

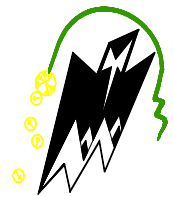
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

*En vue de l'obtention du diplôme Master en Génie Civil.
Option : Construction Hydraulique et Aménagement (CHA).*

THEME



**Dimensionnement d'une
station d'épuration.
Sise à Azazga**

Dirigé par :

M^r : DEHMOUS. H

Présenté par:

M^r : RIHANE Mouloud.

M^{elle} : SEDDOUR Djamilia.

Promotion 2013-2014

REMERCIEMENT

Tout d'abord nous remercions Dieu, de nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience de pouvoir accomplir ce travail,

Nous adressons nos vifs remerciements à notre promoteur

Mr DEHMOUS.H.

Nous tenons à remercier Mr ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, ,, d'avoir honoré notre jury en acceptant de le présider.

Nos remerciements s'adressent également au membre du jury pour avoir accepté de juger notre travail.

Nos remerciements vont également à tout le personnel de :

- La DHW de Tizi Ouzou en particulier Mr.Meradji .Y
- L'APC d'Azazga.
- La Subdivision d'Hydraulique d'Azazga.

Nous tenons à exprimer tout au fond de nos cœurs les reconnaissances à nos familles qui nous ont offert toujours un appui sûr par leurs soutiens et leurs encouragements. Nos plus vifs remerciements vont également à tous nos amis (es), pour le soutien qu'ils nous ont apportés durant toutes ces années d'études. A tous ceux qu'ont contribués de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

Merci

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en guise d'amour, du respect et de reconnaissance à :

A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont soutenue durant toutes ces années de formation ;

A mes chers frères et sœurs ;

A les deux petits Nabil et Warda ;

A tout mes amis sans exception surtout ma cousine Razika et ma copine Thiziri ;

A mon ami binôme avec qui j'ai partagé ce travail **Mouloud**

Toute la promotion CHA 2013/2014.

Djamila

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en guise d'amour, du respect et de reconnaissance à :

A mes chers parents, pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard et qui m'ont soutenu durant toutes ces années de formation ;

A mes chers frères et sœurs ;

A les deux petits Bilal et Ahlem ;

A tout mes amis sans exception ;

A mon amie binôme avec qui j'ai partagé ce travail Djamila

Toute la promotion CHA 2013/2014 .

Mouloud

sommaire

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

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.1.Introduction.....	2
I.2.Situation géographique.....	2
I.3 .Situation démographique.....	3
I.4.Situation géologique.....	4
a. Le flysch crétacé.....	5
b. Les argiles sous numidien.....	5
c. Les grès numidien.....	5
d. Les éboulis numidien.....	5
I.5.Situation hydrologique.....	5
I.5.1.Climat.....	5
I.5.2.Température	6
I.6.Présentation du site d'implantation de la station d'épuration.....	6
I.7.Conclusion.....	7

Chapitre II : Les différents procédés d'épuration des eaux usées

II.1. Introduction.....	8
II.2.Traitement des eaux usées.....	8
II.3Principaux procédés d'épuration.....	8

II.3.1. Les procédés physiques.....	9
II.3.2. Les procédés physico-chimique.....	9
II.3.3. Les procédés biologiques.....	9
II.4. Organisation d'une station d'épuration des eaux usées urbaines.....	9
II.4.1. Les prétraitements.....	10
II.4.1.1. Le dégrillage.....	10
a. Les grilles manuelles.....	10
b. Les grilles mécaniques.....	10
▣ Les grilles droites.....	11
▣ Les grilles courbes.....	11
II.4.1.2. Le tamisage.....	11
II.4.1.3. Le dessablage.....	11
II.4.1.4. Le dégraissage et déshuilage.....	12
II.4.2. Le traitement primaire.....	12
II.4.3. Le traitement secondaire.....	12
II.4.3.1. Principaux traitements biologiques des eaux usées.....	13
a. Les procédés biologiques extensifs.....	13
b. Les procédés biologiques intensifs.....	14
b.1. Procédés à culture fixe.....	14
➤ Lits bactériens	14
Le matériau de remplissage	14
b.2. Procédés à culture libre.....	15
➤ Les boues activées.....	15
Paramètre de fonctionnement d'un réacteur biologique (bassin d'aération)	15
➤ La charge massique.....	15

