



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Réutilisation Des Eaux Non Conventionnelles

THEME :

**Conception du traitement tertiaire de la station
d'épuration de Souk El Tenine, Béjaia, Algérie.**

Présenté par :

Thiziri IDIR

Devant les membres du jury

DJELLAB Mohamed

Professeur

Président

LEULMI MEDJDOUB Sonia

M.C.B

Examinatrice

BETATACHE Hayat

M.C.B

Examinatrice

HACHEMI Abdelkader

M.C.A

Promoteur

Session 2025/2026

Dédicace

Je dédie ce travail à ma famille, pour son soutien indéfectible, sa patience et ses encouragements constants tout au long de mon parcours académique et professionnel.

À mes enseignants, pour leurs conseils précieux et leur inspiration.

À mes amis, pour les moments de soutien et de partage.

À tous ceux qui ont contribué, directement ou indirectement, à mon éducation et à mon apprentissage.

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui m'ont soutenu et accompagné durant la réalisation de ce travail.

Je remercie tout particulièrement mes enseignants et encadrants pour leurs conseils avisés, leur disponibilité et leur encouragement tout au long de mon parcours académique.

Je dédie également mes remerciements à ma famille, pour leur soutien indéfectible, leur patience et leur confiance, qui m'ont permis de surmonter les difficultés et de persévérer.

Je remercie aussi mes amis et collègues pour leurs encouragements, leur aide et les moments de partage qui ont rendu ce parcours plus enrichissant et agréable.

ملخص

تهدف هذه الدراسة إلى تصميم المعالجة الثلاثية لمحطة معالجة المياه العادمة القائمة في سوق الاثنين (بولاية بجاية)، وذلك لتمكين إعادة استخدام المياه المعالجة في السقي الزراعي. تساهم هذه المقاربة في الحفاظ على الموارد المائية مع ضمان السلامة الصحية للمحاصيل. تقوم المحطة حالياً بمعالجة تدفق مياه بمعدل 460~م³/ساعة بعد المعالجة الأولية والثانوية. سيتمكن التصميم المقترح من تحسين جودة المياه المعاد استخدامها وفقاً للمعايير المعمول بها.

الكلمات المفتاحية :

المعالجة الثلاثية؛ إعادة استخدام مياه الصرف؛ السقي الزراعي؛ الحفاظ على الموارد المائية

Abstract :

The present study concentrates on the design of the tertiary treatment for the existing wastewater treatment plant in Souk El Tenine (Béjaïa, Algeria), with a view to enabling the reuse of treated wastewater for agricultural irrigation. This approach is conducive to the conservation of water resources whilst ensuring the sanitary safety of crops. The plant's current treatment capacity is 460~m³/h of wastewater, following primary and secondary treatment stages. The proposed design is intended to ensure compliance with current regulations concerning the quality of reused water.

Keywords: Tertiary treatment; Wastewater reuse; Agricultural irrigation; Water resource conservation;

Résumé

Cette étude vise le dimensionnement du traitement tertiaire de la station d'épuration existante de Souk El Tenine (Béjaïa, Algérie), afin de permettre la réutilisation des eaux usées traitées pour l'irrigation agricole. Cette démarche contribue à la préservation des ressources en eau tout en garantissant la sécurité sanitaire des cultures. La station traite actuellement un débit de 460~m³/h d'eaux usées après traitement primaire et secondaire. Le dimensionnement proposé permettra d'optimiser la qualité de l'eau réutilisée, en conformité avec les normes en vigueur.

Mots-clés: Traitement tertiaire ; Réutilisation des eaux usées ; Irrigation agricole ; Conservation des ressources en eau ;

Liste des figures

1.1	Un schéma retraçant les différentes étapes du traitement	4
2.1	Un schéma retraçant les différentes étapes du traitement	15
3.1	Délimitation spatiale de la STEP de Souk El Tenine (image Google Earth) . . .	25
3.2	Le dégrilleur de la STEP de SET (Image prise par Thiziri)	29
3.3	Le deshuileur de la STEP de SET (Image prise par Thiziri)	31
3.4	Le bassin d'aération de la STEP de SET (Image prise par Thiziri)	33
3.5	Décanteur secondaire de la STEP de Souk-El-Tenine (photo prise par Thiziri) .	34
4.1	Coupe verticale simplifiée d'un filtre à sable rapide	39

Liste des tableaux

1.1	Cultures autorisées à l'irrigation avec des EUE selon l'arrêté interministériel du 02/01/2012	10
1.2	Comparaison internationale des critères de qualité pour la REUSE [?]	11
1.3	Sites potentiels de recharge artificielle identifiés par l'ANRH (2012)	13
2.1	Cultures autorisées à l'irrigation avec des EUE selon l'arrêté interministériel du 02/01/2012	21
2.2	Comparaison internationale des critères de qualité pour la REUSE [?]	22
2.3	Sites potentiels de recharge artificielle (ANRH, 2012)	23
3.1	Caractéristiques des eaux brutes aux horizons 2020 et 2030	27
3.2	Caractéristiques cibles de l'effluent traité à la STEP de Souk El Tenine	27
3.3	Caractéristiques de la grille fine mécanisée	30
3.4	Dimensions caractéristiques de l'ouvrage de dessablage-déshuilage	32
3.5	Dimensions des décanteurs secondaires	34
4.1	Synthèse des paramètres de conception et de leur origine	51
6.1	CAPEX génie civil détaillé (béton, armatures, terrassement et compléments) . .	79
6.2	Estimation des médias filtrants	79
6.3	Estimation des équipements électromécaniques	80
6.4	Récapitulatif des coûts d'investissement (CAPEX) pour le projet de traitement tertiaire	81

Liste des planches

- Planche n°1 : Plan de masse de la station d'épuration de Souk El Tenine (W.Béjaia)
- Planche n°2 : Profil Hydraulique du traitement tertiaire de la station d'épuration Souk El Tenine (w.Béjaia)
- Planche n°3 : Plan du filtre à sable proposé pour la station d'épuration de Souk El Tenine (W.Béjaia)
- Planche n°4 : Plan d'intégration du filtre à sable et du bassin de désinfection dans la station d'épuration de Souk El Tenine

Liste des abréviations

Eaux usées et réutilisation

EUB : Eaux Usées Brutes

EUE : Eaux Usées Épurées

REUSE : Réutilisation des eaux usées, traitées ou non

REUT : Réutilisation des eaux usées traitées après passage en station d'épuration

STEP : Station d'épuration des eaux usées

Institutions et agences

ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques

DRE : Direction des Ressources en Eau

ONA : Office National d'Assainissement

SET : Souk El Tenine

Paramètres et indicateurs

DBO₅ : Demande Biochimique en Oxygène durant 05 jours

DCO : Demande Chimique en Oxygène

COT : Carbone Organique Total

MO : Matière Organique

MM : Matière Minérale

P : Phosphore

N : Azote

NH₄⁺ : Azote ammoniacal

NTK : Azote Kjeldahl

N-NO₃⁻ : Azote des nitrates

N-NO₂⁻ : Azote des nitrites

NGL : Azote global

EH : Équivalent Habitant

Unités et symboles

Symbole	Signification
°C	Degré Celsius
kg/j	Kilogrammes par jour
ml	Millilitre
m ³ /h	Mètres cubes par heure
m ³ /j	Mètres cubes par jour
mg/l	Milligramme par litre
PT	Phosphore total
PO ₄	Phosphates
FC	Boues activées à Faible Charge
MC	Boues activées à Moyenne Charge

Table des matières

Introduction Générale	2
Chapitre 1 : État de situation de la réutilisation des eaux usées épurées en Algérie	3
1 Le traitement tertiaire	4
1.1 Définition du traitement tertiaire	4
1.2 Objectifs du traitement tertiaire	4
1.3 Choix des procédés en fonction des usages finaux et des contraintes économiques et environnementales	5
1.4 Principaux procédés de traitement tertiaires :	6
1.4.1 Filtration	6
1.4.2 Traitements chimiques :	6
1.4.3 Désinfection :	6
1.4.4 Polissage biologique	7
1.4.5 Procédés avancés	7
2 Cadre institutionnel de la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie	7
2.1 Références juridiques de la REUSE	7
2.1.1 Cadre législatif	7
2.1.2 Cadre réglementaire	8
2.1.3 Cadre normatif	8
2.2 Références juridiques pour la valorisation des boues en agriculture	9
2.3 Acteurs institutionnels et gouvernance	9
2.3.1 La concession	9
2.3.2 Le contrôle sanitaire	9
2.3.3 L'usage de l'eau	9
2.4 Rôle des acteurs invisibles	10
3 Normes des eaux usées et des eaux de rejet	10
4 État de la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie	11

4.1	REUSE planifiée en agriculture	11
4.1.1	Réutilisation directe des EUT	11
4.1.2	Qualité de l'eau	11
4.1.3	Progrès et limites	12
4.2	Initiatives locales de REUSE à l'échelle rurale	12
4.2.1	REUSE indirecte par percolation	12
4.2.2	REUSE directe avec traitement extensif	12
4.3	Recharge de la nappe	12
4.3.1	REUSE industrielle	13

Chapitre 2 : Traitement tertiaire et normes de réutilisation des eaux usées épurées 14

1	Le traitement tertiaire	15
1.1	Définition du traitement tertiaire	15
1.2	Objectifs du traitement tertiaire	15
1.3	Choix des procédés en fonction des usages finaux et des contraintes économiques et environnementales	16
1.4	Principaux procédés de traitement tertiaires :	17
1.4.1	Filtration	17
1.4.2	Traitements chimiques :	17
1.4.3	Désinfection :	17
1.4.4	Polissage biologique	18
1.4.5	Procédés avancés	18
2	Cadre institutionnel de la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie 18	
2.1	Références juridiques de la REUSE	18
2.1.1	Cadre législatif	18
2.1.2	Cadre réglementaire	19
2.1.3	Cadre normatif	19
2.2	Références juridiques pour la valorisation des boues en agriculture	20
2.3	Acteurs institutionnels et gouvernance	20
2.3.1	La concession	20
2.3.2	Le contrôle sanitaire	20
2.3.3	L'usage de l'eau	20
2.4	Rôle des acteurs invisibles	21
3	Normes des eaux usées et des eaux de rejet	21
4	État de la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie	22

4.1	REUSE planifiée en agriculture	22
4.1.1	Réutilisation directe des EUT	22
4.1.2	Qualité de l'eau	22
4.1.3	Progrès et limites	22
4.2	Initiatives locales de REUSE à l'échelle rurale	23
4.2.1	REUSE indirecte par percolation	23
4.2.2	REUSE directe avec traitement extensif	23
4.3	Recharge de la nappe	23
4.3.1	REUSE industrielle	23

Chapitre 3 : Présentation de la station d'épuration de Souk El Tenine (Béjaïa, Algérie) 24

1	Description de la STEP de Souk-El-Tenine	25
1.1	Situation géographique de la STEP	25
1.2	Historique de la STEP	25
1.3	Présentation de la STEP	26
1.4	Caractéristiques de l'eau brute pour la solution de base (horizon 2020)	26
1.5	Objectifs de traitement	27
2	Filière de traitement adoptée	27
2.1	Principe de l'épuration biologique	28
2.1.1	Fonctionnement des boues activées	28
2.1.2	Prétraitements indispensables	28
3	Description technique des ouvrages	29
3.1	Dégrillage fin mécanisé	29
3.1.1	Fonctionnement de la grille mécanisée :	30
3.1.2	Bande transporteuse des refus de grilles :	30
3.2	Dessablage – Déshuilage	30
3.3	Bassins d'aération	32
3.4	Décanteurs secondaires	33
3.5	Épaississeur	34

Chapitre 4 : Dimensionnement des ouvrages du traitement tertiaire 36

1	Introduction	37
2	Dimensionnement d'un filtre à sable rapide	37
2.1	Données de conception	37
2.2	Surface totale du lit filtrant	37

2.3	Nombre de filtres	37
2.4	Dimensions géométriques d'un filtre	38
2.5	Hauteurs des couches filtrantes	38
3	Dimensionnement du système de distribution	40
3.1	Données de base du projet	40
3.1.0.1	Conversion du débit horaire en débit par seconde . . .	40
3.2	Débit unitaire et vérification de la vitesse	40
3.2.0.1	Débit par filtre	40
3.2.0.2	Vitesse réelle de filtration	41
3.3	Dimensionnement de la chambre d'entrée	41
3.3.0.1	Données complémentaires	41
3.3.0.2	Volume de la chambre	41
3.3.0.3	Surface en plan	41
3.3.0.4	Choix de dimensions rectangulaires	42
3.4	Caniveau longitudinal et déversoirs	42
3.4.0.1	Hauteur de lame d'eau	42
3.4.0.2	Données principales	42
3.4.0.3	Justification des dimensions	43
3.4.0.4	Section mouillée (aire de passage de l'eau)	43
3.4.0.5	Périmètre mouillé	44
3.4.0.6	Rayon hydraulique	44
3.4.0.7	Débit calculé (formule de Manning)	44
3.4.0.8	Vitesse moyenne dans le caniveau	45
3.4.0.9	Nombre de Froude	45
3.5	Déversoir aigu (crête rectangulaire)	46
3.5.1	Formule générale	46
3.5.1.1	Rôle du coefficient de décharge C_d	46
3.5.2	Coefficient hydraulique K	46
3.5.3	Hauteur d'eau à la crête $H^{3/2}$	47
3.5.4	Largeur de la crête pour le débit unitaire L	47
4	Dimensionnement du Système de Contre-Lavage	47
4.0.1	Débit de contre-lavage (Q_{CL})	48
4.0.2	Volume total d'eau par cycle (V_{CL})	48
4.1	Dimensionnement de la tuyauterie de contre-lavage	48
4.2	Caniveau longitudinal et déversoirs	50

	4.2.0.1	Calcul du coefficient hydraulique	53
	4.2.0.2	Hauteur d'eau sur la crête	53
	4.2.0.3	Vérification du débit	53
	4.3	Choix du déversoir dimensionnant	53
5		Dimensionnement du système de drainage	55
	5.1	Dimensionnement du collecteur principal	56
	5.1.1	Principe de dimensionnement	56
	5.1.2	Calcul de la section requise	56
	5.1.3	Choix commercial et justification	56
	5.1.4	Vérification de la vitesse réelle avec DN450	57
	5.2	Dimensionnement des latéraux	57
	5.3	Dimensionnement des perforations	58
6		Dimensionnement du Bassin de Contact pour la Chloration	60
	6.1	Calculs de volume et dimensions par bassin	61
	6.2	Dimensionnement de la chambre d'entrée	63

Chapitre 5 : Calculs hydrauliques de mise en œuvre du projet du traitement tertiaire 66

1		Introduction au calcul hydraulique	67
2		Calcul des pertes de charge dans un filtre à sable	67
	2.1	Données du problème	67
	2.2	Vitesse de filtration (v)	67
	2.3	Perméabilité du sable (k)	68
	2.4	Perte de charge dans le lit de sable (Δh_s)	68
	2.5	Perte de charge totale du filtre	68
3		Dimensionnement et Calcul Hydraulique d'une Conduite d'Alimentation pour un Filtre à Sable (Clarificateur $\rightarrow$ Filtre)	68
	3.1	Détermination du Débit et de la Vitesse d'Écoulement	69
	3.2	Pertes de Charge Singulières et Frottement	69
	3.3	Hauteur de Charge Disponible	70
4		Dimensionnement hydraulique de la conduite de sortie (Filtre $\rightarrow$ Bassin de Chloration)	70
	4.1	Section et vitesse d'écoulement	71
	4.2	Pertes de charge	71
	4.3	Hauteur manométrique totale (HMT)	71
	4.3.1	Marge de sécurité	72

4.4	Estimation de la puissance	72
-----	--------------------------------------	----

Chapitre 6 : Estimation du coût du projet 73

1	Génie civil	74
1.1	Calcul du volume de béton pour les filtres	74
1.1.0.1	Données de base :	74
1.1.0.2	Périmètre des murs d'un filtre :	74
1.1.0.3	Volume des murs d'un filtre :	74
1.1.0.4	Volume total des murs (4 filtres) :	74
1.1.0.5	Surface d'une dalle :	74
1.1.0.6	Volume d'une dalle :	75
1.1.0.7	Volume total des dalles (4 filtres) :	75
1.1.0.8	Volume total de béton (filtres) :	75
1.2	Chambre d'entrée (1 unité)	75
1.2.0.1	Données de base :	75
1.2.0.2	Périmètre des murs :	75
1.2.0.3	Volume des murs :	75
1.2.0.4	Surface de la dalle :	75
1.2.0.5	Volume de la dalle :	75
1.2.0.6	Volume total chambre :	76
1.3	Caniveaux (longueur totale 23,78 m)	76
1.3.0.1	Données de base :	76
1.3.0.2	Volume des parois :	76
1.3.0.3	Volume du fond :	76
1.3.0.4	Volume total des caniveaux :	76
1.4	Bassins de chloration (2 unités)	76
1.4.0.1	Données de base :	76
1.4.0.2	Périmètre des murs d'un bassin :	76
1.4.0.3	Volume des murs d'un bassin :	77
1.4.0.4	Volume total des murs (2 bassins) :	77
1.4.0.5	Surface d'une dalle :	77
1.4.0.6	Volume d'une dalle :	77
1.4.0.7	Volume total des dalles (2 bassins) :	77
1.4.0.8	Volume total béton (chloration) :	77
1.5	Volume total de béton du projet	77
2	Terrassement	78

2.0.1	Armatures acier	78
3	Médias filtrants	78
4	Équipements électromécaniques et instrumentation	79
4.1	Tableau récapitulatif des dépenses CAPEX	80
Conclusion Générale		83

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau est une ressource vitale dont la disponibilité se réduit progressivement, en raison de la croissance démographique, du développement industriel et des effets des changements climatiques. Dans ce contexte, la réutilisation des eaux usées traitées constitue une solution stratégique pour répondre aux besoins croissants en eau potable et en eau destinée aux usages industriels et agricoles, tout en contribuant à la préservation de l'environnement.

En Algérie, la pénurie d'eau potable et l'augmentation des rejets industriels rendent la gestion durable des eaux usées particulièrement cruciale. Le traitement tertiaire, qui intervient après les étapes primaire et secondaire, a pour objectif d'améliorer significativement la qualité des effluents afin de permettre leur réutilisation en toute sécurité. Ce traitement peut inclure des procédés de filtration, de désinfection et d'élimination des polluants résiduels, garantissant ainsi le respect des normes réglementaires.

Le présent travail se concentre sur la conception et le dimensionnement du traitement tertiaire de la station d'épuration de Souk El Tenine, située dans la wilaya de Béjaïa. L'étude vise à proposer une approche théorique du dimensionnement des ouvrages de traitement, en se basant sur les données bibliographiques et les normes en vigueur, afin d'assurer la qualité et la sécurité des eaux traitées.

Chapitre 1

État de situation de la réutilisation des eaux usées épurées
en Algérie

Introduction

En Algérie, la raréfaction des ressources en eau s'intensifie sous l'effet combiné du changement climatique, de la diminution des précipitations et d'une pression accrue liée à la croissance démographique et au développement économique.

Dans ce contexte, la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) apparaît comme une alternative stratégique, offrant une ressource non conventionnelle précieuse, en particulier pour le secteur agricole, fortement dépendant de la disponibilité en eau.

Malgré ce potentiel considérable, la généralisation de la REUSE reste encore limitée.

Le présent chapitre vise à examiner l'état actuel du traitement tertiaire en Algérie, en mettant l'accent sur l'étude des normes de qualité applicables aux différents usages. [5]

1 Le traitement tertiaire

Cette phase ultime de l'épuration constitue le pivot central de la valorisation des eaux usées en permettant d'atteindre des niveaux de qualité adaptés aux exigences environnementales et sanitaires les plus strictes.

