بجاية، من الضروري إيجاد مصادر جديدة للمياه لتلبية الاحتياجات الزراعية. تبحث هذه المذكرة في فعالية محطة معالجة المياه في أقبو لتقييم إمكانية استخدام المياه المعالجة في السقي. وتركز الدراسة على قدرة المحطة على معالجة مياه الصرف الصحي من أجل الحفاظ على البيئة الطبيعية، ولا سيما الوادي المستقبل لها، وحماية الصحة العامة. وعلى خلفية الاكتظاظ السكاني في المناطق الحضرية والتلوث المتزايد، تهدف أيضاً إلى تعزيز استخدام المياه المعالجة في الري، مما يوفر حلاً مستداماً لاحتياجات القطاع الزراعي من المياه

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

## Résumé

Face à la crise hydrique en Algérie, il est crucial de trouver de nouvelles sources d'eau pour répondre aux besoins agricoles. Ce mémoire examine la performance de la station de traitement des eaux d'Akbou, située dans la wilaya de Béjaïa, pour évaluer si l'eau traitée peut être utilisée pour l'irrigation. L'étude se concentre sur la capacité de la station à traiter les eaux usées afin de préserver l'environnement naturel, en particulier l'oued récepteur, et à protéger la santé publique. Dans un contexte de surpopulation urbaine et de pollution croissante, cette initiative vise également à promouvoir l'utilisation des eaux traitées pour l'irrigation, en apportant une solution durable aux besoins en eau du secteur agricole.

**Mots-clés :** station d'épuration, réutilisation d'eau usée, crise hydrique

## Abstract

Because of water crisis in Algeria, it is crucial to find new sources of water to meet agricultural needs.

This dissertation examines the performance of the Akbou water treatment plant, located in the wilaya of Béjaïa, to assess whether the treated water can be used for irrigation. The study focuses on the plant's capacity to treat wastewater in order to preserve the natural environment, in particular the receiving wadi, and to protect public health. Against a backdrop of urban overpopulation and increasing pollution, this initiative also aims to promote the use of treated water for irrigation, providing a sustainable solution to the water needs of the agricultural sector.

**Keywords:** wastewater treatment plant, wastewater reuse, water crisis

## TABLE DES MATIERES

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Liste des abréviations

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale .....1

### **PARTIE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES EAUX USEES ET LEURS PERSPECTIVES DE REUTILISATION**

#### **CHAPITRE I : COMPREHENSION DES EAUX USEES : SOURCE, COMPOSITION ET PROCESSUS DE TRAITEMENT**

<b>I.1</b>	<b>Introduction.....</b>	<b>3</b>
<b>I.2</b>	<b>Définition des eaux usées.....</b>	<b>3</b>
<b>I.3</b>	<b>Origine et caractéristiques des eaux usées.....</b>	<b>3</b>
<b>I.3.1</b>	<b>Origine des eaux usées.....</b>	<b>3</b>
<b>I.3.2</b>	<b>Caractéristiques des eaux usées :.....</b>	<b>4</b>
<b>I.4</b>	<b>Différent procédé d'épuration des eaux usées.....</b>	<b>6</b>
<b>I.4.1</b>	<b>Prétraitements :.....</b>	<b>6</b>
<b>I.4.2</b>	<b>Traitement primaire.....</b>	<b>8</b>
<b>I.4.3</b>	<b>Traitement secondaire :.....</b>	<b>8</b>
<b>I.4.4</b>	<b>Traitement tertiaire :.....</b>	<b>11</b>
<b>I.5</b>	<b>Traitement des boues.....</b>	<b>12</b>
<b>I.5.1</b>	<b>Epaississement :.....</b>	<b>13</b>
<b>I.5.2</b>	<b>La déshydratation :.....</b>	<b>14</b>
<b>I.5.3</b>	<b>Le séchage :.....</b>	<b>14</b>
<b>I.5.4</b>	<b>La stabilisation des boues :.....</b>	<b>15</b>
<b>I.6</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>15</b>

#### **CHAPITRE II : REUTILISATION DES EAUX USEES DANS LA GESTION DE LA PENURIE D'EAU : CADRE LEGAL ET CAS DE L'IRRIGATION EN ALGERIE**

**II.1** **Introduction.....**17

<b>II.2</b>	<b>Contexte de la pénurie d'eau :</b> .....	17
<b>II.2.1</b>	<b>L'eau dans le monde :</b> .....	17
<b>II.2.2</b>	<b>Etat des lieux sur les ressources hydriques en Algérie :</b> .....	18
<b>II.2.2.1</b>	<b>Les ressources conventionnelles :</b> .....	18
<b>II.2.2.2</b>	<b>Les ressources non conventionnelles</b> .....	19
<b>II.3</b>	<b>La réutilisation des eaux usées épurées :</b> .....	20
<b>II.3.1</b>	<b>Réutilisation pour l'irrigation :</b> .....	20
<b>II.3.2</b>	<b>Réutilisation municipale :</b> .....	22
<b>II.3.3</b>	<b>Réutilisation industrielle</b> .....	22
<b>II.4</b>	<b>Conclusion</b> .....	22

## **PARTIE II : CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION D'AKBOU**

### **CHAPITRE III : PRESENTATION DU SECTEUR D'ETUDE**

<b>III.1</b>	<b>Introduction :</b> .....	24
<b>III.2</b>	<b>Présentation de la ville d'Akbou :</b> .....	24
<b>III.2.1</b>	<b>Situation géographique :</b> .....	24
<b>III.2.2</b>	<b>Situation topographique :</b> .....	25
<b>III.2.3</b>	<b>Situation géologique :</b> .....	25
<b>III.2.4</b>	<b>Sismicité de la région :</b> .....	25
<b>III.3</b>	<b>Caractéristiques climatiques</b> .....	26
<b>III.3.1</b>	<b>Précipitation :</b> .....	26
<b>III.3.2</b>	<b>Température :</b> .....	27
<b>III.3.3</b>	<b>Humidité relative :</b> .....	28
<b>III.3.4</b>	<b>Le vent :</b> .....	28
<b>III.3.5</b>	<b>Insolation :</b> .....	29
<b>III.3.6</b>	<b>La gelée :</b> .....	29
<b>III.3.7</b>	<b>Hydrologie :</b> .....	29
<b>III.4</b>	<b>Données de base de la future station :</b> .....	29
<b>III.4.1</b>	<b>Emplacement de la station :</b> .....	29
<b>III.4.2</b>	<b>Source des eaux brutes :</b> .....	30
<b>III.4.3</b>	<b>Évacuation des eaux traitées :</b> .....	30
<b>III.4.4</b>	<b>Données de base des eaux usées :</b> .....	30
<b>III.5</b>	<b>Conclusion :</b> .....	31

## CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION

IV.1	Introduction	33
IV.2	Qualité des eaux :	33
IV.3	Estimation de la population :	35
IV.4	Besoin en eau potable :	36
IV.5	Débits rejetés :	36
IV.5.1	Les eaux usées domestiques :	36
IV.5.2	Les eaux usées des équipements :	37
IV.5.3	Les eaux usées industrielle :	37
IV.5.4	Débit rejeté Total :	38
IV.6	Equivalent habitant :	38
IV.7	Charge hydraulique :	39
IV.7.1	Débit moyen journalier des eaux usée :	39
IV.7.2	Débit moyen horaire ( $Q_{\text{moy h}}$ ) :	39
IV.7.3	Débit de pointe par temps sec ( $Q_{\text{pts}}$ ) :	39
IV.7.4	Débit de pointe par temps de pluie « $Q_{\text{ptp}}$ » :	40
IV.8	Charge polluante :	40
IV.9	Coefficient de biodégradabilité :	42
IV.10	Déversoir d'orage	42
IV.10.1	Dimensionnement du déversoir d'orage	43
IV.10.1.1	Calcul des débits	43
IV.10.1.2	Determination des dimensions du déversoir	43
IV.11	Conduite de fuite	45
IV.12	Conduite de by-pass	45
IV.13	Profil hydraulique	46
IV.13.1	Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages	46
IV.13.2	Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages	47
IV.13.3	Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP	47
IV.13.4	Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages	48
IV.14	Dimensionnement des ouvrages de la station :	49
IV.14.1	Fosse à batards (pré-dessableur) :	49
IV.14.2	Dégrillage :	51
IV.14.2.1	Dégrillage grossier	51
IV.14.2.2	Dégrillage fin :	52
IV.14.2.3	Les pertes de charge	54

IV.14.2.4 Refus des grilles :	55
IV.14.3 Poste de relevage	56
IV.14.4 Dessablage – Déshuilage aéré :	58
IV.14.4.1 Dimensionnement de l’ouvrage :	58
IV.14.4.2 Calcul du débit d’air à injecter :	60
IV.14.4.3 Volume des sables :	61
IV.14.4.4 Volume des graisses :	61
IV.14.4.5 Quantité des matières éliminées :	61
IV.14.5 Traitement biologique	62
IV.14.5.1 Zone de contact :	62
IV.14.5.2 Bassin biologique :	64
IV.14.5.2.1 Zone d’anoxie :	66
IV.14.5.2.2 Bassin d’aération :	67
IV.14.5.3 Besoins en oxygène :	69
IV.14.5.3.1 Besoin pour la dégradation de la pollution carbonée :	69
IV.14.5.3.2 Besoin pour la dégradation de la pollution azotée :	71
IV.14.5.4 Calcul des caractéristiques de l’aérateur :	73
IV.14.5.5 Bilan de boue	74
IV.14.5.6 Dégazage :	76
IV.14.6 Clarificateur :	77
IV.14.7 Traitement tertiaire :	79
IV.14.7.1 Poste de relevage :	80
IV.14.7.2 Coagulation :	81
IV.14.7.3 Flocculation :	82
IV.14.7.4 Filtration :	83
IV.14.7.5 L’ultra-violet	84
IV.14.8 Traitement et élimination des boues :	84
IV.14.8.1 Epaissement des boues :	84
IV.14.8.2 La déshydratation :	86
IV.15 Conclusion :	87

### **PARTIE III : ETUDE DE REUTILISATION DES EAUX USEES EPUREES**

#### **CHAPITRE V : RESSOURCES EN SOL ET RESSOURCES EN EAU**



<b>V.1</b>	<b>Introduction :</b> .....	89
<b>V.2</b>	<b>Présentation de secteur agricole de la ville d'akbou</b> .....	89
<b>V.2.1</b>	<b>Les terres agricoles :</b> .....	90
<b>V.2.2</b>	<b>Les terres labourables :</b> .....	90
<b>V.2.3</b>	<b>Les pacages :</b> .....	90
<b>V.3</b>	<b>Ressource en eau et Qualité des eaux d'irrigation</b> .....	90
<b>V.3.1</b>	<b>Les ressources en eau et l'irrigation actuelle :</b> .....	90
<b>V.3.2</b>	<b>Les critères d'évaluation des eaux d'irrigation :</b> .....	90
<b>V.3.2.1</b>	<b>La salinité :</b> .....	90
<b>V.3.2.2</b>	<b>Le sodium (l'alcalinité)</b> .....	91
<b>V.3.2.3</b>	<b>Les carbonates et les bicarbonates :</b> .....	92
<b>V.3.2.4</b>	<b>pH de l'eau d'irrigation :</b> .....	92
<b>V.3.2.5</b>	<b>Autres éléments :</b> .....	92
<b>V.3.3</b>	<b>Méthode d'évaluation de la qualité des eaux d'irrigation :</b> .....	92
<b>V.3.4</b>	<b>Etude hydrologique :</b> .....	95
<b>V.4</b>	<b>Conclusion :</b> .....	102

## **CHAPITRE VI : CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES**

<b>VI.1</b>	<b>Introduction :</b> .....	104
<b>VI.2</b>	<b>Détermination de la pluie moyenne :</b> .....	104
<b>VI.3</b>	<b>La Pluie efficace :</b> .....	105
<b>VI.4</b>	<b>L'évapotranspiration :</b> .....	106
<b>VI.4.1</b>	<b>L'évapotranspiration de référence :</b> .....	106
<b>VI.4.2</b>	<b>L'évapotranspiration réelle :</b> .....	107
<b>VI.5</b>	<b>Le choix des cultures :</b> .....	107
<b>VI.6</b>	<b>Calcul des besoins en eaux d'irrigation :</b> .....	108
<b>VI.7</b>	<b>Calcul du Débit fictif :</b> .....	110
<b>VI.8</b>	<b>Débit caractéristique :</b> .....	110
<b>VI.9</b>	<b>Conduites de refoulement et station de pompage :</b> .....	111
<b>VI.10</b>	<b>Conclusion :</b> .....	116

## Liste des abréviations

Le pH : Le potentiel Hydrogène

OD : Oxygène Dissous

CE : La Conductivité électrique

DBO : Demande Biochimique en Oxygène

DCO : Demande Chimique en Oxygène

MES : Matières en Suspension

TDS : Total des Solides Dissous

COV : les composés organiques volatils

MVS : matières volatiles en suspension

RBS : Réacteur biologique séquentiel

AOX : Adsorbable Organic Halides

UF : ultra filtration

NF : nano filtration

OI : osmose inverse

UV : ultra violet

FAO : Organisation des Nations unies pour l'alimentation et l'agriculture

CNES : Centre national d'études spatiales

ANRH : l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

ANBT : l'Agence Nationale des Barrages et des Transferts

MRE : Ministère des Ressources en Eaux

STEP : stations d'épuration des eaux usées

ONA : Office National de l'Assainissement

ONID : Office National d'Irrigation et de Drainage

ONM : Office national de la météorologie

EAC : exploitation agricole collective

OMS : organisation mondiale de la santé

JORA : Journal officiel de la République algérienne

SAR : rapport d'adsorption du sodium

OIE : Office International des Eaux

MM : matière minérale

VRD : Voirie et Réseaux Divers

BET : bureau d'étude technique

PEHD : polyéthylène haute densité

E : Entrée.

S : Sortie.

## Liste des figures :

Figure I.1: Schéma d'un dégrilleur [3]. .....	7
Figure I.2:schéma d'un dessableur. ....	7
Figure I.3: un déshuileur .....	8
Figure I.4: les composants clés des stations par boues activées. ....	9
Figure I.5:schéma d'un épaisseur [4].....	14
Figure II.1: Répartition de l'eau par secteur d'activités dans le monde [9]. ....	17
Figure III.1:vue d'ensemble sur la ville d'akbou [11]. ....	24
Figure III.2:Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en2003. ....	25
Figure III.3:Histogramme de la pluviométrie d'Akbou. ....	27
Figure III. 4:Histogramme de température d'Akbou. ....	28
Figure III. 5:emplacement du site de la station. (Source : google earth) .....	30
Figure V.1:Diagramme de RIVERSAID .....	93
Figure V.2:diagramme de WILCOX .....	94
Figure V.3:histogramme des précipitations annuel (mm).....	97
Figure V.4:graphe d'ajustement log Normal.....	100
Figure V.5:graphe d'ajustement GEV .....	101
Figure V. 6:graphe d'adéquation du khi-deux .....	102

## Liste des tableaux :

Tableau I.1: Classement des réacteurs de boues activées selon la charge et les performances en ERU. ....	10
Tableau I.2: Procédés applicables en traitement tertiaire [4].....	12
Tableau II.1: Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées [10]. .....	21
Tableau III.1: Coordonnées de la station de SIDI YAHIA. ....	26
Tableau III.2: Données pluviométriques (moyenne du 1973 à 2013) .....	26
Tableau III.3: Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales. ....	27
Tableau III.4: Répartition mensuelle de l'humidité relative (Station Bejaia) en 2006. ....	28
Tableau III.5: Répartition mensuelle de vitesse du vent (Station Bejaia) de l'année 2006. .....	29
Tableau III. 6: insolation moyenne mensuelle (période 1964-1992). ....	29
Tableau III. 7: les paramètres de pollution actuelles. ....	31
Tableau IV.2: Qualité des eaux après traitement biologique (selon FOREMHYD S.P.A) .....	33
Tableau IV. 3: Qualité des eaux attendues après traitement tertiaire (selon FOREMHYD S.P.A) .....	34
Tableau IV. 4: Normes de rejets (selon FOREMHYD S.P.A) .....	34
Tableau IV. 5: Normes de réutilisation en irrigation (selon FOREMHYD S.P.A) .....	35
Tableau IV. 6: Evolution de la population de akbou (2023-2053). ....	36
Tableau IV. 7: Estimation de débit moyen journalier à l'horizon.....	36
Tableau IV. 8: Estimation des débits des eaux usées domestiques rejetés à l'horizon.....	36
Tableau IV. 9: Estimation des débits des eaux usées rejetés des équipements à l'horizon .....	37
Tableau IV. 10: Estimation des débits des eaux usées rejetés de la zone industrielle à l'horizon.....	37
Tableau IV. 11: Estimation des débits des eaux usées rejetés total à l'horizon.....	38
Tableau IV. 12: Estimation de l'équivalent habitant à l'horizon. ....	39
Tableau IV. 13: Estimation de débit moyen horaire a l'horizon .....	39
Tableau IV. 14: Estimation de débit de pointe par temps sec à l'horizon. ....	40
Tableau IV. 15: Estimation de débit de pointe par temps de pluie à l'horizon .....	40
Tableau IV. 16: La ration en g/eqh/j de chaque effluent (selon FOREMHYD S.P.A).....	40
Tableau IV. 17: Estimation des charges polluantes à l'horizon.....	41
Tableau IV. 18: Évaluation du Rendement Épuratoire des paramètres. ....	42
Tableau IV. 19: Évaluation du coefficient de biodégradabilité. ....	42
Tableau IV. 20: récapitulatif de résultat des débits pour les deux horizons .....	43
Tableau IV. 21: récapitulatif de résultat de dimensionnement a l'amont de déversoir ...	44
Tableau IV. 22: récapitulatif de résultat de dimensionnement a l'aval de déversoir .....	44

Tableau IV. 23: hauteur de lame d'eau déversée pour les deux horizons .....	44
Tableau IV. 24: largeur du seuil déversant pour les deux horizons .....	45
Tableau IV. 25: dimensionnement de la conduite de fuite pour les deux horizons .....	45
Tableau IV. 26: dimensionnement de la conduite de by-pass pour les deux horizons .....	46
Tableau IV. 27: côtes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages .....	46
Tableau IV. 28: Longueur équivalente de chaque tronçon. ....	47
Tableau IV. 29: Les valeurs de K, m et $\beta$ .....	47
Tableau IV. 30: diamètre entre les ouvrages de la station pour les deux horizons .....	48
Tableau IV. 31: les pertes de charge des conduites reliant les ouvrages pour les deux horizons.....	48
Tableau IV. 32: les cotes piézométriques des ouvrages.....	49
Tableau IV. 33: Récapitulatif des résultats de Fosse à batards .....	50
Tableau IV. 34: Données de base pour le dimensionnement de dégrillage grossier. ....	51
Tableau IV. 35: Récapitulatif de résultats de dégrillage grossier par la méthode Kittelberger.....	52
Tableau IV. 36: Données de base pour le dimensionnement de dégrillage fin.....	52
Tableau IV. 37: Récapitulatif de résultats de dégrillage fin par la méthode Kirschemer. ....	54
Tableau IV. 38: les valeurs de $\beta$ . ....	54
Tableau IV. 39: perte de charge de dégrilleur grossier à barreaux rectangulaires .....	55
Tableau IV. 40: perte de charge de dégrilleur grossier à barreaux circulaire. ....	55
Tableau IV. 41: perte de charge de dégrilleur fin à barreaux rectangulaire. ....	55
Tableau IV. 42: perte de charge de dégrilleur fin à barreaux circulaire. ....	55
Tableau IV. 43: Récapitulatif des résultats de refus des grilles. ....	56
Tableau IV. 44: Données de base pour le dimensionnement de poste de relevage.....	56
Tableau IV. 45: Récapitulatif des résultats de dimensionnement de poste de relevage ....	58
Tableau IV. 46: Données de base pour le dimensionnement de dessableur-déshuileur. ....	58
Tableau IV. 47: Récapitulatif des résultats de dessableur-déshuileur.....	60
Tableau IV. 48: Le débit d'air à injecter pour les horizons 2030 et 2053.....	60
Tableau IV. 49: récapitulatif de résultat de quantité des sables extraite. ....	61
Tableau IV. 50: récapitulatif de résultat de quantité des graisses extraites.....	61
Tableau IV. 51: pourcentage des MVS en fonction du rapport MES/DBO5. ....	61
Tableau IV. 52: résumé des résultats sur la quantité des matières éliminées. ....	62
Tableau IV. 53: Données de base pour le dimensionnement de traitement biologique. ....	62
Tableau IV. 54: Données de base pour le dimensionnement de la zone de contact.....	63
Tableau IV. 55: dimensionnement de la zone de contact pour les horizons 2030 et 2053 .....	63
Tableau IV. 56: le type de bassin biologique .....	64
Tableau IV. 57: résumé des résultats sur le dimensionnement de bassin biologique pour les horizons 2030 et 2053. ....	66
Tableau IV. 58: résumé des résultats sur le dimensionnement de la zone d'anoxie pour les horizons 2030 et 2053 .....	67
Tableau IV. 59: résumé des résultats sur le calcul des charges polluantes et les concentrations de l'effluent pour les horizons 2030 et 2053.....	67

<b>Tableau IV. 60:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement de bassin d'aération pour les horizons 2030 et 2053. ....	<b>68</b>
<b>Tableau IV. 61:</b> les résultats obtenus sur la masse et la concentration de la boue pour les horizons 2030 et 2053. ....	<b>69</b>
<b>Tableau IV. 62:</b> résumé des résultats sur le calcul de besoin en oxygène pour la dégradation de la pollution carbonée pour les horizons 2030 et 2053. ....	<b>70</b>
<b>Tableau IV. 63:</b> besoin en oxygène pour la dégradation de la pollution azotée (2030 et 2053).....	<b>72</b>
<b>Tableau IV. 64:</b> Les valeurs moyennes des paramètres am et b .....	<b>74</b>
<b>Tableau IV. 65:</b> résumé des résultats sur le calcul de la quantité des boues en excès pour les horizons 2030 et 2053. ....	<b>75</b>
<b>Tableau IV. 66:</b> bilan de boue pour les horizons 2030 et 2053.....	<b>76</b>
<b>Tableau IV. 67:</b> Donnés de base pour le dimensionnement de la zone de dégazage .....	<b>76</b>
<b>Tableau IV. 68:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement de la zone de dégazage pour les horizons 2030 et 2053. ....	<b>77</b>
<b>Tableau IV. 69:</b> Donnés de base pour le dimensionnement du clarificateur .....	<b>78</b>
<b>Tableau IV. 70:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement du clarificateur pour les horizons 2030 et 2053. ....	<b>79</b>
<b>Tableau IV. 71:</b> Donnés de base pour le dimensionnement du poste de relevage .....	<b>80</b>
<b>Tableau IV. 72:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement du poste de relevage pour les horizons 2030 et 2053. ....	<b>81</b>
<b>Tableau IV. 73:</b> Donnés de base pour le dimensionnement du poste de coagulation.....	<b>81</b>
<b>Tableau IV. 74:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement du poste de coagulation pour les horizons 2030 et 2053. ....	<b>82</b>
<b>Tableau IV. 75:</b> Donnés de base pour le dimensionnement du poste de floculation .....	<b>82</b>
<b>Tableau IV. 76:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement du poste de floculation pour les horizons 2030 et 2053 .....	<b>83</b>
<b>Tableau IV. 77:</b> Donnés de base pour le dimensionnement du poste de filtration : .....	<b>83</b>
<b>Tableau IV. 78:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement du poste de filtration pour les horizons 2030 et 2053 .....	<b>83</b>
<b>Tableau IV. 79:</b> rappel des résultats nécessaire pour le dimensionnement de traitement des boues .....	<b>84</b>
<b>Tableau IV. 80:</b> Donnés de base pour le dimensionnement de l'épaississeur.....	<b>84</b>
<b>Tableau IV. 81:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement de l'épaississeur pour les horizons 2030 et 2053 .....	<b>85</b>
<b>Tableau IV. 82:</b> résumé des résultats sur le dimensionnement de poste de déshydratation pour les horizons 2030 et 2053 .....	<b>87</b>
<b>Tableau V.1:</b> Classification des eaux d'irrigation proposée par (USDA).....	<b>90</b>
<b>Tableau V.2:</b> Classement de la qualité de l'eau en fonction du danger d'alcalinisation du sol (SAR) .....	<b>91</b>
<b>Tableau V.3:</b> Degré relatif de dureté de l'eau selon la quantité de carbonate de calcium	<b>92</b>
<b>Tableau V.4:</b> Interprétation des classes du diagramme de RIVERSIDE.....	<b>93</b>

<b>Tableau V.5:les données pluviométriques .....</b>	<b>95</b>
<b>Tableau V.6:étude d'homogénéité par le test de Wilcoxon .....</b>	<b>98</b>
<b>Tableau V.7:récapitulatif des formules des lois d'ajustements.....</b>	<b>99</b>
<b>Tableau V.8:les caractéristiques empiriques de l'échantillon.....</b>	<b>100</b>
<b>Tableau V.9:les valeurs de <math>x^2</math> obtenue .....</b>	<b>101</b>
<b>Tableau VI.1: les valeurs des précipitations pour chaque période de retour .....</b>	<b>104</b>
<b>Tableau VI.2:les pluies moyennes mensuelles pour une fréquence de 80%. .....</b>	<b>105</b>
<b>Tableau VI.3:les pluies efficaces selon la méthode des pourcentages fixes.....</b>	<b>105</b>
<b>Tableau VI.4:Evapotranspiration de référence ET0 donnée par le logiciel CROPWAT</b>	
<b>8.0. ....</b>	<b>106</b>
<b>Tableau VI.5:Tableau des Parcelles et Surfaces à Irriguer. ....</b>	<b>107</b>
<b>Tableau VI.6:Tableau de référence pour la détermination de la RFU en fonction du type</b>	
<b>de sol .....</b>	<b>108</b>
<b>Tableau VI.7:Besoins nets et brutes des agrumes. ....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.8:Besoins nets et brutes des vignes. ....</b>	<b>109</b>
<b>Tableau VI.9:Calcul de la HMT du tronçon SP-RESERVOIR.....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau VI.10:frais d'exploitation.....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau VI.11:frais d'amortissement. ....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau VI.12:Bilan .....</b>	<b>114</b>
<b>Tableau VI.13:récapitulatif des caractéristiques hydrauliques de la conduite de</b>	
<b>refoulement (station de pompage-réservoir). ....</b>	<b>115</b>



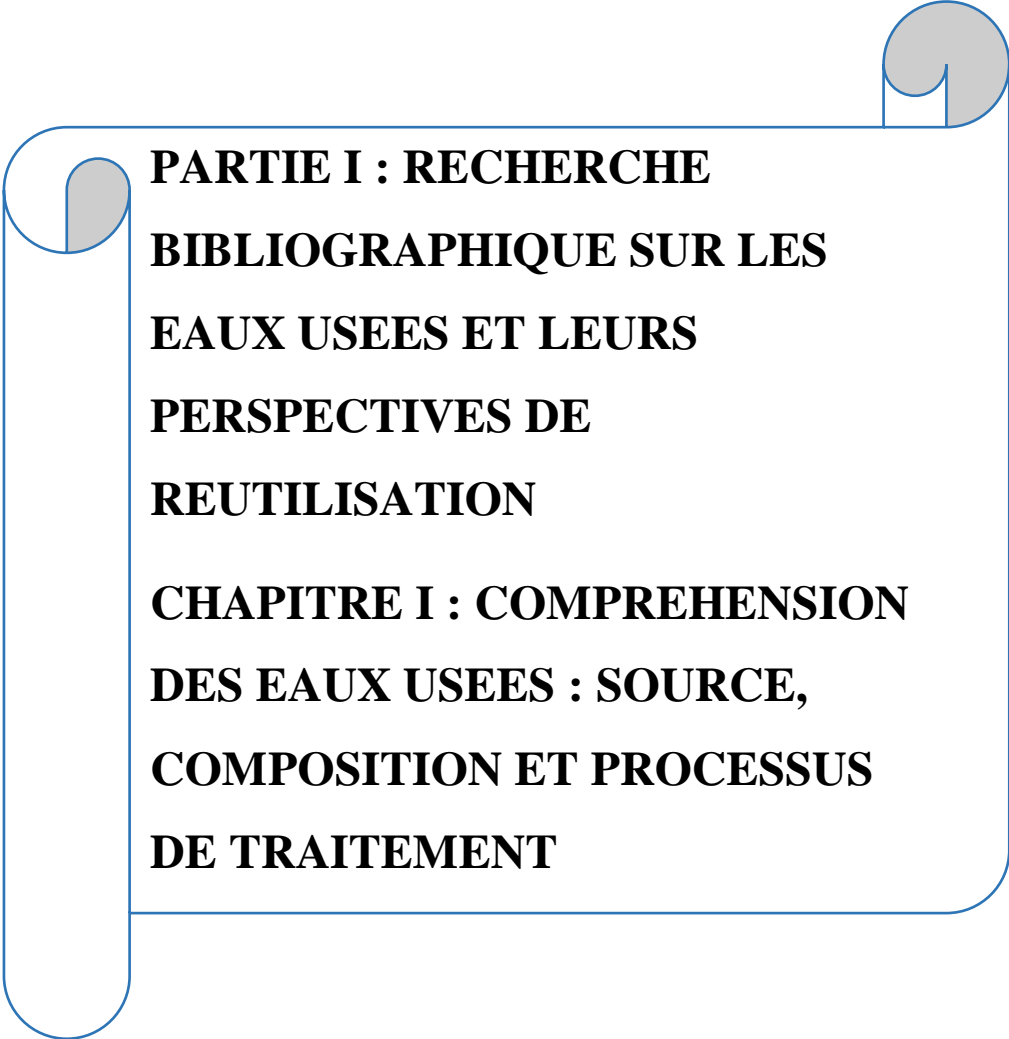
## **Introduction générale**

L'eau, pilier fondamental de la vie et du développement humain, fait face à des pressions croissantes à l'échelle mondiale. La demande en eau ne cesse de croître, alimentée par l'expansion démographique, la rapide urbanisation et l'intensification des activités industrielles et agricoles. Ces dynamiques entraînent une exploitation excessive des ressources en eau douce, tout en aggravant la pollution des écosystèmes aquatiques. En Algérie, ces enjeux sont particulièrement critiques, où les ressources en eau, déjà fragiles, sont mises à rude épreuve par des cycles récurrents de sécheresse, combinés à une gestion insuffisante et inefficace des ressources hydriques.

Dans ce contexte critique, la gestion des eaux usées émerge comme une stratégie clé pour non seulement traiter les eaux polluées mais aussi les valoriser. Les stations d'épuration, pièces maîtresses de cette gestion, jouent un rôle essentiel dans la purification des eaux usées avant leur réintroduction dans l'environnement. Cependant, l'approche traditionnelle de traitement des eaux doit désormais évoluer pour répondre aux besoins modernes : au lieu de considérer les eaux usées uniquement comme des déchets à éliminer, elles doivent être envisagées comme une ressource précieuse. La réutilisation des eaux épurées, en particulier dans le secteur agricole, ouvre de nouvelles perspectives pour réduire la pression sur les ressources d'eau douce, améliorer la résilience face aux pénuries d'eau et garantir un développement durable.

En Algérie, où la pénurie d'eau constitue une menace à la fois environnementale et économique, la réutilisation des eaux usées traitées représente une opportunité incontournable. Ce mémoire se concentrera sur deux axes fondamentaux : d'une part, l'optimisation du dimensionnement des stations d'épuration pour mieux répondre aux réalités locales, et d'autre part, l'exploration des avantages de la réutilisation des eaux épurées en agriculture, en mettant en avant ses bénéfices pour la sécurité alimentaire, la préservation de l'environnement et la gestion durable de l'eau.

En articulant ces deux axes, cette recherche ambitionne de contribuer à une gestion plus efficiente des ressources hydriques en Algérie, en promouvant des solutions innovantes capables de relever les défis actuels tout en assurant un avenir plus durable.

A decorative graphic of a scroll with a blue outline and grey shading on the rolled-up ends, containing the title text.

**PARTIE I : RECHERCHE  
BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES  
EAUX USEES ET LEURS  
PERSPECTIVES DE  
REUTILISATION**

**CHAPITRE I : COMPREHENSION  
DES EAUX USEES : SOURCE,  
COMPOSITION ET PROCESSUS  
DE TRAITEMENT**

## **PARTIE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES EAUX USEES ET LEURS PERSPECTIVES DE REUTILISATION**

### **CHAPITRE I : COMPREHENSION DES EAUX USEES : SOURCE, COMPOSITION ET PROCESSUS DE TRAITEMENT**

#### **I.1 Introduction**

L'accroissement démographique, le développement économique et l'expansion urbaine accroissant ont pour effet commun d'augmenter inlassablement le volume des eaux usées. Dans les zones où l'eau est rare, les eaux usées ne sont plus perçues comme des déchets à éliminer, mais comme une ressource potentiellement précieuse. Par conséquent, il est crucial de purifier les eaux usées avant leur réutilisation. Cela implique d'analyser leur composition, leur qualité et leurs caractéristiques afin de sélectionner la méthode de traitement la plus adaptée.