➤ La charge volumique.....	16
❖ Besoin en oxygène.....	16
1. Procédé à forte charge.....	17
2. Procédé à moyenne charge.....	17
3. Procédé à faible charge.....	17
II.4.4.Le traitement complémentaire.....	17
II.4.4.a Désinfection.....	17
II.4.5.Le traitement des boues résiduelles.....	18
II.4.5.a. Epaissement.....	18
II.4.5.b. Déshydratation.....	18
II.4.5.c. Lit de séchage.....	18
II.5.Conclusion.....	19

Chapitre III : Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes.

III.1.Introduction.....	20
III.2.Population raccordée au nouveau réseau d'assainissement.....	20
III.3.Estimation des besoins en eau potable de la commune.....	21
III.4.Estimation des débits rejetés en eaux usées pour l'horizon 2040.....	22
III.4.1.Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	22
III.4.2.Estimation des débits des eaux usées d'équipement.....	22
III.4.3.Estimation des débits des eaux usées totales.....	23
III.4.4.Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab).....	23
III.5.Calcul des charges hydrauliques et charges polluantes.....	24

III.5.1.Calcul des charges hydrauliques.....	24
➤ Débit moyen journalier des eaux usées.....	24
➤ Débit moyen horaire.....	24
➤ Débit de pointe par temps sec.....	25
➤ Débit de pointe par temps de pluie.....	25
➤ Débit maximal entrant à la step.....	26
III.5.2.Calcul des charges polluantes.....	26
➤ Charges en DBO ₅	27
➤ Rendement épuratoire	27
➤ Charges en MES	28
➤ Rendement épuratoire	28
III.6 .Conclusion	29

Chapitre IV : Dimensionnement de la station d'épuration

IV.1. Introduction	30
IV.2. Le dégrillage	30
IV.2.1. Dimensionnement de dégrillage	31
a) Dégrilleur grossier	31
b) Dégrilleur fin	32
c) IV.2.2.Calcul Les pertes de charge	33
IV.2.2.1. Calcul des pertes de charge pour la grille grossière.....	34
a. Grille grossière avec des barreaux circulaires	34
b. Grille grossière avec des barreaux rectangulaires	34
IV.2.2.2: Calcul des pertes de charge pour la grille fine	34

a. Grille fine avec des barreaux circulaires	34
b. Grille fine avec des barreaux rectangulaires	34
IV.2.3. Calcul du volume des déchets retenus des grilles.....	35
➤ Pour une grille grossière	35
➤ Pour une grille fine	35
IV.3. Dessablage- déshuilage	36
IV.3.1. Dessablage	36
IV.3.2. Déshuilage	37
IV.3.2.1. Dimensionnement le dessableur-déshuileur	38
IV.3.2.2. Besoins en air	39
IV.3.2.3. Les matières extraites de dessableur-déshuileur	39
➤ Les refus de dessablage	39
➤ Les refus de dégraissage	40
➤ IV.3.2.4. La quantité de sable extrait du dessableur	40
IV.4. Le traitement secondaire	41
IV.4.1.Introduction	41
IV.5. Bassin d'aération	41
➤ Principe	41
➤ Dispositions constructives	41
IV.5.1. Dimensionnement	42
➤ Calcul du volume du bassin d'aération	42
➤ Calcul de la surface unitaire de chaque bassin	42