1.1 Définition du traitement tertiaire

Il convient de préciser la nature exacte de ces procédés afin de mieux comprendre leur rôle dans la chaîne globale de l'assainissement.

Le traitement tertiaire désigne l'ensemble des procédés complémentaires appliqués à la suite des traitements primaire et secondaire des eaux usées. Il a pour objectif principal d'améliorer la qualité de l'effluent final afin de répondre à des normes spécifiques de rejet dans le milieu naturel ou de réutilisation dans divers usages (agriculture, voirie, recharge de nappe, etc.).

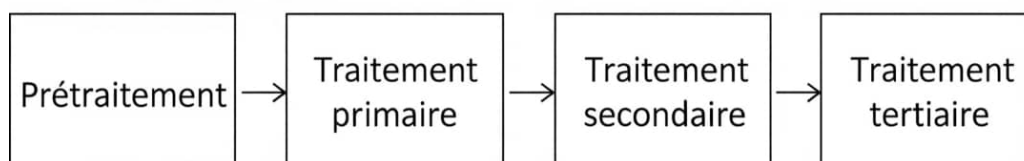


FIGURE 1.1 – Un schéma retraçant les différentes étapes du traitement

1.2 Objectifs du traitement tertiaire

L'implémentation de ces technologies répond à des impératifs multiples visant tant la protection de la santé publique que la préservation des écosystèmes.

Le traitement tertiaire a pour but d'améliorer la qualité de l'eau traitée au-delà des étapes primaires et secondaires, de manière à l'adapter à son usage final. Ses principaux objectifs peuvent être résumés comme suit :

- **Élimination des polluants résiduels** : abattement complémentaire des matières en

suspension (MES), de la demande chimique en oxygène (DCO) et des nutriments (azote et phosphore), dont la présence excessive est à l'origine de phénomènes d'eutrophisation.

- **Reduction de la charge microbiologique et de métaux lourds** : diminution des bactéries, virus et parasites afin de prévenir les risques sanitaires, en particulier dans le cadre d'une réutilisation agricole, industrielle ou urbaine.
- **Amélioration des qualités esthétiques** : clarification et suppression de la coloration résiduelle pour obtenir une eau plus limpide et visuellement acceptable.
- **Respect des exigences réglementaires** : conformité aux normes environnementales applicables lors du rejet dans des milieux sensibles ou dans le cas d'un stockage destiné à une valorisation.
- **Production d'une eau adaptée à l'usage prévu** : obtention d'une qualité stable et contrôlée, répondant aux besoins spécifiques de la réutilisation envisagée.

1.3 Choix des procédés en fonction des usages finaux et des contraintes économiques et environnementales

Le dimensionnement d'une filière de traitement ne peut s'effectuer sans une analyse croisée des besoins techniques et des capacités de financement locales.

La sélection des procédés de traitement tertiaire repose principalement sur l'usage prévu des eaux usées traitées, la qualité de l'effluent issu du traitement secondaire, ainsi que sur les contraintes techniques, financières et environnementales propres au site d'implantation.

- **Irrigation agricole** : une filtration sur sable associée à une désinfection (par UV ou chloration) constitue généralement une solution adéquate pour l'irrigation de cultures non destinées à être consommées crues. En revanche, pour les cultures maraîchères en contact direct avec l'eau, des procédés plus performants comme l'ultrafiltration ou la combinaison filtration-UV sont recommandés.
- **Usages urbains (espaces verts, nettoyage, lutte contre l'incendie)** : ces applications nécessitent une eau clarifiée et exempte d'agents pathogènes. La chloration est souvent privilégiée en raison de sa simplicité, de son efficacité et de son faible coût d'exploitation.
- **Recharge des nappes souterraines** : un niveau de traitement avancé est requis afin d'éviter toute contamination des ressources aquifères. Des procédés tels que l'osmose inverse, la nanofiltration ou encore l'utilisation de zones humides artificielles sont les plus adaptés.
- **Applications industrielles** : selon les usages (eau de procédé, refroidissement, lavage), des traitements spécifiques peuvent être nécessaires, tels que le charbon actif, la nanofiltration ou l'ultrafiltration, afin de répondre aux critères de qualité imposés par chaque secteur.
- **Contraintes économiques** : les stations de faible capacité s'orientent généralement vers des procédés simples et peu coûteux, comme les filtres plantés ou la filtration classique, tandis que les grandes installations ont la possibilité d'investir dans des technologies de pointe.

- **Contraintes environnementales** : dans les zones écologiquement sensibles ou à proximité d'aires protégées, la réglementation impose des niveaux d'exigence plus stricts, nécessitant le recours à des traitements avancés afin de limiter tout impact sur les milieux naturels.

1.4 Principaux procédés de traitement tertiaires :

La diversité des technologies disponibles permet de concevoir des solutions sur mesure adaptées à chaque type de polluant résiduel.

Le choix des procédés de traitement tertiaire dépend de la destination finale de l'eau traitée, qu'il s'agisse d'un rejet dans le milieu naturel, d'une réutilisation en irrigation, d'une recharge de nappe ou d'un usage industriel. Les principales catégories de procédés sont les suivantes :

1.4.1 Filtration

Cette étape physique est essentielle pour l'élimination des particules fines qui auraient échappé aux étapes de décantation précédentes.

- **Filtres à sable** (rapides ou lents) : retiennent les matières en suspension résiduelles.
- **Filtres à disques, à tambour ou sous pression** : adaptés aux effluents contenant encore des particules fines.
- **Microfiltration et ultrafiltration (membranes)** : agissent comme barrière physique contre les particules, bactéries et certains virus.

1.4.2 Traitements chimiques :

Le recours à des réactifs spécifiques s'avère indispensable lorsque l'on souhaite cibler des composés dissous tels que les nutriments ou certains micropolluants.

- **Précipitation chimique** : élimination du phosphore (sels d'aluminium, de fer et chaux) , par le procédé de coagulation floculation.
- **Adsorption sur charbon actif** : permet de retenir les micropolluants tels que pesticides, solvants organiques volatils ou composés organiques et métaux lourds.

1.4.3 Désinfection :

La sécurité sanitaire de l'eau traitée repose sur l'efficacité de ces procédés à neutraliser la charge pathogène résiduelle.

- **Chloration (chlore, hypochlorite, dioxyde de chlore)** : procédé courant, avec effet rémanent, efficace contre les bactéries mais moins performant contre virus et protozoaires.
- **Ozonation (O_3)** : oxydant puissant, capable d'éliminer micro-organismes, micropolluants et odeurs.
- **Le rayonnement UV** : neutralise les bactéries, virus et protozoaires sans utilisation de réactifs chimiques, mais n'offre aucun effet rémanent.

1.4.4 Polissage biologique

Ces techniques, souvent inspirées des mécanismes naturels, offrent une finition écologique à l'effluent tout en favorisant la biodiversité sur site.

- **Lagunes de maturation** : traitement naturel par sédimentation et rayonnement solaire, éliminant MES et pathogènes résiduels.
- **Filtres plantés (zones humides artificielles, roseaux)** : procédés écologiques efficaces contre les MES, nutriments et pathogènes.

1.4.5 Procédés avancés

L'émergence de nouveaux défis environnementaux impose désormais le recours à des technologies de pointe pour l'élimination des polluants les plus persistants.

- **Nanofiltration et osmose inverse** : traitements membranaires performants pour les réutilisations sensibles (eau potable, usages industriels).
- **Procédés d'oxydation avancée (AOP)** : techniques telles que la lumière ultraviolette couplée au peroxyde d'hydrogène (UV/H₂O₂), l'ozone associé au peroxyde d'hydrogène (O₃/H₂O₂) et la photocatalyse, utilisées pour la destruction des micropolluants organiques persistants et de certains composés toxiques.

2 Cadre institutionnel de la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie

Le déploiement de la REUSE à l'échelle nationale nécessite une structure de gouvernance solide et un arsenal juridique clairement défini pour rassurer les usagers.

La réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie est encadrée par un dispositif institutionnel combinant des dispositions législatives, réglementaires et normatives. Ce cadre vise à garantir la sécurité sanitaire, la protection des ressources et la valorisation des eaux traitées. Les sections suivantes présentent les références juridiques, les acteurs institutionnels et les modalités de gouvernance de la REUSE.

2.1 Références juridiques de la REUSE

L'évolution du droit de l'eau en Algérie témoigne d'une volonté croissante d'intégrer les eaux non conventionnelles dans le patrimoine hydrique national.

La gestion des eaux usées épurées (EUE) en Algérie s'appuie sur un cadre juridique structuré visant à encadrer leur utilisation tout en assurant la protection des usagers et des gestionnaires.

2.1.1 Cadre législatif

Le socle législatif algérien pose les principes fondamentaux de la propriété de l'eau et des conditions générales de sa réutilisation.

La loi n°05-12 du 4 août 2005 relative à l'eau constitue la base législative de la réutilisation des EUE. Ses articles 76 et 78 instituent la concession d'utilisation des EUE à des fins agricoles, notamment pour l'irrigation. Cette loi établit également plusieurs principes fondamentaux [5] :

- La valorisation des eaux non conventionnelles afin d'accroître les ressources disponibles (art. 2, 4, 6) ;
- La définition des caractéristiques techniques des systèmes d'épuration et des usages possibles des EUE (art. 52) ;
- L'intégration des eaux non conventionnelles dans les plans directeurs des ressources en eau (art. 56) ;
- L'obligation d'obtenir une autorisation ou une concession pour tout usage agricole de ces eaux (art. 71, 77, 78) ;
- L'inclusion de mesures préventives dans les cahiers des charges des concessions (art. 82) ;
- L'octroi de soutiens et d'aides pour les projets valorisant les EUE (art. 93) ;
- L'interdiction d'utilisation des eaux usées brutes (EUB) pour l'irrigation (art. 130) ;
- L'instauration de sanctions en cas de non-respect des dispositions légales (art. 175, 179).

2.1.2 Cadre réglementaire

L'application pratique des lois est assurée par un ensemble de décrets qui précisent les modalités techniques et administratives de mise en œuvre.

Le décret exécutif n°07-149 du 20 mai 2007 définit les modalités d'octroi de la concession d'utilisation des EUE pour l'irrigation, ainsi que le modèle de cahier des charges à respecter.[5] Deux arrêtés interministériels, en date du 2 janvier 2012, précisent :

- Les spécifications microbiologiques (coliformes fécaux, nématodes intestinaux) et physico-chimiques des EUE destinées à l'irrigation ;
- La liste des cultures autorisées à être irriguées à l'aide des EUE.

Ces arrêtés s'inspirent des recommandations internationales, notamment celles de l'OMS et du projet de coopération algéro-italien « SINBAD » (2006–2010).

2.1.3 Cadre normatif

Au-delà des textes de loi, des référentiels techniques guident les exploitants vers l'atteinte des standards de qualité requis.

L'Algérie a également développé un cadre normatif structuré [5] :

- Le guide technique EAU-I (2009) sur les bonnes pratiques de la REUSE ;
- La norme NA 17683 (IANOR, 2014), qui fixe les exigences physico-chimiques et biologiques pour l'utilisation des EUE.

Dans le cadre du plan d'action de 2021, il a été recommandé :

- De modifier le décret exécutif n°07-149 afin d'élargir les modalités de concession ;
- D'instaurer de nouveaux décrets pour encadrer l'usage urbain et industriel des EUE.

2.2 Références juridiques pour la valorisation des boues en agriculture

Bien que distincte de la REUSE liquide, la gestion du sous-produit solide de l'épuration fait l'objet d'un encadrement spécifique pour une valorisation sécurisée.

À ce jour, aucun texte réglementaire spécifique à la gestion des boues issues du traitement des eaux usées n'a été adopté en Algérie. Toutefois, plusieurs normes ont été publiées par l'IANOR [5] :

- NA 17671 (2010) : spécifications des boues issues des stations de traitement ;
- NA 17672 (2011) : composts issus du traitement des eaux ;
- NA 17731 (2016) : valorisation des boues à des fins agricoles.

2.3 Acteurs institutionnels et gouvernance

La réussite des projets de réutilisation des eaux traitées dépend d'une coopération étroite entre les différents secteurs administratifs impliqués.

La mise en œuvre de la REUSE repose sur une gouvernance multipartite, coordonnée par décret exécutif n°07-149. Le processus comprend trois phases principales : la concession, le contrôle sanitaire et l'usage des EUE [5].

2.3.1 La concession

Ce mécanisme administratif permet de déléguer la gestion de l'eau traitée tout en maintenant un contrôle public rigoureux sur son usage.

Le dossier de demande comprend notamment une description technique de la STEP, les plans de distribution, une analyse des EUE de moins de 3 mois, et l'engagement des agriculteurs. L'étude technique est assurée par les services hydrauliques, en coordination avec les directions de la santé, de l'agriculture et de l'environnement.

2.3.2 Le contrôle sanitaire

Le suivi permanent de la qualité constitue le garant indispensable de la confiance des agriculteurs et des consommateurs.

Les autorités assurent un suivi rigoureux de la qualité des EUE, des sols et des produits agricoles : contrôle sanitaire du personnel, suivi de la nappe souterraine et contrôles biologiques des produits.

2.3.3 L'usage de l'eau

La réglementation définit précisément les limites d'utilisation pour prévenir tout risque de contamination de la chaîne alimentaire.

L'usage des EUE est strictement réglementé : seules les cultures listées dans l'arrêté interministériel de 2012 sont autorisées (Tableau 2.1). L'irrigation doit cesser deux semaines avant

la récolte et l'irrigation par aspersion des arbres fruitiers est interdite.

TABLE 1.1 – Cultures autorisées à l'irrigation avec des EUE selon l'arrêté interministériel du 02/01/2012

Groupes de cultures	Liste des cultures
Arbres fruitiers	Datte, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nèfle, cerise, prune, nectarine, grenade, figue, rhubarbe, arachide, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Cultures fourragères	Bersim, maïs, sorgho fourrager, vesce, luzerne.
Cultures industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin.
Cultures céréalières	Blé, orge, triticales, avoine.
Cultures de production de semences	Pomme de terre, haricot, petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia, atriplex.
Plantes florales	Rosier, iris, jasmin, marjolaine, romarin.

2.4 Rôle des acteurs invisibles

L'acceptabilité sociale et la réussite territoriale des projets dépendent souvent de l'implication d'acteurs de terrain n'appartenant pas à l'administration centrale.

En marge des structures officielles, des acteurs dits « invisibles » — citoyens, associations, chercheurs — jouent un rôle croissant dans la veille environnementale. Leur action a permis d'alerter sur l'irrigation illégale lors de l'épidémie de choléra en 2018. [5]

3 Normes des eaux usées et des eaux de rejet

La définition de seuils limites est l'outil principal permettant d'arbitrer entre la faisabilité économique du traitement et la protection de l'environnement.

La qualité des eaux usées traitées (EUT) destinée à être rejetée dans le milieu récepteur ou à être réutilisée pour l'irrigation est régie par des normes rigoureuses qui fixent les seuils maximaux de pollution admissibles. En Algérie, ces critères sont définis par le décret exécutif n°06-141 du 19 avril 2006, complété par les arrêtés de 2012 pour l'irrigation. Le tableau 2.2 présente une comparaison des critères physico-chimiques et biologiques appliqués par différents pays de la région méditerranéenne et du Proche-Orient pour la REUSE.

TABLE 1.2 – Comparaison internationale des critères de qualité pour la REUSE [?]

Pays / Catégorie	BOD ₅	COD	TSS	pH	TN	Turb.	SAR	CE
Jordan A	30	100	50	6–9	45	10	–	–
Tunisia	30	30	–	6.5–8.5	–	–	–	7000 $\mu\text{S}/\text{cm}$
Italy	20	100	10	6–9.5	15	1	–	3000 $\mu\text{S}/\text{cm}$
Algérie	30	90	–	6.5–8.5	-	-	–	-

4 État de la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie

L’analyse des chiffres actuels permet de mesurer le chemin parcouru et d’identifier les marges de progression pour les années à venir.

4.1 REUSE planifiée en agriculture

Le secteur agricole demeure le principal demandeur d’eaux traitées, motivé par la nécessité de sécuriser les rendements face aux sécheresses récurrentes.

La réutilisation des eaux usées traitées (REUSE) représente une alternative stratégique pour faire face au déficit hydrique. En 2021, sur un parc de 200 stations d’épuration (STEP), seules 17 pratiquaient une REUSE planifiée. Le volume total réutilisé a atteint 6,05 millions de m^3 , permettant d’irriguer une surface de 16 000 ha, contre 11 000 ha en 2018. [5]

4.1.1 Réutilisation directe des EUT

Cette pratique immédiate en sortie de station offre une solution de proximité pour les périmètres agricoles adjacents aux centres urbains.

Sept STEP (Tlemcen, Boumerdès, Oran, Mascara, Médéa, Saïda et Ouargla) pratiquent la REUSE directe pour un volume total estimé à environ 6 hm^3/an sur une surface de 8 000 ha. Les cultures irriguées varient en fonction de la qualité microbiologique des eaux : céréales et cultures industrielles à Mascara et Médéa, arbres fruitiers à Tlemcen, et cultures fourragères à Saïda et Ouargla. [5]

4.1.2 Qualité de l’eau

La conformité aux standards microbiologiques reste le critère non négociable pour toute autorisation d’irrigation.

L’irrigation par les eaux usées épurées doit impérativement respecter les spécifications microbiologiques et physico-chimiques définies par l’arrêté du 2 janvier 2012 afin de garantir la sécurité sanitaire et la durabilité des sols (voir Tableau ??).

4.1.3 Progrès et limites

Si les perspectives sont encourageantes, plusieurs obstacles structurels freinent encore une adoption massive de cette ressource.

Malgré les avancées, le développement de la REUSE directe est freiné par plusieurs facteurs : le nombre limité de STEP équipées d'un traitement tertiaire efficace, l'absence de réseaux de distribution dédiés reliant les stations aux périmètres agricoles, ainsi qu'une coordination institutionnelle encore insuffisante entre les secteurs de l'eau et de l'agriculture.

4.2 Initiatives locales de REUSE à l'échelle rurale

Au-delà des grands projets étatiques, des solutions décentralisées émergent pour répondre aux besoins spécifiques des régions isolées.

4.2.1 REUSE indirecte par percolation

Ce phénomène, souvent spontané, illustre l'interaction complexe entre les eaux de surface traitées et les ressources souterraines.

Dans la wilaya de Ghardaïa (Berriane et El Guerrara), des agriculteurs utilisent les eaux rejetées par les STEP de type lagunage. Bien que le rejet soit effectué dans les oueds, une infiltration importante vers les nappes phréatiques est suspectée, notamment par le biais de forages artisanaux d'environ 20 m de profondeur. Des analyses isotopiques sont en cours pour confirmer l'origine anthropique de ces eaux.

4.2.2 REUSE directe avec traitement extensif

L'utilisation de systèmes naturels de traitement ouvre des perspectives intéressantes pour une gestion circulaire de l'eau à l'échelle du quartier ou du village.

Le projet de Ksar Tafilalet (150 logements) et les actions de l'association APEB illustrent le potentiel des techniques de phyto-épuration (filtres plantés de roseaux) pour l'irrigation locale d'espaces verts et de plantes médicinales, offrant une solution décentralisée adaptée aux zones arides.

4.3 Recharge de la nappe

L'utilisation de l'eau traitée comme barrière contre l'intrusion saline ou comme moyen de stockage souterrain est une voie d'avenir pour la gestion des aquifères.