Dans ce chapitre, notre objectif est de fournir une vue d'ensemble sur l'origine, les caractéristiques et le traitement des eaux usées.

#### **I.2 Définition des eaux usées**

Les eaux usées, souvent désignées sous le terme d'eaux résiduaire, incluent toutes les eaux qui ont le potentiel de contaminer les milieux où elles sont déversées. Leur origine est principalement liée à l'activité humaine, qu'elle soit domestique ou industrielle.

#### **I.3 Origine et caractéristiques des eaux usées**

##### **I.3.1 Origine des eaux usées**

Les eaux usées ont plusieurs origines possibles :

- **Les eaux usées domestiques** : Les eaux usées domestiques résultent de l'utilisation de l'eau par les individus pour répondre à leurs besoins domestiques, généralement de l'eau potable. Dans les zones équipées de systèmes d'assainissement collectif, ces eaux sont dirigées vers les égouts. De manière générale, on peut identifier deux principaux types d'eaux usées domestiques qui sont toutes deux acheminées vers le réseau d'assainissement :
  - Les eaux de vannes, qui correspondent aux eaux de toilettes ;
  - Les eaux grises qui correspondent à tous les autres usages : lave-linge, lave-vaisselle, douche/bain, etc. [1]

- **Les eaux usées industrielles** : Ces eaux sont issues de différentes usines de fabrication et peuvent contenir des substances chimiques souvent toxiques, en fonction de leur origine. Elles peuvent également présenter des caractéristiques telles que l'acidité, l'alcalinité, la corrosivité ou l'entartrage, surtout à des températures élevées. De plus, elles sont souvent odorantes et colorées. Il est important de noter que le déversement de ces eaux dans les égouts publics ne relève pas d'un droit, mais nécessite une autorisation préalable de la part des autorités locales.
- **Les eaux de ruissellement** : Les eaux de pluie qui s'écoulent sur les surfaces imperméabilisées, principalement en milieu urbain, sont récupérées par un système de collecte qui peut être commun avec celui utilisé pour les eaux usées, ou distinct.[1]
- **Les eaux usées du service public** : Les eaux de lavage provenant des marchés, des rues et d'autres espaces publics sont généralement collectées par les dispositifs de collecte des eaux pluviales, à moins qu'un système unitaire ne soit en place
- **Les eaux usées agricole** : Les effluents agricoles contiennent une variété de substances, qu'elles proviennent de l'agriculture ou des animaux. Cela inclut les résidus d'engrais entraînés par les sols fertilisés, les produits phytosanitaires tels que les pesticides, ainsi que les excréments animaux
- **Les eaux parasites** : Ces eaux sont principalement issues des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe phréatique.

### I.3.2 Caractéristiques des eaux usées :

Les caractéristiques ou les propriétés des eaux usées peuvent être classifiés suivant [2] :

#### ✓ *PARAMÈTRES PHYSIQUES* :

- ➔ **Température** : La température des eaux usées influe sur les processus biologiques et la solubilité des gaz.
- ➔ **Turbidité** : Elle indique le degré de turbidité ou de clarté de l'eau en raison de la présence de particules en suspension.
- ➔ **Couleur** : La présence de coloration dans les eaux usées peut indiquer la présence de contaminants industriels ou organiques.
- ➔ **Odeur** : La présence de certaines substances, comme le sulfure d'hydrogène, peut causer des odeurs désagréables

#### ✓ *PARAMÈTRES CHIMIQUES*

- **Le potentiel Hydrogène** : Le pH représente l'acidité ou l'alcalinité de l'eau, influençant les processus biologiques et la corrosion.
- **Oxygène Dissous (OD)** : Essentiel pour la vie aquatique, les niveaux d'oxygène dissous diminuent dans les eaux polluées.
- **La Conductivité électrique (CE)** : La conductivité de l'eau est une mesure de sa capacité à conduire le courant électrique. La mesure de la conductivité permet d'apprécier rapidement mais très approximativement la minéralisation de l'eau et de suivre son évolution
- **Demande Biochimique en Oxygène (DBO)** : Cet indicateur mesure la quantité d'oxygène consommée par les micro-organismes dégradant la matière organique. Un niveau de DBO élevé révèle une forte pollution organique.
- **Demande Chimique en Oxygène (DCO)** : Elle évalue la quantité totale de matière organique pouvant être chimiquement oxydée, indiquant la proportion de matière organique biodégradable et non biodégradable.
- **Matières en Suspension (MES)** : Représente la concentration de particules solides en suspension dans l'eau.
- **Total des Solides Dissous (TDS)** : Il s'agit de la somme de toutes les substances inorganiques et organiques dissoutes dans l'eau.
- **Nutriments** : Comprenant l'azote et le phosphore, ces éléments peuvent entraîner une eutrophisation s'ils sont présents en excès.
- **Métaux Lourds** : Ces métaux toxiques tels que le plomb, le mercure, le cadmium, etc., peuvent être présents dans les eaux usées industrielles.
- **Composés Organiques** : Incluant les pesticides, les hydrocarbures et les composés organiques volatils (COV).
- **Chlore Résiduel** : Indique la présence de chlore utilisé pour la désinfection de l'eau.
- ✓ **PARAMÈTRES BIOLOGIQUES**
- **Coliformes totaux et coliformes fécaux** : Ces paramètres indiquent la présence de micro-organismes pathogènes.
- **Diversité biologique** : La variété des espèces microbiennes dans l'eau peut être un indicateur de la santé générale de l'écosystème

## I.4 Différent procédé d'épuration des eaux usées

Il existe trois niveaux de traitement des eaux usées : primaire, secondaire et tertiaire (ou avancé). Le traitement primaire élimine environ 60 % des matières en suspension totales et environ 35 % de la DBO, sans éliminer les impuretés dissoutes. Il est généralement utilisé comme première étape avant un traitement secondaire [3].

Le traitement secondaire élimine plus de 85 % des matières en suspension et de la DBO, et un niveau minimum de traitement secondaire est généralement requis dans les pays développés [3].

Le traitement tertiaire est utilisé lorsque plus de 85 % des solides totaux et de la DBO doivent être éliminés, ou lorsque les niveaux de nitrates et de phosphates dissous doivent être réduits. Il permet d'éliminer plus de 99 % de toutes les impuretés des eaux usées, produisant un effluent de qualité proche de celle de l'eau potable. Cependant, le traitement tertiaire est souvent coûteux, doublant parfois le coût du traitement secondaire, et n'est utilisé que dans des circonstances particulières [3].

Le choix du type de traitement dépend de la qualité et de l'origine de l'eau à traiter, D'une manière générale une station d'épuration comporte les étapes suivantes :

### I.4.1 Prétraitements :

Permet d'éliminer les matières les plus grossières, susceptibles d'endommager les organes mécaniques ou de perturber l'efficacité des étapes ultérieures. Cette étape regroupe les opérations suivantes :

- **Dégrillage** : Durant l'étape de dégrillage, les eaux usées traversent une grille dont les barreaux, disposés à des espacements variables, capturent les matières les plus volumineuses et flottantes transportées par le flux d'eau brute, on a :
  - Le pré dégrillage grossier dont les barreaux des grilles sont espacés de 30 à 100mm ;
  - Le dégrillage moyen de 10 à 30mm ;
  - Le dégrillage fin moins de 10mm ;
  - Les vitesses moyennes de passage admises sont de l'ordre de 0,60 m/s à 1,40 m/s au débit de pointe

Les grilles peuvent être verticales, mais sont le plus souvent inclinées de 60° à 80° sur l'horizontale

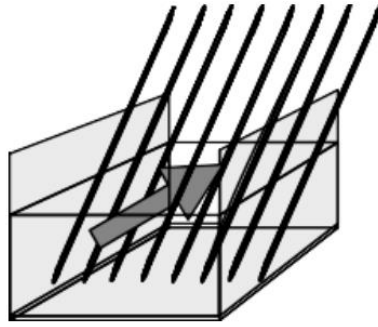


Figure I.1: Schéma d'un dégrilleur [3].

- **Dessablage** : Dans un bassin désigné sous le nom de "dessableur", l'eau s'écoule à une vitesse réduite (0.3m/s), favorisant ainsi le dépôt des particules au fond de la structure. Les sables récupérés sont ensuite aspirés, puis soumis à un processus d'essorage et de lavage pour être soit envoyés en décharge, soit réutilisés en fonction de la qualité du nettoyage.

Cette procédure cible spécifiquement les particules minérales de taille supérieure à 100 $\mu$ m.

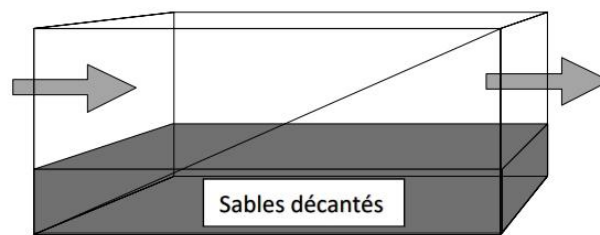


Figure I.2:schéma d'un dessableur.

- **Le dégraissage déshuilage** : Les procédures de dégraissage et de déshuilage visent à séparer des substances dont la densité est légèrement moindre que celle de l'eau, en utilisant le phénomène de flottation, qu'elle soit naturelle ou assistée en injectant de l'air au fond de la structure

De nombreuses stations utilisent des dessableurs- dégraisseurs combinés.



Figure I.3: un déshuileur

#### **I.4.2 Traitement primaire**

Ce traitement implique des processus physico-chimiques visant à extraire efficacement les matières en suspension et les matières organiques facilement décantables.

Au cours de la phase de traitement primaire, une part significative de la pollution est éliminée, avec une réduction potentielle des matières en suspension. De plus, la Demande Chimique en Oxygène et la concentration en azote peuvent également être réduites. Les résidus solides obtenus à cette étape sont communément appelés les boues primaires

#### **I.4.3 Traitement secondaire :**

Le processus de traitement secondaire vise à éliminer la matière organique soluble qui n'a pas été traitée lors du processus primaire, tout en ciblant une plus grande proportion des solides en suspension. Cette élimination est principalement réalisée par des méthodes biologiques, où des micro-organismes consomment les impuretés organiques comme source de nourriture, les transformant en dioxyde de carbone, en eau et en énergie pour leur propre croissance et reproduction. Bien que la station d'épuration soit composée d'acier et de béton, elle offre un environnement favorable à ces processus biologiques.

Trois méthodes principales de traitement biologique sont communément utilisées : le filtre bactérien, le procédé des boues activées et le bassin d'oxydation. Une quatrième méthode, moins répandue, est le contact biologique rotatif

- **Filtre bactérien** : Un système de filtration bactérienne consiste en un réservoir rempli de pierres disposées en un lit profond. Les eaux usées traitées sont régulièrement pulvérisées sur le dessus des pierres et s'écoulent à travers celles-ci vers le bas, où elles sont collectées pour un traitement ultérieur. Pendant ce processus, les bactéries se développent et prolifèrent sur les pierres grâce à l'écoulement constant des eaux usées. Les microbes absorbent les matières organiques dissoutes dans les eaux usées, ce qui



réduit leur demande biochimique en oxygène (DBO). L'air circulant à travers les espaces entre les pierres fournit l'oxygène nécessaire aux processus métaboliques des bactéries.

Après les filtres bactériens, les eaux usées passent généralement par des bassins de décantation appelés clarificateurs secondaires. Ces bassins permettent de retirer les microbes emportés des pierres par le flux des eaux usées. Pour augmenter l'efficacité du traitement, il est possible de connecter en série deux ou plusieurs filtres bactériens et de recirculer les eaux usées à travers le système.[3]

- **Boue activée** : Les boues activées représentent l'ensemble des micro-organismes qui dégradent la matière organique lors du traitement biologique aérobie des eaux usées. Elles sont principalement composées de bactéries, de champignons et de protozoaires. Pour que les boues activées fonctionnent efficacement, il est crucial de leur fournir suffisamment d'oxygène.

Les stations par boues activées comportent essentiellement :

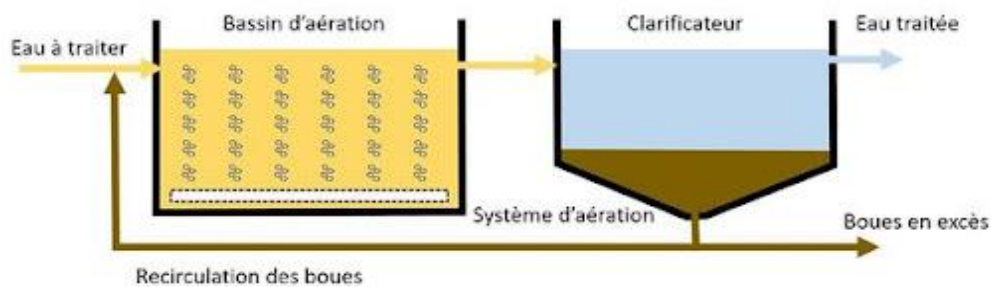


Figure I.4: les composants clés des stations par boues activées.

- Un bassin d'aération où l'eau à traiter entre en contact avec la population bactérienne chargée de l'épuration.
- Un clarificateur utilisé pour séparer l'eau épurée et concentrer la culture bactérienne.
- Un mécanisme de recirculation permettant le retour des boues biologiques du clarificateur vers le bassin d'aération.
- Un dispositif d'extraction et d'élimination des excès de boues, représentant le surplus de culture bactérienne issue du traitement.
- Un dispositif d'apport en oxygène.

- Un agitateur dans le bassin pour optimiser le contact entre les bactéries et leur nourriture, améliorer la diffusion de l'oxygène et éviter les dépôts. Il est courant que ce même agitateur soit utilisé à la fois pour l'aération et le brassage.

Généralement, le procédé des boues activées est complété par des méthodes physiques ou chimiques pour le prétraitement et le traitement primaire des eaux usées, ainsi que parfois pour un traitement complémentaire incluant la désinfection et éventuellement la filtration.

Tableau I.1: Classement des réacteurs de boues activées selon la charge et les performances en ERU.

type	Charge en kg DBO5 par kg de MV et par j	Charge en kg DBO5 par m3 de réacteur et par j	Temps de séjour moyen dans le réacteur en h	Besoins en O2 en kg par kg de DBO éliminé	Rendement épuratoire en % de DBO	Production de boues en kg MS par kg de DBO éliminée	Nitrification de l'ammoniac
Très forte charge	>1.5	>3	1	0.8	>80	1.2-1.5	Non
Forte charge	0.5 à 1.5	1.5 à 3	2-4	0.8	85	1.0 à 1.1	Non
Moyenne charge	0.25 à 0.5	0.7 à 1.5	4-8	1	>90	1-1.1	Partielle (selon la température)
Faible charge	0.1 à 0.25	0.3 à 0.7	8-10	1.3 à 1.5	>95	0.9	Oui
Très faible charge	<0.1	<0.3	>20	1.5 à 1.8	>95	0.9	Oui

Dans les systèmes de RBS, les étapes successives d'aération et de décantation sont réalisées par séquences dans un même ouvrage. Initialement, cet ouvrage est soumis à une phase d'aération et de brassage, puis à une phase de décantation où il n'est plus aéré [5].

- **Bassin d'oxydation** : Les bassins d'oxydation, aussi connus sous le nom de lagunes ou de bassins de stabilisation, sont de vastes étendues peu profondes conçues pour traiter les eaux usées en exploitant l'interaction entre la lumière solaire, les bactéries et les algues. Les algues utilisent l'énergie solaire ainsi que le dioxyde de carbone et les composés inorganiques relâchés par les bactéries dans l'eau pour se développer. Pendant le processus de photosynthèse, les algues libèrent de l'oxygène, essentiel pour les bactéries aérobies. Des aérateurs mécaniques peuvent parfois être installés pour augmenter l'apport en oxygène, permettant ainsi de réduire la taille nécessaire de l'étang. Les sédiments de boues accumulés dans l'étang doivent éventuellement être retirés par dragage. Les algues restantes dans l'effluent de l'étang peuvent être éliminées par filtration ou par une combinaison de traitement chimique et de décantation [3].
- **Contacteur biologique rotatif** : Dans ce système de traitement, des disques en plastique de grande taille sont fixés sur un arbre horizontal et partiellement immergés dans l'effluent primaire. Lorsque l'arbre tourne, les disques sont alternativement exposés à l'air et aux eaux usées, favorisant le développement d'une couche bactérienne qui métabolise les matières organiques présentes dans les eaux usées.

#### I.4.4 Traitement tertiaire :

Les objectifs d'un traitement tertiaire, qui complète les traitements mentionnés ci-dessus, peuvent être variés :

- ❖ Améliorer la qualité de l'eau traitée afin de respecter les normes de rejet.
- ❖ Réduire les MES et la DCO colloïdale.
- ❖ Déphosphatation, réalisée par précipitation des sels de fer ou d'aluminium, parfois avec l'utilisation de chaux.
- ❖ Réduire la DCO dur.
- ❖ Décoloration.
- ❖ Élimination de composés spécifiques tels que pesticides, fongicides, métaux, métalloïdes, AOX, détergents, hydrocarbures solubles, dérivés nitrés et sulfonés, ainsi que divers anions et cations [4].

Tableau I.2: Procédés applicables en traitement tertiaire [4]

Paramètres éliminés	Techniques utilisées						
	oxydation		Membrane		Charbon actif	Résines ou absorbants spécifiques	Précipitation Coagulation Floculation Séparation
	Toccata, O <sub>3</sub> , H <sub>2</sub> O <sub>2</sub> , uv	O <sub>3</sub> Biologique	UF	NF/OI			
MES et DCO colloïdales			×				×
Déphosphatation				×			×
DCO dure soluble	×	×		×	×		
AOX	×	×		×	×		
Décoloration	×	×		×	×		×
Composés spécifiques	×			×	×	×	
Anions, cations				×		×	×
Métaux				×			×

## I.5 Traitement des boues

Les boues d'épuration font l'objet d'un traitement dans le but principal de :

- ❖ Réduire leur volume afin de limiter les quantités à stocker, en particulier en vue de leur épandage.
- ❖ Stabiliser leur composition chimique et leur consistance pour réduire leur biodégradabilité. Avant stabilisation, ces boues sont très humides et leur forte teneur en matières organiques fraîches les rend hautement fermentescibles, entraînant des émissions d'odeurs désagréables sur de vastes étendues. La stabilisation vise à produire des boues à forte teneur en matières sèches, limitant ainsi considérablement ces nuisances environnementales.

La composition des boues d'épuration varie selon le processus de traitement des eaux usées. Selon leur teneur en humidité, ces boues peuvent être utilisées pour l'agriculture après traitement et valorisation, ou bien être éliminées par incinération ou mise en décharge, pour déterminer le traitement optimal de ces boues en vue de leur réutilisation, il est essentiel de prendre en considération plusieurs critères :

- ❖ L'origine des boues : Sont-elles issues des eaux résiduelles urbaines ou industrielles ?
- ❖ La composition physico-chimique des boues produites, qui dépend du type de procédé de traitement des eaux usées utilisé.
- ❖ La destination finale envisagée pour les boues : recyclage, valorisation ou élimination [5].

### **I.5.1 Epaissement :**

Le premier traitement appliqué aux boues d'épuration est l'épaississement, qui intervient généralement avant la fusion des boues primaires, secondaires voire tertiaires, produites successivement à chaque étape du processus de traitement des eaux usées.

Pour faciliter la séparation entre les matières sèches et les matières solides, des agents floculants peuvent être préalablement ajoutés. Ces agents peuvent être des substances organiques synthétiques ou des minéraux tels que les sels d'aluminium, la chaux ou les sels de fer.

Ainsi préparées, les boues s'épaississent de deux manières :

- ❖ Par gravitation, en s'écoulant dans un silo positionné au-dessus d'un tamis ou d'une toile d'égouttage.
- ❖ Par flottation, en introduisant du gaz dans les boues pour séparer les matières sèches des matières liquides.

Ce traitement initial vise à accroître le taux de siccité des boues (entre 6 et 8 %), permettant d'obtenir des boues de qualité propices à une optimisation des traitements ultérieurs [5].

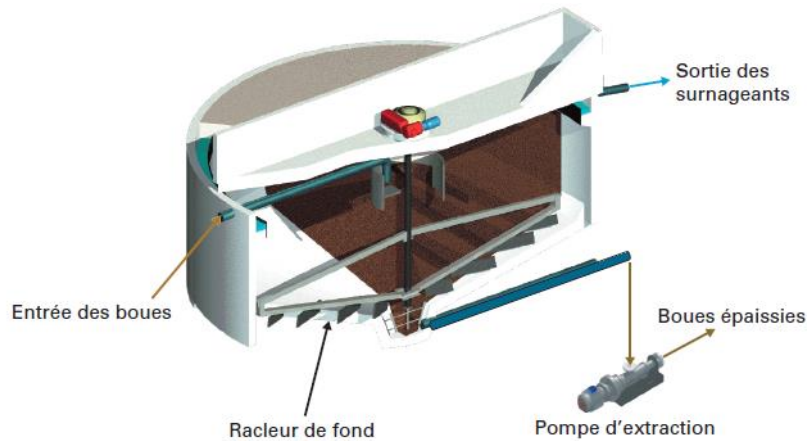


Figure I.5:schéma d'un épaisseur [4]

### I.5.2 La déshydratation :

Ce traitement vise à augmenter la teneur en matières sèches de la boue pour obtenir une consistance pâteuse ou solide, atteignant une teneur en matières sèches comprise entre 15 % et 40 %.

Il existe deux techniques de déshydratation :

- La déshydratation mécanique : réalisée par filtration ou centrifugation, est principalement utilisée dans les grandes stations (de plusieurs dizaines à plusieurs milliers d'équivalents-habitants).
- La déshydratation par géomembranes : une technique plus récente, adaptée plus particulièrement aux petites installations (de 1000 à 2000 équivalents-habitants) [5].

### I.5.3 Le séchage :

Ce procédé permet de transformer la boue en une forme solide en la séchant complètement, ce qui la rend totalement déshydratée. Cette transformation en boue solide réduit le volume, facilitant ainsi le stockage et le transport. Il existe deux principaux types de séchage [5] :

- **Séchage thermique** : Cette méthode peut être directe ou indirecte en utilisant un fluide caloporteur.
  - Le séchage direct se fait par évaporation des boues par convection.
  - Le séchage indirect implique un transfert de chaleur par conduction à travers une paroi chauffée.

Quelle que soit la technique de séchage utilisée, les boues résultantes peuvent atteindre un taux de siccité allant jusqu'à 95 %. Cependant, ces méthodes sont très énergivores. Le séchage solaire, qui est beaucoup plus écologique, est préféré pour réduire l'empreinte environnementale de cette filière.

- **Lit de séchage (séchage solaire)** : Ce procédé consiste à placer les boues sur une surface drainante pour les déshydrater. Lorsque ces lits de séchage sont couverts, l'évaporation des boues est accélérée grâce à l'exposition directe aux rayons du soleil, ce qui est appelé séchage solaire.

D'autres variantes existent pour rendre le processus de déshydratation moins dépendant des conditions climatiques, comme les lits de séchage à macrophytes.

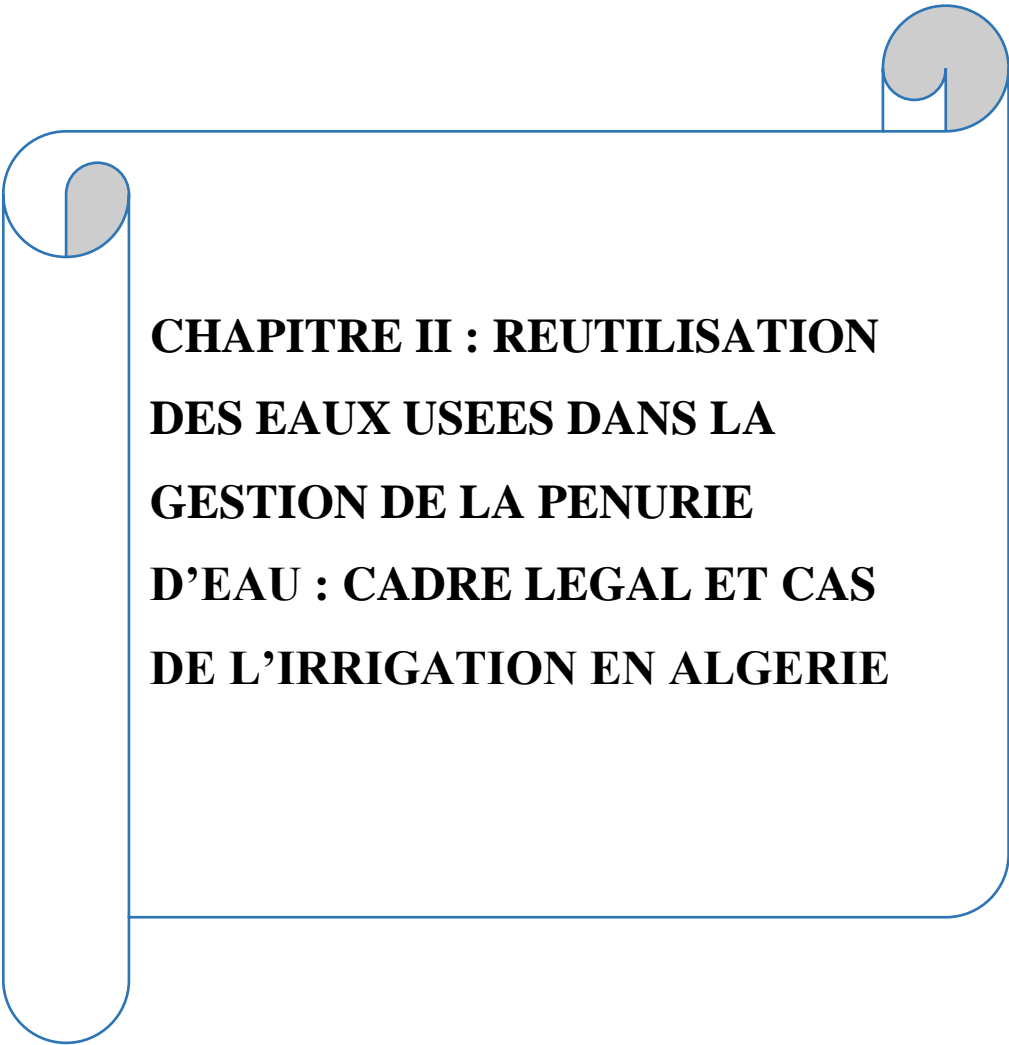
#### **I.5.4 La stabilisation des boues :**

Cette étape vise à réduire au maximum la teneur des boues en matières organiques fraîches afin de minimiser leur fermentescibilité et ainsi réduire les mauvaises odeurs. Ce traitement est applicable uniquement aux boues mixtes fraîches ou aux boues secondaires. Il existe deux techniques de stabilisation des matières organiques [5] :

- **Stabilisation biologique :**
  - Stabilisation aérobie (en présence d'oxygène) : Principalement utilisée pour transformer les boues en compost en vue d'une utilisation agricole.
  - Stabilisation anaérobie (sans oxygène), également connue sous le nom de « méthanisation » : Permet de convertir les boues en biogaz, qui peut ensuite être valorisé sous forme de chaleur, d'électricité, de combustible ou de carburant.
- **Stabilisation chimique** : Cette méthode consiste à neutraliser l'activité biologique des boues pour réduire leur teneur en matières organiques. Pour ce faire, les boues sont mélangées avec de la chaux (chaux vive ou chaux éteinte), la quantité étant calculée en fonction du taux de siccité des boues. Cette technique de stabilisation ne peut être réalisée qu'après la déshydratation des boues, et est appelée « hygiénisation des boues ».

#### **I.6 Conclusion**

En conclusion, la gestion efficace des eaux usées est essentielle pour réduire l'impact environnemental des activités humaine, préserver la qualité de l'eau et des écosystèmes aquatiques, et répondre aux exigences réglementaires en matière de protection de l'environnement.

A decorative graphic of a scroll with a blue outline and grey shading on the rolled-up ends, framing the text.

**CHAPITRE II : REUTILISATION  
DES EAUX USEES DANS LA  
GESTION DE LA PENURIE  
D'EAU : CADRE LEGAL ET CAS  
DE L'IRRIGATION EN ALGERIE**



## CHAPITRE II : REUTILISATION DES EAUX USEES DANS LA GESTION DE LA PENURIE D'EAU : CADRE LEGAL ET CAS DE L'IRRIGATION EN ALGERIE

### II.1 Introduction

L'importance de l'eau dans la production agricole et la préservation de la sécurité alimentaire est indéniable. Elle représente le pilier des écosystèmes, incluant les forêts, les lacs et les zones humides, qui sont vitaux pour assurer la nutrition des générations présentes et futures. Cependant, nos réserves en eau douce diminuent à un rythme inquiétant. Cette diminution progressive constitue l'un des principaux défis pour le développement durable, un défi qui devient de plus en plus critique avec l'accroissement démographique, l'amélioration des standards de vie, les évolutions alimentaires et l'intensification des conséquences du changement climatique.

### II.2 Contexte de la pénurie d'eau :

L'aggravation des pressions exercées sur les ressources en eau contribue à l'émergence d'une "crise de l'eau". Toutefois, cette expression regroupe différents phénomènes, bien que souvent interconnectés, tels que les problèmes d'approvisionnement en eau potable, la pollution et la dégradation des ressources, ainsi que les conflits d'usage et les enjeux géopolitiques liés aux eaux partagées.[6]

#### II.2.1 L'eau dans le monde :

Face à la demande croissante en eau douce et à la réalité de l'épuisement des ressources naturelles, l'humanité est amenée à explorer et à mettre en œuvre différentes méthodes pour produire de l'eau douce à partir d'eaux de mer, d'eaux saumâtres et d'eaux usées, tout en respectant des critères techniques et économiques viables.

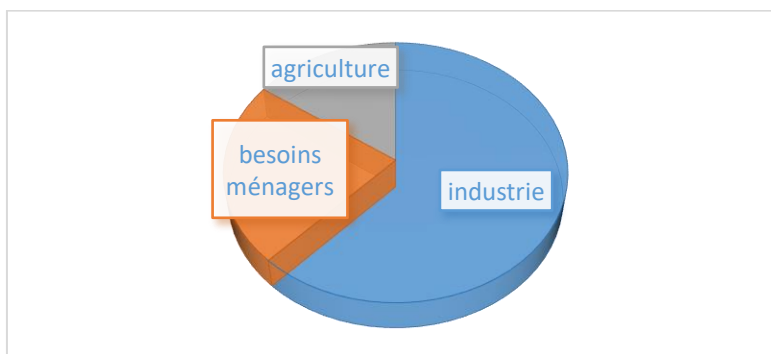


Figure II.1: Répartition de l'eau par secteur d'activités dans le monde [9].

Sur la Terre, le volume total d'eau, qu'elle soit solide, liquide ou gazeuse, est estimé à environ 1384120000 kilomètres cubes. Parmi cette quantité, seulement 2,6 % est de l'eau douce, ce qui représente environ 36020000 kilomètres cubes. Cependant, de cette fraction d'eau douce, seulement 0,26 % est considérée comme directement utilisable [7]

En 1990, 20 pays étaient confrontés à des pénuries d'eau, un chiffre qui a grimpé à 26 en 1996 (affectant 230 millions de personnes). Selon la FAO, le nombre de pays confrontés à des problèmes d'eau pourrait atteindre 41 en 2020 [7].

Actuellement, l'Afrique ne dispose que d'un tiers de la quantité d'eau par habitant qu'elle avait en 1960. Ce continent, tout comme l'Asie, est celui où les pénuries d'eau sont les plus graves et où la qualité de l'eau est la plus médiocre. En l'an 2000, les cinq pays méditerranéens d'Afrique du Nord (l'Algérie, l'Égypte, la Libye, le Maroc et la Tunisie) connaissaient des problèmes d'eau, tout comme certains pays d'Afrique subsaharienne tels que la Mauritanie, le Kenya, le Burundi, le Rwanda, le Botswana, le Malawi, le Soudan et la Somalie [7].

### **II.2.2 Etat des lieux sur les ressources hydriques en Algérie :**

L'Algérie se classe parmi les nations les moins pourvues en ressources hydriques, avec une consommation par habitant et par an bien inférieure à la norme théorique établie par la Banque Mondiale, qui est de 1000 m<sup>3</sup>[8]

Il est essentiel de souligner que la consommation d'eau par habitant en Algérie a diminué de manière significative au cours des dernières décennies. Selon le CNES, elle est passée de 1500 m<sup>3</sup> en 1962 à 500 m<sup>3</sup> en 2003, puis à 361 m<sup>3</sup> en 2004. Les prévisions de l'ANRH indiquent qu'elle atteindra 430 m<sup>3</sup> d'ici 2030. Cette baisse s'explique en partie par les conditions climatiques difficiles, avec 90% du territoire algérien couvert par le désert et un climat méditerranéen au nord. Au cours des 25 dernières années, le pays a subi une sécheresse sévère et prolongée, entraînant une perturbation des régimes des cours d'eau, de l'alimentation des nappes phréatiques et du niveau de remplissage des réservoirs et des barrages. Cette situation exceptionnelle a exacerbé un déficit structurel, avec des précipitations durant les années 2001, 2002 et 2003 représentant moins de 50% de la moyenne des 50 dernières années [8].