➤ Calcul de la largeur et de la longueur de chaque bassin « l et L ».....	43
➤ Calcul du temps de séjour (t_s) dans le bassin à partir du débit moyen horaire.....	43
IV.5.2 Les systèmes d'aération	44
IV.6. Décanteur secondaire (clarificateur)	44
➤ Calcul de la surface de l'ouvrage.....	45
➤ Calcul du diamètre d'un clarificateur	45
➤ Calcul de Rayon de clarificateur	45
IV.6.1. Calcul de temps de séjour	46
IV.6.2. Production des boues	47
☐ Calcul de la quantité des boues en excès « ΔB »	47
IV.7. Ouvrage du traitement tertiaire (désinfection)	49
VI.7.1. Calcul de la dose de chlore pour la désinfection (D_d)	49
IV.7.2. Calcul de volume du bassin de désinfection.....	49
IV.7.3. Calcul de la surface horizontale du bassin de désinfection (S_d).....	49
IV.7.4. Calcul de la longueur du bassin de désinfection (L_d).....	50
IV.8. Traitement des boues.....	51
IV.8.1. Epaississement.....	51
IV.8.2. Dimensionnement.....	51
➤ Calcul du diamètre.....	52
➤ Calcul du volume.....	52
➤ La concentration des boues à l'extraction.....	52
➤ Le temps de séjour.....	52
IV.9. Déshydratation des boues (lit de séchage).....	53
IV.9.1. Surface de lit de séchage.....	53
IV.9.2. Calcul du nombre de lit séchage.....	54
IV.9.3. Calcul du volume du lit de séchage (V_L).....	55

Chapitre V : Caractéristiques des matériaux.

V.1.Introduction	56
V.2. Etat limites	56
V.2.1. Etat limite ultime (ELU).....	56
V.2.2.État limite de service (ELS).....	56
V.3. Le béton	57
V3.2.1. Composition du béton	57
❖ Ciment	57
❖ Granulats.....	57
❖ Sable.....	57
❖ Eau	57
V.3.2. Résistance du béton à la compression (Art2.1,2 2 du BAEL91)	57
➤ pour j >28 jours.....	58
V.3.3. Résistance du béton à la traction (Article 2.1.12 du BAEL91)	58
V.3.4. Module de déformation longitudinale.....	58
V.3.5. Module de déformation transversale du béton	59
V.3.6. Les contraintes limites de calcul	59
V.3.7. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)	59
V.3.8. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....	60
V.3.9. Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL).....	61
V.3.10. Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression	61
• à l'état limite ultime (ELU).....	61

☐ à l'état limite de service (ELS)	62
V.4. ACIERS	63
V.4.1. Limite d'élasticité	63
☐ A L'ELU	64
• A L'ELS	64
V.4.2. Les sollicitations	65
V.4.2.1. Combinaison de calcul à l'ELU	65
❖ Situation durable ou transitoire (SDT)	65
❖ Situation accidentelle (SA)	65
V.4.2.2. Combinaison de calcul à l'ELS	65
V.5. Ferrailage minimum A_{min}	66
a) Traction simple : (Condition de non fragilité).....	66
b) Compression simple.....	66
c) Flexion simple	66
d) Flexion composée	67
✓ N compression	67
✓ N traction	67
✓ V.6. Actions – sollicitations	67
✓ Action permanentes.....	67
✓ Actions variables	67
✓ Actions accidentelles.....	67
V.7 Hypothèses de calcul	67
V.7.1. État limite ultime (ELU)	67
V.7.2. Etat limite de service (ELS)	68

Chapitre VI : Descentes des charges

VI.1.Introduction	69
VI.2. pré-dimensionnement des éléments	69
a- Epaisseur du radier.....	69
b- Epaisseur des voiles.....	69
VI.3. Caractéristiques du réservoir.....	69
VI.4. Description du réservoir	70
VI.5. Les charges permanentes	70
VI.5.1. Poids de voile périphérique (paroi du réservoir) P_p	70
a- Poids de la paroi P_{paroi}	70
b- Poids de la goulotte $P_{goulotte}$	71
VI.5.2. Poids de radier P_{radier}	72
VI.5.3. Poids de gousset	72
VI.6. Le poids total de notre ouvrage vide.....	72
VI.7. Poids de l'eau	72
VI.8. Poids total (poids total de notre ouvrage vide + Poids de l'eau).....	73
VI.9. Poids du béton de propreté $P_{propreté}$	73

Chapitre VII : Etude géotechnique

VII.1.Introduction	74
VII.2. But de l'étude géotechnique	74
VII.3. Séismicité	74
VII.4. Travaux de reconnaissance	74

a. Essais de pénétration dynamique	74
b. Sondage.....	75
• Essais de laboratoire	75
• Analyses chimiques du sol	75
VII.4. Interprétation des résultats.....	75