La recharge artificielle des aquifères est envisagée comme une solution pour restaurer les niveaux piézométriques et lutter contre l'intrusion marine dans les plaines côtières (comme celle de la Mitidja). Des sites pilotes ont été identifiés par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) en 2012 (Tableau 2.3).

TABLE 1.3 – Sites potentiels de recharge artificielle identifiés par l’ANRH (2012)

STEP	Nappe	Problématique	Usage futur	Remarques
Baraki	Mitidja	Surexploitation	Irrigation	Risques sanitaires à évaluer
Zemmouri	Côtière	Biseau salé	Protection/Irrigation	Potentiel élevé

4.3.1 REUSE industrielle

Le secteur industriel, bien que plus exigeant en termes de pureté, commence à intégrer les eaux recyclées dans ses processus de refroidissement et de lavage.

En 2015, le volume d’EUT cédé à l’industrie s’élevait à 3,1 millions de m³. Par exemple, la STEP de Jijel fournit environ 15 000 m³/mois à une tannerie locale pour ses besoins industriels.

Chapitre 2

Traitement tertiaire et normes de réutilisation des eaux
usées épurées

Introduction

En Algérie, la raréfaction des ressources en eau s'intensifie sous l'effet combiné du changement climatique, de la diminution des précipitations et d'une pression accrue liée à la croissance démographique et au développement économique.

Dans ce contexte, la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) apparaît comme une alternative stratégique, offrant une ressource non conventionnelle précieuse, en particulier pour le secteur agricole, fortement dépendant de la disponibilité en eau.

Malgré ce potentiel considérable, la généralisation de la REUSE reste encore limitée.

Le présent chapitre vise à examiner l'état actuel du traitement tertiaire en Algérie, en mettant l'accent sur l'étude des normes de qualité applicables aux différents usages. [5]

1 Le traitement tertiaire

Cette phase ultime de l'épuration constitue le pivot central de la valorisation des eaux usées en permettant d'atteindre des niveaux de qualité adaptés aux exigences environnementales et sanitaires les plus strictes.

1.1 Définition du traitement tertiaire

Il convient de préciser la nature exacte de ces procédés afin de mieux comprendre leur rôle dans la chaîne globale de l'assainissement.

Le traitement tertiaire désigne l'ensemble des procédés complémentaires appliqués à la suite des traitements primaire et secondaire des eaux usées. Il a pour objectif principal d'améliorer la qualité de l'effluent final afin de répondre à des normes spécifiques de rejet dans le milieu naturel ou de réutilisation dans divers usages (agriculture, voirie, recharge de nappe, etc.).

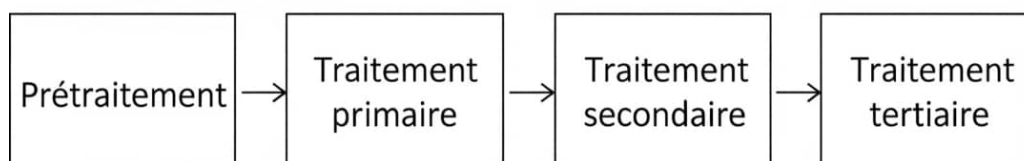


FIGURE 2.1 – Un schéma retraçant les différentes étapes du traitement

1.2 Objectifs du traitement tertiaire

L'implémentation de ces technologies répond à des impératifs multiples visant tant la protection de la santé publique que la préservation des écosystèmes.

Le traitement tertiaire a pour but d'améliorer la qualité de l'eau traitée au-delà des étapes primaires et secondaires, de manière à l'adapter à son usage final. Ses principaux objectifs peuvent être résumés comme suit :

- **Élimination des polluants résiduels** : abattement complémentaire des matières en

suspension (MES), de la demande chimique en oxygène (DCO) et des nutriments (azote et phosphore), dont la présence excessive est à l'origine de phénomènes d'eutrophisation.

- **Reduction de la charge microbiologique et de métaux lourds** : diminution des bactéries, virus et parasites afin de prévenir les risques sanitaires, en particulier dans le cadre d'une réutilisation agricole, industrielle ou urbaine.
- **Amélioration des qualités esthétiques** : clarification et suppression de la coloration résiduelle pour obtenir une eau plus limpide et visuellement acceptable.
- **Respect des exigences réglementaires** : conformité aux normes environnementales applicables lors du rejet dans des milieux sensibles ou dans le cas d'un stockage destiné à une valorisation.
- **Production d'une eau adaptée à l'usage prévu** : obtention d'une qualité stable et contrôlée, répondant aux besoins spécifiques de la réutilisation envisagée.

1.3 Choix des procédés en fonction des usages finaux et des contraintes économiques et environnementales

Le dimensionnement d'une filière de traitement ne peut s'effectuer sans une analyse croisée des besoins techniques et des capacités de financement locales.

La sélection des procédés de traitement tertiaire repose principalement sur l'usage prévu des eaux usées traitées, la qualité de l'effluent issu du traitement secondaire, ainsi que sur les contraintes techniques, financières et environnementales propres au site d'implantation.

- **Irrigation agricole** : une filtration sur sable associée à une désinfection (par UV ou chloration) constitue généralement une solution adéquate pour l'irrigation de cultures non destinées à être consommées crues. En revanche, pour les cultures maraîchères en contact direct avec l'eau, des procédés plus performants comme l'ultrafiltration ou la combinaison filtration–UV sont recommandés.
- **Usages urbains (espaces verts, nettoyage, lutte contre l'incendie)** : ces applications nécessitent une eau clarifiée et exempte d'agents pathogènes. La chloration est souvent privilégiée en raison de sa simplicité, de son efficacité et de son faible coût d'exploitation.
- **Recharge des nappes souterraines** : un niveau de traitement avancé est requis afin d'éviter toute contamination des ressources aquifères. Des procédés tels que l'osmose inverse, la nanofiltration ou encore l'utilisation de zones humides artificielles sont les plus adaptés.
- **Applications industrielles** : selon les usages (eau de procédé, refroidissement, lavage), des traitements spécifiques peuvent être nécessaires, tels que le charbon actif, la nanofiltration ou l'ultrafiltration, afin de répondre aux critères de qualité imposés par chaque secteur.
- **Contraintes économiques** : les stations de faible capacité s'orientent généralement vers des procédés simples et peu coûteux, comme les filtres plantés ou la filtration classique, tandis que les grandes installations ont la possibilité d'investir dans des technologies de pointe.

- **Contraintes environnementales** : dans les zones écologiquement sensibles ou à proximité d'aires protégées, la réglementation impose des niveaux d'exigence plus stricts, nécessitant le recours à des traitements avancés afin de limiter tout impact sur les milieux naturels.

1.4 Principaux procédés de traitement tertiaires :

La diversité des technologies disponibles permet de concevoir des solutions sur mesure adaptées à chaque type de polluant résiduel.

Le choix des procédés de traitement tertiaire dépend de la destination finale de l'eau traitée, qu'il s'agisse d'un rejet dans le milieu naturel, d'une réutilisation en irrigation, d'une recharge de nappe ou d'un usage industriel. Les principales catégories de procédés sont les suivantes :

1.4.1 Filtration

Cette étape physique est essentielle pour l'élimination des particules fines qui auraient échappé aux étapes de décantation précédentes.

- **Filtres à sable** (rapides ou lents) : retiennent les matières en suspension résiduelles.
- **Filtres à disques, à tambour ou sous pression** : adaptés aux effluents contenant encore des particules fines.
- **Microfiltration et ultrafiltration (membranes)** : agissent comme barrière physique contre les particules, bactéries et certains virus.

1.4.2 Traitements chimiques :

Le recours à des réactifs spécifiques s'avère indispensable lorsque l'on souhaite cibler des composés dissous tels que les nutriments ou certains micropolluants.

- **Précipitation chimique** : élimination du phosphore (sels d'aluminium, de fer et chaux) , par le procédé de coagulation floculation.
- **Adsorption sur charbon actif** : permet de retenir les micropolluants tels que pesticides, solvants organiques volatils ou composés organiques et métaux lourds.

1.4.3 Désinfection :

La sécurité sanitaire de l'eau traitée repose sur l'efficacité de ces procédés à neutraliser la charge pathogène résiduelle.

- **Chloration (chlore, hypochlorite, dioxyde de chlore)** : procédé courant, avec effet rémanent, efficace contre les bactéries mais moins performant contre virus et protozoaires.
- **Ozonation (O_3)** : oxydant puissant, capable d'éliminer micro-organismes, micropolluants et odeurs.
- **Le rayonnement UV** : neutralise les bactéries, virus et protozoaires sans utilisation de réactifs chimiques, mais n'offre aucun effet rémanent.

1.4.4 Polissage biologique

Ces techniques, souvent inspirées des mécanismes naturels, offrent une finition écologique à l'effluent tout en favorisant la biodiversité sur site.

- **Lagunes de maturation** : traitement naturel par sédimentation et rayonnement solaire, éliminant MES et pathogènes résiduels.
- **Filtres plantés (zones humides artificielles, roseaux)** : procédés écologiques efficaces contre les MES, nutriments et pathogènes.

1.4.5 Procédés avancés

L'émergence de nouveaux défis environnementaux impose désormais le recours à des technologies de pointe pour l'élimination des polluants les plus persistants.

- **Nanofiltration et osmose inverse** : traitements membranaires performants pour les réutilisations sensibles (eau potable, usages industriels).
- **Procédés d'oxydation avancée (AOP)** : techniques telles que la lumière ultraviolette couplée au peroxyde d'hydrogène (UV/H₂O₂), l'ozone associé au peroxyde d'hydrogène (O₃/H₂O₂) et la photocatalyse, utilisées pour la destruction des micropolluants organiques persistants et de certains composés toxiques.

2 Cadre institutionnel de la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie

Le déploiement de la REUSE à l'échelle nationale nécessite une structure de gouvernance solide et un arsenal juridique clairement défini pour rassurer les usagers.

La réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie est encadrée par un dispositif institutionnel combinant des dispositions législatives, réglementaires et normatives. Ce cadre vise à garantir la sécurité sanitaire, la protection des ressources et la valorisation des eaux traitées. Les sections suivantes présentent les références juridiques, les acteurs institutionnels et les modalités de gouvernance de la REUSE.

2.1 Références juridiques de la REUSE

L'évolution du droit de l'eau en Algérie témoigne d'une volonté croissante d'intégrer les eaux non conventionnelles dans le patrimoine hydrique national.

La gestion des eaux usées épurées (EUE) en Algérie s'appuie sur un cadre juridique structuré visant à encadrer leur utilisation tout en assurant la protection des usagers et des gestionnaires.

2.1.1 Cadre législatif

Le socle législatif algérien pose les principes fondamentaux de la propriété de l'eau et des conditions générales de sa réutilisation.

La loi n°05-12 du 4 août 2005 relative à l'eau constitue la base législative de la réutilisation des EUE. Ses articles 76 et 78 instituent la concession d'utilisation des EUE à des fins agricoles, notamment pour l'irrigation. Cette loi établit également plusieurs principes fondamentaux [5] :

- La valorisation des eaux non conventionnelles afin d'accroître les ressources disponibles (art. 2, 4, 6) ;
- La définition des caractéristiques techniques des systèmes d'épuration et des usages possibles des EUE (art. 52) ;
- L'intégration des eaux non conventionnelles dans les plans directeurs des ressources en eau (art. 56) ;
- L'obligation d'obtenir une autorisation ou une concession pour tout usage agricole de ces eaux (art. 71, 77, 78) ;
- L'inclusion de mesures préventives dans les cahiers des charges des concessions (art. 82) ;
- L'octroi de soutiens et d'aides pour les projets valorisant les EUE (art. 93) ;
- L'interdiction d'utilisation des eaux usées brutes (EUB) pour l'irrigation (art. 130) ;
- L'instauration de sanctions en cas de non-respect des dispositions légales (art. 175, 179).

2.1.2 Cadre réglementaire

L'application pratique des lois est assurée par un ensemble de décrets qui précisent les modalités techniques et administratives de mise en œuvre.

Le décret exécutif n°07-149 du 20 mai 2007 définit les modalités d'octroi de la concession d'utilisation des EUE pour l'irrigation, ainsi que le modèle de cahier des charges à respecter.[5]

Deux arrêtés interministériels, en date du 2 janvier 2012, précisent :

- Les spécifications microbiologiques (coliformes fécaux, nématodes intestinaux) et physico-chimiques des EUE destinées à l'irrigation ;
- La liste des cultures autorisées à être irriguées à l'aide des EUE.

Ces arrêtés s'inspirent des recommandations internationales, notamment celles de l'OMS et du projet de coopération algéro-italien « SINBAD » (2006–2010).

2.1.3 Cadre normatif

Au-delà des textes de loi, des référentiels techniques guident les exploitants vers l'atteinte des standards de qualité requis.

L'Algérie a également développé un cadre normatif structuré [5] :

- Le guide technique EAU-I (2009) sur les bonnes pratiques de la REUSE ;
- La norme NA 17683 (IANOR, 2014), qui fixe les exigences physico-chimiques et biologiques pour l'utilisation des EUE.

Dans le cadre du plan d'action de 2021, il a été recommandé :

- De modifier le décret exécutif n°07-149 afin d'élargir les modalités de concession ;
- D'instaurer de nouveaux décrets pour encadrer l'usage urbain et industriel des EUE.

2.2 Références juridiques pour la valorisation des boues en agriculture

Bien que distincte de la REUSE liquide, la gestion du sous-produit solide de l'épuration fait l'objet d'un encadrement spécifique pour une valorisation sécurisée.

À ce jour, aucun texte réglementaire spécifique à la gestion des boues issues du traitement des eaux usées n'a été adopté en Algérie. Toutefois, plusieurs normes ont été publiées par l'IANOR [5] :

- NA 17671 (2010) : spécifications des boues issues des stations de traitement ;
- NA 17672 (2011) : composts issus du traitement des eaux ;
- NA 17731 (2016) : valorisation des boues à des fins agricoles.

2.3 Acteurs institutionnels et gouvernance

La réussite des projets de réutilisation dépend de la coordination efficace entre les différents ministères et agences de gestion.

La mise en œuvre de la REUSE repose sur une gouvernance multipartite, coordonnée par décret exécutif n°07-149. Le processus comprend trois phases principales : la concession, le contrôle sanitaire et l'usage des EUE [5].

2.3.1 La concession

Ce mécanisme administratif permet de déléguer la gestion de l'eau traitée tout en maintenant un contrôle public rigoureux sur son usage.

Le dossier de demande comprend notamment une description technique de la STEP, les plans de distribution, une analyse des EUE de moins de 3 mois, et l'engagement des agriculteurs. L'étude technique est assurée par les services hydrauliques, en coordination avec les directions de la santé, de l'agriculture et de l'environnement.

2.3.2 Le contrôle sanitaire

Le suivi permanent de la qualité constitue le garant indispensable de la confiance des agriculteurs et des consommateurs.

Les autorités assurent un suivi rigoureux de la qualité des EUE, des sols et des produits agricoles : contrôle sanitaire du personnel, suivi de la nappe souterraine et contrôles biologiques des produits.

2.3.3 L'usage de l'eau

La réglementation définit précisément les limites d'utilisation pour prévenir tout risque de contamination de la chaîne alimentaire.

L'usage des EUE est strictement réglementé : seules les cultures listées dans l'arrêté interministériel de 2012 sont autorisées (Tableau 2.1). L'irrigation doit cesser deux semaines avant

la récolte et l'irrigation par aspersion des arbres fruitiers est interdite.

TABLE 2.1 – Cultures autorisées à l'irrigation avec des EUE selon l'arrêté interministériel du 02/01/2012

Groupes de cultures	Liste des cultures
Arbres fruitiers	Datte, vigne, pomme, pêche, poire, abricot, nèfle, cerise, prune, nectarine, grenade, figue, rhubarbe, arachide, noix, olive.
Agrumes	Pamplemousse, citron, orange, mandarine, tangerine, lime, clémentine.
Cultures fourragères	Bersim, maïs, sorgho fourrager, vesce, luzerne.
Cultures industrielles	Tomate industrielle, haricot à rames, petit pois à rames, betterave sucrière, coton, tabac, lin.
Cultures céréalières	Blé, orge, triticales, avoine.
Cultures de production de semences	Pomme de terre, haricot, petit pois.
Arbustes fourragers	Acacia, atriplex.
Plantes florales	Rosier, iris, jasmin, marjolaine, romarin.

2.4 Rôle des acteurs invisibles

L'acceptabilité sociale et la réussite territoriale des projets dépendent souvent de l'implication d'acteurs de terrain n'appartenant pas à l'administration centrale.

En marge des structures officielles, des acteurs dits « invisibles » — citoyens, associations, chercheurs — jouent un rôle croissant dans la veille environnementale. Leur action a permis d'alerter sur l'irrigation illégale lors de l'épidémie de choléra en 2018. [5]

3 Normes des eaux usées et des eaux de rejet

La définition de seuils limites est l'outil principal permettant d'arbitrer entre la faisabilité économique du traitement et la protection de l'environnement.

La qualité des eaux usées traitées est encadrée par des normes strictes visant à limiter les impacts environnementaux. En Algérie, les seuils sont fixés par le décret n°07-149 et les arrêtés de 2012. Le tableau 2.2 compare ces critères à l'échelle internationale.

TABLE 2.2 – Comparaison internationale des critères de qualité pour la REUSE [?]

Pays / Catégorie	BOD ₅	COD	TSS	pH	TN	Turb.	SAR	CE
Jordan A	30	100	50	6–9	45	10	–	–
Tunisia	30	30	–	6.5–8.5	–	–	–	7000 µS/cm
Italy	20	100	10	6–9.5	15	1	–	3000 µS/cm
Algérie	30	90	–	6.5–8.5	-	-	–	-

4 État de la réutilisation des eaux usées épurées (REUSE) en Algérie

L’analyse des chiffres actuels permet de mesurer le chemin parcouru et d’identifier les marges de progression pour les années à venir.

4.1 REUSE planifiée en agriculture

Le secteur agricole demeure le principal demandeur d’eaux traitées, motivé par la nécessité de sécuriser les rendements face aux sécheresses récurrentes.

En 2021, sur 200 STEP, seules 17 pratiquaient la REUSE agricole. Le volume réutilisé a atteint 6,05 millions de m³, irriguant 16 000 ha contre 11 000 ha en 2018. [5]

4.1.1 Réutilisation directe des EUT

Cette pratique immédiate en sortie de station offre une solution de proximité pour les périmètres agricoles adjacents aux centres urbains.

Sept STEP appliquent cette pratique (Tlemcen, Boumerdès, Oran, etc.), pour un volume de 6 hm³/an sur 8 000 ha. Les cultures varient selon la qualité microbiologique. [5]

4.1.2 Qualité de l’eau

La conformité aux standards microbiologiques reste le critère non négociable pour toute autorisation d’irrigation.

Le respect de l’arrêté du 2 janvier 2012 garantit la sécurité sanitaire et la durabilité des sols (voir Tableau ??).

4.1.3 Progrès et limites

Si les perspectives sont encourageantes, plusieurs obstacles structurels freinent encore une adoption massive de cette ressource.

Les freins concernent le nombre limité de STEP avec traitement tertiaire, l’absence de réseau de distribution sécurisé et une coordination institutionnelle insuffisante.

4.2 Initiatives locales de REUSE à l'échelle rurale

Au-delà des grands projets étatiques, des solutions décentralisées émergent pour répondre aux besoins spécifiques des régions isolées.

4.2.1 REUSE indirecte par percolation

Ce phénomène, souvent spontané, illustre l'interaction complexe entre les eaux de surface traitées et les ressources souterraines.