#### **II.2.2.1 Les ressources conventionnelles :**

Les données statistiques indiquent une importante insuffisance, ainsi qu'une faible mobilisation et une mauvaise gestion des ressources hydriques conventionnelles, à savoir les

eaux superficielles et souterraines. La répartition de ces ressources est fortement influencée par les variations de pluviométrie entre les régions nord et sud [8].

Selon les données de l'ANRH, les potentialités globales ont fluctué comme suit au fil des années [8] :

- En 1986 : 20,4 milliards de mètres cubes (8 pour les eaux souterraines et 12,4 pour les eaux de surface)
- En 1993 : 13,5 milliards de mètres cubes (11 pour les eaux souterraines et 2,4 pour les eaux de surface)
- En 1998 : 9,78 milliards de mètres cubes (8,82 pour les eaux souterraines et 0,91 pour les eaux de surface)
- En 2004 : 18,6 milliards de mètres cubes (12,67 pour les eaux souterraines et 6,004 pour les eaux de surface)

C'est essentiellement le nord qui bénéficie de ressources en eaux superficielles et souterraines renouvelables. Dans le sud, deux grands systèmes aquifères renferment d'importantes réserves, mais leur gestion doit être spécifique en raison de leur faible renouvellement et de leur vulnérabilité à la salinisation [8].

#### **II.2.2.2 Les ressources non conventionnelles**

Pour compenser les déficits régionaux en eaux conventionnelles et maintenir un équilibre hydrique, l'Algérie s'est engagée dans la mobilisation et l'exploitation des eaux non conventionnelles. Ces dernières incluent, selon l'article 4 de la loi du 4 août 2005, les eaux de mer, les eaux usées urbaines, les eaux saumâtres des régions sud et des hauts plateaux, ainsi que les eaux issues de la recharge artificielle des aquifères. Face à la pénurie des ressources conventionnelles (eaux souterraines et de surface) par rapport aux besoins, le recours aux eaux non conventionnelles, particulièrement le dessalement de l'eau de mer et le recyclage des eaux usées, est devenu une nécessité inévitable [8].

La mobilisation de ces ressources a nécessité une adaptation de l'organigramme du MRE, comme stipulé dans le décret exécutif n°08-11 du 27 janvier 2008. Ce réajustement s'est concrétisé par la création de la sous-direction des ressources non conventionnelles, chargée principalement de développer ces ressources à travers la mise en œuvre d'infrastructures, la réglementation technique, ainsi que le suivi et le contrôle des opérations de concession [8].

### **II.3 La réutilisation des eaux usées épurées :**

Les autorités ont fixé pour objectif d'avoir 239 STEP d'ici 2014, avec une capacité totale de traitement de 1,2 milliard de mètres cubes d'eau épurée par an. Cette augmentation de l'utilisation de cette ressource en eau non conventionnelle encourage d'avantage l'amélioration des capacités de traitement des eaux usées et l'extension du réseau d'assainissement pour accroître le taux de raccordement des foyers au système [9].

Les priorités des autorités concernent la définition claire des usages de cette ressource, ainsi que la capacité des STEP et du réseau de distribution à répondre aux besoins en eau. De plus, il est important d'obtenir l'adhésion des usagers à l'idée de réutiliser les eaux usées traitées [9].

#### **II.3.1 Réutilisation pour l'irrigation :**

Selon le MRE de 2012, la réutilisation des eaux usées épurées pour l'irrigation doit être priorisée dans les régions connaissant des déficits en eau conventionnelle. Actuellement, parmi les stations d'épuration gérées par l'ONA dans les 43 wilayas, certaines sont dédiées à la réutilisation des eaux épurées à des fins agricoles. À la fin de l'année 2011, environ 17 millions de mètres cubes d'eau épurée étaient réutilisés annuellement pour irriguer plus de 10 000 hectares de terres agricoles [10]

Le potentiel de réutilisation des eaux usées épurées à des fins agricoles est estimé à croître de manière significative, passant d'environ 17 millions de mètres cubes en 2011 à environ 200 millions de mètres cubes en 2014. D'ici là, le nombre de stations concernées devrait atteindre 25. Actuellement, 12 stations d'épuration gérées par l'ONA sont impliquées dans des projets de réutilisation des eaux épurées pour irriguer plus de 8 000 hectares de terres agricoles [10]

Un plan d'action entre l'ONA et l'ONID est en cours d'élaboration pour évaluer les possibilités de réutilisation des eaux épurées pour l'irrigation des grands périmètres d'irrigation gérés par l'ONID au niveau des cinq bassins hydrographiques nationaux [10].

L'utilisation d'eaux usées épurées pour l'irrigation de cultures maraîchères dont les produits sont consommés crus est strictement interdite. De plus, les parcelles destinées à être irriguées avec ces eaux doivent être exclusivement utilisées pour les cultures spécifiées dans une liste autorisée [10].

Tableau II.1: Liste des cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurées [10].

Groupes de cultures pouvant être irriguées avec des eaux usées épurée	Liste des cultures
Arbres fruitiers *	Dattiers, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nêfle, cerise, prune, nectarine, grenade, figue, rhubarbe, arachides, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Cultures fourragères **	Bersim, maïs, sorghos fourragers, vesce et luzerne
Culture industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin.
Cultures céréalières	Blé, orge, triticale et avoine.
Cultures de production de semences	Pomme de terre, haricot et petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia et atriplex.
Plantes florales à sécher ou à usage industriel	Rosier, iris, jasmin, marjolaine et romarin.

- ✓ (\*) : L'irrigation avec des eaux usées épurées est permise à condition que l'on cesse l'irrigation au moins deux (2) semaines avant la récolte. Les fruits tombés au sol ne sont pas ramassés et sont à détruire [10]
- ✓ (\*\*): Le pâturage direct dans les parcelles irriguées par les eaux usées épurées est strictement interdit et, ce afin de prévenir toute contamination du cheptel et par conséquent des consommateurs [10]

Les zones irriguées avec des eaux usées épurées doivent être situées à une distance minimale de 100 mètres des routes, des habitations, des puits de surface et autres infrastructures destinées à l'approvisionnement en eau potable. Tout raccordement avec des conduites transportant de l'eau potable est formellement proscrit [10].

### **II.3.2 Réutilisation municipale :**

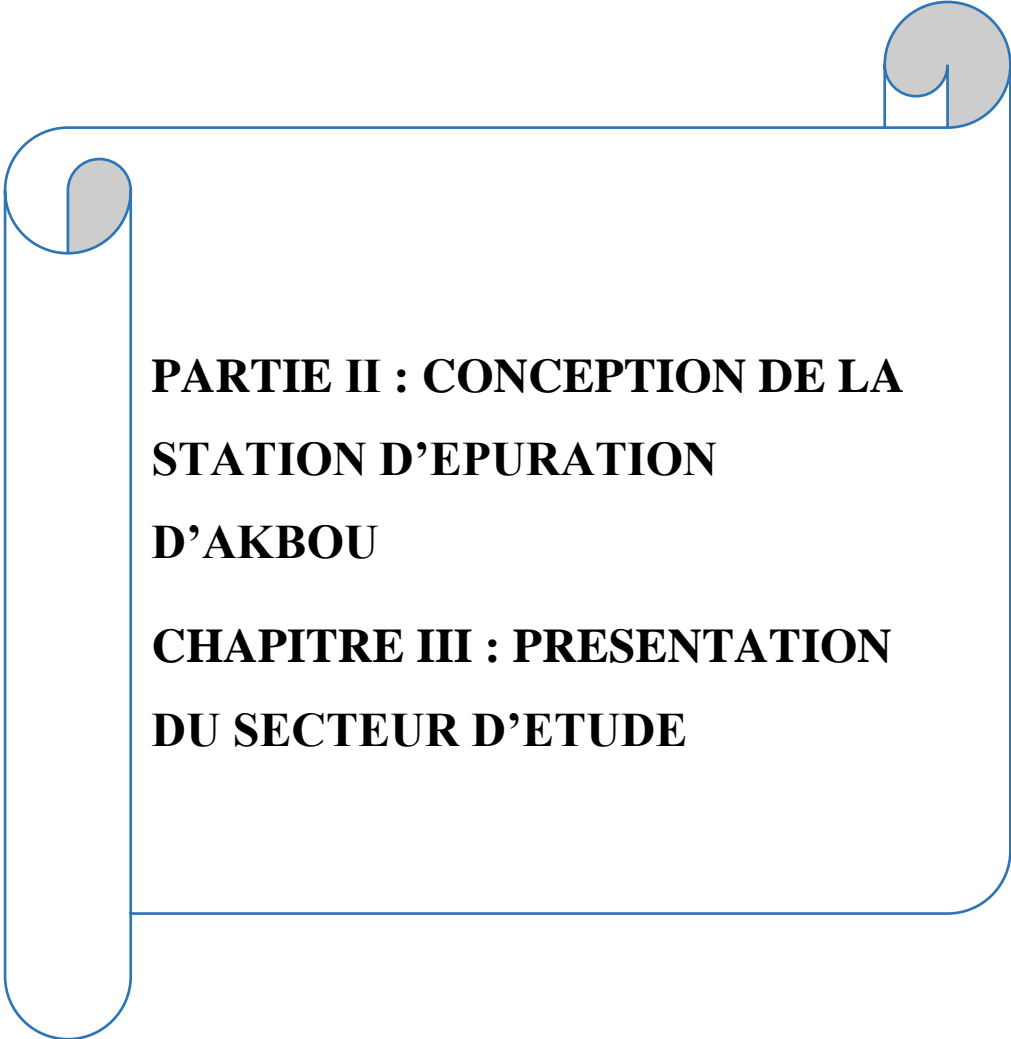
De nombreuses utilisations des eaux recyclées sont observées en milieu urbain. En Algérie, les eaux usées traitées sont principalement réutilisées par la protection civile pour la lutte contre les incendies, avec un volume mensuel de 18763 m<sup>3</sup> provenant de la station d'épuration de Tipaza. De plus, les collectivités locales récupèrent 12 m<sup>3</sup> d'eaux épurées chaque mois pour le nettoyage urbain, provenant de la station d'épuration de Boumerdès [9].

### **II.3.3 Réutilisation industrielle**

Dans plusieurs pays, jusqu'à 85% des besoins en eau de l'industrie sont satisfaits par le recyclage de l'eau. Cette réutilisation s'observe notamment dans le secteur de l'énergie, à travers des circuits de refroidissement ouverts ou fermés. En outre, elle est courante dans divers secteurs tels que les laveries industrielles, les stations de lavage de voitures, l'industrie papetière, la production d'acier, de textiles, d'électronique et de semi-conducteurs, etc. En Algérie, un exemple notable est celui de la station d'épuration de Jijel, qui fournit mensuellement 15000 m<sup>3</sup> d'eaux usées à une tannerie locale [9].

## **II.4 Conclusion**

La question de l'eau est un défi mondial majeur, avec une menace sérieuse de pénurie d'eau douce pesant sur l'humanité. La réutilisation des eaux usées traitées représente une manière significative de valoriser un potentiel hydrique crucial, permettant de réduire la dépendance aux ressources hydriques conventionnelles, notamment les eaux de surface et souterraines, qui sont extrêmement vulnérables. À présent, les eaux usées épurées sont considérées comme une ressource alternative renouvelable, largement sollicitée par les agriculteurs, les industriels et les autorités local.

A decorative graphic of a scroll with a blue outline and grey shading on the top and bottom edges, framing the text.

**PARTIE II : CONCEPTION DE LA  
STATION D'EPURATION  
D'AKBOU**

**CHAPITRE III : PRESENTATION  
DU SECTEUR D'ETUDE**

## **PARTIE II : CONCEPTION DE LA STATION D'EPURATION D'AKBOU**

### **CHAPITRE III : PRESENTATION DU SECTEUR D'ETUDE**

#### **III.1 Introduction :**

L'emplacement et le secteur d'étude d'une station d'épuration sont des éléments cruciaux pour assurer une gestion efficace des eaux usées et la protection de l'environnement. Le choix du site d'implantation d'une station d'épuration repose sur une série de considérations stratégiques, visant à maximiser l'efficacité du traitement des eaux usées tout en minimisant les impacts environnementaux et sociaux. Ces considérations incluent des aspects tels que la topographie, l'hydrologie, la proximité des sources de pollution, ainsi que les réglementations locales et les besoins des communautés environnantes.

#### **III.2 Présentation de la ville d'Akbou :**

##### **III.2.1 Situation géographique :**

Akbou est située dans la région centre-est de l'Algérie, à 200 km d'Alger et à 70 km du port de Béjaïa, dont elle dépend. Positionnée dans la partie supérieure de la vallée de la Soummam, sur le versant oriental du Djurdjura, Akbou à une altitude moyenne de 280 m et s'étend sur une superficie de 52,18 km<sup>2</sup>. Elle est délimitée au nord par Ouzellaguen, à l'est par la rivière Soummam qui la sépare d'Amalou, au sud-est par l'oued Sahel, également connu sous le nom "d'assif Abbas", qui la distingue d'Ait R'Zine, au sud par Tazmalt, à l'ouest par Ighram et au nord-ouest par Chellata [11].



Figure III.1:vue d'ensemble sur la ville d'akbou [11].



### III.2.2 Situation topographique :

L'étude de la topographie est essentielle et joue un rôle crucial dans la conception du réseau d'assainissement, car l'évacuation des eaux se fait généralement par gravité. La topographie de la ville d'Akbou est diverse et assez accidentée. Au nord-ouest, on trouve une zone montagneuse qui surplombe une plaine alluviale traversée par l'Oued Soummam.

### III.2.3 Situation géologique :

Les formations géologiques visibles dans la région d'Akbou sont les suivantes :

- Trias : Présent sous forme de gypso-salin.
- Jurassique : Composé de dolomie et de calcaire dolomitique avec des bancs de silex, notamment au piton d'Akbou.
- Miocène : Caractérisé par des conglomérats de couleur jaunâtre à rouge brique avec des éléments de taille variable, alternant avec des niveaux marno-gréseux.
- Quaternaire : Présent sous forme de terrasses alluvionnaires le long de l'oued Soummam, composées de grès, graviers, sables et argiles [12]

### III.2.4 Sismicité de la région :

Le séisme est considéré comme une action accidentelle ayant un impact direct sur la stabilité des structures. Le territoire national est classé en cinq zones de sismicité croissante, en fonction des propriétés mécaniques des couches du sol. Ces zones sont définies comme suit:

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone II a : Sismicité modérée.
- Zone II b : Sismicité élevée.
- Zone III : Sismicité très élevée.

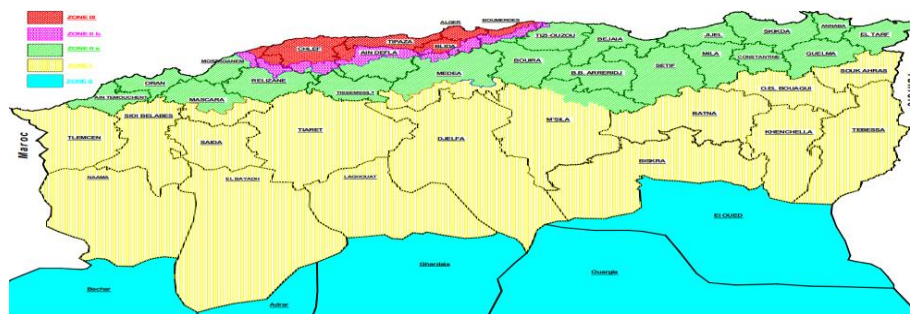


Figure III.2: Carte de zonage sismique de territoire nationale selon R.P.A 99 modifié en 2003.

La zone d'étude est classée en zone II a, indiquant une sismicité modérée avec des dommages légers en cas de séisme. Il est crucial de connaître cette sismicité avant de lancer un projet d'aménagement pour réduire la vulnérabilité de la région.

### III.3 Caractéristiques climatiques

Notre zone d'étude est caractérisée par un climat avec des étés chauds, où les températures peuvent atteindre 40°C lors des vents de sirocco, particulièrement sur les crêtes et dans les vallées. Les hivers y sont froids, avec des chutes de neige fréquentes

#### III.3.1 Précipitation :

Pour obtenir une estimation précise de la pluviométrie, nous avons choisi la station pluviométrique existante la plus adaptée à notre zone d'étude. Par conséquent, nous avons utilisé les données de la station de SIDI YAHIA.

Tableau III.1: Coordonnées de la station de SIDI YAHIA.

Code station	150904
Nom station	SIDI YAHIA
X	672.1
Y	348.5
Z	255

Source : ONM Alger

Tableau III.2:Données pluviométriques (moyenne du 1973à2013)

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou
Moyenne Mensuelle (mm)	12,57	13,09	15,12	18,96	13,800	15,75	17,53	15,09	13,53	5,12	3,70	4,84

Source : ONM Alger

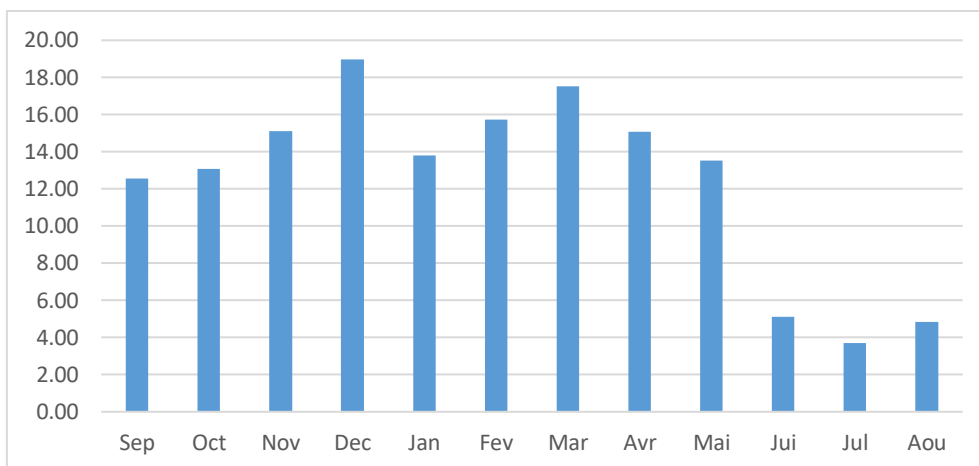


Figure III.3:Histogramme de la pluviométrie d'Akbou.

### III.3.2 Température :

La station météorologique de Bouira fournit des données sur une période de 27 ans, allant de 1971 à 1998. Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont répertoriées dans le tableau suivant.

Tableau III.3:Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moy.ann
T <sub>moy</sub>	22.5	17.5	12.6	9.8	8.6	9.2	10.6	13	16.8	22.1	26.2	26.4	16.3
T <sub>max</sub>	37.1	29.4	24.9	22.3	17.1	18	21.3	23.1	28.2	33.3	38.7	39.8	39.8
T <sub>min</sub>	10.5	7.8	4.1	2.4	1.4	2.3	2.4	3.1	5.1	8.1	9.1	11.7	1.4

Source : ONM Alger

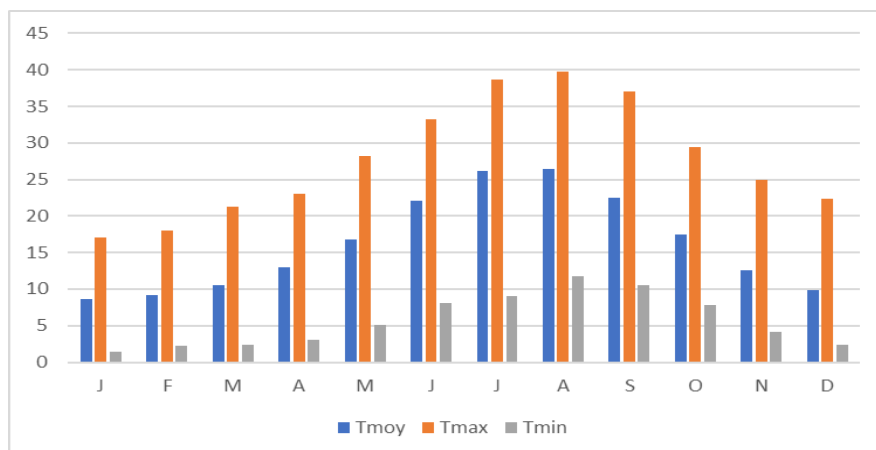


Figure III. 4:Histogramme de température d'Akbou.

Le mois le plus chaud de l'année est août, avec une température moyenne de 26,4 °C, tandis que le mois le plus froid de l'année est février, avec une température moyenne de 9,2 °C.

### III.3.3 Humidité relative :

Le rapport entre la pression partielle de la vapeur d'eau dans l'air et la pression de saturation à la même température est connu sous le nom d'humidité relative.

Tableau III.4:Répartition mensuelle de l'humidité relative (Station Bejaia) en 2006.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Ann
Min (%)	15.7	12.6	9.4	7.7	7.4	7.3	8.6	9.5	11.6	14.6	16.7	17.4	11.5
Moy (%)	49.2	47.9	47.1	48.6	50.5	48.1	47.5	47.5	49.2	49.2	50.2	49.2	48.7
Max(%)	73	73	74	76	79	75	73	73	74	73	74	73	74.2

Source : ONM Bejaia

### III.3.4 Le vent :

- Les directions des vents dominants sont : Ouest et Sud-Ouest, Est et Nord-Est avec une vitesse comprise entre 5 et 10 m/s.
- En hiver, leur importance augmente avec des vitesses dépassant 16 m/s. Durant cette saison, tous les vents dominants proviennent de l'Est Nord-Est.

Tableau III.5: Répartition mensuelle de vitesse du vent (Station Bejaia) de l'année 2006.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	MOY
V(m/s)	2.4	2.7	3.08	3.21	2.9	3.1	2.8	3	2.6	2.7	2.6	2.67	2.83

Source : ONM Bejaia

**III.3.5 Insolation :**

La durée d'insolation moyenne selon la station de Bejaia est donnée dans le tableau suivant :

Tableau III. 6: insolation moyenne mensuelle (période 1964-1992).

MOIS	sep	oct	nov	déc	jan	fev	mars	avr	mai	Jun	jul	aou
I(h)	8	6.8	5.5	4.6	5.1	5.2	6.2	6.6	7.8	9.1	10.3	8.4

**III.3.6 La gelée :**

L'apparition de la gelée débute, généralement entre décembre et mars.

**III.3.7 Hydrologie :**

La ville d'Akbou est dotée d'un réseau hydrographique très dense. L'oued Soummam y prend sa source en amont et se jette dans la mer juste au sud de Bejaia, sa rive gauche formant la limite sud de la ville. De plus, quatre grands affluents traversent la ville :

- Oued Iloula
- Oued Tifrit
- Oued Mechaab
- Oued Tisiar

**III.4 Données de base de la future station :**

Les données de base d'une station d'épuration offrent un aperçu crucial de son fonctionnement.

**III.4.1 Emplacement de la station :**

Le terrain réservé pour l'implantation de la station représente une superficie d'environ 06 hectares délimitée au Nord par l'oued TIFRIT à l'Est par oued Soummam, à l'Ouest par le gazoduc et oléoduc et au Sud par les EAC.

La côte moyenne du terrain de la station se situe entre 94,70 et 90,70 m.



Figure III. 5:emplacement du site de la station. (Source : google earth)

L'arrivée des eaux brutes sera gravitaire jusqu'à la station de refoulement pour être refoulées vers la station d'épuration sur un linéaire d'environ 1000 ml.

#### **III.4.2 Source des eaux brutes :**

La future station d'épuration d'Akbou sera chargée de traiter les eaux usées urbaines de la ville ainsi que les eaux provenant de la zone industrielle. Le réseau de collecte en place dans la ville fonctionne selon un modèle unitaire.

#### **III.4.3 Évacuation des eaux traitées :**

Le rejet sera réalisé dans l'oued Soummam par une canalisation de rejet depuis la sortie de la station d'épuration.

#### **III.4.4 Données de base des eaux usées :**

Les données des eaux usées actuelles sont citées ci-dessous :

Tableau III. 7:les paramètres de pollution actuelles.

Paramètres	Unités	2024
<b>Charge hydraulique</b>		
Equivalent habitant	E.H	97 811
Volume journalier	m <sup>3</sup> /j	15 000
Débit moyen de temps sec	m <sup>3</sup> /h	587
Débit de pointe de temps de sec	m <sup>3</sup> /h	996
Débit maximal admis en temps de pluie	m <sup>3</sup> /h	1 409
<b>Charge polluante</b>		
Charge journalière en DCO	Kg/j	8802.97
Charge journalière en DBO5	Kg/j	4890.54
Charge journalière en MES	Kg/j	6846.76
Charge en azote N-NH <sub>4</sub>	Kg/j	978.11

### III.5 Conclusion :

En conclusion, une compréhension approfondie des charges polluantes, ainsi que des caractéristiques géographiques et environnementales du site, est indispensable pour concevoir des solutions durables et respectueuses de notre précieuse ressource en eau. Ce chapitre souligne l'importance d'une planification minutieuse dans la gestion des eaux usées, essentielle pour garantir un avenir plus propre et plus sain.



**CHAPITRE IV :**  
**DIMENSIONNEMENT DE LA**  
**STATION**



## CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DE LA STATION

### IV.1 Introduction

L'efficacité d'une station d'épuration dépend d'une conception minutieuse et d'un dimensionnement exact de ses ouvrages de traitement. Cette étape vise à établir les dimensions, les capacités et les performances des différentes unités de traitement en tenant compte des caractéristiques particulières des eaux usées à traiter et des standards de qualité à atteindre. Ce chapitre fournit une analyse détaillée du dimensionnement des ouvrages de traitement pour les filières eau et boues de la future station d'épuration.

### IV.2 Qualité des eaux :

La qualité des eaux de l'effluent est également un facteur déterminant à considérer. Cela englobe les normes de qualité établies par les autorités réglementaires locales pour les eaux usées traitées, ainsi que les objectifs spécifiques de qualité de l'effluent en vue d'une réutilisation potentielle pour l'irrigation.

#### ✓ Qualité des eaux après traitement biologique :

La qualité des eaux épurées obtenue après le traitement secondaire est comme suit :

Tableau IV.1:Qualité des eaux après traitement biologique (selon FOREMHYD S.P.A)

PARAMETRES	UNITE	CONCENTRATION EN MG/L	RENDEMENT MINIMUM D'ELIMINATION EN %
<b>DBO5</b>	mg/l	$\leq 25$	$\geq 90$
<b>DCO</b>	mg/l	$\leq 90$	$\geq 80$
<b>MES</b>	mg/l	$\leq 30$	$\geq 90$
<b>NTK</b>	mg/l	$\leq 15$	$\geq 70$

#### ✓ Qualité des eaux après traitement tertiaire :

Tableau IV. 2:Qualité des eaux attendues après traitement tertiaire (selon FOREMHYD S.P.A)

Paramètres	Valeur
DBO5	< 15 mg/l
DCO	60 mg/l
MES	≤ 10 mg/l
Nématodes intestinaux	absence
Coliformes fécaux	<100 UFC / 100mL

✓ Normes de rejet

Tableau IV. 3:Normes de rejets (selon FOREMHYD S.P.A)

Paramètres	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
MVS	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	/
<b>Métaux lourds</b>		
Fer	mg/l	3
Zinc	mg/l	3
Manganese	mg/l	1
Cadmium	mg/l	0,2
Chrome	mg/l	0,5
Cuivre	mg/l	0,5
Plomb	mg/l	0,5

✓ **Normes de réutilisation en irrigation**

Tableau IV. 4: Normes de réutilisation en irrigation (selon FOREMHYD S.P.A)

Paramètres	Unité	Normes		
		FAO *(1985)	OMS**(1989)	JORA(2012)
PH		6.5-8.4		6.5-8.5
CE	ds/m	<0.7 aucune restriction 0.7-3 restriction légère a modérée >3 forte restriction		3
MES	mg/l	<30		30
DCO	mg O <sub>2</sub> /l	<40		90
DBO <sub>5</sub>	mg O <sub>2</sub> /l	<10		30
NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	50		30
NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	mg/l	<1		Non disponible
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	mg/l	<2		Non disponible
PO <sub>4</sub> <sup>3-</sup>	mg/l	<0.94		Non disponible
SAR	meq/l	<3 aucune restriction 3-9 restriction légère a modérée >9 forte restriction		Non disponible
Coliformes totaux	UFC/100ml	Non disponible		Non disponible
Streptocoque fécaux	UFC/100ml	1000		Non disponible
Salmonelles	UFC/ 1l	Absence		Non disponible

### IV.3 Estimation de la population :

Le calcul de la croissance géométrique de la population s'effectue par la formule dite « Intérêts composés » qui suit :

$$P_N = P_0 (1 + T)^N \dots \dots \dots (IV. 1)$$

Avec :

- P<sub>N</sub> : Population à l'horizon de calcul.
- P<sub>0</sub> : Population de l'année de référence.
- N : L'écart d'années entre les deux horizons.
- T : Taux de croissance de la population t=1.7%.

Les résultats des estimations de la population à différents horizons d'études sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV. 5: Evolution de la population de akbou (2023-2053).

Années	2023	2024	2030	2053
Population	72036	73261	81058	119448

**IV.4 Besoin en eau potable :**

$$Q_{moyj} = \frac{P \times D}{1000} \dots\dots\dots (IV. 2)$$

Avec :

- $Q_{moyj}$ : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup> /j).
- P : Nombre d'habitants.
- D : Dotation théorique (l/hab/j).

Tableau IV. 6: Estimation de débit moyen journalier à l'horizon.

Années	2023	2024	2030	2053
Population	72036	73261	81058	119448
dotation (l/hab/j)	180	180	180	180
$Q_{moyj}$ (m <sup>3</sup> /J)	12966,480	13186,910	14590,453	21500,605

**IV.5 Débits rejetés :****IV.5.1 Les eaux usées domestiques :**

$$Q_{EUD} = Q_{moyj} \times K_r \dots\dots\dots (IV. 3)$$

Avec :

- $K_r$  : coefficient de rejet 80%.

Tableau IV. 7: Estimation des débits des eaux usées domestiques rejetés à l'horizon.

	2024	2030	2053
$Q_{EUD}$ (m <sup>3</sup> /j)	10549,528	11672,362	17200,484

**IV.5.2 Les eaux usées des équipements :**

$$Q_{EUeq} = Q_{EUd} \times 0.3 \dots \dots \dots (IV. 4)$$

Tableau IV. 8: Estimation des débits des eaux usées rejetés des équipements à l'horizon

	2024	2030	2053
$Q_{EUeq}(m^3/j)$	3164,858	3501,709	5160,145

**IV.5.3 Les eaux usées industrielle :**

La zone industrielle d'Akbou est un centre vital abritant une grande diversité d'industries. Ce pôle industriel actif regroupe des entreprises spécialisées dans une variété de secteurs.

$$Q_{ind} = \text{Nombre par unité} \times \text{Dotation} \dots \dots \dots (IV. 5)$$

Tableau IV. 9: Estimation des débits des eaux usées rejetés de la zone industrielle à l'horizon

Equipements	Nombre par unité	Dotation (l/j/unité)	$Q_{ind}$ ( $m^3/J$ )
DANONE	850	50	42,5
JAVEL D'OZ	350	50	17,5
Condi volaille	5	30	0,15
Sarl batlac	505	30	15,15
Mazi plast	252	50	12,6
SnC taharcht granito	152	30	4,56
Coktel plast	220	50	11
Laiterie gueldamane	350	50	17,5
Ramdy	950	50	47,5
All plast	540	50	27
Polistirène industrie	250	30	7,5
Ela fruit	210	30	6,3
Agro cereales	150	50	7,5

Almag	250	50	12,5
tmf	150	50	7,5
Gmf prima viande	52	30	1,56
Betonex	50	30	1,5
General plast	152	50	7,6
Akbou plast	165	50	8,25
Molino	550	50	27,5
General emballage	300	50	15
Parc ifri	30	30	0,9
SNC fine	50	50	2,5
Contrôle technique	15	30	0,45
smw	104	50	5,2
Pasta world	118	50	5,9
Ssg chikhoun	315	50	15,75
Fabrication de citerne	150	30	4,5
Laiterie soummam	500	50	25
Usine rodeo	240	50	12
Le débit issu de la zone industrielle			<b>370,37</b>

#### IV.5.4 Débit rejeté Total :

$$Q_{EU \text{ tot}} = Q_{EU \text{ dom}} + Q_{EU \text{ eq}} + Q_{\text{ind}} \dots \dots \dots \text{(IV. 6)}$$

Tableau IV. 10: Estimation des débits des eaux usées rejetés total à l'horizon.