Chapitre VIII : Calcul du ferrailage

VIII.1. Introduction	77
VIII.1.1. Calcul de la paroi cylindrique sous l'effet hydrostatique	77
VIII.1.1.1. Calcul la Pression unitaire sur chaque bande de la paroi	77
VIII.1.1.2. Calcul des armatures circulaire (cerces)	78
➤ Etat limite ultime (ELU).....	78
➤ Etat limite de service (ELS)	79
➤ Vérification de la condition de non fragilité (CNF)	80
➤ Choix des armatures.....	80
VIII.1.2. Calcul de la paroi cylindrique sous la poussée des terres	81
VIII.1.2.1. Calcul la poussée des terres sur chaque bande de la paroi.....	81
VIII.1.2.2.Calcul des armatures circulaire (cerces).....	81
➤ Etat limite ultime (ELU)	82
➤ Etat limite de service (ELS)	83
➤ Vérification de la condition de non fragilité (CNF)	84
• Choix des armatures	84
VIII.2.3. Calcul du moment à l'encastrement paroi radier.....	85

• Diagramme des moments	85
VIII.2.3.1. Calcul de l'abscisse X_0 où le moment de flexion est nul	87
VIII.2.3.2. Calcul de l'abscisse X_1 du moment de flexion maximal	87
VIII.2.3.3. Calcul du moment négatif maximal M'	87
➤ Etat limite ultime	87
➤ Etat limite de service (ELS)	88
VIII.3.4. Calcul des armatures verticales.....	89
➤ Etat limite ultime (ELU).....	89
✓ Au bord du moment positif maximal	89
✓ Au bord du moment négatif maximal	90
➤ Etat limite de service	90
✓ Au bord du moment positif maximal.....	90
✓ Au bord du moment négatif maximal	91
✓ Condition de non fragilité (C.N.F.).....	91
VIII.4. Etude de la goulotte	94
VIII.4.1. Introduction	94
VIII.4.2. Dimension de la goulotte	94
VIII.4.3. Ferrailage de la goulotte	94
VIII.5. Etude de radier circulaire	97
VIII.5.1. Introduction	97
VIII.5.2. Choix du type de fondation	97

VIII.5.3. Calcul de l'épaisseur du radier circulaire hr	98
A. Justification vis à vis du poinçonnement (1 ^{er} condition)	98
B. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant (2 ^{eme} condition).....	99
VIII.5.4. Vérification de la condition de rigidité.....	100
VIII.5.5. Vérification des contraintes sur le sol.....	100
A. Vérification en situation durable et transitoire.....	100
B. Vérification de la stabilité de l'ouvrage.....	101
VIII.5.6. Calcul des contraintes	101
A. Situation durable et transitoire (SDT).....	101
➤ Calcul à l'état limite de service (ELS).....	101
VIII.5.7. Ferrailage du radier.....	102
VIII.5.7.1. Calcul du moment radial et tangentiel	102
a- Calcul le moment radial Mr.....	102
• Calcul des armatures.....	103
➤ A l'état limite de service	103
b- Calcul du moment tangentiel M_t	104
• Calcul des armatures tangentielles	104
➤ A l'état limite de service	104
VIII.5.7.2. Calcul de l'effort tranchant	105
VIII.5.7.3. Vérification de l'effort tranchant	106

Chapitre IX : Gestion et exploitation de la step

IX.1. Introduction.....	108
IX.2. Contrôle de fonctionnement.....	108
• Contrôles journaliers	109
• Contrôles périodiques	109
IX.3. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station.....	110
• Mesure de la turbidité	110
• Mesure de la teneur en oxygène dissous.....	110
• Mesure de pH et température	111
IX.4. Entretien des ouvrages.....	111
• Le dégrilleur	111
• Dessableur-déshuileur	111
• Désinfection des eaux épurées	111
• Lits de séchage	112
• Bassin d'aération	112
• Clarificateur	112
• Epaisseur.....	113
IX.5. Hygiène et sécurité dans le travail.....	113
Risques liés au travail	113
a. Les risques banals	114
b. Les risques spécifiques	114
Risques associés aux gaz, vapeurs et poussières	114
c. Autres risques	115
IX.6. Disposition générale	115

IX.7. Conclusion	116
------------------------	-----

Conclusion général.....	117
--------------------------------	------------

Bibliographie.....	118
---------------------------	------------

Annexe

Symboles et abréviations

Partie hydraulique :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population de l'année de référence.

n : L'écart d'années entre les deux horizons.