À Ghardaïa (Berriane, Guerrara), la percolation vers les nappes est suspectée via des forages de 20 m. Des études sont en cours pour confirmer l'origine anthropique de ces eaux.

4.2.2 REUSE directe avec traitement extensif

L'utilisation de systèmes naturels de traitement ouvre des perspectives intéressantes pour une gestion circulaire de l'eau à l'échelle du quartier ou du village.

Le projet de Ksar Tafilalet (150 logements) et l'association APEB utilisent la phyto-épuration pour l'irrigation d'espaces verts et de plantes médicinales.

4.3 Recharge de la nappe

L'utilisation de l'eau traitée comme barrière contre l'intrusion saline ou comme moyen de stockage souterrain est une voie d'avenir pour la gestion des aquifères.

La recharge artificielle est envisagée pour protéger les aquifères côtiers (Mitidja) contre l'intrusion marine. Plusieurs sites potentiels ont été identifiés par l'ANRH (Tableau 2.3).

TABLE 2.3 – Sites potentiels de recharge artificielle (ANRH, 2012)

STEP	Nappe	Problème	Usage	Remarques
Baraki	Mitidja	Surexploitation	Irrigation	Risques sanitaires
Zemmouri	Côtière	Biseau salé	Irrigation	Potentiel élevé

4.3.1 REUSE industrielle

Le secteur industriel, bien que plus exigeant en termes de pureté, commence à intégrer les eaux recyclées dans ses processus de refroidissement et de lavage.

En 2015, 3,1 millions de m³ ont été réutilisés par l'industrie. La STEP de Jijel cède par exemple 15 000 m³/mois à la tannerie locale.

Chapitre 3

Présentation de la station d'épuration de Souk El Tenine
(Béjaïa, Algérie)

1 Description de la STEP de Souk-El-Tenine

Cette section présente en détail le site d'étude, en précisant ses coordonnées exactes ainsi que le contexte technique de son implantation sur le littoral de Béjaïa.

1.1 Situation géographique de la STEP

L'implantation stratégique de la station répond à des critères topographiques précis permettant une gestion optimale des flux gravitaires vers le milieu récepteur.

La station d'épuration des eaux usées (STEP) de Souk El Tenine est située dans la commune de Souk El Tenine, relevant de la wilaya de Béjaïa, en Algérie. Elle est localisée aux coordonnées géographiques suivantes : latitude $36,6404292^\circ$ Nord, longitude $5,3379647^\circ$ Est, à une altitude de 1,67 m au-dessus du niveau de la mer.

L'emprise de la station couvre une surface de 2,02 hectares, pour un périmètre de 577,44 mètres, selon les mesures effectuées à l'aide d'outils de géolocalisation sur Google Earth.

La STEP est implantée à une distance de 701,33 mètres de la mer, avec une orientation de $356,36^\circ$ par rapport au nord géographique.



FIGURE 3.1 – Délimitation spatiale de la STEP de Souk El Tenine (image Google Earth)

1.2 Historique de la STEP

Le développement de cette infrastructure s'inscrit dans une chronologie marquée par des collaborations internationales et une transition vers une gestion publique centralisée.

La station d'épuration de Souk El Tenine a été réalisée dans le cadre du programme national de modernisation des infrastructures hydrauliques et de renforcement de la protection de l'environnement. Ce projet est le fruit d'un partenariat entre deux entreprises étrangères : Bona Tunisie et Vatec Wabag GmbH.

Les travaux de construction se sont étalés sur une période de six années, de 2006 à 2011, tandis que la mise en service de l'installation a été assurée par l'entreprise Vatec Wabag durant la période 2012–2013.

Le suivi technique du projet a été confié à la Direction de l'Hydraulique, et depuis janvier 2014, l'exploitation et la gestion de la station sont assurées par l'Office National de l'Assainissement (ONA), unité de Béjaïa.

1.3 Présentation de la STEP

Au-delà de son aspect historique, la station assure aujourd'hui une fonction sanitaire vitale pour les populations environnantes en traitant des volumes d'eaux usées en constante augmentation.

La station d'épuration de Souk El Tenine a pour mission de traiter les eaux usées domestiques en provenance du chef-lieu de la commune de Souk El Tenine, ainsi que de plusieurs villages avoisinants et de la commune voisine de Melbou.

Les eaux brutes collectées dans la ville de Souk El Tenine proviennent d'un **réseau d'assainissement unitaire**. Le dimensionnement hydraulique de la station est basé sur le **débit de pointe en période de temps sec**, afin de garantir une capacité de traitement optimale.

La réalisation de la station, incluant les ouvrages et les équipements électromécaniques, a été prévue en **deux phases successives**. Ces phases visent à permettre le traitement des charges polluantes générées par une population estimée à **47 580 E_{qh}** en **2020**, correspondant à un débit journalier de **5 710 m³/j**, avec une projection de **62 500 E_{qh}** à l'horizon **2030**.

1.4 Caractéristiques de l'eau brute pour la solution de base (horizon 2020)

Pour garantir l'efficacité du traitement, la conception de l'ouvrage s'est appuyée sur une analyse rigoureuse des paramètres de charge organique et hydraulique projetés sur les décennies à venir.

La station d'épuration de Souk-El-Tenine a été conçue sur la base de données de référence fixées pour deux horizons : 2020 et 2030. Ces données, issues des études de dimensionnement, prennent en compte l'évolution démographique prévisible et les caractéristiques des eaux usées domestiques à traiter.

Le tableau suivant récapitule les principaux paramètres ayant servi à la conception de la filière de traitement.

TABLE 3.1 – Caractéristiques des eaux brutes aux horizons 2020 et 2030

Paramètre	2020	2030
Type de réseau	Unitaire	Unitaire
Nature des eaux brutes	Domestiques	Domestiques
Population raccordée (Eq.H.)	47 580	62 500
Débit journalier moyen (m ³ /j)	5 710	10 000
Débit horaire moyen (m ³ /h)	238	417
Débit horaire de pointe (m ³ /h)	460	756
DBO ₅ (kg/j)	2 568	3 375
MES (kg/j)	3 311	4 375
Rapport DCO/DBO ₅	2	

1.5 Objectifs de traitement

L'atteinte des performances épuratoires requises suppose le respect strict de valeurs cibles microbiologiques et physico-chimiques en sortie de traitement.

La station d'épuration de Souk El Tenine a été dimensionnée pour atteindre les objectifs de qualité de l'effluent définis dans le cahier des charges. Les caractéristiques attendues de l'effluent en sortie sont les suivantes :

TABLE 3.2 – Caractéristiques cibles de l'effluent traité à la STEP de Souk El Tenine

Paramètre	Valeur cible
Matières en suspension (MES)	30 mg/L
Matières sédimentables	0,5 cm ³ /L
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅) moyenne journalière	20 mg/L
Demande biochimique en oxygène (DBO ₅) moyenne sur 2 heures	30 mg/L
Demande chimique en oxygène (DCO)	120 mg/L
Azote ammoniacal (NH ₄ -N)	3–5 mg/L
Nitrates (NO ₃ -N)	8–10 mg/L
Huiles et graisses végétales	20 mg/L
Coliformes totaux	< 20 000 par 100 mL
Coliformes fécaux	< 12 000 par 100 mL
Streptocoques fécaux	< 2 000 par 100 mL

2 Filière de traitement adoptée

Le schéma de traitement retenu pour ce site repose sur une succession d'étapes physiques et biologiques optimisées pour une élimination maximale de la pollution.

La station d'épuration de Souk El Tenine est conçue pour traiter les eaux usées domestiques selon une filière complète, structurée comme suit :

1. Dégrillage fin mécanisé et manuel en by-pass ;
2. Dessablage et déshuilage aérés ;
3. Réacteur biologique à aération prolongée ;
4. Décantation secondaire (clarificateur) ;
5. Recirculation des boues activées et évacuation des boues en excès ;
6. Épaississement des boues ;
7. Déshydratation mécanique sur filtres à bandes.

2.1 Principe de l'épuration biologique

Le cœur de ce système repose sur le développement d'une biomasse spécialisée capable de minéraliser la matière organique grâce à un apport d'air maîtrisé.

Le procédé biologique mis en œuvre repose sur une **aération prolongée** à faible charge massique, permettant une bonne élimination de la DBO_5 et une stabilisation efficace des boues.

Ce traitement repose sur des processus **aérobies** où les micro-organismes, principalement des bactéries **hétérotrophes**, dégradent la matière organique dissoute à l'aide de l'oxygène présent dans l'eau. Ce mécanisme, bien que complexe, fournit l'énergie nécessaire à leur croissance et leur activité.

La **nitrification** est assurée grâce à un apport supplémentaire d'oxygène. Le développement bactérien est favorisé dans un environnement bien oxygéné, permettant la captation et la dégradation de la pollution.

2.1.1 Fonctionnement des boues activées

L'efficacité de ce procédé dépend du maintien d'un équilibre dynamique entre la croissance bactérienne dans le bassin et la séparation solide-liquide au sein du clarificateur.

Dans le réacteur biologique, les micro-organismes se regroupent en **bioflocs**. Mélangés aux eaux usées, ils forment une **liqueur mixte** constamment brassée et oxygénée à l'aide d'un système d'aération (turbines ou diffuseurs).

Après un temps de séjour suffisant, cette liqueur est acheminée vers un **clarificateur** où les boues se décantent. Une partie est **recirculée** à l'entrée du bassin biologique pour maintenir une biomasse active optimale. Les **boues en excès**, quant à elles, sont dirigées vers un traitement spécifique comprenant :

- un **épaississement**,
- suivi d'une **déshydratation mécanique** sur filtres à bandes.

2.1.2 Prétraitements indispensables

Toutefois, avant d'initier ces réactions biologiques, il est impératif de protéger les équipements électromécaniques en éliminant les déchets les plus grossiers présents dans l'affluent.

Avant d'atteindre le réacteur biologique, les eaux usées subissent des traitements préalables afin d'éliminer les particules grossières, lourdes ou flottantes :

- dégrillage (grille fine mécanisée et manuelle de secours),
- dessablage,
- déshuilage aéré.

3 Description technique des ouvrages

La mise en œuvre concrète de cette filière s'appuie sur des infrastructures robustes, dimensionnées pour offrir une flexibilité opérationnelle maximale.

Les eaux usées arrivent via un collecteur principal DN 400. L'installation est constituée de deux lignes de traitement parallèles offrant une grande flexibilité d'exploitation, notamment en cas de fonctionnement à mi-charge.

3.1 Dégrillage fin mécanisé

La première barrière physique à l'entrée de la station est constituée par un système de grilles fines dont la maintenance est facilitée par un double dispositif.

Le canal de dégrillage fin de la station se compose de deux grilles en inox 304 L :

- une **grille mécanisée**,
- une **grille manuelle** en by-pass.

Les grilles présentent un espacement de 20 mm entre les barreaux, comme l'illustre la figure 3.2.



FIGURE 3.2 – Le dégrilleur de la STEP de SET (Image prise par Thiziri)

Le tableau 3.3 présente les principales caractéristiques de la grille fine mécanisée.

TABLE 3.3 – Caractéristiques de la grille fine mécanisée

Nombre de grilles	1
Espacement entre barreaux	20 mm
Épaisseur des barreaux	10 mm
Largeur du dégrilleur	1.27 m
Angle d'inclinaison	60°
Vitesse de passage	1.0 m/s

3.1.1 Fonctionnement de la grille mécanisée :

L'automatisation de cet ouvrage permet d'ajuster l'intensité du nettoyage en fonction de la charge réelle arrivant au poste de prétraitement.

Le fonctionnement de la grille est assuré par un système de minuterie définissant des périodes de marche et de repos. En complément, un détecteur de niveau à électrodes inox déclenche la racle si le niveau d'eau devient anormalement haut à l'amont.

Ce système active également une alarme en cas de dépassement critique du niveau. Un dispositif d'arrêt d'urgence de type *coup de poing* permet d'arrêter immédiatement la grille mécanisée et le convoyeur ou la bande transporteuse associée, en cas de danger. Un fonctionnement en continu est également possible.

3.1.2 Bande transporteuse des refus de grilles :

Une fois extraits, les déchets sont évacués mécaniquement vers des unités de stockage temporaires en vue de leur transport final vers un centre d'enfouissement.

Les refus de grilles tombent sur une bande transporteuse installée perpendiculairement à la grille. Ils sont ensuite évacués vers un conteneur de 4 tonnes, situé à proximité immédiate de l'ouvrage. Ce conteneur peut être remplacé par une benne agricole.

Les eaux de percolation sont collectées dans un regard relié au réseau de drainage. En alternative à la bande, un convoyeur à vis peut être installé. Il sera asservi à la grille mécanisée, avec un arrêt temporisé pour assurer l'évacuation complète des refus.

3.2 Dessablage – Déshuilage

Après le retrait des gros déchets, l'effluent est dirigé vers des bassins spécialisés conçus pour séparer les particules minérales lourdes et les graisses par différence de densité.

À la suite du poste de dégrillage, un chenal achemine les eaux dégrillées vers l'amont de deux dessableurs déshuileurs disposés côte à côte comme le montre la photo 3.3. Le canal amont se déverse sur ces deux ouvrages. Des **batardeaux** permettent d'isoler un ou les deux dessableurs et de guider le débit entre les ouvrages.



FIGURE 3.3 – Le deshuileur de la STEP de SET (Image prise par Thiziri)

En aval, un chenal de collecte transversal relie les deux unités pour garantir un niveau d'eau constant. Un déversoir situé en sortie des ouvrages oriente les eaux dessablées et déshuilées vers les **bassins d'aération**.

Chaque dessableur déshuileur est conçu avec une longueur de 21 m, L'ouvrage est constitué d'un chenal en **béton armé** de section trapézoïdale, avec un voile vertical commun et un voile extérieur incliné. La hauteur d'eau côté brassage est de 1.80 m.

Les dimensions principales de l'ouvrage sont résumées dans le tableau 3.4.

Élément	Valeur	Unité
Nombre de couloirs par ouvrage	2	pcs
Longueur d'un couloir	21	m
Largeur d'un couloir	2,0	m
Largeur zone de dessablage	1,5	m
Largeur zone de déshuilage	0,5	m
Hauteur d'eau (côté brassage)	1,8	m
Section transversale d'un couloir	3,0	m ²

TABLE 3.4 – Dimensions caractéristiques de l'ouvrage de dessablage-déshuilage

3.3 Bassins d'aération

C'est au sein de ces bassins de grand volume que s'opère la transformation chimique fondamentale permettant de dépolluer l'eau de sa charge organique.

Le bassin d'aération constitue le cœur du procédé de traitement. C'est dans ce réacteur biologique que s'effectue le **métabolisme bactérien** responsable de la dégradation de la pollution organique.

Le principe fondamental de conception repose sur le respect de la **charge massique** propre au procédé d'aération prolongée. Cette charge est calculée en fonction de la **masse totale de boues** présentes dans le bassin.

Le système a été dimensionné comme suit :

- **Nombre de lignes à boues activées** : 2
- **Nombre de compartiments par ligne** : 3
 - Compartiment anoxique (sélecteur) : 1
 - Compartiments en alternance aérobie/anoxique : 2

Compartiments anoxiques (sélecteurs) :

- Longueur : 12 m
- Largeur : 10 m
- Hauteur d'eau : 4,0 m
- Volume unitaire : 480 m³

Compartiments en cadre-cadence :

- Longueur : 20 m
- Largeur : 20 m
- Hauteur d'eau : 4,0 m
- Volume unitaire : 1 600 m³

Le **volume total du bassin d'aération** a ainsi été porté à **7 360 m³**.

Afin d'assurer la continuité du mélange durant les phases sans apport d'air, les compartiments anoxiques ainsi que ceux fonctionnant en alternance aérobie/anoxique ont été équipés d'agitateurs submersibles. Ces dispositifs se sont révélés essentiels pour maintenir l'homogénéité du milieu et assurer un abattement des nitrates ($\text{NO}_3\text{-N}$) conforme aux exigences du procédé, soit de 8 mg L^{-1} à 10 mg L^{-1} .



FIGURE 3.4 – Le bassin d'aération de la STEP de SET (Image prise par Thiziri)

3.4 Décanteurs secondaires

Une fois la pollution dégradée, il est nécessaire de séparer physiquement l'eau épurée de la masse biologique dans des clarificateurs de large diamètre.

La clarification des effluents constitue une étape déterminante du procédé biologique, influençant directement les performances épuratoires globales. Elle permet d'assurer la séparation gravitaire de la liqueur mixte en deux phases distinctes : les boues activées et l'eau traitée.

Deux décanteurs secondaires de forme cylindro-conique ont été mis en œuvre pour cette fonction. Chaque décanteur est équipé :

- d'un racleur de surface destiné à l'évacuation des matières flottantes ;
- d'un racleur de fond pour la récupération des boues concentrées.

L'alimentation des ouvrages s'effectue par gravité depuis le puisard aval des bassins d'aération, via une canalisation de section DN 400.

Les caractéristiques géométriques des décanteurs sont présentées dans le tableau 3.5.

TABLE 3.5 – Dimensions des décanteurs secondaires

Élément	Valeur	Unité
Nombre de décanteurs	2	pcs
Débit de dimensionnement	998,0	m ³ /h
Surface utile par décanteur	12,0	m ²
Hauteur du liquide	4,0	m
Diamètre d'un décanteur	23,0	m
Diamètre du puits central	3,4	m
Vitesse ascensionnelle effective	0,57	m/h

La figure 3.5 montre un des deux décanteurs secondaires de la STEP.



FIGURE 3.5 – Décanteur secondaire de la STEP de Souk-El-Tenine (photo prise par Thiziri)

3.5 Épaississeur

Enfin, les boues récupérées en fond de clarificateur doivent subir une concentration préalable afin de réduire leur volume avant les étapes ultérieures de traitement.

Les boues biologiques en excès sont acheminées vers l'ouvrage d'épaississement par pompage, via une canalisation de type **DN 150**. L'épaississement s'effectue par sédimentation gravitaire, assistée mécaniquement par un **racleur central équipé de herses**, créant des

chemins préférentiels pour l'évacuation de l'eau interstitielle.

L'eau ainsi séparée est collectée par débordement dans une **goulotte périphérique** et renvoyée en tête de station pour être réincorporée aux eaux brutes.

L'épaississeur est un bassin circulaire en béton armé, d'un diamètre de **12 m**.

Chapitre 4

Dimensionnement des ouvrages du traitement tertiaire

1 Introduction

Dans ce chapitre, nous procéderons au dimensionnement des ouvrages du traitement tertiaire, en particulier le filtre à sable et le bassin de chloration.

Le filtre à sable sera étudié avec ses éléments annexes — , système de drainage et contre lavage — afin de garantir une filtration optimale et un contre-lavage efficace.

Le bassin de chloration sera dimensionné de manière à assurer un temps de contact suffisant et une répartition homogène du désinfectant, tout en limitant les zones mortes.

2 Dimensionnement d'un filtre à sable rapide

Le filtre à sable rapide repose sur un écoulement gravitaire de l'eau à travers un lit filtrant constitué de sable soutenu par des graviers. Le dimensionnement vise à assurer un débit de traitement continu, une efficacité de filtration élevée, et une maintenance aisée du système.

2.1 Données de conception

Les données de base utilisées pour le dimensionnement sont les suivantes :

- Débit horaire de traitement : $Q_h = 460 \text{ m}^3/h$
- Vitesse de filtration recommandée : $v = 8 \text{ m/h}$

Pour un filtre à sable, la vitesse de filtration couramment adoptée se situe entre 5 et 15 m/h. Une vitesse trop élevée favorise le passage de particules fines à travers le lit filtrant, ce qui dégrade la qualité de l'eau traitée, tandis qu'une vitesse trop faible conduit à un surdimensionnement du filtre et à une occupation d'espace excessive.[?]