	2024	2030	2053
$Q_{EU \text{ tot}} \text{ (m}^3/\text{j)}$	14084,757	15544,441	22730,999

#### IV.6 Equivalent habitant :

$$Eq \text{ hab} = \frac{Q_{EU \text{ tot}} \times 1000}{Kr \times Dot} \dots \dots \dots \text{(IV. 7)}$$

Avec :

- $Q_{EU\ tot}$  : Débits d'eau usée totale
- $K_r$  : Coefficient de rejet
- $Dot$  : Dotation théorique (l/j/ha),  $D = 180\ l/hab/j$ .

Donc la capacité de la STEP de AKBOU projetée est de :

Tableau IV. 11: Estimation de l'équivalent habitant à l'horizon.

	2024	2030	2053
Équivalent habitants	97811	107948	157854

## IV.7 Charge hydraulique :

### IV.7.1 Débit moyen journalier des eaux usées :

Soit le débit total des eaux usées calculé précédemment.

$$Q_{EU\ moy/j} = \text{Débit rejeté total}$$

### IV.7.2 Débit moyen horaire ( $Q_{moy\ h}$ ) :

Donné par la relation suivante :

$$Q_{moy\ h} = \frac{Q_{EU\ moy/j}}{24} \dots\dots\dots (IV. 8)$$

Tableau IV. 12: Estimation de débit moyen horaire à l'horizon

	2024	2030	2053
$Q_{moy\ h} (m^3/h)$	586,865	647,685	947,125
$Q_{moy\ h} (l/s)$	163,018	179,913	263,090

### IV.7.3 Débit de pointe par temps sec ( $Q_{pts}$ ) :

Débit de pointe par temps sec est donné par la formule suivante :

$$Q_{pts} = Q_{moy\ h} \times C_p \dots\dots\dots (IV. 9)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyh}}} \quad \text{si } Q_{moyh} \geq 3\ l/s \quad (IV. 10) \\ C_p = 3 \quad \text{si } Q_{moyh} \leq 3\ l/s \end{array} \right.$$

Tableau IV. 13: Estimation de débit de pointe par temps sec à l'horizon.

	2024	2030	2053
Cp	1,70	1,69	1,65
Qpts (l/s)	276,447	303,402	435,186
Qpts (m <sup>3</sup> /h)	995,208	1092,246	1566,668

#### IV.7.4 Débit de pointe par temps de pluie « Q<sub>ptp</sub> » :

Afin d'éviter une surcharge hydraulique dans le bassin d'orage situé en amont de la station pendant les précipitations, ce bassin est dimensionné pour un débit maximal « q<sub>max</sub> », correspondant au débit de pointe par temps de pluie « Q<sub>ptp</sub> ». Ce débit représente le flux d'eaux usées dirigé vers la station pendant les périodes de pluie et se calcule selon la relation suivante :

$$Q_{ptp} = \alpha \times Q_{moy} h \dots\dots\dots (IV. 11)$$

Avec :

- $\alpha$ : Coefficient de dilution applicable de (2 à 5), on prend  $\alpha=2.4$ .

Tableau IV. 14: Estimation de débit de pointe par temps de pluie à l'horizon

	2024	2030	2053
Q <sub>ptp</sub> (m <sup>3</sup> /h)	1408,476	1554,444	2273,100

#### IV.8 Charge polluante :

Tableau IV. 15: La ration en g/eqh/j de chaque effluent (selon FOREMHYD S.P.A)

Paramètre	Ration (g/Eqh/j) (Charge spécifique)
DBO5	50
DCO	90
MES	70
NTK	10
P	5

#### ➤ Calcul des charges polluantes :

Le calcul des charges se fait avec la formule suivante

$$\text{Charge} = N \times \text{charge spécifique} \dots\dots\dots (IV. 12)$$



Avec :

- N : Nombre d'équivalents habitants à l'horizon.

En concentration (mg/l) :

$$\text{la concentration} = \frac{\text{charge} \times 1000}{\text{Débit moyen journalier}} \dots\dots\dots (\text{IV. 13})$$

Tableau IV. 16: Estimation des charges polluantes à l'horizon.

<b>Paramètre</b>	<b>2024</b>	<b>2030</b>	<b>2053</b>
Équivalent habitant	97811	107948	157854
Qmoy j (m3/j)	14084,757	15544,441	22730,999
<b>Charge polluante (kg/j)</b>			
DBO <sub>5</sub>	4890,540	5397,375	7892,708
DCO	8802,973	9715,275	14206,875
MES	6846,757	7556,325	11049,791
Azote N	978,108	1079,475	1578,542
Phosphore	489,054	539,738	789,271
<b>En Concentration (mg/l)</b>			
DBO <sub>5</sub>	347,222	347,222	347,222
DCO	625	625	625
MES	486,111	486,111	486,111
Azote N	69,44	69,44	69,44
Phosphore	34,72	34,72	34,72

➤ **Estimation des rendements épuratoires**

Rendement épuratoire :

$$R = \frac{C_i - C_f}{C_i} \dots\dots\dots (\text{IV. 14})$$

Avec :

- C<sub>i</sub> : Concentration du paramètre à l'entrée de la station.
- C<sub>f</sub> : Concentration du paramètre à la sortie de la station.

Tableau IV. 17:Évaluation du Rendement Épuratoire des paramètres.

Le paramètre	Rendement	Rendement
	2030	2053
DBO <sub>5</sub>	95,68	95,68
DCO	90,4	90,4
MES	97,94	97,94

#### IV.9 Coefficient de biodégradabilité :

Il est donné par le rapport :

$$K = \frac{DCO}{DBO_5} \dots\dots\dots (IV. 15)$$

Tableau IV. 18:Évaluation du coefficient de biodégradabilité.

	2024		2030		2053	
	C.P (kg/j)	C (mg/l)	C.P (kg/j)	C (mg/l)	C.P (kg/j)	C (mg/l)
DCO	8802,973	625	9715,275	625	14206,875	625
DBO <sub>5</sub>	4890,540	347,222	5397,375	347,222	7892,708	347,222
K	1,8		1,8		1,8	

Les résultats obtenus montrent que le coefficient de biodégradabilité  $K$  des eaux rejetées à akbou est de 1,8. Cela indique une présence importante de matières organiques facilement biodégradable. Par conséquent, il est judicieux de considérer un procédé de traitement biologique par boues activées pour épurer ces eaux usées.

#### IV.10 Déversoir d'orage

Un déversoir d'orage est une structure destinée à déverser une partie des eaux usées directement dans le milieu naturel lorsque le débit à l'amont excède un seuil prédéfini. On distingue plusieurs types de déversoir:

- 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

Dans notre cas on a opté pour un déversoir d'orage à seuil latéral

#### IV.10.1 Dimensionnement du déversoir d'orage

##### IV.10.1.1 Calcul des débits

➤ **A l'amont du déversoir véhiculera un débit de :**

On a :  $Q_{\text{amont}} = Q_{\text{pts}} + Q_{\text{pluviale}} \dots\dots\dots$  (IV. 16)

- $Q_{\text{ps}}$  : Le débit de pointe par temps sec
- Le débit pluvial  $Q_{\text{pluviale}} = 3,64 \text{ m}^3/\text{s}$ . (Source : DRE Bejaia).

➤ **A l'aval du déversoir véhiculera un débit de :**

On a:  $Q_{\text{aval}} = Q_{\text{ptp}} \dots\dots\dots$  (IV. 17)

➤ **Le débit déversé par le déversoir d'orage est :**

On a :  $Q_d = Q_{\text{amont}} - Q_{\text{aval}} \dots\dots\dots$  (IV. 18)

Tableau IV. 19: récapitulatif de résultat des débits pour les deux horizons

<b>Le debit</b>	<b>2030</b>	<b>2053</b>
Qts	0,30	0,44
Qamont (m3/s)	3,95	4,08
Qaval (m3/s)	0,432	0,631
Qd (m3/s)	3,51	3,45

##### IV.10.1.2 Determination des dimensions du déversoir

En utilisant l'abaque de Bazin abaque (Annexe I), on tire :

- $D_e$  : le diamètre économique.
- $Q_{\text{ps}}$  : débit à pleine section.
- $V_{\text{ps}}$  : vitesse à pleine section.

Et d'après l'abaque de Bazin (Annexe II), on tire :

- $r_q = \frac{Q}{Q_{\text{ps}}}$  (Rapport des débits).
- $r_h = \frac{H_e}{D_e}$  (Hauteur de remplissage).

-  $rv = \frac{v}{v_{ps}}$  (Rapport de vitesse).

➤ **a l'amont de déversoir**

Tableau IV. 20: récapitulatif de résultat de dimensionnement a l'amont de déversoir

Paramètre	2030	2053
Qamont (m <sup>3</sup> /s)	3,95	4,08
pente	0,06	0,06
De (mm)	1000	1000
Qps (m <sup>3</sup> /s)	4,1	4,1
Vps (m/s)	4	4
rq	0,96	0,96
rh	0,76	0,76
rv	1,13	1,13
He (mm)	760	760
V(m/s)	4,52	4,52

➤ **a l'aval de déversoir**

Tableau IV. 21:récapitulatif de résultat de dimensionnement a l'aval de déversoir

Paramètre	2030	2053
Qaval (m <sup>3</sup> /s)	0,432	0,631
Pente	0,06	0,06
Ds (mm)	500	600
QPS (m <sup>3</sup> /s)	0,6	1
VPS (m/s)	3	3,5
rq	0,72	0,63
rh	0,62	0,56
rv	1,08	1,06
Hs (mm)	310	336
V(m/s)	3,24	3,71

➤ **Hauteur de lame d'eau déversée**

Calculer par la formule suivante :

$$Hd = \frac{He-Hs}{2} \dots\dots\dots (IV. 19)$$

Tableau IV. 22: hauteur de lame d'eau déversée pour les deux horizons

	2030	2053
Hd (mm)	225	212

➤ **La largeur du seuil déversant**

Donnée par la formule suivante :

$$b = \frac{3 \times Qd}{2 \times m \times \sqrt[3]{2g \times Hd^2}} \dots\dots\dots (IV. 20)$$

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 9.81 m<sup>2</sup>/s.

Tableau IV. 23: largeur du seuil déversant pour les deux horizons

	2030	2053
b (m)	18,58	19,92

#### IV.11 Conduite de fuite

Cette conduite en béton est conçue pour acheminer les eaux de pluie provenant du déversoir d'orage vers l'oued. Pour le dimensionnement de cette conduite en utilise l'abaque de Bazin (annexe I et II).

Tableau IV. 24: dimensionnement de la conduite de fuite pour les deux horizons

Paramètre	2030	2053
Qd (m <sup>3</sup> /s)	3,51	3,45
I	0,05	0,05
Ds (mm)	1000	1000
Qps (m <sup>3</sup> /s)	3,78	3,78
Vps (m/s)	4	4
rq	0,93	0,91
rh	0,73	0,72
rv	1,14	1,14
Hd (mm)	730	720
V(m/s)	4,56	4,56

#### IV.12 Conduite de by-pass

Cette conduite, avec une pente de 4 % pour les deux horizons, est destinée à transporter un débit de Q<sub>tp</sub>. Elle joue un rôle de sécurité en intervenant en cas de danger à la station de

relevage, en orientant le flux. Pour le dimensionnement de cette conduite en utilise l'abaque de Bazin (annexe I et II).

Tableau IV. 25:dimensionnement de la conduite de by-pass pour les deux horizons

<b>Paramètre</b>	<b>2030</b>	<b>2053</b>
Q <sub>ptp</sub> (m <sup>3</sup> /s)	0,432	0,631
I	0,04	0,04
D (mm)	500	600
Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	0,49	0,8
VPS (m/s)	2,5	2,9
r <sub>q</sub>	0,88	0,79
r <sub>H</sub>	0,72	0,68
r <sub>V</sub>	1,12	1,11
H <sub>s</sub> (mm)	360	408
V(m/s)	2,8	3,219

### IV.13 Profil hydraulique

Le profil hydraulique consiste à calculer les niveaux d'eau en divers points du système de traitement pour définir la position de la ligne de charge. Ces niveaux sont ensuite reliés par une ligne piézométrique.

#### IV.13.1 Côtes du terrain des zones d'implantation des ouvrages

Les côtes sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 26:côtes du terrain naturel des zones d'implantation des ouvrages

<b>Désignation des ouvrages.</b>	<b>unité</b>	<b>Cote de terrain</b>
Ouvrage d'arrivée	m	160,567
Dégrilleur	m	160,424
Dessableur – déshuileur.	m	159,596
Bassin biologique	m	159,5
Clarificateur	m	157
Désinfection ultrat violet	m	156,29

### IV.13.2 Calcul des longueurs des conduites reliant les ouvrages

Pour l'ensemble de nos calculs, nous utiliserons les longueurs équivalentes afin de prendre en compte les pertes de charge singulières.

$$L_{\text{éq}} = L_{\text{réelle}} \times 1,15 \dots\dots\dots (IV. 21)$$

Tableau IV. 27:Longueur équivalente de chaque tronçon.

L'ouvrage	L <sub>réelle</sub>	L <sub>éq</sub>
Ouvrage d'arrivée-Dégrilleur	8	9,2
Dégrilleur- (Dessableur – déshuileur)	2	2,3
(Dessableur – déshuileur) -Bassin biologique	13	14,95
Bassin biologique-Clarificateur	26	29,9
Clarificateur -poste de désinfection ultraviolet	50	57,5

### IV.13.3 Perte de charge, diamètre des conduites reliant les ouvrages de la STEP

L'expression de la perte de charge est donnée par la formule de DARCY WEISBACH.

$$\Delta H_T = \frac{K \times L \times Q^\beta}{D^m} = C_{pA} - C_{pB} \dots\dots\dots (IV. 22)$$

Avec :

- K: Coefficient de perte de charge.
- Q: débit en m<sup>3</sup>/s.
- L: Longueur de la conduite (m).
- β: coefficient dépendant du régime d'écoulement.
- m: coefficient dépendant du type de matériau de la conduite.
- C<sub>pA</sub>: Côte du plan d'eau au point A (m).
- C<sub>pB</sub>: Côte du plan d'eau au point B (m).

Tableau IV. 28:Les valeurs de K, m et β

Tuyau	K	M	B
Acier	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Fonte	0,00179 à 0,001735	5,1 à 5,3	1,9 à 2
Amiante ciment	0,00118	4,89	1,85
Plastique	0,001052	4,774	1,77

Pour notre cas on utilise le PEHD (PolyEthylène Haute Densité), on a alors :

- $K=0,001052$
- $m=4,774$
- $\beta=1,77$ .

Les canalisations seront conçues pour conserver une pente de 1,2 %, garantissant ainsi un bon écoulement de l'eau, La vitesse sera effectuée au moins à 0,6 m/s pour éviter les dépôts et en évitant les vitesses supérieures à 5 m/s pour éviter l'érosion.

En utilisant l'abaque de bazin (annexe I), on obtient ce qui suit :

Tableau IV. 29: diamètre entre les ouvrages de la station pour les deux horizons

	<b>2030</b>	<b>2053</b>
Qaval (m3/s)	0,432	0,631
D(mm)	600	800

Tableau IV. 30:les pertes de charge des conduites reliant les ouvrages pour les deux horizons

<b>Tronçon</b>	<b>Perte de charge 2030</b>	<b>Perte de charge2053</b>
Ouvrage d'arrivée-Dégrilleur	0,025	0,012
Dégrilleur- (Dessableur – déshuileur)	0,006	0,003
(Dessableur – déshuileur) -Bassin biologique	0,041	0,020
Bassin biologique-Clarificateur	0,082	0,040
Clarificateur -poste de désinfection ultraviolet	0,157	0,078

#### IV.13.4 Calcul des côtes piézométriques des différents ouvrages

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

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2}{2g} + Z_2 + \Delta H_{1-2} \dots\dots\dots (IV. 23)$$

Avec :

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



- $\frac{V_1}{2g}$  et  $\frac{V_2}{2g}$  : Energies cinétiques en (1) et (2).
- $Z_1$  et  $Z_2$  : Côte des points (1) et (2).
- $\Delta H_{1-2}$  : Pertes de charges dans le tronçon (1-2).

La variation de la vitesse est très faible, ce qui permet d'éliminer les énergies cinétiques, on pose :

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

Donc :  $H_1 + Z_1 = H_2 + Z_2 + \Delta H_{1-2}$ , avec :

- CP1 = H1 + Z1 : Côte piézométrique au point (1).
- CP2 = H2 + Z2 : Côte piézométrique au point (2).
- CP1 = CP2 +  $\Delta H_{1-2}$ .

Tableau IV. 31:les cotes piézométriques des ouvrages

Désignation des ouvrages.	Cote de terrain	Cote piézométrique
Ouvrage d'arrivée	160,567	161,567
Dégrilleur	160,424	161,424
Dessableur – déshuileur.	159,596	161,596
Bassin biologique	159,5	163,5
Clarificateur	157	160
désinfection ultrat violet	156,29	159,29

#### IV.14 Dimensionnement des ouvrages de la station :

##### IV.14.1 Fosse à batards (pré-dessableur) :

Une fosse à batards (piège à cailloux) placée à l'entrée de la station de façon à tranquilliser l'affluent limitant ainsi la vitesse d'approche sur le pré-dégrillage et de piéger les corps solides lourds.

##### ➤ Le volume :

Le volume de pré-dessableur est donné par la formule suivante :

$$V_{FB} = Q_{\max} \times T_{Rét} \dots\dots\dots (IV. 24)$$

Avec :

- $Q_{max}$  : Débit de pointe temps de pluie ( $m^3/h$ ).
- $T_{rét}$  : temps de rétention (h)

Le temps de rétention à débit max > 30 secondes, on propose donc un temps de 50 secondes.

➤ **La surface :**

Cet ouvrage est dimensionné sur la base d'une charge superficielle maximale de  $150 m^3/m^2.h$  en pointe. On prend une charge de  $145 m^3/m^2.h$

$$Sh = \frac{Q_{max}}{V_{asc}} \dots\dots\dots (IV. 25)$$

➤ **Hauteur :**

$$H = \frac{V_{fb}}{Sh} \dots\dots\dots (IV. 26)$$

➤ **Largeur :**

On propose une longueur de 7m

$$l = \frac{S}{L} \dots\dots\dots (IV. 27)$$

➤ **Récapitulatif des résultats :**

Tableau IV. 32:Récapitulatif des résultats de Fosse à batards

Horizon	2030	2053
Volume ( $m^3$ )	21,59	31,57
Surface ( $m^2$ )	10,72	15,68
Hauteur (m)	2,014	2,014
Longueur (m)	7	7
Largeur (m)	1,53	2,24

### IV.14.2 Dégrillage :

Cet ouvrage comporte deux types : grossier et fin. Le calcul des dimensions sera effectué par deux méthodes : Kirschmer, Kittelberger.

#### IV.14.2.1 Dégrillage grossier

Le réseau de la ville de Akbou étant unitaire, pour protéger les groupes de pompage nous avons prévu deux lignes de dégrillage grossier, dotées chacune d'une grille à barreaux, munie d'un dispositif de nettoyage automatique pour diminuer les interventions manuelles.

Afin de permettre un secours total lors des maintenances d'une grille, chacune des grilles devra être capable d'accepter le débit de pointe de temps sec prévu en situation 2030 et 2053.

Tableau IV. 33:Donnés de base pour le dimensionnement de dégrillage grossier.

Désignation	Unité	Horizon 2030	Horizon 2053
Nombre de grilles	u	2	2
Ecartement entre barreaux	mm	40	40
Epaisseur minimale des barreaux	mm	10	10
Vitesse de passage à travers la grille	m/s	0,7 - 1,0	0,7 - 1,0

➤ **Méthode Kittelberger**

Cette méthode permet de calculer la largeur de la grille par l'expression suivante :

$$L = \frac{(d+e)(Q_{pmax})}{e(1-n)(V \times H_{max})} \dots\dots\dots (IV. 28)$$

Avec :

- d : épaisseur des barreaux (mm)
- e : espacement entre les barreaux (mm)
- n : pourcentage d'encrassement
- $Q_{pmax}$  : débit de pointe traversant la grille (m<sup>3</sup>/s)
- V : vitesse découlement (m/s)

- $H_{max}$ : hauteur d'eau maximale(m)

➤ **Récapitulatif des résultats**

Tableau IV. 34:Récapitulatif de résultats de dégrillage grossier par la méthode Kittelberger.

Données 2030	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	H(m)	d(m)	e(m)	N
Valeur	0,43	1	1	0,01	0,04	50%
La largeur (m)	<b>1,08</b>					
Données 2053	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	H(m)	d(m)	e(m)	N
Valeur	0,63	1	1,5	0,01	0,04	50%
La largeur (m)	<b>1,05</b>					

➤ **La longueur oblique (mouillée) :**

$$Lob = \frac{H}{\sin(60)} = \frac{1}{\sin(60)} = 1,155m \dots\dots\dots (IV. 29)$$

**IV.14.2.2 Dégrillage fin :**

Le dégrillage fin est assuré au moyen de deux lignes de dégrillage fin mécanisé dotées chacune d'une grille, munie d'un dispositif de nettoyage automatique pour diminuer les interventions manuelles.

Tableau IV. 35:Donnés de base pour le dimensionnement de dégrillage fin.

Désignation	Unité	Horizon 2030	2053
Débit max admis par une seule grille	m <sup>3</sup> /h	1554,444	2273,100
Type de grille	u	à nettoyage automatique	à nettoyage automatique
Nombre de grilles	u	2	2
Ecartement entre barreaux	mm	8	8
Epaisseur minimale des barreaux	mm	8	8
Vitesse de passage à travers la grille	m/s	0,7 - 1,0	0,7 - 1,0

➤ **Méthode Kirschmer :**

Cette méthode permet de calculer la largeur de la grille par l'expression suivante :

$$l = \frac{S \times \sin(\theta)}{H \times (1-a) \times C} \dots\dots\dots (IV. 30)$$

- L : Largeur de la grille (m)
- S : Surface de passage de l'effluent (m<sup>2</sup>)
- $\theta$  : Angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal (60° à 80°)
- H<sub>max</sub> : Hauteur maximum admissible sur une grille, H<sub>max</sub> = (0.15 à 1.5 m).
- C : Coefficient de colmatage de la grille :
  - ✓ Pour une grille manuelle : C = (0,1 à 0,3).
  - ✓ Pour une grille mécanique : C = (0,4 à 0,5).
- a : Fraction de surface occupée par les barreaux :

$$a = \frac{d}{d+e} \dots\dots\dots (IV. 31)$$

Avec :

- ✓ d: Epaisseur des barreaux (mm).
- ✓ e: Espacement des barreaux (mm)

➤ **la surface**

La surface de la grille est calculée comme suit :

$$S = \frac{Q_{gr}}{V_{gr}} \dots\dots\dots (IV. 32)$$

Avec :

- Q<sub>gr</sub> : Débit de pointe admis par une seule grille (m<sup>3</sup>/h).
- V<sub>grille</sub> : Vitesse de passage à travers la grille (0.5-1m/s), on prend v=1(m/s)

Puisque notre grille est automatique donc on prend : C=0,5

On prend aussi les valeurs de  $\theta$  et de H comme suit :  $\theta=60^\circ$  et H=1m

On trouve :

Tableau IV. 36:Récapitulatif de résultats de dégrillage fin par la méthode Kirschmer.

Données 2030	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	H(m)	D(mm)	E(mm)	C	a	θ
Valeur	0,43	1	1	8	8	0,5	0,5	60°
La largeur (m)	<b>1,5</b>							
Données 2053	Q(m <sup>3</sup> /s)	V(m/s)	H(m)	D(mm)	E(mm)	C	a	θ
Valeur	0,63	1	1,5	8	8	0,5	0,5	60°
La largeur (m)	<b>1,46</b>							

#### IV.14.2.3 Les pertes de charge

Les pertes de charges à travers la grille sont données par l'équation de Kirschmer suivante :

$$\Delta H = \beta \left(\frac{d}{e}\right)^4 \sin(\theta) \left(\frac{v^2}{2g}\right) \dots \dots \dots (IV. 33)$$

- d :diamètre des barreaux (m)
- g : Accélération de la pesanteur (9,81 m/s<sup>2</sup>)
- e : espacement entre les barreaux (m)
- v : Vitesse d'écoulement dans la grille (0,8 m/s)
- θ : angle d'inclinaison de la grille par rapport à l'horizontal (60°)
- β : coefficient qui tient compte de la forme des barreaux

Les valeurs de β sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 37:les valeurs de β.

Type de barreau	β
Section rectangulaire	2,42
Section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont	1,83
Section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et à l'aval	1,67
Section circulaire	1,79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

#### ➤ Dégrilleur Grossier : Barreaux rectangulaire

Tableau IV. 38: perte de charge de dégrilleur grossier à barreaux rectangulaires

Données	$\beta$	V(m/s)	g (9,81 m/s <sup>2</sup> )	d(m)	e(m)	$\theta$
Valeur	2,42	0,8	9,81	0,01	0,04	60°
Perte de charge (m)	0,0108					

➤ **Dégrilleur Grossier : Barreaux circulaire**

Tableau IV. 39: perte de charge de dégrilleur grossier à barreaux circulaire.

Données	$\beta$	V(m/s)	g (9,81 m/s <sup>2</sup> )	d(m)	e(m)	$\theta$
Valeur	1,79	0,8	9,81	0,01	0,04	60°
Perte de charge (m)	0,0080					

➤ **Dégrilleur Fin : Barreaux rectangulaire**

Tableau IV. 40: perte de charge de dégrilleur fin à barreaux rectangulaire.

Données	$\beta$	V(m/s)	g (9,81 m/s <sup>2</sup> )	d(m)	e(m)	$\theta$
Valeur	2,42	0,8	9,81	0,008	0,008	60°
Perte de charge (m)	0,0684					

➤ **Dégrilleur Fin : Barreaux circulaire**

Tableau IV. 41: perte de charge de dégrilleur fin à barreaux circulaire.

Données	$\beta$	V(m/s)	g (9,81 m/s <sup>2</sup> )	d(m)	e(m)	$\theta$
Valeur	1,79	0,8	9,81	0,008	0,008	60°
Perte de charge (m)	0,0506					

La forme des barreaux est choisie en fonction des pertes de charge les plus faibles. Dans notre cas, nous optons pour des barreaux circulaires pour les deux grilles.

#### IV.14.2.4 Refus des grilles :

La quantité des déchets récupérée par les grilles par habitant et par an est estimée à :

- 5 à 10 l/hab/an pour une grille fine.
- 2 à 5 l/hab/an pour une grille grossière.

Le volume des déchets retenus dans notre cas sera déterminé comme suit :

$$Vu_{\min} = \frac{N \times V_{\text{ret}_{\min}} \times 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots (IV. 34)$$

$$Vu_{\max} = \frac{N \times V_{\text{ret}_{\max}} \times 10^{-3}}{365} \dots\dots\dots (IV. 35)$$

$$Vmoy = \frac{Vu_{\min} + Vu_{\max}}{2} \dots\dots\dots (IV. 36)$$

Avec :

- $V_{\text{ret}_{\min}}$  : le volume minimum retenu par la grille par habitant.
- $V_{\text{ret}_{\max}}$  : le volume maximum retenu par la grille par habitant.
- N : Nombre d'équivalents habitants.

➤ **Récapitulatif de résultat :**

Tableau IV. 42:Récapitulatif des résultats de refus des grilles.

<b>2030</b>	$V_{\min}$ (m <sup>3</sup> /j)	$V_{\max}$ (m <sup>3</sup> /j)	$V_{\text{moy}}$ (m <sup>3</sup> /j)
Grilles grossiers	0,591	1,479	1,035
Grille fine	1,479	2,957	2,218
<b>2053</b>	$V_{\min}$ (m <sup>3</sup> /j)	$V_{\max}$ (m <sup>3</sup> /j)	$V_{\text{moy}}$ (m <sup>3</sup> /j)
Grilles grossiers	0,865	2,162	1,514
Grille fine	2,162	4,325	3,244

#### IV.14.3 Poste de relevage

Un poste de relevage est prévu entre le dégrillage grossier et fin

Tableau IV. 43:Donnés de base pour le dimensionnement de poste de relevage.

Désignation	Unités	Horizon 2030	Horizon 2053
Nombre des pompes en service	U	3	3
Nombre des pompes secours	U	1	1
Débit totale	m <sup>3</sup> /h	1554,444	2273,100
Le nombre de démarrages horaires	-	6	6
Surface minimale de la dalle de réception des pompes	m <sup>2</sup>	4	4

➤ **Volume utile :**



Donnée par la formule suivante :

$$Vu = \frac{Q_{ent_{ref}}}{F \times N \times 4} \dots\dots\dots (IV. 37)$$

$$Vu = \frac{1554,444}{6 \times 3 \times 4} = 21,590 \text{ m}^3$$

Avec :

- F : Nombre maximal de démarrage par heure est fixé de 6 à 10 en fonction de la puissance de la pompe.
- N : Nombre de pompes en service

➤ **Surface utile :**

Pour une hauteur utile de 2m on calcule la surface utile comme suit :

$$Su = \frac{Vu}{Hu} \dots\dots\dots (IV. 38)$$

$$Su = \frac{21,59}{2} = 10,795 \text{ m}^2$$

➤ **La surface totale :**

En ajoutant la surface destinée au positionnement des pompes :

$$S_T = Su + 4 = 14,795 \text{ m}^2$$

➤ **La largeur et la longueur :**

$$S = L \times l = 2l \times l = 2l^2 \dots\dots\dots (IV. 39)$$

$$l = \sqrt{\frac{S}{2}} = \sqrt{\frac{14,795}{2}} = 2,720 \text{ m}$$

D'où :

$$L = 2 \times l = 2 \times 2,72 = 5,440 \text{ m}$$

➤ **La hauteur totale :**

En ajoutant une marge de sécurité à la hauteur utile on obtient :

$$H_T = 2 + 1 = 3 \text{ m}$$

➤ **Volume total :**

$$V_T = S_T \times H_T \dots\dots\dots (IV. 40)$$

$$V_T = 14,795 \times 3 = 44,384m^3$$

➤ **Récapitulatif**

Tableau IV. 44:Récapitulatif des résultats de dimensionnement de poste de relevage

Horizons	V <sub>tot</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>tot</sub> (m <sup>2</sup> )	H <sub>tot</sub> (m)	L (m)	l (m)
2030	44,384	14,795	3	5,44	2,720
2053	59,356	19,785	3	6,291	3,145

**IV.14.4 Dessablage – Déshuilage aéré :**

Les particules minérales (sable) de granulométrie supérieure à 200 µm, la matière organique adhérant aux particules de sable, ainsi que les déchets plus légers en flottation (graisses) doivent être séparés de l'affluent afin d'assurer l'étape de traitement biologique.

L'ouvrage sera un dessableur-déshuileur composé de deux lignes de traitement. Il comprendra une zone d'aération où l'air sera insufflé dans la partie inférieure, et une zone tranquillisée destinée à l'accumulation et à l'élimination des huiles et graisses en surface.

**IV.14.4.1 Dimensionnement de l'ouvrage :**

Tableau IV. 45:Donnés de base pour le dimensionnement de dessableur-déshuileur.

Désignation	Unité	Horizon 2030	Horizon 2053
Débit max admis par ligne	m <sup>3</sup> /h	777,222	1136,550
Nombre d'ouvrage	U	1	1
Nombre de lignes	U	2	2
Temps de séjour mini au débit max admis	Min	6	6
Charge hydraulique maxi au débit max admis	m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> /h	25	25

➤ **Le volume :**

Le volume de cet ouvrage est donné par la formule suivante :

$$Vu = Q_{max} \times Ts \dots\dots\dots (IV. 41)$$

Avec :

- $Q_{max}$  : Débit max admis par ligne ( $m^3/h$ ).
- $Ts$ : Temps de séjour au débit max admis (min).

➤ **La surface horizontale :**

Cette surface est donnée par la formule suivante :

$$Sh = \frac{Q_{max}}{V_{asc}} \dots\dots\dots (IV. 42)$$

ec :

- $V_{asc}$  : Charge hydraulique max au débit max admis ( $m^3/m^2/h$ ).
- **La hauteur :**

$$H = \frac{Vu}{sh} \dots\dots\dots (IV. 43)$$

➤ **La longueur :**

On a :  $10 < \frac{L}{H} < 15$

On prend :  $\frac{L}{H} = 10 \dots\dots\dots (IV. 44)$

d'où  $L=10 \times H$  , Alors :  $L=10 \times 2,5=25m$

➤ **La Largeur :**

On a :

$$Sh = \frac{Q_{max}}{V_{asc}} = L \times l \dots\dots\dots (IV. 45)$$

D'où :

$$l = \frac{Sh}{L} = \frac{31,089}{25} = 1,244m \sim 1,5m$$

On Vérifie les conditions de dimensionnement tel que :

$$\frac{L}{H} < \frac{V_e}{V_s} \dots\dots\dots (IV. 46)$$

- $V_e$  : La vitesse horizontale (vitesse d'écoulement est  $V_e = 0.2$  à  $0.5$  m/s)

$$\frac{L}{H} = \frac{25}{2,5} = 10$$

Pour :  $V_e = 0,3$  (m/s)

$$\frac{V_e}{V_s} = \frac{0,3 \times 3600}{25} = 43,2$$

$$10 < 43,2$$

*La condition est vérifiée*

- **Récapitulatif de résultat**

Tableau IV. 46: Récapitulatif des résultats de dessableur-déshuileur.