T : Taux de croissance de la population.

Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m^3/j).

N : Nombre d'habitants.

D : Dotation théorique ($l/j/ha$) égale à 200 $l/j/hab$.

ADE : Algérienne Des Eaux.

$Q_{mj.EU}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques.

K_r : Coefficient de rejet.

DHW : Direction de l'Hydraulique de la Wilaya.

C : Consommation moyenne journalière.

Q_{EUT} : Débits des eaux usées totales.

Q_{EUdom} : Débits des eaux usées domestiques.

$Q_{EUéqui}$: Débits des eaux usées d'équipement.

Eqhab : Equivalent Habitant.

Q_{moyh} : Débit moyen horaire.

Q_{pts} : Débit de pointe par temps sec.

Q_{ptp} : Débit de pointe par temps de pluie.

α : Coefficient de dilution.

$Q_{\max}$: Débit maximal entrant à la STEP.

DBO : Demande biochimique en oxygène.

Dco : Demande chimique en oxygène.

R : Rendement.

MES : Matière en suspension.

MVS : Matière volatiles en suspension.

C_i : Concentration à l'entrée de la station.

C_f : Concentration à la sortie de la station.

e : Espacement entre les barreaux.

b : Epaisseur des barreaux.

V : Vitesse de passage.

δ : Coefficient de colmatage.

β : représente la fraction de surface occupée par les barreaux.

$\beta = \text{Epaisseur des barreaux} / \text{Largeur total de la grille.}$

ΔH : Pertes de charge.

V_R : Le refus annuel.

Vasc : Vitesse ascensionnelle.

L : Longueur (mouillé).

l : Largeur (mouillé).

H : Hauteur (mouillé).

Q_{air} : Débit d'air.

V_{air} : Volume d'air.

S_b : Surface du bassin.

V_B : Volume du bassin.

t_s : Temps de séjour (h).

$V_{u\ tot}$: Volume unitaire total.

ΔB : Production des boues (kg/jour).

D_d : Dose de chlore (Kg/j).

t_c : Temps de contact (mn).

C_s : Charge massique des boues (kg.MS/ m².j).

Q_b : La quantité des boues à extraire en m³/an.

N_L : Nombre de lit de séchage (lits).

H_{GG} : Epaisseur de la couche gravier gros (m).

H_{GF} : Epaisseur de la couche gravier fin (m).

H_S : Epaisseur de la couche de sable (m).

H_B : Epaisseur des boues épandues (m).

Partie Génie civil:

BAEL : Béton armé à l'état limite.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite de service.

A : Coefficient d'accélération de zone.

R : Facteur de comportement

η : Facteur de correction ; Coefficient de fissuration.

a_m : Accélération.

ω_0 : Pulsation propre d'oscillation

Dmax : Hauteur max des vagues.

g : Gravité

h_i : Hauteur de la bande (i).

q_i : Pression unitaire sur chaque bande.

$\bar{w}$: Masse volumique de liquide.

Q_i : Pression moyenne sur chaque zone (i).

T_i : Effort de traction.

T_u : Armature à l'état limite ultime.

T_s : Armature à l'état limite de service.

FPN : Fissuration peu nuisible.

FTP : Fissuration est très préjudiciable

FP : Fissuration est préjudiciable.

CNF : Condition de non fragilité.

f_e : Limite élastique de l'acier.

f_{bu} : Contrainte admissible de flambement.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

l_f : Longueur du flambement.

γ_{sol} : Poids volumique du sol.

K : Coefficient de poussée.

φ : Angle de frottement.

F_i : Effort de compression.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

D_{int} : Diamètre intérieure.

H_e : Hauteur d'eau.

C : Centre de pression.

e_0 : Excentricité.

e : Epaisseur.

e_r : Epaisseur de radier.

e_r : Epaisseur de paroi.