2.2 Surface totale du lit filtrant

La surface nécessaire du lit filtrant est déterminée par le rapport entre le débit à traiter et la vitesse de filtration, Ce qui permet de garantir un débit suffisant sans dépasser les vitesses admissibles de passage à travers le sable [?].

$$S_{lit} = \frac{Q_h}{v} = \frac{460}{8} = 57.5 \text{ m}^2$$

2.3 Nombre de filtres

Afin d'assurer la continuité du traitement et de permettre les opérations de contre-lavage sans interruption du service, il est courant de répartir la surface filtrante sur plusieurs unités. En général, on prévoit un filtre de secours en plus du nombre strictement nécessaire [?].

Supposons qu'un filtre ait une surface utile A_{filtre} de :

$$A_{\text{filtre}} = 25 \text{ m}^2$$

Le nombre de filtres actifs requis N est alors :

$$N = \frac{S_{lit}}{A_{filtre}} = \frac{57.5}{25} = 2.3 \Rightarrow 3 \text{ filtres actifs}$$

En ajoutant un filtre supplémentaire de secours (destiné aux opérations de nettoyage et d'entretien), le nombre total de filtres N_{total} devient :

$$N_{total} = 3 + 1 = 4 \text{ filtres}$$

2.4 Dimensions géométriques d'un filtre

Les filtres sont souvent de forme rectangulaire. Pour des raisons d'hydraulique interne (répartition homogène du débit), un rapport longueur/largeur de 1,2 est recommandé [9]. Connaissant la surface d'un filtre, on peut calculer ses dimensions :

$$L = 1.2 \times l$$

On en déduit la surface du filtre :

$$S = L \times l = 1.2 l^2$$

D'où :

$$l = \sqrt{\frac{S_{filtre}}{1.2}} = \sqrt{\frac{25}{1.2}} = \sqrt{20.83} \approx 4.56 \text{ m}$$

Et donc la longueur :

$$L = 1.2 \times 4.56 = 5.47 \text{ m}$$

2.5 Hauteurs des couches filtrantes

Le filtre est composé de différentes couches superposées, chacune jouant un rôle spécifique dans le processus de filtration :

- **Hauteur de la nappe libre (H_{eau})** : La nappe libre située au-dessus du sable assure une pression gravitaire suffisante pour l'écoulement de l'eau. Une hauteur de **0,8 m** est adoptée pour garantir un fonctionnement optimal, même en cas de colmatage partiel du lit filtrant [9].
- **Hauteur de la couche de sable (H_{sable})** : Le sable constitue le principal médium filtrant. Une épaisseur de **0,8 m** assure une bonne capacité de rétention des particules, tout en limitant les pertes de charge excessives [9] .
- **Hauteur de la couche de graviers ($H_{graviers}$)** : La couche de graviers, d'une hauteur de **0,3 m**, est organisée en plusieurs strates granulométriques décroissantes. Elle soutient le lit de sable et protège le système de drainage contre l'encrassement par fines particules [9] .

La hauteur totale utile du filtre devient alors :

$$H_{\text{filtre}} = H_{\text{eau}} + H_{\text{sable}} + H_{\text{graviers}} = 0,8 + 0,8 + 0,3 = \mathbf{1,9\ m}$$

Cette configuration respecte les recommandations techniques en vigueur pour les filtres à sable rapides en traitement tertiaire, tout en offrant une marge de sécurité pour le fonctionnement et l'entretien.

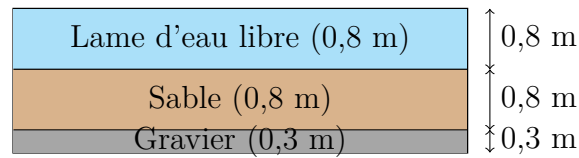


FIGURE 4.1 – Coupe verticale simplifiée d'un filtre à sable rapide

3 Dimensionnement du système de distribution

3.1 Données de base du projet

Les calculs sont basés sur les données suivantes :

- Débit total à traiter : $Q = 460 \text{ m}^3/\text{h}$
- Nombre de filtres en service : $n = 3$
- Surface d'un filtre : $A = 25 \text{ m}^2$
- Vitesse de filtration nominale : $v_{\text{nom}} = 8 \text{ m/h}$
- Coefficient de Manning (béton taloché) : $n = 0,013$

3.1.0.1 Conversion du débit horaire en débit par seconde

- Formule (conversion) :

$$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = \frac{Q \text{ (m}^3/\text{h)}}{3600}$$

- Application numérique :

$$Q = \frac{460 \text{ m}^3/\text{h}}{3600} \text{ m}^3/\text{s}$$

- Résultat :

$$Q = 0,1278 \text{ m}^3/\text{s}$$

contenu...

Interpretation : on utilisera $Q = 0,1278 \text{ m}^3/\text{s}$ pour tous les calculs en secondes.

3.2 Débit unitaire et vérification de la vitesse

3.2.0.1 Débit par filtre Formule (répartition sur n filtres) :

$$Q_{\text{filtre}} = \frac{Q}{n}$$

Application numérique (en m^3/h) :

$$Q_{\text{filtre}} = \frac{460 \text{ m}^3/\text{h}}{3}$$

Résultat (en m^3/h) :

$$Q_{\text{filtre}} = 153,33 \text{ m}^3/\text{h}$$

Conversion en m^3/s :

$$Q_{\text{filtre}} \text{ (m}^3/\text{s)} = \frac{Q_{\text{filtre}} \text{ (m}^3/\text{h)}}{3600}$$

Application numérique :

$$Q_{\text{filtre}} = \frac{153,33}{3600} \text{ m}^3/\text{s}$$

Résultat :

$$Q_{\text{filtre}} = 0,0426 \text{ m}^3/\text{s}$$

Interprétation : chaque filtre actif reçoit environ $0,0426 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.2.0.2 Vitesse réelle de filtration Formule :

$$v_{\text{réelle}} = \frac{Q_{\text{filtre}}}{A}$$

Application numérique (en m/h) :

$$v_{\text{réelle}} = \frac{153,33 \text{ m}^3/\text{h}}{25 \text{ m}^2}$$

Résultat :

$$v_{\text{réelle}} = 6,13 \text{ m/h}$$

Vérification : $6,13 \text{ m/h} < 8 \text{ m/h}$, donc conforme à la vitesse nominale.

3.3 Dimensionnement de la chambre d'entrée

La chambre d'entrée assure la tranquillisation et une répartition homogène. Optons pour une chambre rectangulaire

3.3.0.1 Données complémentaires

$$t = 60 \text{ s}$$

$$H = 1,5 \text{ m}$$

3.3.0.2 Volume de la chambre Formule :

$$V = Q \times t$$

Application numérique :

$$V = 0,1278 \text{ m}^3/\text{s} \times 60 \text{ s}$$

Résultat :

$$V = 7,668 \text{ m}^3$$

3.3.0.3 Surface en plan

— Formule :

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

On adopte une hauteur d'eau utile de $H = 1,5 \text{ m}$, valeur couramment utilisée pour les chambres d'entrée afin d'assurer une bonne répartition du débit et une tranquillisation suffisante du flux. [15]

— Application numérique :

$$S = \frac{7,668 \text{ m}^3}{1,5 \text{ m}}$$

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

— Résultat :

$$S = 5,112 \text{ m}^2$$

Interprétation : S est la surface minimale utile au plan d'eau.

3.3.0.4 Choix de dimensions rectangulaires

— Hypothèse (longueur : L)

$$L = 2,40 \text{ m}$$

— Formule :

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

— Application numérique :

$$l = \frac{5,112 \text{ m}^2}{2,40 \text{ m}}$$

— Résultat :

$$l = 2,13 \text{ m}$$

Conclusion : une chambre 2,40 m × 2,13 m satisfait la surface requise.

3.4 Caniveau longitudinal et déversoirs

Le bon dimensionnement du caniveau longitudinal et des déversoirs assure la répartition uniforme du débit entre les filtres à sable.

3.4.0.1 Hauteur de lame d'eau On adopte une hauteur d'eau à la crête de $H = 0,08 \text{ m}$, valeur couramment retenue pour les déversoirs rectangulaires afin d'assurer une répartition stable du débit et un écoulement subcritique [15].

3.4.0.2 Données principales

— Débit total :

$$Q_{\text{tot}} = 0,1278 \text{ m}^3/\text{s}$$

— Nombre de filtres :

$$N = 4 \quad (3 \text{ actifs} + 1 \text{ réserve})$$

— Débit unitaire par filtre actif :

$$Q_u = \frac{Q_{\text{tot}}}{3} = 0,0426 \text{ m}^3/\text{s}$$

— Dimensions adoptées du caniveau :

$$b = 0,40 \text{ m}, \quad y = 0,31 \text{ m}, \quad n = 0,013, \quad S = 0,003$$

— Longueur totale :

$$L_{\text{can}} = 23,78 \text{ m}$$

Cette longueur correspond à la distance totale longeant les filtres, incluant une marge pratique pour l'exploitation et l'entretien.

3.4.0.3 Justification des dimensions Les dimensions du caniveau ont été choisies afin d'assurer :

- un écoulement régulier et homogène du débit unitaire Q_u ,
- l'absence de dépôts ou de turbulences excessives,
- une vitesse compatible avec les conditions d'auto-curage.

D'après les recommandations du *Traité de l'Eau – Degrémont (2010)* [15] et de *Metcalf & Eddy (2014)* [9], les caniveaux de répartition des filtres à sable présentent généralement :

- une **largeur** b comprise entre 0,30 et 0,50 m,
- une **hauteur utile** y de 0,25 à 0,40 m,
- une **pente longitudinale** S de $(2-5) \times 10^{-3}$,
- un **coefficient de Manning** n entre 0,012 et 0,014 (béton lisse).

Les valeurs adoptées sont donc :

$$b = 0,40 \text{ m}, \quad y = 0,31 \text{ m}, \quad n = 0,013, \quad S = 0,003$$

Ces dimensions garantissent un régime d'écoulement à surface libre et une vitesse moyenne comprise entre 0,6 et 0,8 m/s, conformément aux exigences pour les canaux à faible pente.

3.4.0.4 Section mouillée (aire de passage de l'eau) La section mouillée A représente l'aire de passage de l'eau dans le caniveau. Elle conditionne directement le débit et la vitesse d'écoulement. Pour une section rectangulaire :

$$A = b \cdot y$$

où :

- b : largeur du caniveau (m),
- y : hauteur d'eau (m).

Application numérique :

$$A = 0,40 \times 0,31 = 0,124 \text{ m}^2$$

3.4.0.5 Périmètre mouillé Le périmètre mouillé P correspond à la longueur de paroi en contact avec l'eau. Il intervient dans le calcul des pertes de charge par frottement et dans le rayon hydraulique :

$$P = b + 2y$$

Application numérique :

$$P = 0,40 + 2 \times 0,31 = 1,02 \text{ m}$$

3.4.0.6 Rayon hydraulique Le rayon hydraulique R exprime le rapport entre la surface d'écoulement et le périmètre mouillé. C'est un paramètre essentiel dans les équations d'écoulement, notamment celle de Manning :

$$R = \frac{A}{P}$$

Application numérique :

$$R = \frac{0,124}{1,02} = 0,122 \text{ m}$$

3.4.0.7 Débit calculé (formule de Manning) La formule de **Manning-Strickler** est utilisée pour déterminer le débit à surface libre dans un canal, en fonction des caractéristiques géométriques et de la rugosité :

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} S^{1/2}$$

où :

- n : coefficient de rugosité de Manning (fonction du matériau),
- S : pente du fond du canal,
- R : rayon hydraulique.

Application numérique :

$$Q = \frac{1}{0,013} \times 0,124 \times 0,122^{2/3} \times 0,003^{1/2} = 0,128 \text{ m}^3/\text{s}$$

Résultat : Le débit calculé est légèrement supérieur au débit de conception. Cette marge positive traduit une capacité hydraulique suffisante du caniveau pour évacuer le débit prévu sans risque de surcharge ni de débordement.

En conception hydraulique, il est recommandé d'adopter une section assurant un débit calculé supérieur de 5 à 10 % au débit de conception afin de :

- compenser les incertitudes liées aux coefficients empiriques (notamment la rugosité de Manning n) ;
- tenir compte d'éventuelles variations de pente ou de légères pertes de charge supplémentaires ;

- garantir un écoulement non contraint, c'est-à-dire fonctionnant à surface libre sans mise en charge du canal.

Ainsi, la section choisie assure un écoulement stable, sûr et conforme aux bonnes pratiques de dimensionnement [15] et [9].

3.4.0.8 Vitesse moyenne dans le caniveau La vitesse moyenne v correspond à la vitesse d'écoulement dans la section du caniveau, déterminée à partir du rapport entre le débit et la section mouillée :

$$v = \frac{Q}{A}$$

Application numérique :

$$v = \frac{0,128}{0,124} = 1,03 \text{ m/s}$$

Interprétation : La vitesse obtenue (1,03 m/s) se situe dans la plage recommandée pour les caniveaux en béton assurant un écoulement à surface libre.

Selon les recommandations du *Traité de l'Eau – Degrémont (2010)* [15] et de *Metcalf & Eddy (2014)* [9] :

- la **vitesse minimale d'auto-curage** doit être supérieure à 0,6 m/s, afin d'éviter la sédimentation des matières en suspension ;
- la **vitesse maximale admissible** pour un revêtement en béton lisse est d'environ 2,0 m/s, au-delà de laquelle un risque d'érosion peut apparaître.

Ainsi, la vitesse calculée garantit un bon auto-curage du canal tout en restant largement inférieure au seuil d'érosion, assurant la pérennité de l'ouvrage.

3.4.0.9 Nombre de Froude Le nombre de Froude (Fr) est un paramètre fondamental de l'hydraulique à surface libre. Il compare la vitesse réelle de l'écoulement à la vitesse de propagation des ondes de gravité en surface :

$$\text{Fr} = \frac{v}{\sqrt{g y}}$$

où :

- v — vitesse moyenne de l'écoulement ;
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ — accélération de la pesanteur ;
- y — profondeur hydraulique moyenne.

Application numérique :

$$\text{Fr} = \frac{1,03}{\sqrt{9,81 \times 0,31}} = 0,59$$

Interprétation : La valeur obtenue, $\text{Fr} = 0,59$, est inférieure à 1. L'écoulement est donc **subcritique** — stable, calme et contrôlé par l'aval. Ce régime est recherché dans les caniveaux

de répartition, car il permet une distribution homogène sans turbulences.

Selon le *Traité de l'Eau – Degrémont (2010)* [15] et *Metcalf & Eddy (2014)* [9] :

- $Fr < 1$: régime **subcritique**, stable et favorable aux écoulements réguliers ;
- $Fr \approx 1$: régime **critique**, transition instable ;
- $Fr > 1$: régime **supercritique**, rapide et à éviter pour ce type d'ouvrage.

Conclusion : Le résultat obtenu confirme que le caniveau fonctionne dans un régime sub-critique, assurant la stabilité hydraulique et une répartition uniforme du débit vers les filtres.

3.5 Déversoir aigu (crête rectangulaire)

3.5.1 Formule générale

D'après le *Traité de l'Eau – Degrémont* [15], le débit franchissant un déversoir rectangulaire est donné par :

$$Q = \frac{2}{3} C_d L \sqrt{2g} H^{3/2}$$

3.5.1.1 Rôle du coefficient de décharge C_d Le coefficient C_d (ou *coefficient de décharge*) traduit les pertes d'énergie et la contraction du jet d'eau au passage de la crête. Il corrige le débit théorique pour tenir compte des conditions réelles d'écoulement :

$$C_d = \frac{Q_{\text{réel}}}{Q_{\text{théorique}}}$$

Sa valeur dépend de la forme de la crête, de la rugosité du matériau et du régime d'écoulement. D'après *Degrémont (2010)* et *Metcalf & Eddy (2014)*, pour un déversoir rectangulaire à crête vive, on adopte généralement :

$$C_d = 0,60 \text{ à } 0,62$$

Dans le présent dimensionnement, on retient :

$$C_d = 0,60$$

valeur courante pour un déversoir à crête fine en béton lisse, garantissant un calcul prudent et conforme aux pratiques de conception.

3.5.2 Coefficient hydraulique K

Formule :

$$K = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g}$$

Application numérique :

$$K = \frac{2}{3} \times 0,60 \times \sqrt{2 \times 9,81} = 1,77$$

3.5.3 Hauteur d'eau à la crête $H^{3/2}$

Formule :

$$H^{3/2}$$

Application numérique :

$$H^{3/2} = 0,08^{3/2} = 0,0226$$

3.5.4 Largeur de la crête pour le débit unitaire L

Formule :

$$L = \frac{Q_u}{KH^{3/2}}$$

Application numérique :

$$L = \frac{0,0426}{1,77 \times 0,0226} = 1,06 \text{ m}$$

Résultat pratique :

$$L_{\text{en plan}} = 1,10 \text{ m}$$

(marge ajoutée pour tolérances et entretien)

Conclusion : la largeur obtenue assure le passage correct du débit vers chaque filtre, tout en respectant des marges de sécurité hydrauliques et d'exploitation.

4 Dimensionnement du Système de Contre-Lavage

Le dimensionnement du système de contre-lavage repose sur plusieurs paramètres essentiels, définis à partir des recommandations bibliographiques et de considérations techniques spécifiques au projet.

La vitesse de contre-lavage (v_{CL}) Selon *Degrémont* [15], la vitesse de contre-lavage des filtres à sable rapides varie entre 30 et 50 m/h, tandis que *Metcalf & Eddy* [9] indiquent une plage comprise entre 35 et 45 m/h.

La durée du contre-lavage (t_{CL}) Les recommandations de *Degrémont* [15] préconisent une durée de lavage comprise entre 5 et 10 minutes.

Vitesse dans les tuyaux (v_{tuyau}) D'après *Metcalf & Eddy* [9], la vitesse de circulation dans les conduites de lavage doit se situer entre 1,5 et 2,5 m/s pour limiter les pertes de charge tout en évitant les dépôts.

Données de conception du contre-lavage

- Vitesse de contre-lavage (v_{CL}) : 40 m/h
- Surface d'un filtre (A) : 25 m²
- Durée du contre-lavage (t_{CL}) : 7 min = 420 s
- Vitesse dans les tuyaux (v_{tuyau}) : 2,0 m/s

4.0.1 Débit de contre-lavage (Q_{CL})

Le débit de contre-lavage représente le volume d'eau nécessaire pour assurer la régénération du média filtrant. Il dépend directement de la vitesse de contre-lavage et de la surface du filtre selon la relation suivante :

$$Q_{CL} = v_{CL} \times A$$

En remplaçant par les valeurs adoptées :

$$Q_{CL} = (40 \text{ m/h}) \times (25 \text{ m}^2) = 1000 \text{ m}^3/\text{h}$$

Pour exprimer le débit en m³/s, on effectue la conversion suivante :

$$Q_{CL} = \frac{1000 \text{ m}^3/\text{h}}{3600 \text{ s/h}} \approx 0,278 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ainsi, le débit de contre-lavage retenu pour un filtre est de $Q_{CL} = 1000 \text{ m}^3/\text{h}$, soit $0,278 \text{ m}^3/\text{s}$. Cette valeur assure une vitesse ascensionnelle suffisante pour la mise en expansion du lit filtrant sans risque d'entraînement de sable, conformément aux recommandations de *Degrémont* [15].