Horizon	Unités	$V_u$ (m <sup>3</sup> )	$Sh$ (m <sup>2</sup> )	H(m)	L(m)	l (m)
<b>2030</b>	2	77,722	31,089	2,5	25	1,244
<b>2053</b>	2	113,655	45,462	2,5	25	1,818

#### IV.14.4.2 Calcul du débit d'air à injecter :

L'aération doit être suffisamment dimensionnée pour éviter toute décantation de matières et tout risque de fermentation pendant les périodes de faibles débits.

Pour déterminer le débit d'air nécessaire à l'injection, on utilise la formule suivante :

$$Q_{air} = V_{air} \times Q_{pp} \dots\dots\dots (IV. 47)$$

- $Q_{air}$  : Débit d'air à injecter dans le dessableur.
- $Q_{pp}$  : Débit de pointe par temps de pluie (m<sup>3</sup>/h).
- $V_{air}$  : volume d'air à injecter (m<sup>3</sup>/h). (Le débit d'air à injecter varie de 1 à 1,5 m<sup>3</sup>d'air/h/ m<sup>3</sup>d'eau à traiter)

Pour  $V_{air} = 1.5$  m<sup>3</sup>d'air/h/ m<sup>3</sup>d'eau à traiter :

Tableau IV. 47: Le débit d'air à injecter pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	$Q_{air}$ (m <sup>3</sup> /h)
2030	1165,833
2053	1704,825

**IV.14.4.3 Volume des sables :**

La quantité de sable extraite de dessableur varie entre 8 et 15 L/eq hab/an et représente 80% des matières minérales en suspension. Si on prend 12 L/eq hab/an, on obtient :

$$V_{sable} = N \times V_{ext} \dots\dots\dots (IV. 48)$$

Tableau IV. 48:récapitulatif de résultat de quantité des sables extraite.

Horizon	Vsable (m <sup>3</sup> /an)
<b>2030</b>	1295,370
<b>2053</b>	1894,2499

**IV.14.4.4 Volume des graisses :**

Après avoir mené plusieurs études et calculs sur diverses stations d'épuration, l'OIE a estimé la ration unitaire de ces éléments à une valeur de 16 g/eq hab/j.

$$V_{graisse} = N \times R_{unitaire} \dots\dots\dots (IV. 49)$$

Tableau IV. 49:récapitulatif de résultat de quantité des graisses extraites.

Horizon	Vgraisses (kg/j)
<b>2030</b>	1727,1601
<b>2053</b>	2525,6666

**IV.14.4.5 Quantité des matières éliminées :**

Le pourcentage de MVS est obtenu en calculant le rapport MES /DBO<sub>5</sub> et à l'aide de ce tableau ci- dessous :

Tableau IV. 50:pourcentage des MVS en fonction du rapport MES/DBO<sub>5</sub>.

MES/DBO <sub>5</sub>	1.5	1.17	1	0.83	0.67
% MVS	60	65	68	70	75

❖ Calcul de rapport MES /DBO<sub>5</sub> :

$$\frac{7556,325}{5397,375} = 1,4$$

Le dessableur élimine 80% de la matière minérale existant dans les eaux usées. Alors :

$$MES = 61,6\% MVS + 38,4\% MM \dots\dots\dots (IV. 50)$$

Tableau IV. 51:résumé des résultats sur la quantité des matières éliminées.

Horizon	2030			2053		
	Initiale	Éliminée	Finale	Initiale	Éliminée	Finale
Charge polluante (Kg/j)						
MES	7556,325	2321,303	5235,022	11049,791	3394,496	7655,295
MVS	4654,696	0	4654,696	6806,671	0	6806,671
MMS	2901,629	2321,303	580,326	4243,120	3394,496	848,624

#### IV.14.5 Traitement biologique

Le traitement biologique des situations prévues pour 2030 et 2053 est assuré par deux lignes identiques en parallèle, afin de gérer le débit d'effluents en période de temps sec. Un ouvrage de régulation et de répartition situé en aval des prétraitements effectuera l'écrêtage. Chaque ligne de traitement biologique pourra être isolée à l'aide de vannes manuelles. Le traitement biologique est de type "boues activées" à faible charge, réparti sur deux lignes de traitement identiques pouvant être isolées individuellement. Les caractéristiques de l'effluent admis sur la chaîne de traitement biologique sont rappelées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 52:Donnés de base pour le dimensionnement de traitement biologique.

Paramètres	Unités	Valeur 2030	Valeur 2053
Qj	m <sup>3</sup> /jour	15544,441	22730,999
Q moy/h	m <sup>3</sup> /h	647,685	947,125
DBO5	kg/jour	5397,375	7892,708
MES	kg/jour	7556,325	11049,791
Charge en azote (NTK)	kg/jour	1079,475	1578,542

##### IV.14.5.1 Zone de contact :

Située en amont du traitement biologique, cette étape reçoit la totalité des eaux prétraitées ainsi qu'une fraction des boues recirculées. Elle permet d'exposer les boues recirculées à la charge polluante, augmentant ainsi la quantité de substrat disponible pour les microorganismes. Le Tableau rassemble les données nécessaires au dimensionnement la zone de contact.

Tableau IV. 53:Données de base pour le dimensionnement de la zone de contact

Données	Unités	Valeurs 2030	Valeur 2053
Volume journalier	m <sup>3</sup> /jour	15544,441	22730,999
Débit moyen de temps sec	m <sup>3</sup> /h	647,685	947,125
Débit de recirculation externe	m <sup>3</sup> /h	1554,444	2273,100
Débit de retour	m <sup>3</sup> /h	150	150
Débit pointe de temps pluie	m <sup>3</sup> /h	1554,444	2273,100
Nombre d'ouvrage	-	2	2
Temps de passage maximum	Heure	0,25	0,25

$$Q_{\text{par ouvrage}} = \frac{Q_{\text{ptP}} + \frac{1}{3}Q_{\text{recirculation}} + Q_{\text{de retour}}}{\text{Nombre d'ouvrage}} \dots\dots\dots (\text{IV. 51})$$

➤ **Le volume unitaire de la zone de contact :**

$$V_{ZC\ 2030} = Q_{ZC} \times T_p \dots\dots\dots (\text{IV. 52})$$

Avec :

- $Q_{ZC}$  : le débit passant par un ouvrage (m<sup>3</sup>/h)
- $T_p$  : temps de passage maximum (h)

➤ **La surface de la zone de contact**

On suppose une hauteur de 4m pour cet ouvrage, d'où la surface est de :

$$S_{ZC} = \frac{V_{ZC}}{H} \dots\dots\dots (\text{IV. 53})$$

➤ **La largeur et la longueur :**

On a la longueur qui est égale à :  $L = \frac{S_{ZC}}{l}$  on propose une longueur de 20m

On obtient une largeur de :  $l = 3,473\text{m}$

Tableau IV. 54: dimensionnement de la zone de contact pour les horizons 2030 et 2053

Horizon	V <sub>un</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>un</sub> (m <sup>2</sup> )	unités	H (m)	L (m)	l (m)
<b>2030</b>	277,824	69,456	2	4	20	3,473
<b>2053</b>	397,600	99,400	2	4	20	4,970

**IV.14.5.2 Bassin biologique :**

C'est un dispositif utilisé dans le traitement des eaux usées pour encourager des réactions biologiques spécifiques, principalement la dégradation des matières organiques par des micro-organismes. Afin de déterminer le type de bassin biologique on utilise le tableau suivant :

Tableau IV. 55:le type de bassin biologique

Type	Cv (kg DBO5/m <sup>3</sup> .j)	Cm (kg DBO5/kgMVS.j)	Temps de séjour (h)	Rendement DBO5 (%)
Très faible charge	< 0,3	< 0,1	> 20	> 90
Faible charge	0,3 – 0,7	0,1- 0,25	8 – 10	> 90
Moyenne charge	0,7 – 1,5	0,25- 0,50	4 – 6	85
Forte charge	1,5 – 3	0,5 – 1,5	2 – 4	70 – 80
Très forte charge	> 3	> 1,5	1	70

- **Calcul du taux d'abattement**

$$\eta = \frac{[DBO_5]_i - [DBO_5]_f}{[DBO_5]_i} \dots\dots\dots (IV. 54)$$

$$\eta = \frac{5397,375 - 25}{5397,375} \times 100 = 92,8\%$$

Puisque le taux d'abattement est de 92,8%, donc le traitement par boues activées sera à faible charge.

- **Contraintes biologiques du traitement :**

Les conditions limites de fonctionnement en faible charge pour le dimensionnement des réacteurs biologiques sont les suivantes :

- Charge massique maximale  $\leq 0,12$  kg DBO5/kg MVS



- Concentration maximale en MES : 4 - 4,5 g/l
- Température min de l'eau : 14°C
- Température max de l'eau : 30°C

➤ **Charge massique :**

Définit la quantité de substrat polluant (DBO5) mis à la disposition d'un micro-organisme (ou d'une unité de masse de micro-organismes) par unité de temps. Elle est exprimée en kgDBO5 / kg MVS. j.

On a :  $0,1 < C_m < 0,25$  (kgDBO5 / kg MVS. J).

On prend une valeur de :  $C_m = 0,1$  (kgDBO5 / kg MVS. J)

➤ **Le volume du bassin biologique :**

Le volume du bassin est calculé à partir de la charge massique  $C_m$  selon la formule suivante :

$$V_{bb} = \frac{L_0}{C_m \times X_t} \dots\dots\dots (IV. 55)$$

- $X_t$  : la concentration en biomasse dans le bassin, en [kgMS/m<sup>3</sup> ou kgMVS/m<sup>3</sup>],
- $C_m$  : charge massique en (kgDBO5 / kg MVS. j)
- $L_0$  : la charge en DBO5 à l'entrée de bassin d'aération en (kg DBO5/j)
- $V$  : le volume du bassin en (m<sup>3</sup>)

$$MES = 61,6\% MVS + 38,4\% MM$$

$$[MVS] = 61,6\% \times [MES] = 0,616 \times 4,5 = 2,772 \text{ (g/l)} = 2,772 \text{ (kgMVS/m}^3\text{)}$$

$$V_{bb} = \frac{5397,375}{0,1 \times 2,772} = 19471,051 \text{ m}^3$$

➤ **Charge volumique :**

C'est la masse de pollution entrant journallement par unité de volume du réacteur. Elle s'exprime en (Kg de DBO5 / m<sup>3</sup>. j)

On a :  $0,3 < C_v < 0,7$  (kg DBO5/m<sup>3</sup>. j)

$$C_v = \frac{L_0}{V} \dots\dots\dots (IV. 56)$$

➤ **Volume unitaire de chaque bassin :**

$$V_u = \frac{V_{bb}}{2} \dots\dots\dots (IV. 57)$$

➤ **Surface horizontale :**

Pour un H=4m, on a :

$$Sh_{un} = \frac{V_u}{H} \dots\dots\dots (IV. 58)$$

Tableau IV. 56:résumé des résultats sur le dimensionnement de bassin biologique pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	Cm	Cv	V <sub>bb</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>bb</sub> (m <sup>2</sup> )	L (m)	l (m)	H (m)	Nombre d'unités	V <sub>un</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>un</sub> (m <sup>2</sup> )
2030	0.1	0.3	19471,0 51	4867,76	100	48,67	4	2	9735,5	2433,9
2053	0.1	0.3	28472,9 73	7118,24	100	71,18	4	2	14236,5	3559,1

**IV.14.5.2.1 Zone d'anoxie :**

Pour assurer une élimination efficace de l'azote, deux étapes sont nécessaires : la nitrification et la dénitrification. La dénitrification est effectuée dans une zone d'anoxie spécifiquement conçue pour ce processus.

➤ **Le volume :**

$$V_{anoxie} = 33\% \times V_{bb} \dots\dots\dots (IV. 59)$$

➤ **La surface :**

On a : 3<H<5, On prend H=4

$$S_{anoxie} = \frac{V_{anoxie}}{H} \dots\dots\dots (IV. 60)$$

➤ **La largeur**

$$l = \sqrt{\frac{S}{2}} \dots\dots\dots (IV. 61)$$

➤ **La longueur :**

$$L = \frac{S}{l}$$

Tableau IV. 57:résumé des résultats sur le dimensionnement de la zone d'anoxie pour les horizons 2030 et 2053

Horizon	Vanoxie (m <sup>3</sup> )	Sanoxie (m <sup>2</sup> )	H (m)	Long (m)	Larg (m)
2030	6425,447	1606,362	4	56,68	28,34
2053	9396,081	2349,020	4	68,542	34,271

**IV.14.5.2.2 Bassin d'aération :**➤ **Concentration de l'effluent en DBO5(S0)**

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_{\text{moy}_j}} \dots\dots\dots \text{(IV. 62)}$$

Avec :

- L<sub>0</sub> : Charge polluante à l'entrée du bassin.
- Q<sub>moy<sub>j</sub></sub> : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).

➤ **La charge polluante à la sortie**

$$L_f = S_f \times Q_{\text{moy}_j} \dots\dots\dots \text{(IV. 63)}$$

Avec :

- Q<sub>moy<sub>j</sub></sub> : Débit moyen journalier (m<sup>3</sup>/j).
- S<sub>f</sub> : Concentration de l'effluent en DBO à la sortie en (mg/l), on prend : S<sub>f</sub>=25 (mg/l)

➤ **La charge polluante éliminée :**

$$L_e = L_0 - L_f \dots\dots\dots \text{(IV. 64)}$$

Le rendement épuratoire sera donc :

$$\eta = \frac{L_0 - L_f}{L_0} \dots\dots\dots \text{(IV. 65)}$$

Tableau IV. 58:résumé des résultats sur le calcul des charges polluantes et les concentrations de l'effluent pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	S0 (mg/l)	Sf (mg/l)	L0 (KgDBO <sub>5</sub> /j)	Lf (KgDBO <sub>5</sub> /j)	Le (KgDBO <sub>5</sub> /j)	rendement
2030	347,222	25	5397,375	388,611	5008,764	92,8%
2053	347,222	25	7892,708	568,275	7324,433	92,8%

➤ **Volume de bassin d'aération**

Le volume de cet ouvrage est donné par la formule suivante :

$$V_{BA\ 2030} = V_{BB} \times (1 - 0.33)$$

Avec :

$V_{bb}$  : le volume de bassin biologique  $m^3$

➤ **Volume unitaire**

On projette 2 bassins de même volume pour les deux horizons :

$$Vu = \frac{V_{BA}}{2}$$

➤ **La hauteur de bassin d'aération**

La hauteur de cet ouvrage varie entre 3 à 5 m, on prend une hauteur 5m

➤ **La surface horizontale**

$$Sh = \frac{V_{BA}}{H}$$

➤ **La surface unitaire**

$$Su = \frac{Vu}{H}$$

➤ **La longueur et largeur du bassin :**

On prend  $l=30m$ , on calcul la longueur :

$$L = \frac{Su}{l}$$

Tableau IV. 59:résumé des résultats sur le dimensionnement de bassin d'aération pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	VBA ( $m^3$ )	Sh ( $m^2$ )	H ( $m^2$ )	Nombre d'unités	Vu ( $m^3$ )	Su ( $m^2$ )	Larg (m)	Long (m)
2030	13045,604	2609,121	5	2	6522,802	1304,560	30	43,49
2053	19076,892	3815,378	5	2	9538,446	1907,689	30	63,59

➤ **Temps de séjour :**

$$T_S = \frac{V_{BA}}{Q_{moyj}} \dots\dots\dots (IV. 66)$$

En temps sec :

$$T_S = \frac{V_{BA}}{Q_{pts}} \dots\dots\dots (IV. 67)$$

➤ **La masse des boues totale dans le bassin :**

$$Xa = \frac{L_0}{Cm} \dots\dots\dots (IV. 68)$$

➤ **Concentration de la boue dans le bassin :**

$$[Xa] = \frac{Xa}{V_{BA}} \dots\dots\dots (IV. 69)$$

Tableau IV. 60:les résultats obtenus sur la masse et la concentration de la boue pour les horizons 2030 et 2053.

Horizons	Temps de séjour moyen(h)	Temps de séjour en temps sec (h)	Masse totale de la boue dans le bassin (kg)	Concentration de la boue dans le bassin (kg/m <sup>3</sup> )(mg/l)
2030	20,14	11,94	53973,753	4,137
2053	20,14	12,18	78927,081	4,137

**IV.14.5.3 Besoins en oxygène :****IV.14.5.3.1 Besoin pour la dégradation de la pollution carbonée :**➤ **Besoins théoriques**

$$Q_{O_2} = a' \times Le + b' \times Xa \dots\dots\dots (IV. 70)$$

Avec :

- $Q_{O_2}$  : Besoin en oxygène (KgO<sub>2</sub> /j).
- $a'$  : Coefficient de consommation de l'oxygène lors de l'oxydation de la DBO5 donné en (KgO<sub>2</sub> /Kg MVS),il est donné par la formule suivante :

$$a' = 0,5 \times C_m^{-0,12} \dots\dots\dots (IV. 71)$$

$$a' = 0,5 \times 0,1^{-0,12} = 0,66 \text{ (avec : } C_m = 0,1)$$

- $b'$  : Coefficient d'endogène ( $\text{KgO}_2 / \text{Kg MVS}$ ), il est donné par la formule suivante :

$$b' = 0,13 \cdot C_m^{0,16} \dots\dots\dots \text{(IV. 72)}$$

$$b' = 0,13 \times 0,1^{0,16} = 0,09$$

- $L_e$  : Quantité de DBO5 éliminée par jour
- $X_a$  : masse totale de la boue présente dans le bassin d'aération (kg)

Donc :

➤ **Capacité d'oxygénation effective :**

En présence de MES et d'agents tensio-actifs dans l'eau à traiter, le transfert eau-atmosphère ne s'effectue pas de manière idéale. Pour cela, il est nécessaire de calculer la capacité d'oxygénation effective en utilisant des coefficients correcteurs.

Puisque c'est des eaux usées on prend le coefficient de transfert globale  $C_T=0,5$

$$Q_{O_2 \text{ eff}} = \frac{Q_{O_2}}{C_T} \dots\dots\dots \text{(IV. 73)}$$

➤ **Quantité horaire d'O<sub>2</sub> nécessaire :**

$$Q_{O_2/h} = \frac{Q_{O_2/eff}}{24} \dots\dots\dots \text{(IV. 74)}$$

➤ **Quantité d'O<sub>2</sub> nécessaire pour 1 m<sup>3</sup> du bassin :**

$$Q_{O_2/m^3} = \frac{Q_{O_2/eff}}{V_{BA}} \dots\dots\dots \text{(IV. 75)}$$

Tableau IV. 61:résumé des résultats sur le calcul de besoin en oxygène pour la dégradation de la pollution carbonée pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	Quantité O <sub>2</sub> KgO <sub>2</sub> /j	Quantité d'O <sub>2</sub> effective KgO <sub>2</sub> /j	Quantité d'O <sub>2</sub> de pointe Horaire KgO <sub>2</sub> /h	Quantité d'O <sub>2</sub> pour 1m <sup>3</sup> Kg/m <sup>3</sup> /j
2030	8155,711	16311,423	679,643	1,250
2053	11926,288	23852,575	993,857	1,250

**IV.14.5.3.2 Besoin pour la dégradation de la pollution azotée :**

$$QO_2 = a'Le + 4.2N_{Nit} + b'X_t - N_{Dénit} \dots\dots\dots (IV. 76)$$

$$QO_2 = a'Le + 4.2N_{Nit} + b'X_t - 2.85 N_{Nit} \dots\dots\dots (IV. 77)$$

- $Q_{O_2}$  : Besoin en oxygène (Kg /j).
- $a'$ : Coefficient de consommation de l'oxygène lors de l'oxydation de la DBO5 donné en Kg  $O_2$  /Kg MVS, on a  $a'=0,66$ .
- $b'$ : Coefficient d'endogène (Kg  $O_2$  /Kg MVS). On a  $b'=0,09$  .
- $Le$  : Quantité de DBO5 éliminée par jour.
- $X_t$  : masse totale de la boue présente dans le bassin d'aération (kg).
- $N_{Nit}$  : Masse journalière d'azote ammoniacal nitrifiée.
- $N_{Dénit}$  : Masse journalière d'azote nitrique dénitrifiée ; égale  $2,85N_{Nit}$ .

➤ **Capacité maximale de dénitrification**

$$Cm_{dénit2030} = \frac{S_0}{8} = \frac{347,222}{8} = 43,403 \text{ (mg/l)}$$

$$Cm_{dénit2053} = 43,403 \text{ (mg/l)}$$

➤ **Calcul de la masse journalière d'azote ammoniacal nitrifiée :**

$$N_{Nit2030} = \frac{Cm_{dénit2030} \times Q_{moyj}}{1000} \dots\dots\dots (IV. 78)$$

$$N_{Nit2030} = \frac{43,403 \times 15544,441}{1000} = 674,672 \text{ (kg/j)}$$

$$N_{Nit2053} = 986,589 \text{ (kg/j)}$$

➤ **Calcul de la masse journalière d'azote nitrique dénitrifiée :**

$$N_{dénit2030} = 2,85 \times N_{Nit} \dots\dots\dots (IV. 79)$$

$$N_{dénit2030} = 2,85 \times 674,672 = 1922,815 \text{ (kg/j)}$$

$$N_{dénit2053} = 2811,777 \text{ (kg/j)}$$

Donc la quantité d' $O_2$  est :

$$QO_{2\ 2030} = 0.66 \times 5008,764 + 4.2 \times 674,672 + 0.09 \times 53973,753 - 2.85 \times 1922,815$$

$$QO_{2\ 2030} = 9066,518 \text{ (kgO}_2\text{/j)}$$

$$QO_{2\ 2053} = 13258,182 \text{ (kgO}_2\text{/j)}$$

➤ **Capacité d'oxygénation effective**

le coefficient de transfert globale  $C_T=0,5$

$$Qo_{2/eff} = \frac{Qo_2}{C_T} \dots\dots\dots \text{ (IV. 80)}$$

$$Qo_{2/eff} = \frac{9066,518}{0,5} = 18133,037 \text{ (kgO}_2\text{/j)}$$

$$Qo_{2/eff\ 2053} = 26516,364 \text{ (kgO}_2\text{/j)}$$

➤ **Oxygène en pointe nécessaire / heure :**

La quantité journalière d'oxygène doit être fournie en 22 heures par jours.

$$Qo_{2/h} = \frac{Qo_{2/eff}}{22} \dots\dots\dots \text{ (IV. 81)}$$

$$Qo_{2/h\ 2030} = 824,229 \text{ (kgO}_2\text{/h)}$$

$$Qo_{2/h\ 2053} = 1205,289 \text{ (kgO}_2\text{/h)}$$

➤ **Quantité d'O2 nécessaire pour 1 m3 du bassin :**

$$Qo_{2/m^3} = \frac{Qo_{2/eff}}{V_{BA}} \dots\dots\dots \text{ (IV. 82)}$$

$$Qo_{2/m^3} = \frac{18133,037}{13045,604} = 1,390 \text{ (kgO}_2\text{/m}^3\text{)}$$

$$Qo_{2/m^3\ 2053} = 1,390 \text{ (kgO}_2\text{/m}^3\text{)}$$

Tableau IV. 62: besoin en oxygène pour la dégradation de la pollution azotée (2030 et 2053).

Horizon	Quantité O2 KgO2/j	Quantité d'O2 effective KgO2/j	Quantité d'O2 depointe horaire KgO2/h	Quantité d'O2 pour 1m <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup> /j
2030	9066,518	18133,037	824,229	1,390
2053	13258,182	26516,364	1205,289	1,390



**IV.14.5.4 Calcul des caractéristiques de l'aérateur :****➤ Puissance de brassage/agitation**

La puissance nécessaire pour le brassage et le maintien des solides en suspension est donnée par la relation suivante :

$$Eb = Sh \times Pa \dots\dots\dots (IV. 83)$$

Avec :

- $E_b$  : Puissance nécessaire pour le brassage en (w).
- $S_h$  : Surface horizontale du bassin en ( $m^2$ ).
- $P_a$  : La puissance spécifique absorbé (Pa) pour les aérateurs de surface,  $P_a = 70$  à  $80 \text{ w/m}^2$  [24], on prend  $P_a = 75 \text{ w/m}^2$

$$Eb_{2030} = 1304,56 \times \frac{75}{1000} = 97,842 \text{ Kw}$$

$$Eb_{2053} = 143,077 \text{ Kw}$$

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

On prend 4 aérateurs pour chaque bassin, donc on aura :

$$Q_{O_2/aér} = \frac{Q_{O_2/h}}{8} \dots\dots\dots (IV. 84)$$

$$Q_{O_2/aér \ 2030} = \frac{824,229}{8} = 103,029 \text{ (kgO}_2\text{/h)}$$

$$Q_{O_2/aér \ 2053} = 150,661 \text{ (kgO}_2\text{/h)}$$

**➤ Puissance pour chaque aérateur :**

$$P_{/aér} = \frac{Q_{O_2/aér}}{R} \dots\dots\dots (IV. 85)$$

$$P_{/aér \ 2030} = \frac{103,029}{2} = 51,514 \text{ Kw}$$

$$P_{/aér \ 2053} = 75,331 \text{ Kw}$$

Avec R : facteur de consommation d'oxygène en  $\text{KGO}_2/\text{kW/h}$ , on prend  $R=2 \text{ KGO}_2/\text{kW/h}$

#### IV.14.5.5 Bilan de boue

➤ **Calcul de la quantité des boues en excès :**

En utilisant la formule d'Eckenfelder, on peut déterminer la quantité des boues en excès.

$$\Delta X = X_{min} + X_{dur} + a_m \times Le - b \times X_a - X_{eff} \dots\dots\dots (IV. 86)$$

- $X_{min}$  : boues minérales (30% MES)
- $X_{dur}$  : boues difficilement biodégradables (20%-30% de MVS).
- $a_m$  : coefficient de rendement cellulaire.
- $b$ : fraction de la masse cellulaire éliminée par jour.
- $Le$ : quantité de DBO5 éliminée (kg/j).
- $X_a$  : masse totale de MVS dans le bassin (kg).
- $X_{eff}$  : Fuite de MES avec l'effluent (dépend des normes de rejet, on adopte généralement 30mg/l).

Tableau IV. 63:Les valeurs moyennes des paramètres  $a_m$  et  $b$

Paramètre	Forte charge	Moyenne charge	Faible charge	Aération Prolongée
$a_m$	0,5	0,53	0,55	0,60
$b$	0,06	0,055	0,05	0,07

Donc :  $a_m=0,55$  et  $b=0,05$

Alors : 
$$X_{min} = 0,3 \times 7556,325 = 2266,90 \text{ kg/j}$$

$$X_{dur} = 0,3 \times (0,616 \times 7556,325) = 1396,41 \text{ kg/j}$$

$$X_{eff} = 0,03 \times 15544,441 = 466,33 \text{ kg/j}$$

$$\Delta X = 2266,90 + 1396,41 + 0,55 \times 5008,764 - 0,05 \times 53973,753 - 466,33$$

$$\Delta X = 3253,106 \text{ kg/j}$$

Tableau IV. 64:résumé des résultats sur le calcul de la quantité des boues en excès pour les horizons 2030 et 2053.

	X <sub>min</sub>	X <sub>dur</sub>	Le	X <sub>a</sub>	X <sub>eff</sub>	a	b	ΔX
2030	2266,9	1396,41	5008,764	53973,753	466,33	0.55	0.05	3253,106
2053	3314,937	2042,001	7324,433	78927,081	681,930	0.55	0.05	4675,009

➤ **La concentration des boues en excès**

$$X_m = \frac{1200}{I_m} \dots\dots\dots (IV. 87)$$

- X<sub>m</sub> : Concentration des boues en excès en (kg/m<sup>3</sup>)
- I<sub>m</sub> : Indice de Mohlman. C'est le volume occupée par un gramme de boue après une demi-heure de décantation.

Si 80 < I<sub>m</sub> < 150 : les boues sont bien décantable ;

Si I<sub>m</sub> > 150 : risque d'une mauvaise décantation et les boues recyclées seront claires ;

Si I<sub>m</sub> < 80 : boues sont très minérale et peu actives ;

Donc :

$$X_m = \frac{1200}{130} = 9,231 \text{ (kg/m}^3\text{)}$$

➤ **Débit de boues en excès :**

$$Q_{\text{boue-excès}} = \frac{\Delta X}{X_m} \dots\dots\dots (IV. 88)$$

$$Q_{\text{boue-excès}_{2030}} = \frac{3253,106}{9,231} = 352,420 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

➤ **Débit spécifique par m<sup>3</sup> du bassin :**

$$q_{sp} = \frac{\Delta X}{V_{bb}} \dots\dots\dots (IV. 89)$$

$$q_{sp_{2030}} = \frac{3253,106}{19471,051} = 0,167 \text{ (kg/j/m}^3\text{)}$$

➤ **Le taux de recyclage :**

$$R = \frac{[X_a]}{X_m - [X_a]} \dots\dots\dots (IV. 90)$$

$$R = \frac{4,137}{9,231 - 4,137} \times 100 = 81,2\%$$

➤ **Débit de boues recyclées :**

$$Q_r = R \times Q_{moy_j} \dots\dots\dots (IV. 91)$$

$$Q_{r2030} = 0,812 \times 15544,441 = 12626,442 (m^3/j)$$

➤ **Age des boues :**

Définit comme étant le temps de séjour moyen des boues dans le bassin d'aération.

$$Ab = \frac{Xa}{\Delta X} \dots\dots\dots (IV. 92)$$

$$Ab_{2030} = \frac{53973,753}{3253,106} = 16,591 j$$

Tableau IV. 65: bilan de boue pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	$\Delta X$ (kg/j)	$X_m$ (kg/m <sup>3</sup> )	$Q_{exces}$ (m <sup>3</sup> /j)	$Q_{sp}$ (kg/m <sup>3</sup> /j)	R (%)	$Q_r$ (m <sup>3</sup> /j)	Ab (j)
2030	3253,106	9,231	352,420	0,16	81,2	12626,442	16,59
2053	4675,009	9,231	506,459	0,16	81,2	18463,941	16,88

**IV.14.5.6 Dégazage :**

Pour chaque ligne de traitement, il sera installé entre le bassin d'aération et le clarificateur une zone de dégazage. La vitesse ascensionnelle dans cette zone est de 40 m/h, au débit de pointe.

Tableau IV. 66: Donnés de base pour le dimensionnement de la zone de dégazage

Données	Unités	Valeurs 2030	Valeur 2053
Débit pointe de temps sec	m <sup>3</sup> /h	1092,246	1566,668
Débit de recirculation	m <sup>3</sup> /h	1092,246	1566,668
Débit de retour	m <sup>3</sup> /h	150	150
Nombre d'ouvrage	-	2	2
Vitesse ascensionnelle maximale	m/h	40	40

➤ **Le débit passant par zone :**

$$Q_{par\ zone} = \frac{Q_{pts} + Q_{retour} + Q_{recirculation}}{2} \dots\dots\dots (IV. 93)$$

$$Q_{par\ zone/2030} = \frac{1092,246 + 1092,246 + 150}{2}$$

$$Q_{par\ zone/2030} = 1167,246 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

➤ **La surface unitaire :**

$$Su = \frac{Q}{v} \dots\dots\dots (IV. 94)$$

$$Su_{/2030} = \frac{1167,246}{40} = 29,181 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale de la zone :

$$S_{dgz/2030} = Su \times 2 = 29,181 \times 2 = 58,362 \text{ m}^2$$

➤ **La longueur :**

Pour une largeur de : l=4m, on aura une longueur de : L=7,3m

➤ **Le volume :**

Pour une hauteur de 3m, le volume totale de la zone sera :

$$V_{dgz} = S_{dgz} \times H \dots\dots\dots (IV. 95)$$

$$V_{dgz/2030} = 58,362 \times 3 = 175,087 \text{ m}^3$$

Tableau IV. 67:résumé des résultats sur le dimensionnement de la zone de dégazage pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	unités	Vdgz(m <sup>3</sup> )	H (m)	Su(m <sup>2</sup> )	L (m)	L (m)	Stot
2030	2	175,087	3	29,181	7,3	4	58,362
2053	2	246,250	3	41,042	8,21	5	82,083

**IV.14.6 Clarificateur :**

Les eaux issues de la zone de dégazage, alimenteront les clarificateurs afin d'assurer la séparation des floes biologiques de l'eau à traiter. Pour les boues de reprises du fond de

l'ouvrage, une partie sera évacuées vers Le bassin biologique et une autre vers le traitement des boues (boues en excès).