μ : Coefficient de poisson.

M_0 : Moment à l'encastrement, masse

X_0 : Abscisse du moment de flexion nul.

M' : Moment de flexion négatif maximal.

X_1 : Abscisse du moment de flexion négatif maximal.

M_u : Moment ultime.

M_s : Moment de service.

M_r : Moment radial.

M_t : Moment tangentiel.

M_r : Moment réduire.

M_e : Masse d'eau dans le réservoir

$M_{\text{renversant}}$: Moment renversant.

$M_{\text{stabilisant}}$: Moment stabilisant.

M_f : Moment de flexion.

P : Poids

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation, facteur de qualité.

T : Effort tranchant, période.

N_u : Effort de compression

E : Module d'élasticité du béton

b_0 : Largeur.

d : Distance des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.

d' : Distance des aciers comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.

Z : Bras de levier entre les aciers et le béton.

U_c : Périmètre.

γ_s : Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.

γ_b : Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.

St : Espacement.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte dans l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression de béton.

τ : Contrainte de cisaillement.

λ : Elancement.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie.

$N_{res.}$: Effort normal résistant.

Δ : Coefficient de minoration.

B_r : Aire du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement.

Introduction générale

La pollution résulte de l'introduction dans un milieu des substances conduisant à son altération.

Altérer la qualité de l'eau, c'est nuire à la vie de l'homme et des autres êtres vivants qui en dépendent.

L'urbanisation qui a conduit à la concentration de l'habitat humain et de l'industrie a entraîné l'agression physique et chimique de l'environnement et une difficulté croissante dans la gestion de nos déchets.

L'eau est alors devenue un vrai récepteur de nos déchets. Parfois, les eaux usées sont peu contaminées par les déchets industriels, il existe des cas où ils sont déversés directement dans les milieux récepteurs. A cet effet, les eaux usées sont traitées dans les stations d'épuration (**STEP**) avant d'être rejetées dans le milieu récepteur.

La prise de conscience des dangers que représentent les polluants pour la santé publique a conduit les gouvernements à une réflexion sur le problème de rejets urbains. La directive de l'Organisation Mondiale de la Santé (**OMS**) a imposé des niveaux d'épuration des systèmes aquatiques, mais cela impose de bien savoir implanter et gérer les STEP, car l'exploitation et la gestion de ces dernières nécessitent un professionnalisme développé.

Notre mémoire de fin d'étude s'inscrit dans cette logique. En effet notre projet consiste à mettre en place un dispositif de traitement pour l'épuration des eaux usées de la ville d'azazga.

I.1. Introduction :

Avant d'entamer l'étude pour la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées, il est nécessaire de faire une présentation globale sur la zone d'étude qui est la ville d'Azazga (zone d'implantation).

I.2. Situation géographique :

La commune d'Azazga (chef lieu de daïra) s'étale sur une superficie de 77,05Km², avec une population estimée à 34 683 hab en 2008, soit une densité de 232 hab/Km².

La ville d'Azazga est située à environ trente sept (37) kilomètres à l'est de Tizi-Ouzou sur l'axe de la route nationale N° 12 reliant la wilaya de Tizi-Ouzou à celle de Béjaïa.