4.0.2 Volume total d'eau par cycle (V_{CL})

Le volume total d'eau nécessaire pour un cycle de contre-lavage est donné par la relation :

$$V_{CL} = Q_{CL} \times t_{CL}$$

En remplaçant par les valeurs adoptées :

$$V_{CL} = (0,278 \text{ m}^3/\text{s}) \times (420 \text{ s}) = 116,76 \text{ m}^3$$

Ainsi, le volume total d'eau requis pour un cycle de contre-lavage est de $V_{CL} = 116,8 \text{ m}^3$ par filtre.

4.1 Dimensionnement de la tuyauterie de contre-lavage

Le dimensionnement de la conduite de contre-lavage vise à assurer le transport du débit requis sans provoquer de pertes de charge excessives ni de vitesses trop élevées susceptibles

d'endommager les équipements.

La conception se base sur le débit de contre-lavage calculé précédemment et sur une vitesse d'écoulement choisie pour garantir un régime turbulent maîtrisé.

Section de la conduite (A_{tuyau})

La section intérieure nécessaire de la conduite est déterminée à partir de la relation suivante :

$$A_{\text{tuyau}} = \frac{Q_{CL}}{v_{\text{tuyau}}}$$

En remplaçant par les valeurs adoptées :

$$A_{\text{tuyau}} = \frac{0,278 \text{ m}^3/\text{s}}{2,0 \text{ m/s}} = 0,139 \text{ m}^2$$

Ainsi, la section utile requise pour le passage du débit de lavage est de $0,139 \text{ m}^2$.

Diamètre de la conduite (D_{tuyau})

Le diamètre intérieur équivalent de la conduite circulaire est déduit à partir de la relation géométrique liant le débit, la vitesse et la section d'écoulement. En effet, pour un conduit de section circulaire, la surface intérieure A_{tuyau} est donnée par :

$$A_{\text{tuyau}} = \frac{\pi D_{\text{tuyau}}^2}{4}$$

En isolant le diamètre D_{tuyau} , on obtient :

$$D_{\text{tuyau}} = \sqrt{\frac{4 \times A_{\text{tuyau}}}{\pi}}$$

Cette expression permet de déterminer le diamètre intérieur d'une conduite équivalente, à partir de la section hydraulique requise pour véhiculer le débit Q_{CL} à la vitesse choisie v_{tuyau} .

En remplaçant par la valeur calculée de la section :

$$D_{\text{tuyau}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,139}{\pi}} \approx 0,42 \text{ m}$$

Le diamètre intérieur calculé est donc de $0,42 \text{ m}$. Cette valeur correspond au diamètre hydraulique nécessaire pour assurer l'écoulement du débit de contre-lavage sans dépasser la vitesse limite fixée à $2,0 \text{ m/s}$.

Un diamètre nominal de 450 mm est recommandé.

Cette dimension garantit un écoulement efficace tout en limitant les vitesses et pertes de charge dans le réseau de contre-lavage.

4.2 Caniveau longitudinal et déversoirs

Le caniveau longitudinal assure la collecte et l'évacuation du débit de contre-lavage provenant des filtres. Son dimensionnement doit garantir une vitesse d'écoulement suffisante pour éviter le dépôt de particules, tout en maintenant un régime d'écoulement stable et non érosif. Les déversoirs permettent ensuite la régulation et l'évacuation du débit vers le réseau de drainage.

Données de conception

Dans cette section, on présente les paramètres hydrauliques adoptés pour le dimensionnement du canal et du déversoir, en précisant pour chacun leur origine (calculée, supposée ou issue de la littérature technique) ainsi que les références correspondantes.

Largeur du canal ($b = 0,60$ m)

Selon le *Traité de l'Eau – Degrémont* [15], pour des débits inférieurs à $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$, une largeur comprise entre $0,5$ et $0,8$ m est couramment adoptée pour les caniveaux en béton. Ainsi, une valeur de $b = 0,60$ m a été retenue, assurant un bon compromis entre accessibilité et vitesse d'écoulement (environ 1 m/s).

Hauteur d'eau ($y = 0,463$ m)

La **hauteur d'eau** est **calculée** à partir de la formule de Manning :

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{S}$$

en cherchant la valeur de y qui permet d'obtenir le débit de conception $Q = 0,278 \text{ m}^3/\text{s}$ pour les valeurs adoptées de b , n et S . Le calcul itératif donne $y = 0,463$ m, garantissant un régime subcritique ($Fr < 1$).

Rugosité de Manning ($n = 0,013$)

Le **coefficient de rugosité** n est **issu de la littérature**. D'après *Degrémont (2010)*, les valeurs typiques pour les canaux en béton lisse varient de $0,012$ à $0,015$. La valeur moyenne $n = 0,013$ a donc été adoptée.

Pente du fond ($S = 0,003$)

La **pente du fond** a été **choisie** selon les bonnes pratiques de conception. D'après *Metcalf & Eddy (2014)* [9], les pentes recommandées pour les canaux en béton varient entre $S = 0,001$ (écoulement lent) et $S = 0,005$ (écoulement rapide). Une valeur intermédiaire $S = 0,003$ a été retenue pour garantir un écoulement gravitaire stable sans risque d'érosion.

Débit de conception ($Q = 0,278 \text{ m}^3/\text{s}$)

Le **débit de conception** est **calculé** à partir des conditions du contre-lavage :

$$Q_{CL} = v_{CL} \times A_{\text{filtre}} = 40 \text{ m/h} \times 25 \text{ m}^2 = 1000 \text{ m}^3/\text{h} = 0,278 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ce débit représente le volume d'eau rejeté lors d'un cycle de lavage des filtres.

Accélération de la pesanteur ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$)

Cette constante est une **valeur physique universelle** définie par la norme *ISO/CEI 80000-3 :2019*.

Coefficient du déversoir ($C_d = 0,60$)

Le **coefficient de déversement** C_d est **issu de la littérature**. D'après le *Traité de l'Eau – Degrémont (2010)* [15], les valeurs de C_d varient entre 0,58 et 0,62 pour les déversoirs rectangulaires à crête mince et afflux libre. Une valeur moyenne $C_d = 0,60$ a donc été adoptée.

Largeur de la crête ($L = 4,00 \text{ m}$)

La **largeur du déversoir** a été **choisie** de manière à obtenir une hauteur d'eau inférieure à 15 cm pour le débit de conception. Pour $Q = 0,278 \text{ m}^3/\text{s}$ et $C_d = 0,60$, le calcul donne :

$$H = \left(\frac{Q}{C_d L \sqrt{2g}} \right)^{2/3} = 0,115 \text{ m}$$

Ainsi, $L = 4,00 \text{ m}$ garantit un écoulement stable et non noyé.

Synthèse des paramètres adoptés

TABLE 4.1 – Synthèse des paramètres de conception et de leur origine

Paramètre	Type de donnée	Référence / Justification
b	Supposé	Degrémont (2010)
y	Calculé	Formule de Manning
n	Référencé	Degrémont (2010)
S	Choix technique	Metcalf & Eddy (2014)
Q	Calculé	Débit de contre-lavage
g	Constante	ISO/CEI 80000-3 :2019
C_d	Référencé	Degrémont (2010)
L	Choix de conception	Ajusté pour $H \approx 0,115 \text{ m}$

Section mouillée

La section mouillée est obtenue par :

$$A = b \cdot y = 0,60 \times 0,463 = 0,278 \text{ m}^2$$

Cette surface d'écoulement assure un passage suffisant du débit de lavage sans engorgement.

Périmètre et rayon hydraulique

$$P = b + 2y = 1,526 \text{ m} \quad \text{et} \quad R = \frac{A}{P} = 0,182 \text{ m}$$

Le rayon hydraulique traduit l'efficacité hydraulique de la section : plus R est grand, plus les pertes de charge sont faibles.

Vitesse moyenne

$$v = \frac{Q}{A} = 1,00 \text{ m/s}$$

Cette vitesse se situe dans la plage recommandée (0,6 à 1,5 m/s) pour les caniveaux en béton, limitant les dépôts sans provoquer d'érosion.

Vérification avec la formule de Manning

$$Q_{\text{calc}} = \frac{1}{n} A R^{2/3} \sqrt{S} = 0,376 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit calculé dépasse le débit requis ($Q_{\text{calc}} > Q$), offrant une marge de sécurité de :

$$\text{Marge} = 35\%$$

Cette marge garantit le bon fonctionnement même en cas de débit supérieur au nominal.

Analyse de l'écoulement (nombre de Froude)

$$\text{Fr} = \frac{v}{\sqrt{g y}} = 0,47 < 1$$

L'écoulement est **subcritique**, donc stable et contrôlé, ce qui favorise un écoulement régulier et évite les phénomènes de ressaut hydraulique.

Dimensionnement du déversoir rectangulaire

Le déversoir a pour rôle de réguler le niveau d'eau dans le caniveau. Le coefficient de décharge est pris égal à $C_d = 0,60$, valeur moyenne pour une crête fine, conformément au *Traité de l'Eau*

– Degrémont [15] et à Metcalf & Eddy [9].

4.2.0.1 Calcul du coefficient hydraulique

$$K = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} = 1,772$$

4.2.0.2 Hauteur d'eau sur la crête

$$H^{3/2} = \frac{Q}{K L} \Rightarrow H = 0,115 \text{ m}$$

Soit une hauteur d'eau de **11,5 cm**, garantissant un écoulement régulier sans débordement.

4.2.0.3 Vérification du débit

$$Q_{\text{calc, dévers}} = K L H^{3/2} = 0,278 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit vérifié correspond exactement au débit de conception, confirmant la cohérence hydraulique entre le caniveau et le déversoir.

Conclusion

Le caniveau dimensionné (**b = 0,60 m**, **S = 0,003**) et le déversoir (**L = 4,00 m**, **H = 0,115 m**) assurent :

- un écoulement **subcritique et stable**,
- une **vitesse adaptée** limitant les dépôts et l'érosion,
- une **capacité suffisante** avec une marge de sécurité de 35%.

L'ensemble du système répond donc aux exigences hydrauliques et de fiabilité pour l'évacuation des eaux de contre-lavage.

4.3 Choix du déversoir dimensionnant

Dans la présente conception, deux types de déversoirs ont été considérés :

- le **déversoir d'alimentation des filtres**, implanté en aval de la chambre d'entrée, permettant la répartition homogène de l'eau préfiltrée vers les filtres en régime de fonctionnement normal ;
- le **déversoir de contre-lavage**, assurant l'évacuation des eaux de lavage issues du nettoyage des filtres.

Les deux dispositifs ont fait l'objet d'un dimensionnement séparé afin de vérifier leur comportement hydraulique dans leurs conditions respectives d'exploitation. Toutefois, la phase de **contre-lavage** représente la situation la plus contraignante, les vitesses appliquées au lit filtrant étant comprises entre 35 et 45 m/h, ce qui génère un **débit instantané plus élevé** que celui observé en fonctionnement normal.

À titre comparatif :

$$Q_{\text{alimentation filtres}} \approx 0,128 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{tandis que} \quad Q_{\text{contre-lavage}} = 0,278 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ainsi, le **dimensionnement correspondant au déversoir de contre-lavage** a été **retenu et adopté** pour la conception finale, car il correspond au cas le plus défavorable du point de vue hydraulique. Ce choix assure la sécurité et la fiabilité de l'ensemble du système, même lors des phases de lavage où les débits atteignent leurs valeurs maximales.

5 Dimensionnement du système de drainage

Le dimensionnement du système de drainage est effectué sur la base du **scénario de contre-lavage**, considéré comme le plus exigeant en termes de débits et de contraintes hydrauliques. Ce scénario correspond à la phase où le flux d'eau s'inverse à travers le lit filtrant afin de le nettoyer, ce qui engendre des vitesses et des volumes d'eau nettement supérieurs à ceux du fonctionnement en filtration.

Données de base et justification des choix

Le dimensionnement du système de drainage repose sur des hypothèses et paramètres cohérents avec les pratiques courantes pour les filtres rapides à sable. Les valeurs retenues garantissent à la fois la performance hydraulique et la durabilité du dispositif.

- **Surface du filtre** : La surface utile du filtre est déduite des dimensions de la cuve, soit 5,47 m de longueur et 4,56 m de largeur. On obtient ainsi une surface totale de :

$$A = 5,47 \times 4,56 = 24,95 \text{ m}^2.$$

Cette valeur servira de base pour le calcul du débit de contre-lavage.

- **Débit de contre-lavage** ($Q_{CL} = 0,277 \text{ m}^3/\text{s}$) : Le débit de conception correspond à une vitesse de contre-lavage de 40 m/h, valeur moyenne préconisée par le *Traité de l'Eau – Degrémont* [15] et par *Metcalf & Eddy* [9]. Cette plage de vitesses (35 à 45 m/h) permet d'obtenir une expansion du lit filtrant comprise entre 20 et 30 %, assurant un nettoyage efficace sans risque de déstructuration du média.
- **Vitesse dans le collecteur principal** ($v_{\text{coll}} = 2,0 \text{ m/s}$) : Le choix d'une vitesse de 2,0 m/s correspond aux valeurs usuelles recommandées pour les conduites d'eau de lavage ou de refoulement (entre 1,5 et 2,5 m/s) selon *Degrémont* [15] et *Metcalf & Eddy* [9]. Ce compromis limite les pertes de charge tout en évitant les dépôts solides, garantissant un écoulement pleinement développé mais non excessivement turbulent.
- **Vitesse dans les latéraux** ($v_{\text{lat}} = 1,5 \text{ m/s}$) : Une vitesse légèrement plus faible que celle du collecteur principal est adoptée afin d'assurer une répartition homogène du flux à travers le fond filtrant. Ce choix contribue à équilibrer les pressions entre les différentes branches et favorise un contre-lavage uniforme sur toute la surface du filtre [15].
- **Espacement entre les latéraux** ($e_{\text{lat}} = 0,3 \text{ m}$) : L'espacement choisi est conforme aux recommandations usuelles pour les filtres rapides à sable, comprises entre 0,25 et 0,35 m [15, 9]. Cet intervalle assure une distribution homogène de l'eau de contre-lavage, évitant la formation de zones mortes ou de jets trop concentrés.

Dans l'ensemble, ces paramètres garantissent un fonctionnement hydraulique stable, un nettoyage efficace du média filtrant et une durabilité du système, conformément aux standards internationaux de conception.

5.1 Dimensionnement du collecteur principal

5.1.1 Principe de dimensionnement

Le collecteur principal doit transporter le débit de contre-lavage Q_{CL} à une vitesse de conception v_{coll} choisie pour limiter les pertes de charge tout en évitant les dépôts. La section hydraulique requise est donc obtenue par le rapport du débit sur la vitesse :

$$A_{coll} = \frac{Q_{CL}}{v_{coll}}.$$

5.1.2 Calcul de la section requise

En remplaçant par les valeurs de conception :

$$Q_{CL} = 0,277 \text{ m}^3/\text{s}, \quad v_{coll} = 2,0 \text{ m/s},$$

$$A_{coll} = \frac{0,277}{2,0} = 0,1385 \text{ m}^2.$$

Remarque : on conserve trois à quatre chiffres significatifs pour les calculs ; l'arrondi final tient compte des diamètres commerciaux.

Passage de la section au diamètre équivalent

Pour une conduite circulaire, la relation entre surface et diamètre est :

$$A_{coll} = \frac{\pi D_{coll}^2}{4} \implies D_{coll} = \sqrt{\frac{4 A_{coll}}{\pi}}.$$

Application numérique :

$$D_{coll} = \sqrt{\frac{4 \times 0,1385}{\pi}} = \sqrt{0,1764} \approx 0,420 \text{ m}.$$

Diamètre théorique : $D_{coll} \approx 0,42 \text{ m}$.

5.1.3 Choix commercial et justification

Le diamètre théorique 0,42 m ne correspond pas forcément à une cote commerciale standard. On retient donc un diamètre nominal immédiatement supérieur pour les raisons suivantes :

- tolérances de fabrication et épaisseur des parois (diamètre nominal $\neq$ diamètre intérieur réel) ;
- réduction des pertes de charge (section supérieure $\Rightarrow$ moindre perte linéique) ;
- marge de sécurité pour couvrir des surdébits ponctuels ou erreurs de calcul ;

— facilité d’entretien et d’accès ainsi que compatibilité avec les accessoires standard.

Par conséquent, le choix d’un tuyau de **DN 450** est recommandé (diamètre intérieur approximatif $\approx 0,450$ m).

5.1.4 Vérification de la vitesse réelle avec DN450

Calcul de la section intérieure associée à DN450 (approximation) :

$$A_{DN450} = \frac{\pi(0,450)^2}{4} = 0,1592 \text{ m}^2.$$

Vitesse résultante :

$$v_{\text{réelle}} = \frac{Q_{CL}}{A_{DN450}} = \frac{0,277}{0,1592} \approx 1,74 \text{ m/s}.$$

Observation : la vitesse réelle est inférieure à la vitesse de conception ($1,74 < 2,0$ m/s), ce qui est favorable : pertes réduites et marge de sécurité hydraulique.

Conclusion : le dimensionnement conduit à $D_{\text{théorique}} \approx 0,42$ m ; le choix pratique **DN 450** est justifié par des raisons hydrauliques et opérationnelles, et la vérification montre une vitesse et un régime d’écoulement conformes aux recommandations de conception.

5.2 Dimensionnement des latéraux

Nombre de latéraux

L’espacement cible entre latéraux étant $e_{\text{lat}} = 0,30$ m et la largeur utile du filtre $B = 4,56$ m, le nombre de latéraux est pris comme :

$$N_{\text{lat}} = \left\lceil \frac{B}{e_{\text{lat}}} \right\rceil = \left\lceil \frac{4,56}{0,30} \right\rceil = 16.$$

L’espacement réel obtenu est donc :

$$s = \frac{B}{N_{\text{lat}}} = \frac{4,56}{16} = 0,285 \text{ m}.$$

Remarque : l’arrondi supérieur assure une couverture uniforme et une marge pour le positionnement mécanique des latéraux.

Débit par latéral

Le débit à répartir uniformément sur les N_{lat} latéraux s’écrit :

$$q_{\text{lat}} = \frac{Q_{CL}}{N_{\text{lat}}} = \frac{0,277}{16} = 0,0173125 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Dimension hydraulique du latéral

En imposant une vitesse de conception dans les latéraux $v_{\text{lat}} = 1,5 \text{ m/s}$, le diamètre intérieur requis (équivalent cercle) s'obtient par :

$$D_{\text{lat}} = \sqrt{\frac{4 q_{\text{lat}}}{\pi v_{\text{lat}}}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,0173125}{\pi \times 1,5}} \approx 0,121 \text{ m}.$$

On retient donc un diamètre commercial **DN125** (diamètre intérieur usuel proche de 0,125 m).

Vérification pratique (avec DN125, $D_{\text{int}} \approx 0,125 \text{ m}$) :

$$A_{DN125} = \frac{\pi(0,125)^2}{4} \approx 0,01227 \text{ m}^2,$$

$$v_{\text{réelle}} = \frac{q_{\text{lat}}}{A_{DN125}} = \frac{0,0173125}{0,01227} \approx 1,41 \text{ m/s},$$

ce qui est légèrement inférieur à la vitesse visée et donc acceptable (réduction des pertes et des phénomènes d'érosion).