Tableau IV. 68:Donnés de base pour le dimensionnement du clarificateur

Désignations	Unités	Horizon 2030	Horizon 2053
Débit de pointe de temps sec	m <sup>3</sup> /h	1092,246	1566,668
Nombre de clarificateur	U	2	2
Débit unitaire	m <sup>3</sup> /h	546,123	783,334
Vitesse ascensionnelle au niveau dumiroir maximale	m/h	0,6	0,6
Hauteur d'eau minimale en périphéried'ouvrage	m	3	3
Vitesse d'approche maximale sur ledéversoir	m <sup>3</sup> /m/h	10	10

➤ **La surface horizontal unitaire :**

$$Sh_u = \frac{Qu}{v_a} \dots\dots\dots (IV. 96)$$

$$Sh_{u2030} = \frac{546,123}{0,6} = 910,205 \text{ m}^2$$

Avec :

-  $v_a$  : la vitesse ascensionnelle

➤ **Le diamètre :**

On a :

$$S = \frac{\pi \times D^2}{4} \dots\dots\dots (IV. 97)$$

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Sh_U}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 910,205}{\pi}} = 34,051 \text{ m}$$

➤ **Le volume :**

$$Vu = Sh_U \times H \dots\dots\dots (IV. 98)$$

$$Vu_{2030} = 910,205 \times 3 = 2730,615 \text{ m}^3$$

Tableau IV. 69:résumé des résultats sur le dimensionnement du clarificateur pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	Nombre d'unités	Su (m <sup>2</sup> )	D (m)	H (m)	Vu (m <sup>3</sup> )
2030	2	910,205	34,051	3	2730,615
2053	2	1305,557	40,781	3	3916,670

#### IV.14.7 Traitement tertiaire :

Le traitement tertiaire comprend des procédés spécifiques qui permet l'élimination des polluants qui résistent au traitement primaire et secondaire. Dans cette phase de traitement, nous avons opté pour la désinfection par rayonnement ultraviolet, en raison de ses nombreux avantages, parmi lesquels :

- ❖ Aucun produit chimique n'est ajouté à l'eau.
- ❖ Pas de formation de sous-produits de désinfection.
- ❖ Processus de désinfection rapide et efficace.
- ❖ Facilité d'utilisation et d'entretien.

Cependant, cela n'exclut pas certains inconvénients, notamment :

- ❖ L'efficacité diminue avec l'opacité de l'eau, ce qui nécessite souvent une préfiltration pour éliminer les matières en suspension.
- ❖ Le rayonnement UV ne permet pas l'oxydation des matières organiques non biologiques.
- ❖ Nécessite une source d'électricité constante.

Il est donc impératif de respecter les étapes suivantes pour ce traitement :

- Poste de relevage
- La coagulation

- La floculation
- La filtration
- Le traitement ultra-violet

#### IV.14.7.1 Poste de relevage :

Trois pompes (dont une de réserve) ont pour fonction d'amener l'eau à l'entrée des chambres de distribution aux filières du traitement tertiaire, le tableau suivant décrit les données de base nécessaire pour le dimensionnement de ce poste.

Tableau IV. 70:Donnés de base pour le dimensionnement du poste de relevage

Désignation	Unité	Horizon 2030	Horizon 2053
Nombre des pompes en service	U	3	3
Nombre des pompes secours	U	1	1
Débit totale	m <sup>3</sup> /h	647,685	947,125
Débit unitaire calculé	m <sup>3</sup> /h	215,895	315,708
Débit unitaire adopte	m <sup>3</sup> /h	216	316

#### ➤ Le volume de la bêche :

Donné par la formule suivante :

$$V_b = \frac{Qu \times N}{4 \times N_c} \dots\dots\dots (IV. 99)$$

$$V_{b2030} = \frac{216 \times 3}{4 \times 6} = 26,987 \text{ m}^3$$

Avec :

- V<sub>b</sub>: volume de la bêche (m<sup>3</sup>).
- Qu : débit unitaire de chaque pompe (m<sup>3</sup>/h).
- N : nombre des pompes en fonctionnement.
- N<sub>c</sub> : nombre de cycles de marche-arrêt des pompes = 6 cycles / heure.

#### ➤ La surface :



On propose  $H=3$  m.

On a :

$$S_{ub} = \frac{V_b}{H} \dots\dots\dots (IV. 100)$$

$$S_{ub2030} = \frac{26,987}{3} = 8,996 \text{ m}^2$$

➤ **La Longueur :**

Pour une largeur de  $l=2,5$ m, on aura une longueur de  $L=3,60$ m

Tableau IV. 71:résumé des résultats sur le dimensionnement du poste de relevage pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	$V_b$ ( $m^3$ )	$S_{ub}$ ( $m^2$ )	L (m)	l (m)
2030	26,987	8,996	3,60	2,5
2053	39,464	13,155	5,26	2,5

**IV.14.7.2 Coagulation :**

Tableau IV. 72:Donnés de base pour le dimensionnement du poste de coagulation

Paramètres	Unités	Horizon 2030	Horizon 2053
Débit entrant	$m^3/h$	647,685	947,125
Nombre d'ouvrage	U	2	2
Débit unitaire	$m^3/h$	323,843	473,562
Temps de séjours en Coagulation	Heure	0,033	0,033

Le type de coagulant utilisé est le Sulfates d'Aluminium  $Al_2(SO_4)_3$

➤ **Le volume unitaire :**

$$Vu = Qu \times Ts \dots\dots\dots (IV. 101)$$

$$Vu_{2030} = 323,843 \times 0,033 = 10,795 \text{ m}^3$$

➤ **La surface :**

La hauteur donnée est de 3m, donc :

$$Su = \frac{Vu}{H} \dots\dots\dots (IV. 102)$$

$$Su_{2030} = \frac{10,795}{3} = 3,598 \text{ m}^2$$

➤ **Longueur :**

Pour une largeur de  $l=1,5\text{m}$ , la longueur sera de :  $L=2,4\text{m}$

Tableau IV. 73:résumé des résultats sur le dimensionnement du poste de coagulation pour les horizons 2030 et 2053.

Horizon	Nombre d'unités	Vu (m <sup>3</sup> )	Su (m <sup>2</sup> )	H (m)	L (m)	l (m)
2030	2	10,795	3,598	3	2,4	1,5
2053	2	15,785	5,262	3	3,508	1,5

**IV.14.7.3 Flocculation :**

Tableau IV. 74:Donnés de base pour le dimensionnement du poste de flocculation

Paramètres	Unités	Horizon 2030	Horizon 2053
Débit entrant	m <sup>3</sup> /h	647,685	947,125
Nombre d'ouvrage	U	2	2
Débit unitaire	m <sup>3</sup> /h	323,843	473,562
Temps de séjours en flocculation	Heure	0,25	0,25

➤ **Le volume unitaire :**

$$Vu = Qu \times Ts = 323,843 \times 0,25 = 80,961 \text{ m}^3$$

➤ **La surface :**

La hauteur donnée est de 3m, donc :

$$Su = \frac{Vu}{H} = \frac{80,961}{3} = 26,987 \text{ m}^2$$

➤ **La longueur :**

Pour une largeur de  $l=4\text{m}$  , la longueur est de : $L=6,75 \text{ m}$

Tableau IV. 75:résumé des résultats sur le dimensionnement du poste de floculation pour les horizons 2030 et 2053

Horizon	unités	V <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>u</sub> (m <sup>2</sup> )	H (m)	L (m)	l (m)
2030	2	80,961	26,987	3	6,75	4
2053	2	118,391	39,464	3	9,866	4

**IV.14.7.4 Filtration :**

Tableau IV. 76:Donnés de base pour le dimensionnement du poste de filtration :

Paramètres	Unités	Horizon 2030	Horizon 2053
Débit entrant	m <sup>3</sup> /h	647,685	947,125
Nombre d'ouvrage	U	2	2
Débit unitaire	m <sup>3</sup> /h	323,843	473,562
Temps de séjours en filtration	Heure	0,067	0,067

➤ **Le volume unitaire :**

$$Vu = Qu \times Ts = 323,843 \times 0,067 = 21,590m^3$$

➤ **La surface :**

La hauteur donnée est de 3m, donc :

$$Su = \frac{Vu}{H} = \frac{21,59}{3} = 7,197 m^2$$

➤ **La longueur :**

pour une largeur de l=1,5m , la longueur sera de L=4,798m

Tableau IV. 77:résumé des résultats sur le dimensionnement du poste de filtration pour les horizons 2030 et 2053

Horizons	Nombre d'unités	V <sub>u</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>u</sub> (m <sup>2</sup> )	H (m)	L (m)	l (m)
2030	2	21,590	7,197	3	4,798	1,5
2053	2	31,571	10,524	3	7,016	1,5

**IV.14.7.5 L'ultra-violet**

L'eau filtrée est désinfectée par rayonnement ultraviolet à l'intérieur de modules de lampes installés parallèlement. Le réglage de la dose de rayonnement UV est automatiquement réalisé en fonction du débit.

Le degré de désinfection garanti de l'eau après traitement sera de 100 UFC par 100 ml, en assurant les valeurs minimales suivantes :

**IV.14.8 Traitement et élimination des boues :**

La quantité et les propriétés des boues produites par l'épuration des eaux dépendent principalement des caractéristiques de l'effluent et du procédé de traitement utilisé. Les stations utilisant le procédé de boues activées à faible charge génèrent généralement moins de boues excédentaires, ce qui réduit la nécessité de traitement intensif et permet une déshydratation naturelle sur des lits de séchage.

Tableau IV. 78: rappel des résultats nécessaires pour le dimensionnement de traitement des boues

Désignation	2030	2053
Boue issue du clarificateur $\Delta X$	3253,106	4675,009
Concentration des boues $X_m$	9,231	9,231
Débit journalier de boues entrant dans l'ouvrage ( $Q_{Bexcès}$ )	352,420	506,459

**IV.14.8.1 Epaissement des boues :**

Tableau IV. 79: Données de base pour le dimensionnement de l'épaisseur

Désignation	Unité	Valeur
Nombre d'ouvrages	U	01
Concentration des boues	g/l	25
Charge surfacique au radier maximale	kg MS/m <sup>2</sup> /jour	30
Temps de séjour hydraulique maximal	Jour	4

➤ **Volume d'épaisseur :**

$$V_{ep} = Q_{excés} \times Ts \dots\dots\dots (IV. 103)$$

$$V_{ep2030} = 352,42 \times 4 = 1409,679 \text{ m}^3$$

➤ **La surface :**

La hauteur de l'ouvrage H = 3 à 4 m, on prend H= 3,5 m.

$$S = \frac{V_{ep}}{H} = \frac{1409,679}{3,5} = 402,766 \text{ m}^2$$

➤ **Le diamètre :**

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 402,766}{\pi}} = 22,651 \text{ m}$$

➤ **Débit de boues à la sortie de l'épaississeur :**

Après l'épaississement, la concentration maximale des boues sera  $C_{BE} = 25 \text{ g/L}$

$$Q_{s-ep} = \frac{\Delta X}{C_{BE}} \dots\dots\dots (IV. 104)$$

$$Q_{s-ep2030} = \frac{3253,106}{25} = 130,124 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

➤ **Le débit épuré**

Donné par la formule suivante :

$$Q_{épuré} = Q_{moy} - Q_{s-ep} \dots\dots\dots (IV. 105)$$

$$Q_{épuré 2030} = 15544,441 - 130,124 = 15414,316 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

Tableau IV. 80:résumé des résultats sur le dimensionnement de l'épaississeur pour les horizons 2030 et 2053

Horizons	V <sub>ep</sub> (m <sup>3</sup> )	S <sub>ep</sub> (m <sup>2</sup> )	H (m)	D (m)	Q <sub>e-ep</sub> (m <sup>3</sup> /j)	Q <sub>épuré</sub> (m <sup>3</sup> /j)
2030	1409,679	402,766	3,5	22,651	130,124	15414,316
2053	2025,837	578,811	3,5	27,154	187	22543,999

#### IV.14.8.2 La déshydratation :

Dans cette phase, on choisit la déshydratation mécanique, qui permet de réduire la teneur en eau des boues à un taux compris entre 45 % et 85 %. Les principales techniques de déshydratation mécanique employées sont les suivantes :

- Filtration sous vide
- Filtration sous pression (filtre à bande et filtre presse)
- Centrifugation.

Dans notre cas on opte pour la déshydratation mécanique par filtre a bande.

➤ **Quantité de boue à traiter par heure :**

La durée de fonctionnement donnée est de  $T=8$  h/j

$$\Delta X_{t/h} = \frac{\Delta X_t}{T} \dots\dots\dots (IV. 106)$$

$$\Delta X_{t/h \ 2030} = \frac{3253,106}{8} = 406,638 \text{ (kg/h)}$$

➤ **La quantité de boues extraites de déshydratation :**

Donné par la formule suivante :

$$Qb = \frac{\Delta X_t}{1000 \times SF} \dots\dots\dots (IV. 107)$$

Avec :

- $\Delta X_t$  : Quantité de boue à traiter par jour (kg/j)
- SF : Siccité des boues (%) ; On prend SF = 18%.

Alors :

$$Qb = \frac{3253,106}{1000 \times 0,18} = 18,073 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

➤ **Longueur de la bande :**

On a que la capacité de filtration est de 150 kg MS/h/, donc la longueur de la bande est de :

$$L = \frac{\Delta X_{t/h}}{150} \dots\dots\dots (IV. 108)$$

$$L_{2030} = \frac{406,638}{150} = 2,711 \text{ m}$$

On utilise 2 filtres à bande avec une largeur de 2m pour les deux horizons.

➤ **Matière sèches :**

Floculant nécessaires à raison de 5 kg/tonne de MS a quantifier

Donc :

$$MS = \frac{\Delta X_t \times 5}{1000} \dots\dots\dots (IV. 109)$$

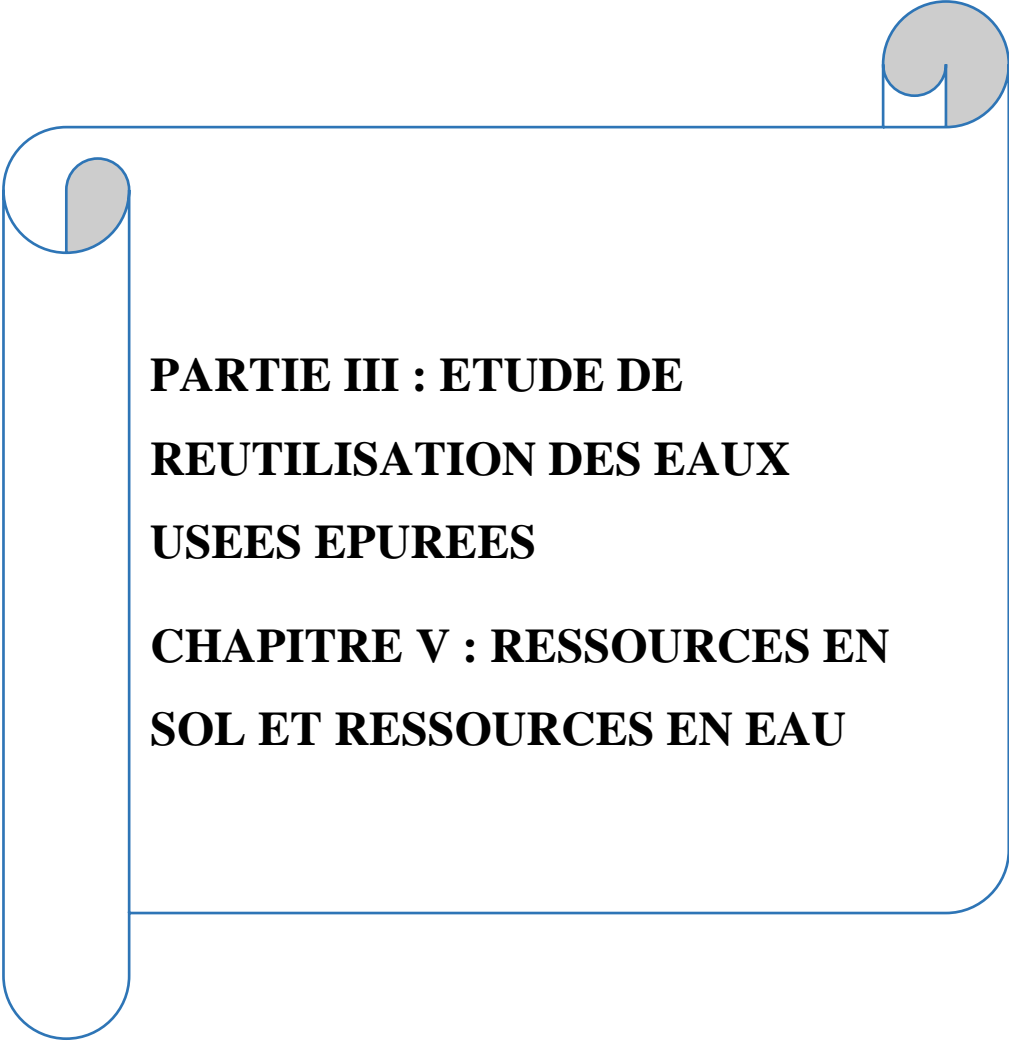
$$MS_{2030} = \frac{3253,106 \times 5}{1000} = 16,266 \text{ kg}$$

Tableau IV. 81:résumé des résultats sur le dimensionnement de poste de déshydratation pour les horizons 2030 et 2053

<b>Horizons</b>	<b><math>\Delta X_{t/h}</math> (kg/h)</b>	<b>Qb (m3/j)</b>	<b>L (m)</b>	<b>MS (Kg)</b>
<b>2030</b>	406,638	18,073	2,711	16,266
<b>2053</b>	584,376	25,972	3,896	23,375

#### **IV.15 Conclusion :**

Après une étude approfondie de ce chapitre, nous avons conclu que le dimensionnement de la station d'épuration d'Akbou pour les horizons 2030 et 2053 constitue une étape cruciale dans la planification à long terme de l'infrastructure de traitement des eaux. Cette démarche est essentielle pour garantir que la station puisse remplir efficacement sa mission de traitement des eaux usées, tout en contribuant activement à la préservation de l'environnement et en répondant aux besoins évolutifs de la société au fil du temps.

A decorative graphic of a scroll with a blue outline and grey shading at the corners, containing the text.

**PARTIE III : ETUDE DE  
REUTILISATION DES EAUX  
USEES EPUREES**

**CHAPITRE V : RESSOURCES EN  
SOL ET RESSOURCES EN EAU**



## **PARTIE III : ETUDE DE REUTILISATION DES EAUX USEES EPUREES**

### **CHAPITRE V : RESSOURCES EN SOL ET RESSOURCES EN EAU**

#### **V.1 Introduction :**

Pour déterminer les besoins en irrigation des cultures, il est crucial de bien comprendre les caractéristiques du sol et les ressources en eau disponibles. Le sol et l'eau sont des éléments essentiels qui influencent directement la croissance et la santé des plantes.

Ce chapitre se penche sur l'analyse des sols et des ressources en eau, fournissant des informations pratiques pour une gestion optimale de l'irrigation.

#### **V.2 Présentation de secteur agricole de la ville d'akbou**

Les potentialités agricoles de la commune sont déterminées par la qualité de ses terres. Les agronomes classent les terres en fonction de la pente et de la disponibilité en eau. À Akbou, quatre classes de terres peuvent être identifiées, en plus des terres non classées.

- **Classe I** : Cette catégorie regroupe les terres à très hautes potentialités agricoles. Elles sont situées en partie entre Tanouda et le chemin de wilaya n°141, et en partie entre la rive de l'oued Soummam et le piton. Ces terres sont caractérisées par des possibilités de mécanisation agricole et une abondance d'eau.
- **Classe II** : Cette catégorie comprend les terres agricoles de bonne qualité. Elles ont une profondeur moyenne et ne présentent pas de contraintes majeures pour la mécanisation. Ces terres se trouvent à Guendouza, Taharacht, et Arafou.
- **Classe III** : Cette catégorie englobe les terres irriguées. Elles présentent des contraintes moyennes en termes de pente et de pluviométrie variable. C'est la catégorie la plus étendue, avec des terres situées sur la rive droite de l'oued Illoula et dans la zone urbaine d'Akbou.
- **Classe IV** : Cette catégorie regroupe les terres à faibles ou nulles potentialités agricoles. Les terres non irriguées de cette classe présentent des contraintes importantes en termes de pente et de pluviométrie. Elles sont situées dans les hauteurs au nord de l'oued Tifrit et à la périphérie de la commune de Chellata.
- **Les zones non classées** : représentent les zones urbanisées, les lits d'oueds et le piton d'Akbou [13]

**V.2.1 Les terres agricoles :**

Les terres productives, dont 340 hectares bénéficient de l'irrigation, sont principalement plantées d'oliviers, de figuiers et d'autres arbres fruitiers [13]

**V.2.2 Les terres labourables :**

Ces terres sont localisées dans la plaine de la Soummam ainsi que sur les versants de la montagne. La superficie cultivée se répartit comme suit : 845 hectares sont dédiés à la céréaliculture, 687 hectares aux cultures fourragères, 7,5 hectares aux légumes secs, et 377 hectares aux cultures maraîchères [13]

**V.2.3 Les pacages :**

Les terrains improductifs occupent environ 497 hectares de la superficie totale [13]

**V.3 Ressource en eau et Qualité des eaux d'irrigation****V.3.1 Les ressources en eau et l'irrigation actuelle :**

Le barrage Tichy-Haf est essentiel pour l'alimentation en eau potable des agglomérations situées le long du couloir allant d'Akbou à Béjaïa, desservant environ 23 communes pour un volume de 47 hectomètres cubes par an. En outre, il permet l'irrigation d'environ 10000 hectares de terres situées entre les wilayas de Béjaïa et Bouira.

**V.3.2 Les critères d'évaluation des eaux d'irrigation :**

L'évaluation de la qualité d'eau d'irrigation prend en considérations les caractéristiques suivantes [14] :

**V.3.2.1 La salinité :**

Une valeur élevée de la salinité signifie une grande quantité d'ions en solution, ce qui rend plus difficile l'absorption de l'eau et des éléments minéraux par la plante. Une salinité trop élevée peut causer des brûlures racinaires. [14]

Tableau V.1: Classification des eaux d'irrigation proposée par (USDA).

Nomination	Classe	Interprétations
Classe 1 (C1)	< 0,25 dS/m	Risque faible
Classe 2 (C2)	0,25 dS/m à 0,75 dS/m	Risque moyen
Classe 3 (C3)	0,75 S/m à 2,25 dS/m	Risque élevé
Classe 4 (C4)	2,250 dS/m à 5 dS/m	Risque très élevé
Classe 5 (C5)	>5 dS/m	Non utilisable en irrigation

### V.3.2.2 Le sodium (l'alcalinité)

Le sodium est l'un des éléments les plus indésirables dans l'eau d'irrigation. Le problème principal avec une grande quantité de sodium est son effet sur la perméabilité du sol et sur l'infiltration de l'eau. [14].

Le SAR qui est un indice de mesure de la concentration relative du sodium par rapport au calcium et au magnésium(méq/l) est donné par la formule suivante :

$$SAR = \frac{Na^+}{\sqrt{\frac{Ca^{2+}+Mg^{2+}}{2}}} \dots\dots\dots (V. 1)$$

Tableau V.2: Classement de la qualité de l'eau en fonction du danger d'alcalinisation du sol (SAR)

Nom de la classe	Classe	Interpretation
Classe S1	0 < SAR <10 bas taux de sodium	Eaux utilisables pour l'irrigation de presque tous les sols. Danger d'alcalinisation réduit, bien que certaines cultures sensibles au sodium puissent être gênées.
Classe S2 :	10 < SAR <18 taux moyen de sodium	Le danger d'alcalinisation des sols est appréciable dans les sols à textures fine et à forte capacité d'échange, surtout dans la condition de faible lessivage. Eau utilisable sur les sols de texture grossière, ou sur les sols organiques ayant une bonne perméabilité.
Classe S3	18 < SAR < 26 haut taux de sodium	Eaux pouvant provoquer l'apparition d'une alcalinité dangereuse dans la plupart des sols, à l'exception des sols pauvres en argile. Emploi exigent la mise en œuvre d'un aménagement spécial assurant un bon drainage et fort lessivage. L'addition de matière organique, d'amendements chimiques est souvent nécessaire.
Classe S4	SAR > 26 très haut taux de sodium	Eaux souvent inutilisables pour l'irrigation, présentant un fort danger d'alcalinisation. Ces eaux sont utilisées pour l'irrigation, seulement si leur salinité permet l'addition de calcium ou si le sol en contient suffisamment.

Source : Durand (1982)

### V.3.2.3 Les carbonates et les bicarbonates :

Lorsque l'eau des goutteurs s'évapore, ou encore lorsque le pH ou la température de l'eau d'irrigation change un peu, le bicarbonate de calcium et de magnésium précipite sous forme de paillettes. Celles-ci migrent à travers le réseau et se déposent à l'intérieur des goutteurs, provoquant peu à peu leur colmatage. Pour contrer ce risque, on doit descendre le pH de l'eau sous le pH 7. Des traitements périodiques à l'acide nitrique ou sulfurique vont éliminer ces dépôts [14].

Tableau V.3: Degré relatif de dureté de l'eau selon la quantité de carbonate de calcium

Dureté (ppm CaCO <sub>3</sub> )	Degré relatif de dureté
0-50	Très douce
50-100	Douce
100-200	Modérément douce
200-300	Dure
300 et plus	Très dure

Source : CRAAQ, 2003. guide de production des annuelles en caissettes, 313p

### V.3.2.4 pH de l'eau d'irrigation :

Le pH influence la forme et la disponibilité des éléments nutritifs dans l'eau d'irrigation. Le pH de l'eau d'irrigation devrait se situer entre 5,5 et 6,5. À ces valeurs, la solubilité de la plupart des microéléments est optimale [14].

### V.3.2.5 Autres éléments :

Certains éléments présents dans l'eau d'irrigation (le bore, le sodium, le chlore, les sulfates, le fer...) peuvent être directement toxiques pour les cultures. Déterminer les seuils de toxicité pour l'eau d'irrigation est complexe en raison des réactions qui peuvent survenir lorsque l'eau pénètre dans le sol. Les substances potentiellement dangereuses de l'eau peuvent être neutralisées par des réactions chimiques ou s'accumuler dans le sol jusqu'à atteindre des concentrations toxiques pour les plantes [14].

### V.3.3 Méthode d'évaluation de la qualité des eaux d'irrigation :

→ Diagramme de RIVERSAID :

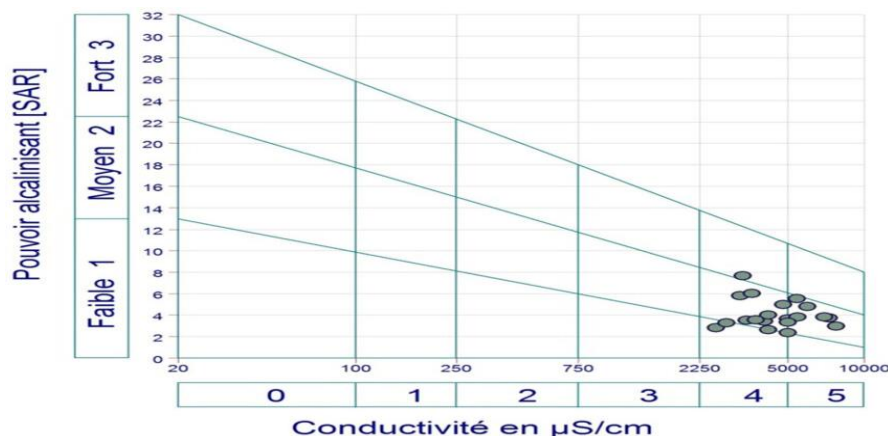


Figure V.1:Diagramme de RIVERSAID

Les classes des eaux d'irrigation (C1S1, ..., C5S4) correspondent, dans le diagramme de Riverside, au SAR (exprimé sur l'axe vertical par la lettre S) et à la conductivité (exprimée sur l'axe horizontal par la lettre C). Ainsi, la classe C1S1 (située dans le coin inférieur gauche) est considérée comme excellente, car elle correspond à des valeurs minimales de SAR et de conductivité. En revanche, la classe C5S4 (située dans le coin supérieur droit) est la plus mauvaise, car les valeurs de SAR et de conductivité y sont maximales.

Tableau V.4:Interprétation des classes du diagramme de RIVERSIDE.

CLASSES	Interprétation des classes
C1S1	Eau présentant une bonne qualité pour l'irrigation, utilisable avec Précautions pour les plantes sensibles.
C1S2-C2S1	Eau de qualité bonne à moyenne a utilisé avec précaution pour les sols mal drainés et pour les plantes sensibles.
C3S1- C2S2-C1S3-	Qualité moyenne à médiocre a utilisé avec précaution ; nécessite un drainage avec des doses de lessivage
C4S1- C3S2-C2S3- C1S4	Eau de qualité médiocre à mauvaise, utilisée avec précaution pour les solslourds et les plantes sensible, l'emploi pour les sols légers et bien drainés nécessite une dose de lessivage et/ou apport de gypse.
C5S1- C4S2-C3S3- C2S4	Eau de qualité très mauvaise, utilisé que pour les sols légers et bien drainés et pour les plantes résistantes avec nécessité des doses de lessivage et/ou apport de gypse.
C5S2- C4S3-C3S4	Qualité très mauvaise a n'utilisé que pour les circonstances exceptionnelles.
C5S3- C4S4-C5S4	Eau déconseillée pour l'irrigation

Source : (CLEMANT et GALAND, 1979)

➔ **Diagramme de WILCOX :**

La classification de Wilcox est fondée sur la combinaison de la teneur en sodium dans l'eau et la conductivité électrique, généralement connu en %, cette classification définit cinq classes : excellente, bonne, admissible, médiocre et mauvaise. Le diagramme de Wilcox est basé sur la formule dite pourcentage de Na<sup>+</sup>, elle s'écrit [15] :

$$\%Na = \frac{Na}{Ca+Mg+Na+K} \times 100 \dots\dots\dots (V. 2)$$

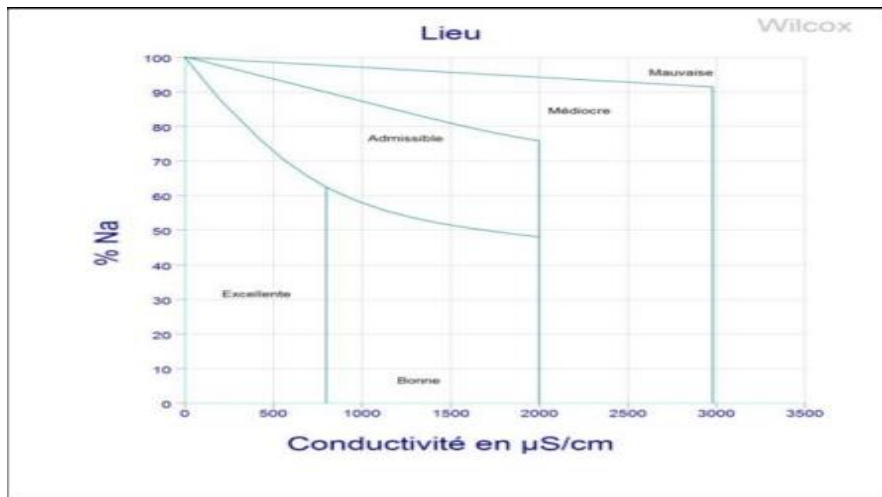


Figure V.2:diagramme de WILCOX

**V.3.4 Etude hydrologique :**

Pour réaliser l'étude hydrologique pour la région de akbou, nous aurons besoin des données pluviométriques. Celles-ci sont obtenues à partir de la station de Sidi Yahia, comme suit :

Tableau V.5:les données pluviométriques

<b>Ann</b>	<b>sep</b>	<b>oct.</b>	<b>nov.</b>	<b>déc</b>	<b>jan</b>	<b>fév.</b>	<b>mar.</b>	<b>avr.</b>	<b>mai</b>	<b>juin</b>	<b>juil.</b>	<b>aout</b>	<b>annuel</b>
<b>1973</b>	0	0	0	0	0	17,5	5,9	2,4	2,5	0,4	0	0	<b>28,7</b>
<b>1974</b>	0,3	2,5	0	0,5	1,2	7,2	21,6	0	8,6	0	0	4,5	<b>46,4</b>
<b>1975</b>	3,7	3,4	18,7	13,3	16,4	44,5	24,7	20,6	17,2	11,6	13,4	0	<b>187,5</b>
<b>1976</b>	7,6	9,4	9,3	24,7	0	5,3	3	19,9	14,6	0	0	0	<b>93,8</b>
<b>1978</b>	0	16	30,3	5,6	19,9	28,1	7,5	13,6	6,2	0	0	2,5	<b>129,7</b>
<b>1980</b>	13,8	2,3	14	59,3	5,7	8,9	14,2	16,7	6,1	12,5	0	17,6	<b>171,1</b>
<b>1981</b>	3,8	5,5	9	27	34,2	14,9	6	8,2	19,7	3,5	0	0,9	<b>132,7</b>
<b>1982</b>	2,7	70,1	18,4	24,3	0	12,4	4,4	23,7	10,5	3,6	3,2	11	<b>184,3</b>
<b>1983</b>	0	4,8	11,2	6,5	17	27,5	14	14,8	12	9,2	0	0	<b>117</b>
<b>1984</b>	8,3	17	4,3	21,9	13,5	12,1	31,5	7,5	19,5	0	9,5	0	<b>145,1</b>
<b>1985</b>	17,6	12,5	23	9,1	7,6	13,8	55,3	1,9	5,4	14	4,5	0	<b>164,7</b>
<b>1986</b>	11,5	12	16	41,2	9,4	34,5	24,7	9,4	20,5	4,2	4,3	2,7	<b>190,4</b>
<b>1987</b>	3,3	18,6	41,7	6,2	4,7	17,6	21,8	23,7	9	2,6	0	0	<b>149,2</b>
<b>1988</b>	20,5	0	8	27,4	6,1	7,9	7,5	15,2	3,5	8	4,6	11,4	<b>120,1</b>
<b>1989</b>	20,4	13	18,6	3	16,8	0	13,5	19,8	18,1	7,5	20,7	0	<b>151,4</b>
<b>1990</b>	20,4	1,6	10,2	34,5	15,5	23,5	14,6	9	18,9	0	1,7	0	<b>149,9</b>
<b>1991</b>	14,8	18,5	4,8	4,6	31,4	20,7	24	17,6	21,8	21,5	14,2	0	<b>193,9</b>
<b>1992</b>	9,5	20,6	12,3	24,6	19,2	2,1	8,5	11,6	24,2	7,6	0	7,3	<b>147,5</b>
<b>1993</b>	31,2	9,5	11	8,5	6,5	28,6	13,8	18,1	2	3,4	0	2	<b>134,6</b>
<b>1994</b>	30,9	32	4,3	13	36,4	15	15,5	8,4	0	8,5	0	6	<b>170</b>
<b>1995</b>	8,2	7,2	14,6	12,2	19,4	42,5	14	30,2	9,8	4,3	8,2	3,6	<b>174,2</b>
<b>1996</b>	6,8	8,3	16,4	16,7	10	4,5	5,7	12	8,4	6	5,3	21,8	<b>121,9</b>

<b>1997</b>	11,5	21	37,8	15,9	5,1	12,9	7,3	14,2	26,8	0	0	5	<b>157,5</b>
<b>1998</b>	28,5	7,4	14,3	7,4	18,8	13,8	15,2	0	13,2	1	0	4,8	<b>124,4</b>
<b>1999</b>	24,6	6,4	7	32,7	2	0,8	11,6	4,2	0	0	0	0	<b>89,3</b>
<b>2000</b>	8,6	7,8	6,4	28	31	7,6	4,8	5,4	5,3	0	0	1,8	<b>106,7</b>
<b>2001</b>	10,6	2,4	11,4	7,4	9,9	18,7	13,3	1,3	9,8	1,2	1,8	12,6	<b>100,4</b>
<b>2002</b>	5,6	7,4	42,5	38	22	9,8	15	51	9,6	0	9,5	11,2	<b>221,6</b>
<b>2003</b>	27,4	20,8	13,3	31,6	11,4	4,5	15,6	13,6	38,1	33,4	3,6	7,4	<b>220,7</b>
<b>2004</b>	4,6	24,8	20,6	27,6	21,4	13,8	7	16,8	1,2	0	0	0	<b>137,8</b>
<b>2005</b>	9,7	10,8	17,6	25,6	10,9	27	6,4	23,4	32	0	13,7	3,4	<b>180,5</b>
<b>2006</b>	9,2	0	13,9	21,6	6,4	6,4	51,4	45,4	10,6	3,4	4,2	4,2	<b>176,7</b>
<b>2007</b>	19,2	47,6	16,8	10,4	3	24	35	9,8	23	9,7	6,7	23	<b>228,2</b>
<b>2008</b>	27,6	16,8	31,2	23,4	38,7	14,3	24,5	24,7	17,3	0	0	5,6	<b>224,1</b>
<b>2009</b>	25,2	7,5	24,4	16,6	26,4	11,4	23,6	3,5	17,2	5,6	0	0	<b>161,4</b>
<b>2010</b>	0	0	0	9,7	4,5	16	30,4	16	24,5	9,3	0	5,2	<b>115,6</b>
<b>2011</b>	10,8	16,4	10,5	18,7	0	0	10,4	20,2	4,7	0	0	3,4	<b>95,1</b>
<b>2012</b>	3,2	15,4	0	8,9	22	12,7		19,5	22,2	2,5	11,4	5,2	<b>123</b>
<b>2013</b>	16	0	10,8	12,7	0	15,6	42,9	0	0	0	0	0	<b>98</b>



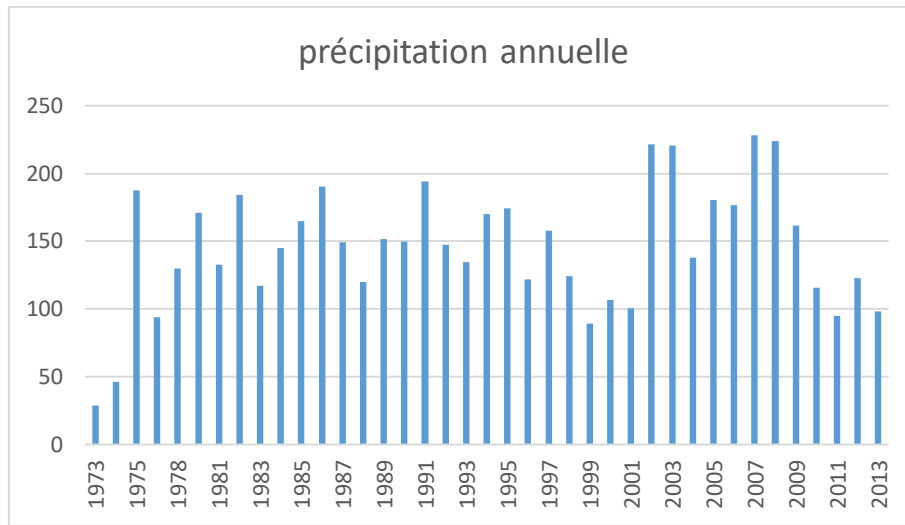


Figure V.3: histogramme des précipitations annuel (mm)

➔ **Etude homogénéité :**

Le test de Wilcoxon repose sur une méthode simple permettant de vérifier l'homogénéité d'une série de données sans avoir besoin de comparer avec une autre série pluviométrique homogène d'une station voisine sur la même période d'observation. La vérification de l'homogénéité d'une série pluviométrique par cette méthode suit les étapes suivantes :

- ✓ Diviser la série complète en deux sous-séries, x et y, telles que N1 et N2 représentent respectivement les tailles de ces deux sous-séries, avec généralement N2 > N1.
- ✓ Constituer ensuite la série x union y en classant la série de pluie d'origine par ordre croissant.
- ✓ Attribuer à chaque valeur de la série pluviométrique classée son rang tout en précisant à quelle sous-série elle appartient.

La série est considérée comme homogène avec une probabilité de 95% si la relation ci-dessous est vérifiée.

$$W_{min} < W_x < W_{max} \dots\dots\dots (V. 3)$$

Avec :  $W_x = | \text{Rang}_x | \dots\dots\dots (V. 4)$

Et :  $W_{min} = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - 1,96 \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1+N_2+1)}{12}} \dots\dots\dots (V. 5)$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} \dots \dots \dots (V. 6)$$

Tableau V.6:étude d'homogénéité par le test de Wilcoxon

Annuel	sérieX	sérieY	Ordre croissant	Rang	Série d'origine
28,7	28,7	134,6	28,7	1	X
46,4	46,4	170	46,4	2	X
187,5	187,5	174,2	89,3	3	Y
93,8	93,8	121,9	93,8	4	X
129,7	129,7	157,5	95,1	5	Y
171,1	171,1	124,4	98	6	Y
132,7	132,7	89,3	100,4	7	Y
184,3	184,3	106,7	106,7	8	Y
117	117	100,4	115,6	9	Y
145,1	145,1	221,6	117	10	X
164,7	164,7	220,7	120,1	11	X
190,4	190,4	137,8	121,9	12	Y
149,2	149,2	180,5	123	13	Y
120,1	120,1	176,7	124,4	14	Y
151,4	151,4	228,2	129,7	15	X
149,9	149,9	224,1	132,7	16	X
193,9	193,9	161,4	134,6	17	Y
147,5	147,5	115,6	137,8	18	Y
134,6		95,1	145,1	19	X
170		123	147,5	20	X
174,2		98	149,2	21	X
121,9			149,9	22	X
157,5			151,4	23	X
124,4			157,5	24	Y
89,3			161,4	25	Y
106,7			164,7	26	X
100,4			170	27	Y
221,6			171,1	28	X
220,7			174,2	29	Y
137,8			176,7	30	Y
180,5			180,5	31	Y
176,7			184,3	32	X
228,2			187,5	33	X
224,1			190,4	34	X
161,4			193,9	35	X
115,6			220,7	36	Y
95,1			221,6	37	Y
123			224,1	38	Y
98			228,2	39	Y

On a :

$N_1=18$  et  $N_2= 21$

Donc :

$$W_{min} = \frac{(18 + 21 + 1) \times 18 - 1}{2} - 1,96 \sqrt{\frac{18 \times 21 \times (18 + 21 + 1)}{12}}$$

$$W_{min} = 289,93$$

$$W_{max} = (18 + 21 + 1) \times 18 - 272,355$$

$$W_{max} = 430,07$$

$$W_x = \sum \text{Rang}_x = 352$$

Alors :  $289,93 < 352 < 430,07$

La condition de Wilcoxon étant vérifiée, la série des précipitations annuelles de la station de Sidi Yahia est considérée homogène avec un seuil de  $(1-\alpha)$  où  $\alpha=0,05$ , correspondant à un intervalle de confiance de 95%.

### → Ajustement statique de la série :

Les séries pluviométriques peuvent être ajustées à l'aide de nombreuses lois statistiques, le choix de la loi probabiliste la plus efficace est guidé par la pratique et l'expérience. Dans notre cas, les lois d'ajustements choisis sont :

- Loi des valeurs extrêmes (Jenkison).
- Loi de Gibrat-Galton ou loi log normale.

L'ajustement de la série sera effectué à l'aide du logiciel « HYFRAN ». Ces lois ont des fonctions de densité qui s'expriment selon les formules ci-dessous :

Tableau V.7:récapitulatif des formules des lois d'ajustements

loi	Log Normal	GEV
Formule	$F(x) = \frac{1}{x\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}}$ (V. 7)	$F(x) = \frac{1}{\alpha} \left[1 - \frac{K}{\alpha}(x - \mu)\right]^{\frac{1}{K}-1} e^{-\left[1 - \frac{K}{\alpha}(x - \mu)\right]^{\frac{1}{K}}}$ (V. 8)

Avec :

- $x$  : les précipitations
- $\sigma$  : l'écart type

- $\mu$  : la moyenne
- k : paramètre de la forme
- $\alpha$  : paramètre de l'échelle

Tableau V.8: les caractéristiques empiriques de l'échantillon

Caractéristique	Formule	Valeurs
La moyenne des Pan (mm)	$\frac{\sum_{i=1}^n Xi}{n}$ .....(V. 9)	145
L'écart type $\sigma_{Pan}$	$\sqrt{\frac{1}{n} (\sum_{i=1}^n (Xi - \mu)^2)}$ ... (V. 10)	45.7
Coefficient de variation Cv	$\frac{\sigma_{Pan}}{\mu}$ .....(V. 11)	0,314

- Présentation graphique des lois d'ajustement :

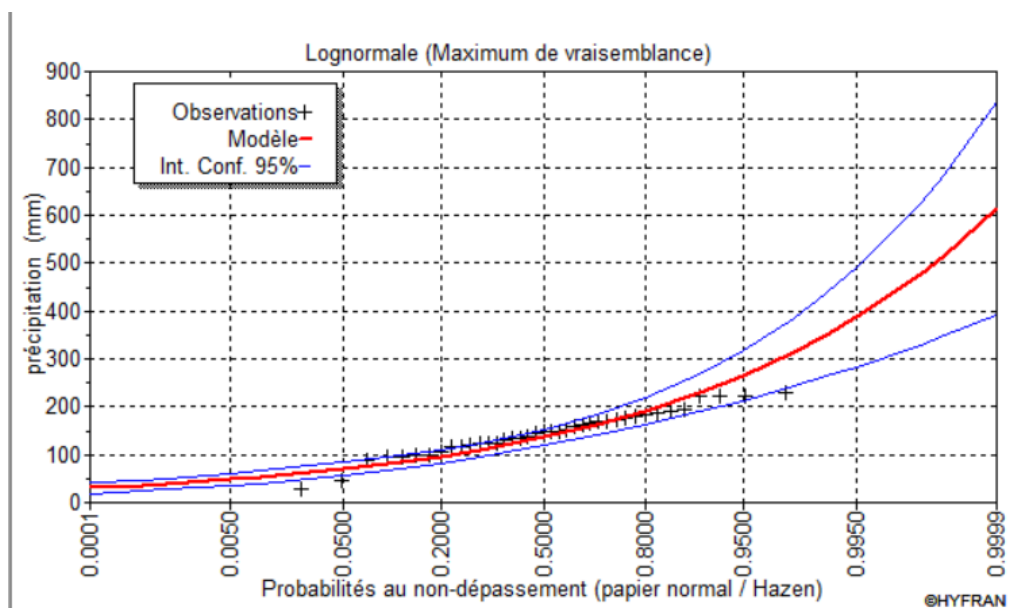


Figure V.4: graphe d'ajustement log Normal

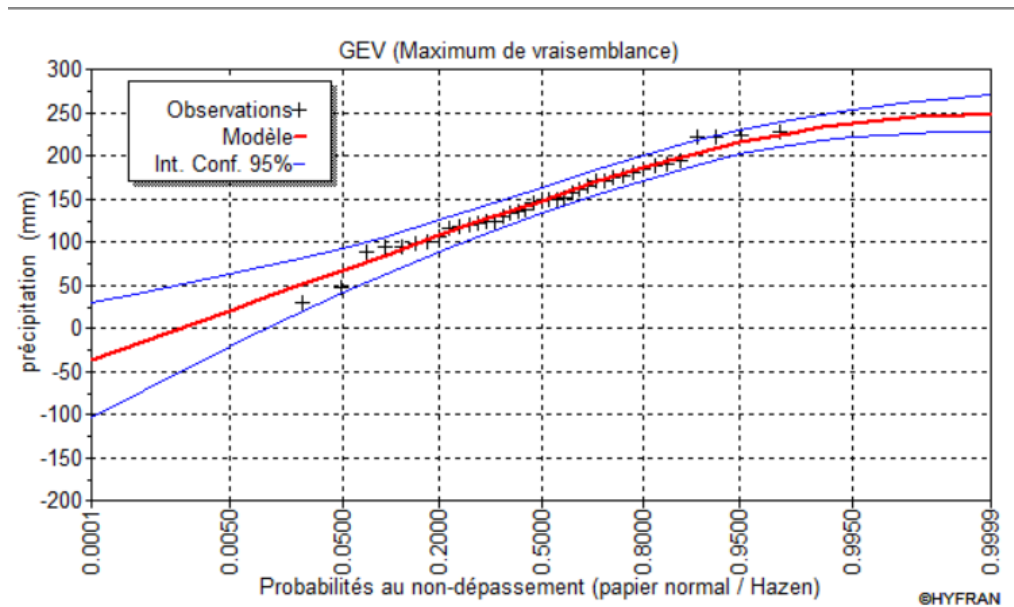


Figure V.5: graphe d'ajustement GEV

- Test de validité d'un ajustement :

Il existe de nombreuses techniques pour comparer les différentes méthodes d'analyse des lois d'ajustement et choisir la meilleure. Le test d'adéquation du khi-deux a été adopté comme l'un des tests les plus anciens et les plus puissants, La loi est dite adéquate pour une erreur  $\alpha=0,05$  si et seulement si :

$$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$$

Avec :  $\chi^2$  théorique est déterminé à partir de tableau de  $\chi^2$  théorique = f ( $\alpha, \gamma$ ) qui se trouve dans l'annexe [III].

A partir du logiciel HYFRAN on a obtenu les résultats suivants :

Tableau V.9: les valeurs de  $\chi^2$  obtenue

Loi GEV	Loi log normale
$\chi^2_{\text{Calculée}}=3,05$	$\chi^2_{\text{Calculée}}=4,69$
Degré de liberté =5	Degré de liberté =5
$\chi^2_{\text{Théorique}}=4,01$	$\chi^2_{\text{Théorique}}=4,78$

Puisque :  $3,05 < 4,01$  et  $4,69 < 4,78$

L'adéquation de la loi est confirmée, ce qui signifie que l'ajustement peut être considéré comme valide pour une erreur  $\alpha=0,05$

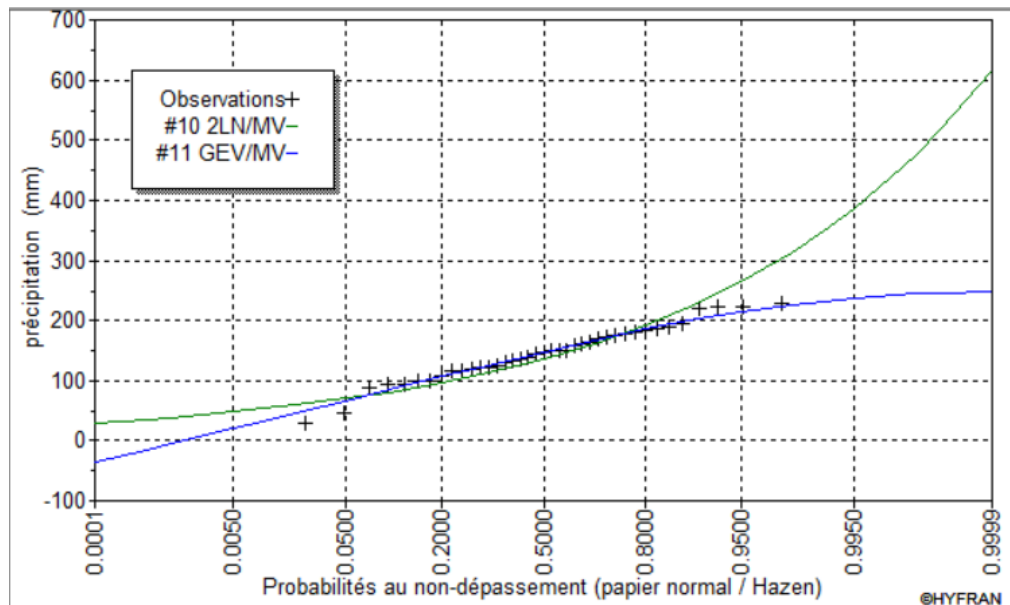
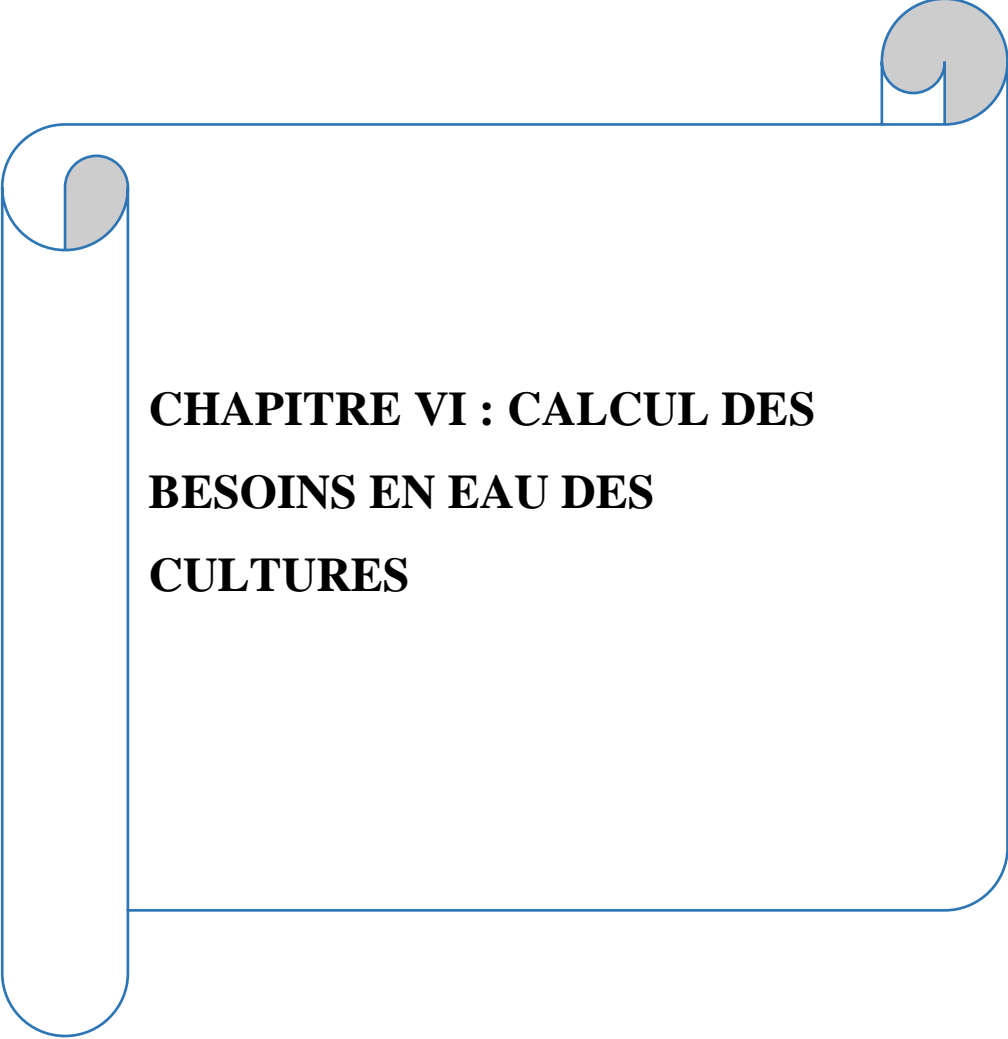


Figure V. 6: graphe d'adéquation du khi-deux

D'après ces résultats, les valeurs des précipitations maximales sont bien corrélées à la loi GEV qui montre un meilleur ajustement comparé à la loi log-normale.

#### V.4 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté le secteur agricole de la ville d'Akbou, ce qui nous aidera à identifier les types de cultures adaptés à ce sol. Nous avons ensuite évalué la qualité de l'eau d'irrigation et réalisé une étude hydrologique de la zone, ces étapes sont indispensables pour prévoir l'irrigation avec les eaux épurées de la station.



**CHAPITRE VI : CALCUL DES  
BESOINS EN EAU DES  
CULTURES**

## CHAPITRE VI : CALCUL DES BESOINS EN EAU DES CULTURES

### VI.1 Introduction :

Le calcul des besoins en eau des cultures est une étape essentielle pour assurer une gestion efficace et durable de l'irrigation. Lorsqu'il s'agit d'utiliser de l'eau épurée pour l'irrigation, cette tâche devient encore plus critique, car il est nécessaire de garantir non seulement l'efficacité de l'irrigation mais aussi la sécurité et la santé des cultures et des sols.

Dans ce chapitre, nous examinerons les méthodes et les paramètres utilisés pour calculer les besoins en eau des cultures.

### VI.2 Détermination de la pluie moyenne :

Étant donné que la loi GEV offre le meilleur ajustement, nous l'adoptons pour estimer la pluviométrie moyenne mensuelle représentative de la région :

Tableau VI.1: les valeurs des précipitations pour chaque période de retour

T(ans)	q	Xt(mm)	Intervalle de Confiance
2	0.5	148	133-163
1.25	0.2	107	89-125

Avec :

- q : probabilité au non dépassement

La probabilité de précipitation pour laquelle on assure l'irrigation est donnée souvent pour la fréquence 80 %.

$$P_{moy80\% \text{ de chaque mois}} = P_{moy \text{ de chaque mois}} \times \frac{P_{théorique 80\% \text{ annuel}}}{P_{théorique 50\% \text{ annuel}}} \dots\dots\dots(VI.1)$$

D'après le tableau on a :

$$P_{théorique 80\% \text{ annuel}} = 107 \text{ mm}$$

$$P_{théorique 50\% \text{ annuel}} = 148 \text{ mm}$$

Donc :



$$P_{moy_{80\% \text{ de chaque mois}}} = P_{moy \text{ de chaque mois}} \times \frac{107}{148}$$

$$P_{moy_{80\% \text{ de chaque mois}}} = P_{moy \text{ de chaque mois}} \times 0,72$$

Les pluies moyenne mensuelle pour une fréquence de 80% de projet, sont calculées comme suit:

Tableau VI.2:les pluies moyennes mensuelles pour une fréquence de 80%.

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou
Pmoy (mm)	12,57	13,09	15,12	18,96	13,8	15,75	17,53	15,09	13,53	5,12	3,70	4,84
Pmoy80% (mm)	9,0	9,4	10,9	13,6	9,9	11,3	12,6	10,9	9,7	3,7	2,7	3,5

### VI.3 La Pluie efficace :

La pluie efficace représente la fraction des précipitations qui effectivement répond aux besoins d'évapotranspiration de la culture. Pour calculer cette fraction, on peut utiliser l'une des quatre méthodes disponibles dans le logiciel CROPWAT 8.0, et nous choisissons ici la méthode des pourcentages fixes.

- **Méthode de Pourcentage fixe des précipitations :**

Les pluies efficaces sont calculées en appliquant la formule suivante :

$$P_{eff} = a \times P_{moy80\%} \dots\dots\dots (VI. 2)$$

Avec a : la fraction des pertes par ruissellement et percolation profonde, compris entre 0,7 et 0,9. On prend a=0,8

Tableau VI.3:les pluies efficaces selon la méthode des pourcentages fixes

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou
Pmoy80% (mm)	9,0	9,4	10,9	13,6	9,9	11,3	12,6	10,9	9,7	3,7	2,7	3,5
Peff (mm)	7,2	7,5	8,7	10,9	7,9	9	10,1	8,7	7,8	3	2,2	2,8

## VI.4 L'évapotranspiration :

L'évapotranspiration est généralement exprimée par unité de surface et de temps, par exemple en m<sup>3</sup>/ha/jour, en m<sup>3</sup>/ha/mois, ou en m<sup>3</sup>/ha/an. Elle peut également être mesurée en mm/jour, par mois ou par an. Il est important de distinguer deux types d'évapotranspiration :

- L'évapotranspiration de référence (ET<sub>0</sub>)
- L'évapotranspiration réelle (ETR).

### VI.4.1 L'évapotranspiration de référence :

Il s'agit de la quantité maximale d'eau évapotranspirée par un gazon bien irrigué, en pleine croissance active, couvrant entièrement le sol sur une parcelle de taille adéquate. Le calcul de l'évapotranspiration de référence est réalisé à l'aide du logiciel CROPWAT 8.0, basé sur la méthode modifiée de Penman-Monteith, recommandée par les experts de la FAO. Pour utiliser ce logiciel, il est nécessaire de fournir les données climatiques mensuelles de la station météorologique, notamment : Les températures moyennes en °C, L'humidité relative de l'air en pourcentage (%), La durée d'ensoleillement quotidien en heures, La vitesse du vent en (m/s).

Tableau VI.4:Evapotranspiration de référence ET<sub>0</sub> donnée par le logiciel CROPWAT 8.0.

Pays : Algérie		Station climatique : Sidi yahia					
Altitude : 255 mètres		Latitude : 36 °N		Longitude : 4°E			
MOIS	Tmin °C	T max °C	Humidité %	Vent m/s	Insolation (heures)	Radiation MJ/m <sup>2</sup> .jour	ET <sub>0</sub> Penman mm/j
Janvier	1.4	17.1	50.5	2.9	5.1	9	2.5
Février	2.3	18	48.1	3.1	5.2	11.1	3.02
Mars	2.4	21.3	47.5	2.8	6.2	15	3.72
Avril	3.1	23.1	47.5	3	6.6	18	4.48
Mai	5.1	28.2	49.2	2.6	7.8	21.2	5.34
Juin	8.1	33.3	49.2	2.7	9.1	23.5	6.5
Juillet	9.1	38.7	50.2	2.6	10.3	24.9	7.43
Août	11.7	39.8	49.2	2.67	8.4	21	7.14
Sept	10.5	37.1	49.2	2.4	8	18.1	5.94
Oct	7.8	29.4	47.9	2.7	6.8	13.6	4.49
Nov	4.1	24.9	47.1	3.08	5.5	9.8	3.7
Déc	2.4	22.3	48.6	3.21	4.6	7.9	3.19

**VI.4.2 L'évapotranspiration réelle :**

Au cours d'une période donnée (jour, mois, cycle végétatif complet), chaque parcelle perd une certaine quantité d'eau par transpiration et évaporation directe, appelée évapotranspiration réelle (ETR).

$$ETR = ET0 \times Kc \dots\dots\dots (VI. 3)$$

Avec :

- ET0 : L'évapotranspiration de référence.
- Kc : correspond au coefficient cultural, en fonction du type de culture et de son état végétatif.

**VI.5 Le choix des cultures :**

Le choix des cultures à irriguer avec les eaux usées traitées doit répondre à plusieurs critères pour garantir la sécurité sanitaire, l'efficacité agricole, et la durabilité environnementale. Dans le domaine de l'arboriculture, les vignes et les agrumes, grâce à leur faible risque de contamination des parties comestibles et leur capacité à utiliser les nutriments présents dans l'eau, sont des candidats potentiels pour cette pratique. Toutefois, il est crucial que l'eau utilisée respecte les normes de qualité pour éviter tout risque sanitaire et environnemental, tout en se conformant aux réglementations locales.

On divise la surface de notre périmètre qui est égale à 141,57 ha comme suit :

Tableau VI.5: Tableau des Parcelles et Surfaces à Irriguer.

Code parcelle	Type de culture	Distance (ml)	Surface (ha)
P1	Arboriculture fruitière	2583	5,70
P2	Arboriculture fruitière	2511	6,75
P3	Arboriculture fruitière	1921	3,34
P4	Arboriculture fruitière	1908	8,25
P5	Arboriculture fruitière	1359	7,76
P6	Arboriculture fruitière	1192	4,00
P7	Arboriculture fruitière	662	14,4
P8	Arboriculture fruitière	1668	35,79
P9	Arboriculture fruitière	1364	55,58

## VI.6 Calcul des besoins en eaux d'irrigation :

Ce calcul nous permet de déterminer les besoins en eau réels de la culture et d'évaluer la quantité d'eau d'irrigation nécessaire pour satisfaire ces besoins. Les besoins en eau d'irrigation se calculent selon le bilan hydrique suivant :

$$B_{\text{irr}} = \text{ETM}_i - (\text{Peff}_i + \text{RFU}_{i-1}) \dots\dots\dots (\text{VI. 4})$$

- ETMi : représente l'évapotranspiration réel en millimètres par mois (mm/mois).
- Peff : précipitations efficaces en millimètres (mm).
- RFU<sub>i-1</sub> : la réserve d'eau disponible à la période précédente

La RFU se calcule comme suit :  $\text{RFU} = Y(\text{Hcc} - \text{Hpf}) \cdot \text{Da} \cdot Z \dots\dots\dots (\text{VI. 5})$

- Y : degré de tarissement ( $Y=2/3$ ).
- Z : profondeur d'enracinement mm ( $Z=1.2\text{m}$  pour les vignes,  $Z=1.8\text{m}$  pour les agrumes).
- Hcc : humidité à la capacité au champ
- Hpf : humidité au point de flétrissement
- Da : densité apparente.

Tableau VI.6: Tableau de référence pour la détermination de la RFU en fonction du type de sol

Texture de sol	HCC %	HPF %	% eau	Da	Ru	RFU
Sol Sableux	8	5	5	1.35	40.5	27
Sol sableux-limoneux	12	5	7	1.4	58.8	39.2
Sol limoneux- sableux	19	9	10	1.42	85.2	56.8
Sol limoneux- argileux	27	13	14	1.4	117.6	78.4
Sol argileux- limoneux	32	17	15	1.4	126	84
Sol argileux	37	21	16	1.45	134.2	92.8

Dans notre cas, on a un sol argileux-limoneux (HCC=32%, HPF=17%, Da=1.4).