5.3 Dimensionnement des perforations

Aire d'un orifice

Pour des orifices circulaires de diamètre $d_{\text{or}} = 0,012 \text{ m}$ (12 mm) :

$$a_{\text{or}} = \frac{\pi}{4} d_{\text{or}}^2 = \frac{\pi}{4} (0,012)^2 \approx 1,13 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Nombre total d'orifices

En prenant une vitesse de sortie locale dans les orifices $v_{\text{or}} = 3,0 \text{ m/s}$ (valeur conventionnelle pour assurer une bonne distribution et limiter les remontées de sédiments à l'intérieur des canalisations), le nombre total d'orifices requis est :

$$N_{\text{or}} = \frac{Q_{CL}}{v_{\text{or}} a_{\text{or}}} = \frac{0,277}{3,0 \times 1,13 \times 10^{-4}} \approx 816,4 \Rightarrow N_{\text{or}}=817.$$

Remarque : l'arrondi au nombre entier supérieur assure la capacité hydraulique ; penser à ajouter une marge de sécurité (ex. +5–10 %) pour compenser l'encrassement possible.

Répartition par latéral

Le nombre moyen d'orifices par latéral vaut :

$$N_{\text{or/lat}} = \frac{817}{16} \approx 51,06.$$

Une répartition pratique, équilibrée pour totaliser 817, est :

$$9 \text{ latéraux} \times 51 + 7 \text{ latéraux} \times 52 = 817.$$

Espacement et implantation

Longueur utile d'un latéral (moitié de la longueur du filtre) :

$$L_{\text{lat}} = \frac{5,47}{2} = 2,735 \text{ m.}$$

Espacements correspondants :

$$e_{51} = \frac{L_{\text{lat}}}{51} \approx 0,05363 \text{ m (5,36 cm)}, \quad e_{52} = \frac{L_{\text{lat}}}{52} \approx 0,05260 \text{ m (5,26 cm)}.$$

Ces espacements sont compatibles avec les pratiques usuelles de perforation et garantissent une distribution homogène du flux sur la largeur du filtre.

Vérification de la surface d'orifices

Surface totale des orifices :

$$A_{\text{tot,or}} = 817 \times a_{\text{or}} \approx 817 \times 1,13 \times 10^{-4} \approx 0,0923 \text{ m}^2.$$

Avec $v_{\text{or}} = 3,0 \text{ m/s}$, le débit couvert est :

$$Q = v_{\text{or}} A_{\text{tot,or}} \approx 3,0 \times 0,0923 \approx 0,277 \text{ m}^3/\text{s},$$

confirmant la cohérence du choix.

6 Dimensionnement du Bassin de Contact pour la Chloration

Données de base et justification des choix

Le dimensionnement repose sur les conditions nominales de fonctionnement correspondant à un débit total de $Q_{\text{total}} = 460 \text{ m}^3/\text{h}$.

Débit total à traiter — $Q_{\text{total}} = 460 \text{ m}^3/\text{h}$

Ce débit correspond à la charge hydraulique de conception fournie pour l'installation. La valeur de conception prend en compte les variations de débit journalier et inclut un facteur de sécurité d'environ 10 à 20 % par rapport au débit moyen journalier, conformément aux recommandations de [9].

Nombre de bassins — $N = 2$ (en parallèle)

Justification :

- **Continuité de service** : deux bassins permettent de maintenir le traitement pendant la maintenance ou l'inspection d'un bassin, garantissant la redondance opérationnelle [?].
- **Souplesse d'exploitation** : possibilité de fonctionner avec un ou deux bassins selon la charge hydraulique, ce qui optimise l'énergie et la performance [15].
- **Aspect constructif** : la division du débit en deux unités de taille moyenne facilite la construction, le nettoyage et l'accès [15].

Débit unitaire par bassin

$$Q = \frac{Q_{\text{total}}}{N} = \frac{460}{2} = 230 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Ce débit est utilisé pour le calcul du volume utile de chaque bassin, conformément aux pratiques courantes pour des bassins de taille moyenne [?].

Temps de contact — $t_c = 20 \text{ min}$

Justification :

- Le temps de contact dépend du processus : en floculation, décantation, désinfection ou réaction biologique, il est généralement compris entre 15 et 30 minutes [15, 16].
- La valeur retenue (20 min) est un compromis entre efficacité et compacité du volume, assurant une bonne homogénéité de contact [15].

$$t_c = 20 \text{ min} = \frac{1}{3} \text{ h}.$$

Volume hydraulique requis par bassin

$$V_{\text{bassin}} = Q \times t_c = 230 \text{ m}^3/\text{h} \times \frac{1}{3} \text{ h} = 76,67 \text{ m}^3.$$

Hauteur utile — $h = 3$ m

Justification :

- Les hauteurs de 2,5 à 4 m sont courantes pour les bassins de traitement [9].
- Une hauteur de 3 m offre un bon équilibre entre stabilité hydraulique, accessibilité et coût de construction [?].

Surface utile par bassin

$$A_{\text{bassin}} = \frac{V_{\text{bassin}}}{h} = \frac{76,67}{3} = 25,56 \text{ m}^2.$$

Rapport longueur/largeur — $\lambda = \frac{L}{l} = 2$

Justification :

- Le rapport λ influence la qualité du flux hydraulique dans le bassin. Des rapports compris entre 1,5 et 3 sont recommandés pour limiter les zones mortes et favoriser un écoulement axial régulier [15, ?].
- Une forme allongée ($\lambda = 2$) permet un bon balayage hydraulique sans pertes de charge excessives.

$$l = \sqrt{\frac{A_{\text{bassin}}}{\lambda}} = \sqrt{\frac{25,56}{2}} = 3,57 \text{ m}, \quad L = \lambda l = 7,15 \text{ m}.$$

Les dimensions finales adoptées sont donc $L = 7,20$ m et $l = 3,60$ m, arrondies aux valeurs constructives usuelles.

6.1 Calculs de volume et dimensions par bassin

Le dimensionnement des bassins repose sur le débit unitaire par bassin et le temps de contact requis, afin de garantir un traitement efficace et uniforme [15, 9].

Volume nécessaire par bassin

Le volume hydraulique requis par bassin est calculé à partir du débit et du temps de contact :

$$V = Q \cdot t_c$$

$$V = 230 \text{ m}^3/\text{h} \times \frac{1}{3} \text{ h} = 76,7 \text{ m}^3.$$

Justification : ce volume assure que l'eau reste suffisamment longtemps dans le bassin pour permettre les réactions physiques ou biologiques prévues, conformément aux recommandations de conception de bassins de contact [16, ?].

Expression du volume selon la géométrie

On exprime le volume en fonction des dimensions planimétriques et de la hauteur utile :

$$V = L \cdot l \cdot h$$

En adoptant un rapport longueur/largeur $\lambda = \frac{L}{l} = 2$ (forme allongée favorable pour le flux et limitant les zones mortes [15]) :

$$V = (2l) \cdot l \cdot h = 2 \cdot l^2 \cdot h$$

Largeur du bassin

En isolant l :

$$l = \sqrt{\frac{V}{2h}}$$

$$l = \sqrt{\frac{76,7}{2 \cdot 3}} = \sqrt{12,78} \approx 3,58 \text{ m.}$$

Longueur du bassin

$$L = 2 \cdot l = 2 \cdot 3,58 \approx 7,16 \text{ m.}$$

Commentaires : ces dimensions permettent un bon écoulement laminaire, un faible risque de recirculation et une construction pratique [?].

Vérification de la vitesse d'écoulement

Section transversale

$$S = l \cdot h = 3,58 \cdot 3 \approx 10,74 \text{ m}^2.$$

Vitesse moyenne d'écoulement

$$v = \frac{Q}{3600 \cdot S} = \frac{230}{3600 \cdot 10,74} \approx 0,0060 \text{ m/s} \approx 6,0 \text{ mm/s.}$$

Justification : Cette vitesse très faible est cohérente avec un écoulement quasi-laminaire dans les bassins de contact, évitant le brassage excessif et les zones mortes, conformément aux bonnes pratiques de conception [15, 9].

6.2 Dimensionnement de la chambre d'entrée

La chambre d'entrée a pour rôle de :

- Ralentir le jet d'eau en provenance de la source ou de la filtration précédente [15, 9].
- Répartir uniformément le flux sur les bassins de contact, assurant un écoulement homogène et limitant les zones mortes [16].
- Faciliter l'injection de chlore ou autres réactifs pour la désinfection ou le traitement chimique [?].

Longueur pratique de la chambre

Pour un bon écoulement et une distribution uniforme :

$$L_{\text{ch}} = 2 \text{ m}$$

Justification : une longueur courte mais suffisante pour amortir l'énergie du flux sans augmenter l'encombrement de l'installation. Les recommandations classiques suggèrent 0,5 à 2 m pour des débits moyens [15].

Section et vitesse dans la chambre

La section transversale est définie à partir de la largeur et de la hauteur de bassin :

$$S_{\text{ch}} = l \cdot h$$

$$S_{\text{ch}} = 3,58 \cdot 3 \approx 10,74 \text{ m}^2$$

La vitesse moyenne dans la chambre est :

$$v_{\text{ch}} = \frac{Q_{\text{tot}}}{3600 \cdot S_{\text{ch}}}$$

$$v_{\text{ch}} = \frac{460}{3600 \cdot 10,74} \approx 0,012 \text{ m/s} = 12 \text{ mm/s}$$

Justification : Une vitesse très faible permet un écoulement laminaire et une distribution uniforme du flux vers les bassins de contact, réduisant les turbulences et favorisant le mélange du chlore [16, ?].

Volume de la chambre

Le volume est donné par :

$$V_{\text{ch}} = L_{\text{ch}} \cdot l \cdot h$$

$$V_{\text{ch}} = 2 \cdot 3,58 \cdot 3 \approx 21,5 \text{ m}^3$$

Justification : Ce volume représente environ 14% du volume d'un bassin de contact, suffisant pour dissiper l'énergie du flux et permettre une distribution uniforme sur les deux bassins. Cette proportion (10–20% du volume du bassin) est couramment recommandée [15, ?].

Récapitulatif des dimensions et vitesses

- **Débit total** : $Q_{\text{tot}} = 460 \text{ m}^3/\text{h}$ réparti sur 2 bassins ($Q_b = 230 \text{ m}^3/\text{h}$ par bassin) [15].
- **Temps de contact requis** : $t_c = 20 \text{ min} = 1/3 \text{ h}$ [?].
- **Volume par bassin** : $V = 76,7 \text{ m}^3$.
- **Dimensions du bassin** : largeur $l \approx 3,58 \text{ m}$, longueur $L \approx 7,16 \text{ m}$, hauteur $h = 3 \text{ m}$.
- **Section transversale du bassin** : $S \approx 10,74 \text{ m}^2$.
- **Vitesse moyenne dans le bassin** : $v \approx 0,006 \text{ m/s} = 6 \text{ mm/s}$.
- **Chambre d'entrée** :
 - Longueur : $L_{\text{ch}} = 2 \text{ m}$
 - Section : $S_{\text{ch}} \approx 10,74 \text{ m}^2$
 - Vitesse moyenne : $v_{\text{ch}} \approx 0,012 \text{ m/s} = 12 \text{ mm/s}$
 - Volume : $V_{\text{ch}} \approx 21,5 \text{ m}^3$

Chapitre 5

Calculs hydrauliques de mise en œuvre du projet du
traitement tertiaire

1 Introduction au calcul hydraulique

Le calcul hydraulique constitue une étape essentielle dans la conception des filières de traitement des eaux, car il garantit un écoulement efficace entre les différentes unités tout en évitant les phénomènes indésirables tels que les pertes excessives de charge.

Il vise à déterminer les altitudes optimales, les dimensions des conduites et les pertes de charge admissibles, afin de maintenir un débit conforme aux besoins de traitement tout en optimisant l'utilisation de l'énergie.

Un dimensionnement hydraulique précis permet de garantir la fiabilité, la durabilité et la performance globale du système de traitement.

2 Calcul des pertes de charge dans un filtre à sable

2.1 Données du problème

Les données du problème ont été choisies en se basant sur des valeurs typiques utilisées dans le dimensionnement des filtres à sable pour le traitement des eaux usées [15, 9, ?] :

- Débit total : $Q = 460 \text{ m}^3/\text{h}$.
- Nombre de filtres actifs : $N = 3$.
- Surface filtrante par filtre : $A = 25 \text{ m}^2$.
- Hauteur du lit de sable : $L = h_s = 0,8 \text{ m}$, valeur standard pour des filtres rapides [15].
- Diamètre moyen des grains de sable : $d = 0,5 \text{ mm}$, choisi pour un lit calibré et efficace pour la filtration [9].
- Viscosité dynamique de l'eau : $\mu = 1 \times 10^{-3} \text{ Pa} \cdot \text{s}$ et masse volumique $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$, valeurs standard à température ambiante.
- Porosité du sable : $\epsilon = 0,4$, estimation typique pour un lit de sable non tassé [?].

2.2 Vitesse de filtration (v)

La vitesse de filtration réelle est calculée à partir du débit total et du nombre de filtres actifs :

$$Q_{\text{filtre}} = \frac{Q}{N} \approx 153,33 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$v = \frac{Q_{\text{filtre}}}{A} \approx 6,133 \text{ m/h} \approx 1,704 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

Cette vitesse est conforme aux recommandations pour des filtres rapides à lit de sable, qui suggèrent des vitesses typiques de 5 à 10 m/h [15].

2.3 Perméabilité du sable (k)

La perméabilité du sable est estimée avec la formule de **Kozeny-Carman**, qui relie le diamètre moyen des grains, la porosité et la perméabilité du lit filtrant [?, ?] :

$$k = \frac{d^2 \epsilon^3}{180 (1 - \epsilon)^2} \approx 2,47 \times 10^{-10} \text{ m}^2$$

Cette approche est standard pour les filtres à sable propre et permet de prendre en compte la structure du lit filtrant.

2.4 Perte de charge dans le lit de sable (Δh_s)

La perte de charge est calculée selon la loi de Darcy [15] :

$$\Delta h_s = \frac{\mu L v}{k \rho g} \approx 0,563 \text{ m}$$

Cette valeur représente la perte de charge initiale d'un filtre propre, typique des filtres rapides à lit de sable [15].

2.5 Perte de charge totale du filtre

La perte de charge totale inclut le lit de sable et la couche de gravier sous-jacente [?] :

$$\Delta h_{\text{totale}} = \Delta h_s + \Delta h_g \approx 0,563 + 0,2 = 0,763 \text{ m}$$

Cette estimation est cohérente avec les valeurs observées sur les filtres à sable propre, avant encrassement progressif.

3 Dimensionnement et Calcul Hydraulique d'une Conduite d'Alimentation pour un Filtre à Sable (Clarificateur → Filtre)

Cette section présente le dimensionnement et le calcul hydraulique d'une conduite en PVC reliant le clarificateur à un filtre à sable rapide, en prenant en compte les pertes singulières, le frottement et la pente de sécurité. Les coefficients et paramètres sont basés sur des recommandations standard de la littérature [9, 15, ?].

Données de Conception

- **Débit à traiter (Q)** : $460 \text{ m}^3/\text{h} = 0,1278 \text{ m}^3/\text{s}$, correspondant aux eaux usées épurées provenant du clarificateur.
- **Diamètre de la conduite (D)** : $400 \text{ mm} = 0,40 \text{ m}$
- **Longueur de la conduite ($L_{\text{réelle}}$)** : 30 m

- **Pente adoptée (i)** : $1,5\% = 0,015$, valeur augmentée pour sécuriser l'écoulement gravitaire.
- **Matériau** : PVC
- **Rugosité hydraulique du PVC (ϵ)** : $0,0015 \text{ mm} = 1,5 \times 10^{-6} \text{ m}$ [?].

3.1 Détermination du Débit et de la Vitesse d'Écoulement

La section de la conduite :

$$S = \frac{\pi D^2}{4} \approx 0,1257 \text{ m}^2$$

Vitesse d'écoulement :

$$v = \frac{Q}{S} = \frac{0,1278}{0,1257} \approx 1,02 \text{ m/s}$$

Cette vitesse est compatible avec les recommandations pour les conduites gravitaires alimentant des filtres rapides [9].

3.2 Pertes de Charge Singulières et Frottement

Coefficient de frottement

Le coefficient de frottement de Darcy-Weisbach pour un écoulement turbulent dans un PVC lisse est :

$$f \approx 0,016 \quad (\text{pour } Re \approx 408\,000 \text{ et } \epsilon/D \approx 3,75 \times 10^{-6})[?].$$

Coefficients singuliers considérés

Les coefficients singuliers utilisés sont typiques pour les conduites menant à un filtre rapide [15] :

- Entrée : $K_{\text{entrée}} = 0,5$
- Vanne : $K_{\text{vanne}} = 1,5$
- Clapet anti-retour : $K_{\text{clapet}} = 2,0$
- Coude : $K_{\text{coude}} = 0,6$
- Sortie vers chambre d'entrée du filtre : $K_{\text{sortie}} = 1,0$

$$\sum K_s = 0,5 + 1,5 + 2,0 + 0,6 + 1,0 = 5,6$$

Longueur équivalente pour les pertes singulières

$$L_{\text{eq}} = \frac{\sum K_s \cdot D}{f} = \frac{5,6 \cdot 0,40}{0,016} \approx 140 \text{ m}$$

Longueur totale équivalente

$$L_{\text{totale}} = L_{\text{réelle}} + L_{\text{eq}} = 30 + 140 = 170 \text{ m}$$

Terme de vitesse

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{(1,02)^2}{2 \cdot 9,81} \approx 0,053 \text{ m}$$

Pertes de charge totales

$$h_{\text{totale}} = f \cdot \frac{L_{\text{totale}}}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} = 0,016 \cdot \frac{170}{0,40} \cdot 0,053 \approx 0,36 \text{ m}$$

3.3 Hauteur de Charge Disponible

Hauteur disponible due à la pente de la conduite :

$$H_{\text{disponible}} = L_{\text{réelle}} \cdot i = 30 \cdot 0,015 = 0,45 \text{ m}$$

Analyse et Conclusion

$$h_{\text{totale}} = 0,36 \text{ m} < H_{\text{disponible}} = 0,45 \text{ m}$$

La pente adoptée de 1,5 % garantit un écoulement gravitaire suffisant, en intégrant les pertes de charge dues aux singularités et au frottement. Le diamètre de 400 mm assure un écoulement uniforme vers le filtre et offre une marge de sécurité hydraulique satisfaisante pour le fonctionnement du système.