- ➔ Calcul des besoins nets d'irrigation : correspondent aux volumes apportés aux plantes exprimés en mm ou en m<sup>3</sup>/ha
- ➔ Calcul des besoins brutes (prise en compte de l'efficacité d'irrigation) : Lors de l'irrigation, une quantité significative d'eau est perdue par évaporation, infiltration ou percolation profonde, etc. La quantité d'eau perdue dépend de l'efficacité du système. L'efficacité d'application de l'irrigation s'exprime par :  $B_{\text{brut}} = B_{\text{net}} / E_f$ , avec :  $E_f$  est le coefficient de l'efficacité d'irrigation ( $E_f=0.75$ ).

Tableau VI.7: Besoins nets et brutes des agrumes.

Mois	Pmoy	peff (mm)	ET0 (mm/mois)	kc	ETM (mm/mois)	Z(m)	RFU théo	RFU reell	Bnet (mm)	Bbrut (mm/ha)
sept	9	7,2	178,29	0,75	133,72	1,8	252	0	126,52	168,69
oct	9,4	7,5	139,17	0,75	104,38	1,8	252	84	96,88	129,17
nov	10,9	8,7	110,96	0,75	83,22	1,8	252	126	-9,48	-12,64
dec	13,6	10,9	98,97	0,6	59,38	1,8	252	252	-77,52	-103,36
janv	9,9	7,9	77,56	0,66	51,19	1,8	252	252	-208,71	-278,28
fev	11,3	9	84,51	0,64	54,09	1,8	252	252	-206,91	-275,88
mars	12,6	10,1	115,29	0,68	78,40	1,8	252	252	-183,70	-244,94
avril	10,9	8,7	134,43	0,7	94,10	1,8	252	126	-166,60	-222,13
mai	9,7	7,8	165,67	0,71	117,63	1,8	252	84	-16,17	-21,57
juin	3,7	3	195,13	0,72	140,49	1,8	252	0	53,49	71,32
juil	2,7	2,2	230,31	0,72	165,82	1,8	252	0	163,62	218,16
aout	3,5	2,8	221,25	0,72	159,30	1,8	252	0	156,50	208,67

Tableau VI.8: Besoins nets et brutes des vignes.

Mois	Pmoy	peff (mm)	ET0 (mm/mois)	kc	ETM (mm/mois)	Z(m)	RFU théo	RFU reell	Bnet (mm)	Bbrut (mm/ha)
sept	9	7,2	178,29	0,65	115,8885	1,2	168	0	108,69	144,92
oct	9,4	7,5	139,17	0,5	69,585	1,2	168	56	62,09	82,78
nov	10,9	8,7	110,96	0,35	38,836	1,2	168	84	-25,86	-34,49
dec	13,6	10,9	98,97	0,2	19,794	1,2	168	168	-75,11	-100,14
janv	9,9	7,9	77,56	0,2	15,512	1,2	168	168	-160,39	-213,85
fev	11,3	9	84,51	0,25	21,1275	1,2	168	168	-155,87	-207,83
mars	12,6	10,1	115,29	0,3	34,587	1,2	168	168	-143,51	-191,35
avril	10,9	8,7	134,43	0,5	67,215	1,2	168	84	-109,49	-145,98
mai	9,7	7,8	165,67	0,7	115,969	1,2	168	56	24,17	32,23
juin	3,7	3	195,13	0,8	156,104	1,2	168	0	97,10	129,47
juil	2,7	2,2	230,31	0,8	184,248	1,2	168	0	182,05	242,73
aout	3,5	2,8	221,25	0,75	165,9375	1,2	168	0	163,14	217,52

### VI.7 Calcul du Débit fictif :

La dose d'arrosage pour la consommation de pointe est exprimée sous la forme d'un débit constant, distribué en continu, afin de répondre aux besoins mensuels en eau. Pour calculer le débit fictif en litre par seconde par hectare (l/s/ha), on utilise la formule suivante :

$$Q_{fictif} = \frac{Bm \times 10 \times 1000}{K \times T \times t \times 3600} \dots\dots\dots (VI. 6)$$

Avec :

- Bm : Besoins net du mois de pointe en mm
- T : durée d'irrigation par jour fixée à 22 h/j.
- t : Nombre de jours d'irrigation dans le mois, égal à 30 jours.
- K : Coefficient d'efficience global du système d'irrigation, approximativement égal à 0,75.

Le mois de pointe dans notre cas est les mois de juillet pour les deux cultures, on aura :

$$Q_{fictif\ agrume} = \frac{163,62 \times 10^4}{30 \times 22 \times 0,75 \times 3600} = 0,92 \text{ (l/s/ha)}$$

$$Q_{fictif\ vigne} = \frac{182,05 \times 10^4}{30 \times 22 \times 0,75 \times 3600} = 1,02 \text{ (l/s/ha)}$$

Puisque le débit spécifique correspond au max des débits fictifs, alors :

$$Q_{spécifique} = \max Q_{fictif} = 1,02 \text{ (l/s/ha)}.$$

### VI.8 Débit caractéristique :

Déterminé en multipliant le débit de pointe par la surface agricole utile, voir la formule suivante :

$$Q_{carc} = S \times Q_{spécifique} = 141,57 \times 1,02 = 144,63 \text{ (l/s)} = 12495,912 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Lorsque l'on compare le débit requis pour l'irrigation de notre périmètre, qui est de 12495,912 (m<sup>3</sup>/j) pour une surface de 141,57 hectares, avec le débit des eaux usées épurées de la station d'épuration pour les deux horizons, on constate que le débit disponible de la STEP est suffisant pour couvrir les besoins en eau pour l'irrigation.

## VI.9 Conduites de refoulement et station de pompage :

Le diamètre de la conduite de refoulement et la station de pompage sont économiquement liés. En effet, plus le diamètre de la conduite est réduit pour un débit donné, plus les pertes de charge et la consommation d'énergie augmentent. La station prévue dans le cadre de ce projet a pour fonction d'alimenter le futur réservoir qui servira à irriguer notre périmètre.

### → Le diamètre de la conduite :

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise en première approximation les formules simplifiées de BRESS et de BONNIN [16]. La formule de Bress s'applique uniquement aux conduites de courte longueur ( $\leq 1$  km), étant donné que notre conduite de refoulement dépasse 1 km, nous privilégions la formule de Bonnin. Ensuite, à partir de diamètre calculé, nous sélectionnons une gamme de diamètres parmi lesquels nous choisirons celui offrant les coûts les plus bas.

La formule de BRESS :  $D = 1,5 \times \sqrt{Q}$  si  $L_{\text{conduite}} \leq 1$  Km..... (VI. 7)

La formule de BONNIN :  $D = \sqrt{Q}$  si  $L_{\text{conduite}} > 1$  Km..... (VI. 8)

Avec : Q : débit à élever en (m<sup>3</sup>/s).

Alors :  $D = \sqrt{0,14} = 0,380$  m

### → Les pertes de charge :

#### • Pertes de charge linéaires :

En appliquant la formule de Darcy, les pertes de charge linéaires pour un tronçon donné se calculent de la manière suivante :

$$\Delta H_L = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\pi^2 \times g \times D^5} \dots\dots\dots (VI. 9)$$

Avec :

- $\Delta H_L$  = les pertes de charge linéaire (m).
- L : longueur de tronçon (m).
- Q : le débit en (m<sup>3</sup>/s).
- g : pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>).
- D : le diamètre de la conduite (m).

- $\lambda$  : le coefficient ,obtenue en appliquant la formule de NIKURADSE suivante :

$$\lambda = \left[ 1,14 - 0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{D} \right) \right]^{-2} \dots\dots\dots (VI. 10)$$

- $\varepsilon$  : Rugosité absolue des tuyaux neufs, égale à 0,015 mm

- **Pertes de charge singulières :**

Elles sont occasionnées par les singularités des différents accessoires de la conduite (coude, vannes, clapets,). Elles sont estimées à 15 % des pertes de charge linéaires [16].

$$\Delta H_s = 0,15 \times \Delta H_L \dots\dots\dots (VI. 11)$$

- **Perte de charge totale :**

Ce sont la somme des pertes de charge linéaires et les pertes de charge singulières, alors :

$$\Delta H_T = \Delta H_L + \Delta H_s \dots\dots\dots (VI. 12)$$

➔ **Calcul de la hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale est la somme des pertes de charge totale et de la hauteur géométrique.

$$HMT = \Delta H_T + H_g \dots\dots\dots (VI. 13)$$

$H_g$  est la différence entre l'altitude de l'emplacement du réservoir et l'altitude de la station de pompage,  $H_g = 203,52 - 152,49 = 51,03m$

➔ **Puissance absorbée par la pompe [17] :**

C'est la puissance fournie à pompe, calculée comme suit :

$$P = \frac{g \times Q \times HMT}{\eta} [KW] \dots\dots\dots (VI. 14)$$

Avec :

- $\eta$  : le rendement de la pompe ( $\eta=82\%$ ).
- $Q$  : débit refoulé par la pompe en (m<sup>3</sup>/s).
- $g$  : pesanteur (9.81 m/s<sup>2</sup>).

➔ **Energie consommée par la pompe [17] :**

Calculé comme suit :



$$E = P \times t \times 365 \text{ [KW h]} \dots\dots\dots (\text{VI. 15})$$

- t : temps de pompage par jour en (heure); dans notre cas t =22h
- P: puissance de la pompe en (kW).

➔ **Frais d'exploitation [17] :**

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{\text{ex}} = E \times e \text{ [DA]} \dots\dots\dots (\text{VI. 16})$$

- E : Énergie consommée par la pompe en (KW H).
- e : prix unitaire d'un Kw H imposé par la SONELGAZ. (e=5DA).

➔ **Frais d'amortissement [17] :**

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$F_{\text{am}} = \text{Prc} \times A \text{ [DA]} \dots\dots\dots (\text{VI. 17})$$

- Prc : prix de la conduite en (DA).
- A : Amortissement annuel, donné par la formule suivante :

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \dots\dots\dots (\text{VI. 18})$$

- i: Taux d'annuité annuel, i = 8 %
- n : nombre d'années d'amortissement, n<sub>2030</sub> = 6 ans et n<sub>2053</sub>=29ans.

Alors on aura :

$$A_{2030} = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^6 - 1} + 0,08 = 0,216 = 21,6\%$$

$$A_{2053} = \frac{0,08}{(0,08 + 1)^{29} - 1} + 0,08 = 0,090 = 9\%$$

➔ **Vitesse d'écoulement :**

Une fourchette de vitesse de 0,5 (m/s) à 2.0 (m/s) peut être considérée comme convenable.  
Matériaux proposés : Le type de matériaux proposé par le BET est de PEHD pour les pressions inférieures à 16 bars [17].

Tableau VI.9: Calcul de la HMT du tronçon SP-RESERVOIR.

Diamètre PEHD (mm)	$\lambda$	L (m)	$\Delta H_L$ (m)	$\Delta H_s$ (m)	$\Delta H_T$ (m)	HMT (m)
355	0,067	1810	37,217	5,583	42,800	93,830
400	0,064	1810	19,445	2,917	22,361	73,391
450	0,061	1810	10,259	1,539	11,798	62,828

Tableau VI.10: frais d'exploitation.

Diamètre PEHD (mm)	P (KW)	E (KWh)	Fexplo (DA)
355	162,349	1303665,331	6518326,653
400	126,985	1019692,822	5098464,112
450	108,709	872930,344	4364651,718

Tableau VI.11: frais d'amortissement.

Diamètre PEHD (mm)	Prix de ml (DA)	Famort (DA)	
		2030	2053
355	9000,00	1946,838	806,567
400	11450,00	2476,811	1026,132
450	14000,00	3028,415	1254,659

Tableau VI.12: Bilan

Diamètre PEHD (mm)	Famort (DA)		Fexplo (DA)	Bilan (DA)	
	2030	2053		2030	2053
355	1946,838	806,567	6518326,653	6520273,491	6519133,220
400	2476,811	1026,132	5098464,112	5100940,923	5099490,244
450	3028,415	1254,659	4364651,718	4367680,133	4365906,377

Ainsi, le diamètre économique pour la conduite de refoulement reliant la station de pompage au réservoir projeté est de DN 450 mm, en PEHD PN 16 bar, avec une vitesse de  $V=0,91$  m/s.

Tableau VI.13:récapitulatif des caractéristiques hydrauliques de la conduite de refoulement (station de pompage-réservoir).

Débit	Longueur	Diamètre	Vitesse	Perte de charge	Nature des matériaux
m <sup>3</sup> /s	m	mm	m/s	m	PEHD
0,145	1810	450	0,91	11,798	PN16

➔ **Calcul de nombre des pompes :**

Le choix optimal du nombre de pompes est déterminé par l'expression suivante [17]:

$$n=(0,02 \times Q \times H) + 1 \dots\dots\dots (VI. 19)$$

$$n=(0,02 \times 0,145 \times 62,828) + 1 = 1,181$$

$$n=2 \text{ pompes}$$

Avec :

- Q : débit (m<sup>3</sup>/s).
- H : hauteur manométrique (Hmt en m).

Le nombre de groupes à installer  $N=n+1=2+1=3$  pompes

Donc on doit installer 3 pompes.

➔ **Le réservoir :**

Le réservoir est implanté à une altitude permettant une distribution gravitaire aux exploitations du futur périmètre. Il est dimensionné pour stocker les volumes d'eau pompés en dehors des heures de pointe, afin de satisfaire la demande en eau pour l'irrigation, le volume de cet ouvrage est déterminé comme suit :

$$V = Q \times T \dots\dots\dots (VI. 20)$$

Avec :

- Q : débit de pointe en (m<sup>3</sup>/s).
- T : hors heures de pointe en heures (T=2h).

Donc :  $V=0,145 \times 2 \times 3600= 1041,326 \text{ m}^3$

On propose une hauteur de cet ouvrage : H=4m, alors la surface est de :

$$S = \frac{V}{H} \dots\dots\dots (VI. 21)$$

$$S = \frac{1041,326}{4} = 260,332 \text{ m}^2$$

Pour une longueur de : L= 22 m, la largeur : l = 11,83m.

### **VI.10 Conclusion :**

Ce chapitre a permis d'explorer en profondeur la réutilisation des eaux usées pour l'irrigation, en se concentrant sur la détermination des besoins en eau des cultures comme élément central du projet. Nous avons également détaillé le processus de dimensionnement et d'optimisation de la conduite de refoulement entre la station de pompage et le réservoir, en prenant en compte les pertes de charge et les aspects économiques. En intégrant ces analyses, nous avons mis en place un cadre pour une gestion optimisée des ressources en eau, qui non seulement répond aux exigences agricoles mais également favorise une utilisation durable et économique des eaux usées traitées.

## Conclusion générale

Ce mémoire a exploré deux piliers essentiels de la gestion de l'eau en Algérie : le dimensionnement des stations d'épuration des eaux usées et la réutilisation de ces eaux épurées en agriculture. Ces deux aspects, intimement liés, forment une approche intégrée capable de répondre aux défis complexes que sont la pollution de l'eau et la pénurie chronique de ressources hydriques dans le pays.

La première partie de cette étude a mis en lumière l'importance cruciale du dimensionnement des stations d'épuration. Un dimensionnement efficace, adapté aux spécificités locales, est indispensable pour garantir que ces infrastructures fonctionnent de manière optimale. Nous avons souligné que la réussite de cette étape repose sur la prise en compte de nombreux facteurs, tels que la capacité de traitement, les caractéristiques des eaux usées locales, ainsi que les fluctuations saisonnières. Une approche sur mesure est donc nécessaire pour chaque région d'Algérie, chacune ayant ses propres besoins et contraintes.

Dans la seconde partie, nous avons examiné les multiples avantages de la réutilisation des eaux épurées en agriculture. Cette solution durable permet de réduire la pression sur les ressources en eau douce tout en fournissant une source d'eau fiable pour l'irrigation, essentielle à la sécurité alimentaire du pays. Toutefois, cette pratique exige une attention particulière aux normes de qualité de l'eau, afin de protéger la santé publique et d'assurer la sécurité des produits agricoles. Il s'agit donc d'une stratégie innovante, mais qui nécessite des efforts coordonnés pour garantir son efficacité à long terme.

En combinant ces deux dimensions – dimensionnement des stations d'épuration et réutilisation des eaux épurées – il devient évident que l'une ne peut réussir sans l'autre. Un dimensionnement adéquat est le socle d'une réutilisation réussie. En intégrant ces processus dans une vision holistique de la gestion de l'eau, l'Algérie peut non seulement atténuer les impacts de la pollution et des pénuries, mais aussi progresser vers une utilisation plus durable et résiliente de ses ressources hydriques.

Toutefois, la mise en œuvre de ces recommandations ne sera pas sans obstacles. Cela nécessitera la coopération entre les autorités publiques, les acteurs locaux, les experts en gestion de l'eau et les agriculteurs. Mais les bénéfiques potentiels – en termes de préservation de

l'environnement, de sécurité alimentaire et de santé publique – justifient largement les efforts à consentir.

En conclusion, ce mémoire témoigne de la complexité des défis liés à la gestion de l'eau en Algérie, tout en offrant des solutions concrètes et stratégiques. Le dimensionnement des stations d'épuration et la réutilisation des eaux usées en agriculture représentent deux étapes cruciales pour assurer une gestion efficace et durable de l'eau. En poursuivant ces objectifs avec détermination, l'Algérie peut non seulement répondre aux défis immédiats de la pollution et des pénuries d'eau, mais aussi ouvrir la voie à un avenir où l'eau, ressource précieuse et limitée, sera utilisée de manière plus rationnelle et équilibrée pour le bien-être de tous.



**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Baumont.S, J.P.Camard, A. Lefranc, A. Franconi, Réutilisation des eaux usées épurées : risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France, Observatoire régional de santé d'Ile-de-France, 2000.
- [2] M. von Sperling, *Wastewater characteristics, treatment and disposal*. in Biological wastewater treatment series, no. 1. London: IWA Publ. [u.a.], 2007.
- [3] « Wastewater treatment - Sedimentation, Filtration, Clarification | Britannica ». Consulté le: 23 août 2024. [En ligne]. Disponible sur:  
<https://www.britannica.com/technology/wastewater-treatment/Flow-rates>
- [4] BeCloud.com, « Traitement tertiaire – traitement des effluents industriels ». Consulté le: 23 août 2024. [En ligne]. Disponible sur:  
<https://www.suezwaterhandbook.fr/index.php/procedes-et-technologies/processus-industriels-et-traitements-des-effluents-residuaires/conception-des-installations-generalites/traitement-tertiaire>
- [5] « Les boues d'épuration : comment les traiter pour mieux les réduire ou les valoriser ? | Centre d'information sur l'eau ». Consulté le: 23 août 2024. [En ligne]. Disponible sur:  
<https://www.cieau.com/le-metier-de-leau/ressource-en-eau-eau-potable-eaux-usees/boues-epuration-reduire-valoriser/>
- [6] A. Buchs, « Observer, caractériser et comprendre la pénurie en eau. Une approche institutionnaliste de l'évolution du mode d'usage de l'eau en Espagne et au Maroc ».
- [7] A. Kettab, R. Mitiche-Kettab, et D. N. Bennaçar, « De l'eau pour un développement durable : enjeux et stratégies », *Revue des sciences de l'eau*, vol. 21, p. 247, juill. 2008, doi:  
[10.7202/018469ar](https://doi.org/10.7202/018469ar).
- [8] S. F. Zohra, « La politique de l'eau en Algérie: Valorisation et développement durable », *L'ENSSEA*, 2008.
- [9] B. Laid, C. Nabil, et G. A. Elfettah, « RESSOURCES HYDRIQUES: TRAITEMENT ET REUTILISATION DES EAUX USEES EN ALGERIE », *Algerian Journal of Arid Environment "AJAE"*, vol. 7, n° 1, 2017,.



[10] H. Abdelhakim, G. Rachid, E. Djellouli, et T. Yamna, *GESTION ET REUTILISATION DES EAUX USEES EN ALGERIE, UN MODELE DE PARTENARIAT PUBLIC-PRIVEE*. 2013.

[11] « La Ville d'Akbou en Algérie ». Consulté le: 23 août 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://www.algerie-monde.com/villes/akbou/>

[12] O.CHIKHAR, « cartographie hydrogéologique de la plaine alluviale de l'oued soummam ( tronçon : Akbou-béjaia) ». Consulté le: 23 août 2024. [En ligne]. Disponible sur: <https://docs.google.com/viewerng/viewer?url=https://bucket.theses-algerie.com/files/repositories-dz/1145553594787181.pdf>

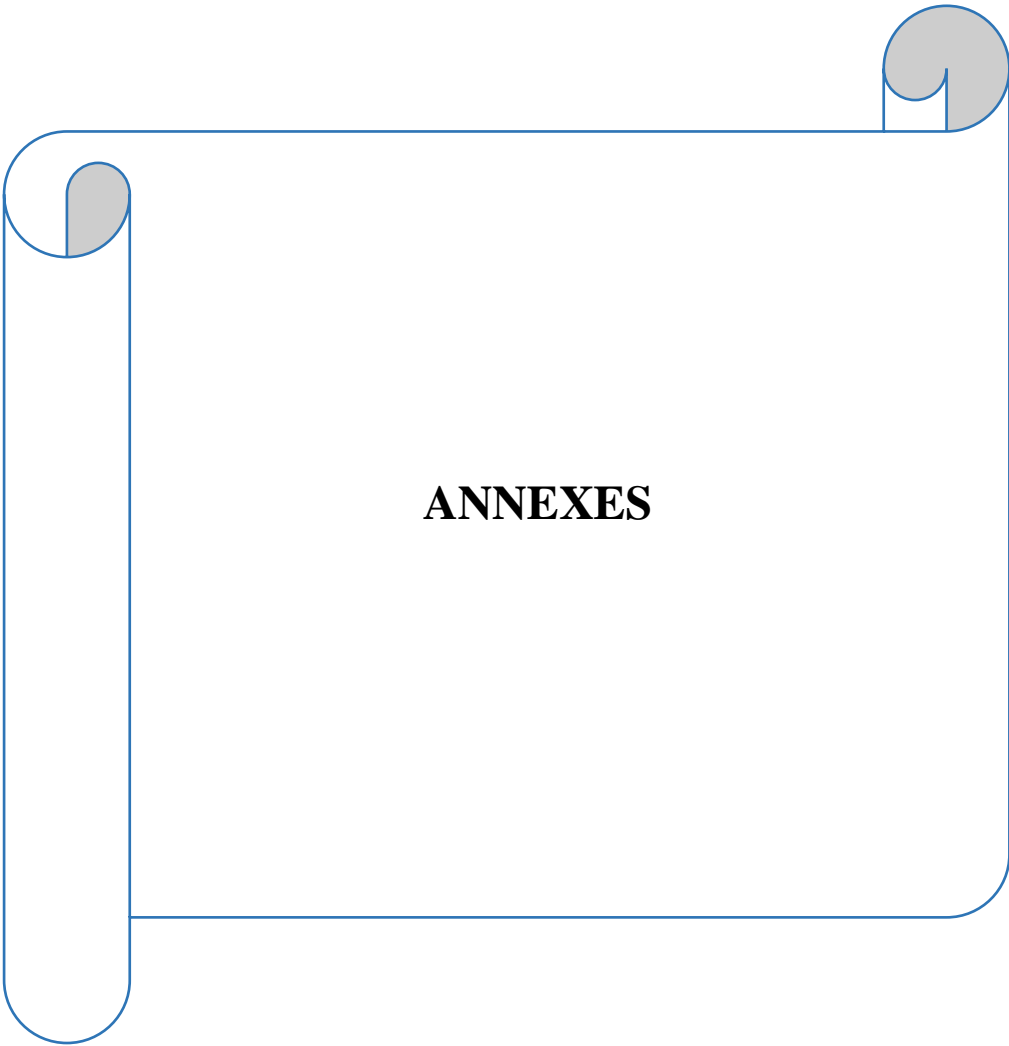
[13] H. A. Sidhoum, « Approche monographique de la commune d'Akbou ».

[14] I. Couture, « Principaux critères pour évaluer la qualité de l'eau en micro-irrigation », 2006.

[15] N. Sedrati, « Origines et caractéristiques physico-chimiques des eaux de la wilaya de biskra-sud est algerien », PhD Thesis, Annaba, 2011.

[16] C. Ollier et M. Poirée, « Irrigation: les reseaux d'irrigation, theorie, technique et economie des arrosages », 1983

[17] KOSUTH (P.), *Glossaire des termes officiels de l'hydraulique du drainage agricole*. CEMAGREF. Antony.

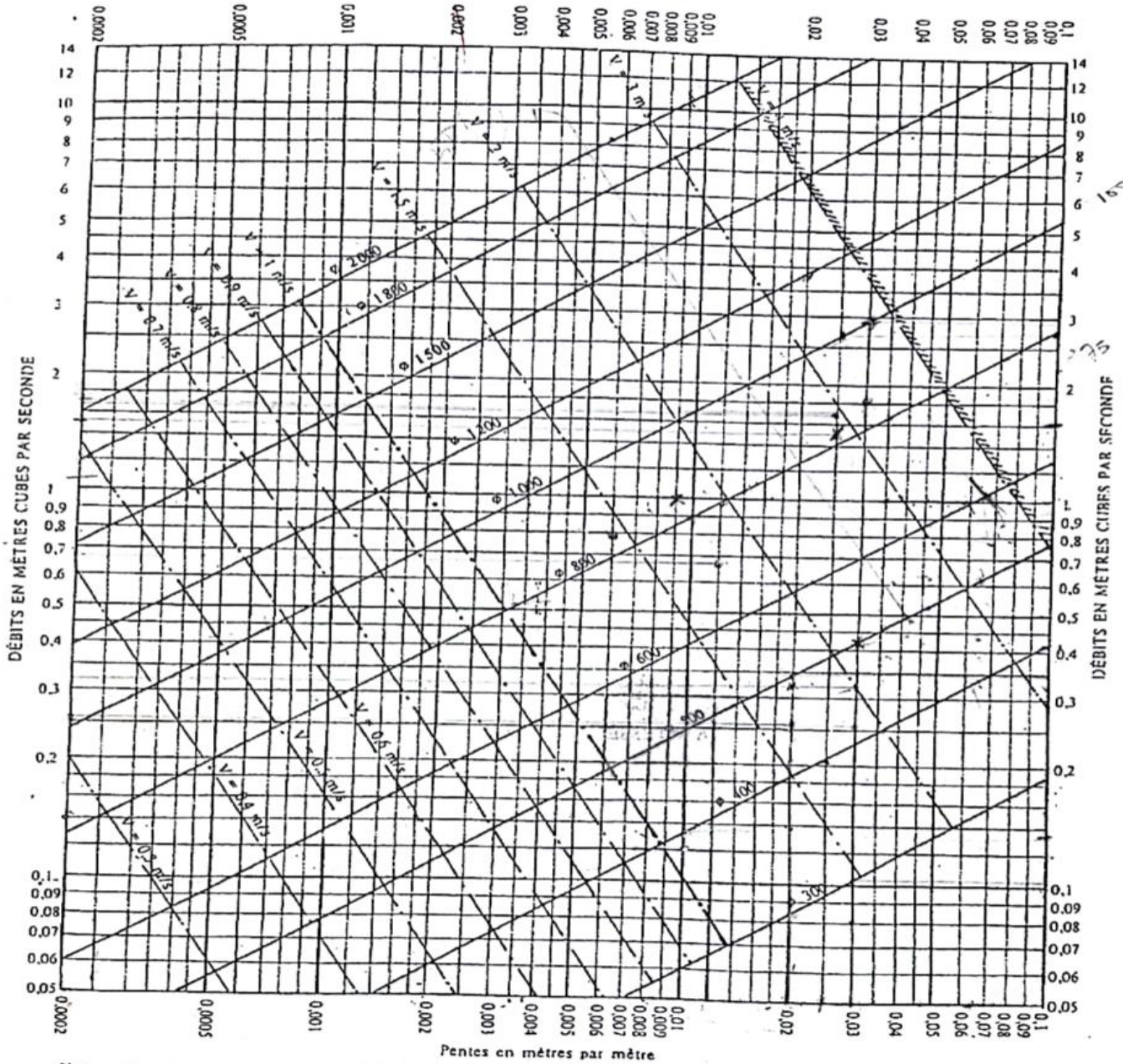


Annexe [I] : abaque de Bazin (réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif)

ABaque Ab. 4 a

Ab. 4a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF  
(Canalisations circulaires)



Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % (f = 0,30). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

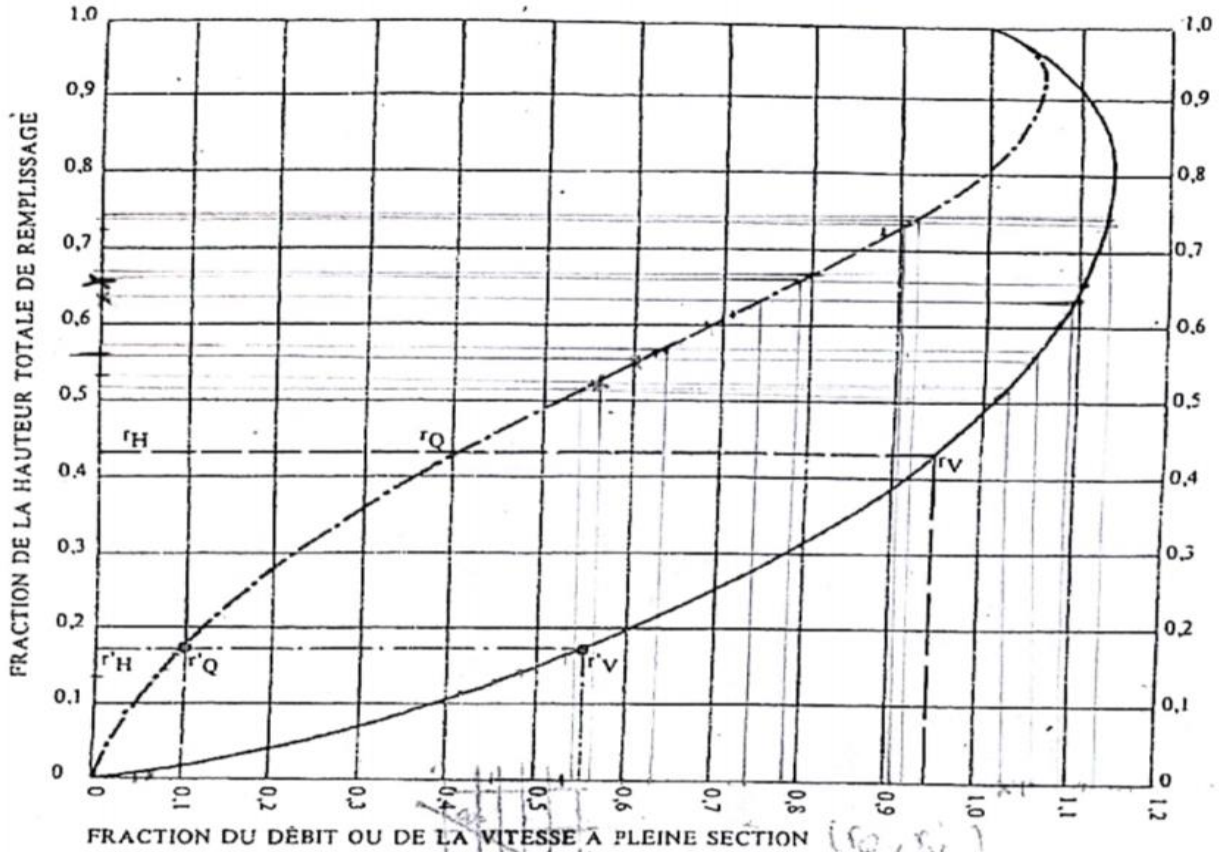
## Annexe [II] : variations des débits et des vitesses en fonction du remplissage

ABAUUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

### VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



#### MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

#### Exemples :

Pour  $r_Q = 0.40$ , on obtient  $r_V = 0.95$  et  $r_H = 0.43$ .

Pour  $Q_{PS}/10$ , on obtient  $r'_V = 0.55$  et  $r'_H = 0.17$  (autocurage).

**Nota.** — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport  $r_Q = 1.00$  est obtenue avec  $r_H = 0.80$ .

Le débit maximum ( $r_Q = 1.07$ ) est obtenu avec  $r_H = 0.95$ .

La vitesse maximum ( $r_V = 1.14$ ) est obtenue avec  $r_H = 0.80$ .

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

**Annexe [III] : Table du  $\chi^2$** 

$\gamma \backslash P$	0.9	0.5	0.3	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01	0.001
1	0.016	0.455	1.074	1.642	2.705	3.841	5.412	6.635	10.827
2	0.211	1.386	2.408	3.219	4.605	5.991	7.824	9.201	13.815
3	0.584	2.366	3.665	4.642	6.251	7.837	9.837	11.345	16.266
4	1.064	3.357	4.878	5.989	7.779	9.488	11.668	13.277	18.467
5	1.610	4.351	6.064	7.289	9.236	11.070	13.388	15.086	20.515

La table donne la probabilité  $\alpha$  pour que  $\chi^2$  égale ou dépasse une valeur donnée en fonction du nombre de degré de liberté  $\gamma$ .