4 Dimensionnement hydraulique de la conduite de sortie (Filtre → Bassin de Chloration)

Données de base

— Débit de sortie : $Q = 460 \text{ m}^3/\text{h}$

— Conversion du débit :

$$Q = \frac{460}{3600} \approx 0,1278 \text{ m}^3/\text{s}$$

— Longueur de la conduite : $L = 10 \text{ m}$

— Matériau : PEHD (rugosité absolue faible, $\epsilon = 0,0015 \text{ mm}$)

— Coefficient de frottement estimé : $f = 0,020$

- Diamètre intérieur de la conduite : $D = 400 \text{ mm} = 0,40 \text{ m}$
- Objectif de pompage : $\Delta H_{\text{élévation}} = 3 \text{ m}$
- Perte de charge filtre encrassé : $h_{\text{filtre}} = 2,0 \text{ m}$

4.1 Section et vitesse d'écoulement

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(0,40)^2}{4} \approx 0,1257 \text{ m}^2$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0,1278}{0,1257} \approx 1,02 \text{ m/s}$$

4.2 Pertes de charge

Pertes linéaires (Darcy-Weisbach)

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$h_f = 0,020 \cdot \frac{10}{0,40} \cdot 0,053 \approx 0,0265 \text{ m}$$

Pertes singulières

Nous considérons les éléments suivants :

- 2 coudes : $K_{\text{coudes}} = 0,3 \times 2 = 0,6$
- Clapet anti-retour : $K_{\text{clapet}} = 2,0$
- Vanne : $K_{\text{vanne}} = 0,5$
- Entrée et sortie : $K_{\text{entrée+sortie}} = 1,5$

$$\sum K_s = 0,6 + 2,0 + 0,5 + 1,5 = 4,6$$

$$h_s = \sum K_s \cdot \frac{v^2}{2g} = 4,6 \cdot 0,053 \approx 0,244 \text{ m}$$

Pertes totales

$$h_{\text{totale}} = h_f + h_s + h_{\text{filtre}}$$

$$h_{\text{totale}} = 0,0265 + 0,244 + 2,0 \approx 2,27 \text{ m}$$

4.3 Hauteur manométrique totale (HMT)

La pompe doit fournir :

$$H_{\text{MT,calc}} = \Delta H_{\text{élévation}} + h_{\text{totale}}$$

$$H_{\text{MT,calc}} = 3 + 2,27 \approx 5,27 \text{ m}$$

4.3.1 Marge de sécurité

On applique une marge de sécurité de 15 % sur la HMT calculée :

$$H_{\text{MT,proj}} = H_{\text{MT,calc}} \times 1,15 \approx 6,06 \text{ m}$$

4.4 Estimation de la puissance

La puissance hydraulique demandée est :

$$P_h = \rho g Q H_{\text{MT,proj}}$$

$$P_h = 1000 \times 9,81 \times 0,1278 \times 6,06 \approx 7,6 \text{ kW}$$

En tenant compte des rendements ($\eta_p = 0,70$, $\eta_m = 0,90$) :

$$P_{\text{arbre}} = \frac{P_h}{\eta_p \cdot \eta_m} = \frac{7,6}{0,70 \times 0,90} \approx 12,1 \text{ kW}$$

Avec une réserve de sélection de 10–15 % :

$$P_{\text{moteur}} \simeq 13,5 \text{ kW} \Rightarrow \textbf{Moteur recommandé : 15 kW}$$

Conclusion

Pour transférer l'eau du filtre encrassé vers le bassin de chloration, une pompe capable de fournir au minimum $H_{\text{MT}} \approx 6,1 \text{ m}$ est nécessaire (incluant une marge de sécurité). La puissance moteur retenue est de 15 kW.

Chapitre 6

Estimation du coût du projet

Coûts d'Investissement (CAPEX)

Les coûts d'investissement comprennent les travaux de génie civil, les équipements électromécaniques, les médias filtrants ainsi que les réseaux et installations annexes.

1 Génie civil

Les estimations sont fondées sur les volumes de béton armé nécessaires à la réalisation des ouvrages.

1.1 Calcul du volume de béton pour les filtres

1.1.0.1 Données de base :

- Nombre de filtres : $N = 4$ unités
- Dimensions d'un filtre : $L = 5,47$ m, $l = 4,56$ m
- Hauteur des murs : $H = 1,90$ m
- Épaisseur des murs : $e_m = 0,25$ m
- Épaisseur des dalles : $e_d = 0,30$ m

1.1.0.2 Périmètre des murs d'un filtre :

$$P = 2(L + l)$$

$$P = 2(5,47 + 4,56) = 20,06 \text{ m}$$

1.1.0.3 Volume des murs d'un filtre :

$$V_{\text{murs_un}} = P \times H \times e_m$$

$$V_{\text{murs_un}} = 20,06 \times 1,90 \times 0,25 \approx 9,52 \text{ m}^3$$

1.1.0.4 Volume total des murs (4 filtres) :

$$V_{\text{murs_totaux}} = N \times V_{\text{murs_un}}$$

$$V_{\text{murs_totaux}} = 4 \times 9,52 \approx 38,08 \text{ m}^3$$

1.1.0.5 Surface d'une dalle :

$$A_{\text{dalle}} = L \times l$$

$$A_{\text{dalle}} = 5,47 \times 4,56 \approx 24,94 \text{ m}^2$$

1.1.0.6 Volume d'une dalle :

$$V_{\text{dalle_un}} = A_{\text{dalle}} \times e_d$$

$$V_{\text{dalle_un}} = 24,94 \times 0,30 \approx 7,48 \text{ m}^3$$

1.1.0.7 Volume total des dalles (4 filtres) :

$$V_{\text{dalles_totales}} = N \times V_{\text{dalle_un}}$$

$$V_{\text{dalles_totales}} = 4 \times 7,48 \approx 29,92 \text{ m}^3$$

1.1.0.8 Volume total de béton (filtres) :

$$V_{\text{filtres}} = V_{\text{murs_totaux}} + V_{\text{dalles_totales}}$$

$$V_{\text{filtres}} = 38,08 + 29,92 \approx 68,00 \text{ m}^3$$

1.2 Chambre d'entrée (1 unité)

1.2.0.1 Données de base :

- Dimensions intérieures : $L = 2,40 \text{ m}$, $l = 2,13 \text{ m}$, $H = 1,50 \text{ m}$
- Épaisseur des murs : $e_m = 0,25 \text{ m}$
- Épaisseur de la dalle : $e_d = 0,30 \text{ m}$

1.2.0.2 Périmètre des murs :

$$P = 2(L + l)$$

$$P = 2(2,40 + 2,13) = 9,06 \text{ m}$$

1.2.0.3 Volume des murs :

$$V_{\text{murs}} = P \times H \times e_m$$

$$V_{\text{murs}} = 9,06 \times 1,50 \times 0,25 = 3,40 \text{ m}^3$$

1.2.0.4 Surface de la dalle :

$$A_{\text{dalle}} = L \times l$$

$$A_{\text{dalle}} = 2,40 \times 2,13 = 5,11 \text{ m}^2$$

1.2.0.5 Volume de la dalle :

$$V_{\text{dalle}} = A_{\text{dalle}} \times e_d$$

$$V_{\text{dalle}} = 5,11 \times 0,30 = 1,53 \text{ m}^3$$

1.2.0.6 Volume total chambre :

$$V_{\text{chambre}} = V_{\text{murs}} + V_{\text{dalle}}$$

$$V_{\text{chambre}} = 3,40 + 1,53 = 4,93 \text{ m}^3$$

1.3 Caniveaux (longueur totale 23,78 m)

1.3.0.1 Données de base :

- Largeur intérieure $b = 0,60 \text{ m}$
- Hauteur utile $y = 0,31 \text{ m}$
- Épaisseur $e = 0,15 \text{ m}$

1.3.0.2 Volume des parois :

$$V_{\text{parois}} = 2 \times e \times y \times L$$

$$V_{\text{parois}} = 2 \times 0,15 \times 0,31 \times 23,78 \approx 2,21 \text{ m}^3$$

1.3.0.3 Volume du fond :

$$V_{\text{fond}} = b \times e \times L$$

$$V_{\text{fond}} = 0,60 \times 0,15 \times 23,78 \approx 2,14 \text{ m}^3$$

1.3.0.4 Volume total des caniveaux :

$$V_{\text{caniveaux}} = V_{\text{parois}} + V_{\text{fond}}$$

$$V_{\text{caniveaux}} = 2,21 + 2,14 = 4,35 \text{ m}^3$$

1.4 Bassins de chloration (2 unités)

1.4.0.1 Données de base :

- Dimensions d'un bassin : $L = 7,20 \text{ m}$, $l = 3,60 \text{ m}$, $H = 3,00 \text{ m}$
- Épaisseur des murs : $e_m = 0,25 \text{ m}$
- Épaisseur des dalles : $e_d = 0,30 \text{ m}$

1.4.0.2 Périmètre des murs d'un bassin :

$$P = 2(L + l)$$

$$P = 2(7,20 + 3,60) = 21,60 \text{ m}$$

1.4.0.3 Volume des murs d'un bassin :

$$V_{\text{murs_un}} = P \times H \times e_m$$

$$V_{\text{murs_un}} = 21,60 \times 3,00 \times 0,25 = 16,20 \text{ m}^3$$

1.4.0.4 Volume total des murs (2 bassins) :

$$V_{\text{murs_totaux}} = 2 \times V_{\text{murs_un}}$$

$$V_{\text{murs_totaux}} = 2 \times 16,20 = 32,40 \text{ m}^3$$

1.4.0.5 Surface d'une dalle :

$$A_{\text{dalle}} = L \times l$$

$$A_{\text{dalle}} = 7,20 \times 3,60 = 25,92 \text{ m}^2$$

1.4.0.6 Volume d'une dalle :

$$V_{\text{dalle_un}} = A_{\text{dalle}} \times e_d$$

$$V_{\text{dalle_un}} = 25,92 \times 0,30 = 7,776 \text{ m}^3$$

1.4.0.7 Volume total des dalles (2 bassins) :

$$V_{\text{dalles_totaux}} = 2 \times V_{\text{dalle_un}}$$

$$V_{\text{dalles_totaux}} = 2 \times 7,776 = 15,552 \text{ m}^3$$

1.4.0.8 Volume total béton (chloration) :

$$V_{\text{chloration}} = V_{\text{murs_totaux}} + V_{\text{dalles_totaux}}$$

$$V_{\text{chloration}} = 32,40 + 15,552 = 47,952 \approx 47,95 \text{ m}^3$$

1.5 Volume total de béton du projet

$$V_{\text{total}} = V_{\text{filtres}} + V_{\text{chloration}} + V_{\text{chambre}} + V_{\text{caniveaux}}$$

$$V_{\text{total}} \approx 68,00 + 47,95 + 4,93 + 4,35 = 125,23 \text{ m}^3$$

2 Terrassement

Le terrassement consiste à creuser le sol pour enterrer complètement le filtre à sable et partiellement le bassin de chloration. Les volumes sont calculés à partir des dimensions hors sol des ouvrages + profondeur d'enfouissement.

- **Filtres à sable (4 unités, entièrement enterrés)** : On considère le volume du sol à enlever pour chaque filtre :

$$V_{\text{terr_un_filtre}} = L \times l \times H_{\text{enterré}}$$

avec $L = 5,47$ m, $l = 4,56$ m, $H_{\text{enterré}} \approx 2$ m (entièrement enterré) :

$$V_{\text{terr_un_filtre}} = 5,47 \times 4,56 \times 2 \approx 49,88 \text{ m}^3$$

Pour 4 filtres :

$$V_{\text{terr_filtres}} = 4 \times 49,88 \approx 199,52 \text{ m}^3$$

- **Bassins de chloration (2 unités, enterrés 2 m)** :

$$V_{\text{terr_un_bassin}} = L \times l \times H_{\text{enterré}} = 7,2 \times 3,6 \times 2 \approx 51,84 \text{ m}^3$$

Pour 2 bassins :

$$V_{\text{terr_chloration}} = 2 \times 51,84 \approx 103,68 \text{ m}^3$$

- **Volume total terrassement** :

$$V_{\text{terrassement}} = V_{\text{terr_filtres}} + V_{\text{terr_chloration}} \approx 199,52 + 103,68 \approx 303,2 \text{ m}^3$$

2.0.1 Armatures acier

L'acier est calculé à partir d'une **densité d'armature standard pour le béton armé** : 170 kg/m³.

- Volume total béton :

$$V_{\text{béton total}} = V_{\text{filtres}} + V_{\text{chambre}} + V_{\text{caniveaux}} + V_{\text{chloration}} = 68 + 4,93 + 4,35 + 47,95 \approx 125,23 \text{ m}^3$$

- Masse acier :

$$M_{\text{acier}} = V_{\text{béton total}} \times 170 \approx 125,23 \times 170 \approx 21\,290 \text{ kg}$$

3 Médias filtrants

Les volumes nécessaires de sable et de graviers sont calculés à partir des dimensions internes des filtres en tenant compte des épaisseurs respectives de chaque couche :

TABLE 6.1 – CAPEX génie civil détaillé (béton, armatures, terrassement et compléments)

Poste	Volume / quantité	Coût unitaire	Coût total estimé (DZD)
Béton armé	125,23 m ³	18 000 – 25 000 DZD/m ³	2 254 140 – 3 130 750
Acier d'armature	21 290 kg	120 – 180 DZD/kg	2 554 800 – 3 832 200
Terrassement	293,28 m ³	2 500 – 5 000 DZD/m ³	733 200 – 1 466 400
Étanchéité bassins	150 m ²	4 000 DZD/m ²	600 000
Revêtement époxy	150 m ²	2 000 – 4 000 DZD/m ²	300 000 – 600 000
Garde-corps / accès	20 m	10 000 – 20 000 DZD/m	200 000 – 400 000
VRD / clôture	50 m	10 000 – 20 000 DZD/m	500 000 – 1 000 000
Total Génie Civil			7 142 140 – 11 029 350

$$V_{\text{sable}} = 4 \times (5,47 \times 4,56 \times 0,8) \approx 79,58 \text{ m}^3$$

$$V_{\text{graviers}} = 4 \times (5,47 \times 4,56 \times 0,3) \approx 29,84 \text{ m}^3$$

TABLE 6.2 – Estimation des médias filtrants

Poste	Volume	Prix unitaire (DZD/m ³)	Coût total (DZD)
Sable	79,58 m ³	2 000 – 5 000	159 160 – 397 900
Graviers	29,84 m ³	1 000 – 3 000	29 840 – 89 520
Total	109,42 m ³	-	188 999 – 487 420

4 Équipements électromécaniques et instrumentation

Les équipements électromécaniques et l'instrumentation constituent des éléments clés du projet, indispensables pour assurer la fiabilité, la sécurité et l'automatisation de l'installation.

L'estimation qui suit regroupe les principaux lots d'équipements nécessaires à la mise en œuvre : »**

- **Filtration** : pompes de rétrolavage, vannes motorisées, instrumentation associée.
- **Chloration** : pompes doseuses, réservoirs de stockage, analyseurs en ligne.
- **Tuyauteries** : conduites principales, vannes et raccords.
- **Électricité et automatisme** : armoires de commande, API, câblage et capteurs.

TABLE 6.3 – Estimation des équipements électromécaniques

Poste	Fourchette de coût (DZD)
Équipements de filtration	4 000 000 – 7 000 000
Équipements de chloration	1 000 000 – 2 000 000
Conduites et vannes	1 000 000 – 2 000 000
Électricité et automatisme	800 000 – 1 500 000
Total équipements	6 800 000 – 12 500 000

4.1 Tableau récapitulatif des dépenses CAPEX

Nous récapitulons dans ce tableau l'ensemble des dépenses d'investissement requises pour la mise en œuvre du projet.

TABLE 6.4 – Récapitulatif des coûts d’investissement (CAPEX) pour le projet de traitement tertiaire

Poste	Volume / quantité	Coût unitaire / indicatif	Coût total estimé (DZD)
Génie civil			
Béton armé	125,23 m ³	18 000 – 25 000 DZD/m ³	2 254 140 – 3 130 750
Acier d’armature	21 290 kg	120 – 180 DZD/kg	2 554 800 – 3 832 200
Terrassement	303,20 m ³	2 500 – 5 000 DZD/m ³	758 000 – 1 516 000
Étanchéité bassins	150 m ²	4 000 DZD/m ²	600 000
Revêtement époxy	150 m ²	2 000 – 4 000 DZD/m ²	300 000 – 600 000
Garde-corps / accès	20 m	10 000 – 20 000 DZD/m	200 000 – 400 000
VRD / clôture	50 m	10 000 – 20 000 DZD/m	500 000 – 1 000 000
Médias filtrants			
Sable	79,58 m ³	2 000 – 5 000 DZD/m ³	159 160 – 397 900
Graviers	29,84 m ³	1 000 – 3 000 DZD/m ³	29 840 – 89 520
Équipements électromécaniques			
Filtration	-	-	4 000 000 – 7 000 000
Chloration	-	-	1 000 000 – 2 000 000
Conduites et vannes	-	-	1 000 000 – 2 000 000
Électricité et automatisation	-	-	800 000 – 1 500 000
Total CAPEX	-	-	12 155 940 – 22 966 370

Conclusion Générale

Conclusion

Ce travail a porté sur le dimensionnement du traitement tertiaire de la station d'épuration de Souk Letnine, une installation déjà réalisée et opérationnelle. L'objectif principal était de proposer un dimensionnement théorique du traitement tertiaire, fondé sur les normes en vigueur et les données bibliographiques, sans exploitation directe des données réelles de fonctionnement de la station.

En l'absence de données de terrain exploitables, le choix du filtre à sable comme procédé de traitement tertiaire a été retenu sur la base de sa fiabilité, de sa simplicité d'exploitation et de son efficacité reconnue dans l'amélioration de la qualité des eaux traitées. Les calculs de dimensionnement ont ainsi été réalisés à partir d'hypothèses techniques standards, permettant d'estimer les besoins en clarification et en filtration.

Ce travail constitue une approche préliminaire et théorique, destinée à fournir une base de réflexion pour une éventuelle mise en œuvre ou optimisation du traitement tertiaire de la station. Une étude complémentaire, intégrant des données réelles de fonctionnement et des analyses physico-chimiques et microbiologiques des effluents, serait nécessaire afin de valider les hypothèses retenues et d'évaluer avec précision les performances du procédé proposé.

Bibliographie

- [1] Rejsek, F. *Assainissement des eaux usées : procédés, réglementation et impacts*. Paris : Éditions Tec & Doc, 2002.
- [2] Koller, M. *Traitement tertiaire des eaux usées et réutilisation*. Paris : Lavoisier, 2004.
- [3] Satin, M.; Selmi, B.; Bontoux, J. *Guide technique pour la réutilisation des eaux usées traitées*. Genève : Organisation Mondiale de la Santé (OMS), 1999.
- [4] Gaïd, A. *L'épuration des eaux usées urbaines et industrielles*. Alger : Office des Publications Universitaires, 1984.
- [5] SCP. *Rapport de synthèse Algérie*. Projet COSTEA REUSE, 2022. (Réf. affaire : 2020_12_15-FR-ETU-COSTEA REUSE, mars 2022).
- [6] WABAG. *Réalisation et équipement de la station d'épuration des eaux usées de Souk El Tenine*. Office National de l'Assainissement (ONA), 2007.
- [7] STE. *Les traitements tertiaires : pour quoi faire ?* Polytech Montpellier, 2015. (14^e séminaire Eau, année universitaire 2014–2015).
- [8] Journal Officiel de la République Algérienne. *Décret exécutif n° 09-209 du 11 juin 2007 fixant les modalités d'octroi de l'autorisation de déversement des eaux usées*. JO n°41, 2007.
- [9] Metcalf & Eddy; Tchobanoglous, G.; Burton, F. L.; Stensel, H. D.; Tsuchihashi, R.; Rexing, G. F. *Wastewater Engineering : Treatment and Resource Recovery*, 5^e édition. McGraw-Hill Education, 2014.
- [10] American Water Works Association (AWWA); American Society of Civil Engineers (ASCE). *Water Treatment Plant Design*, 5^e édition. McGraw-Hill Education, 2012.
- [11] Zhao, P.; Ma, M.; Hu, Y.; Wu, W.; Xiao, J. *Comparison of international standards for irrigation with reclaimed water*. Agricultural Water Management, vol. 274, 2022, 107974. Elsevier.
- [12] Arrêté interministériel du 15 juillet 2012. JO n°41, 2012, Journal Officiel de la République Algérienne.
- [13] *Introduction à l'hydraulique appliquée*. Alger : Éditions Académiques, 2023.
- [14] Droste, R. L.; Gehr, R. *Theory and Practice of Water and Wastewater Treatment*, 2^e édition. Hoboken, NJ : John Wiley & Sons, 2018.
- [15] Degremont. *Traité de l'Eau*, 10^e édition. Paris : Lavoisier, 2010.
- [16] Hammer, M. J.; Hammer, M. J. Jr. *Water and Wastewater Technology*, 5^e édition. Prentice Hall, 2004.
- [17] Rodier, J. et al. *L'Analyse de l'eau : eaux naturelles, eaux résiduaires, eau de mer*, 9^e édition. Paris : Dunod, 2009.