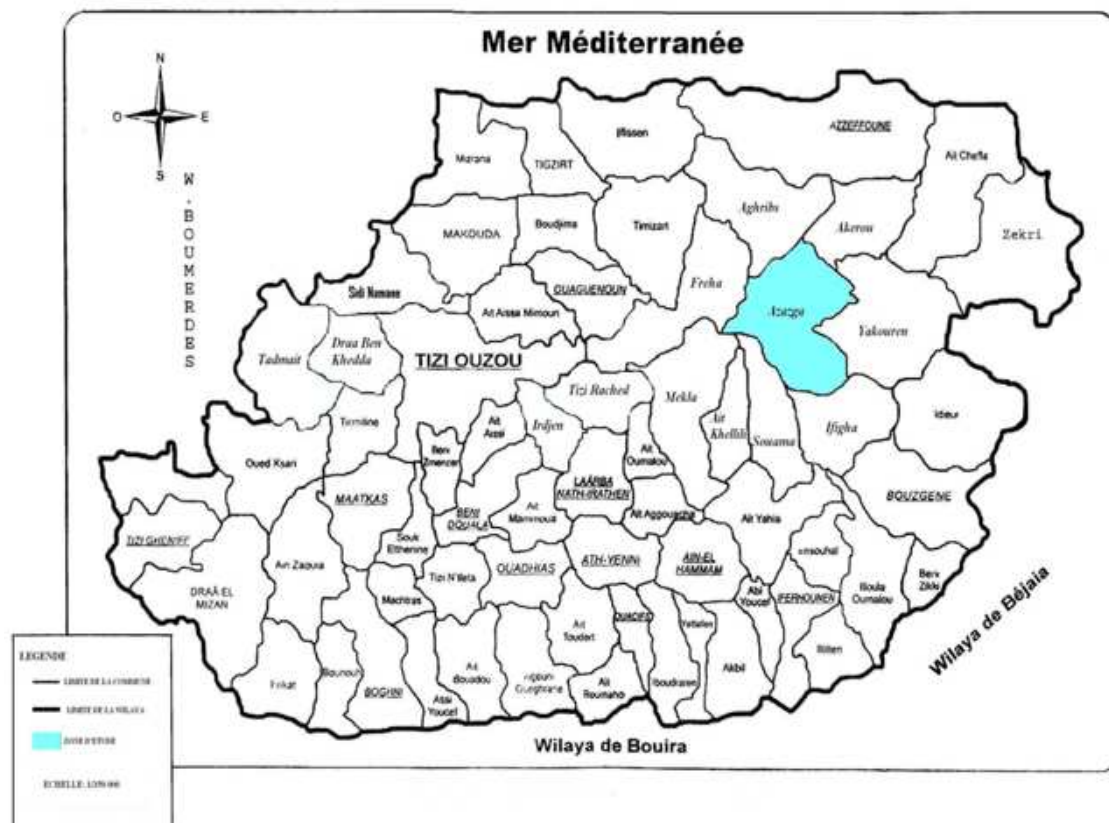


Figure I.1. Situation géographique de la région d'étude

Faisant partie de la wilaya de Tizi-Ouzou, et comme le montre la figure I.1, la ville d'Azazga est délimitée :

- Au Nord par les communes d'Agribs et Akerou ;

- A l'est par la commune de yakourene ;
- A l'ouest par la commune de freha ;
- Au sud par les communes de Mekla, Ait Khelil et Souamaa

La daïra d'Azazga regroupe cinq communes à savoir

- La commune d'Azazga ;
- La commune d'lfigha ;
- La commune de Zekri ;
- La commune de Yakourene ;
- La commune de Freha.

La commune d'Azazga se situe, entre 36° 44' 43'' Nord et 4° 22'16'' Est, à une altitude qui varie de 150 à 1014m.

I.3. Situation démographique :

Pour pouvoir déterminer les débits d'eaux usées d'origine domestique à traiter, il est nécessaire d'évaluer la population desservie et son évolution en fonction du temps.

Pour déterminer la population future, plusieurs méthodes donnent des relations plus ou moins approximatives selon les caractéristiques de la ville considérée.

Dans notre cas, nous avons opté pour la méthode dite à taux de croissance géométrique qui stipule que la croissance est directement proportionnelle à la population actuelle, soit :

$$P = P_0 (1 + t)^n$$

Avec :

P : Population future à l'horizon considéré ;

P₀ : Population à l'année de référence 2008 ;

t : Taux d'accroissement annuel de la population en %.

t = 3% ; (d'après les services de l'APC d'Azazga).

n : Nombre d'année séparant l'année de référence à l'horizon considéré.

Il est à noter que les populations raccordées au réseau d'assainissement dont les eaux seront traitées par la future station d'épuration résident dans les villages suivants :

- Tizi-Bouchène ;
- Ighil-Bouzel ;
- Tadart y compris Tala-Oukouchah et Tazaghart ;
- Chef lieu de la ville d'Azazga et ses périphéries : Taazibt, Agouni-Guizène .

En utilisant le recensement RGPH 2008 avec un taux de croissance de la population de 3%, l'estimation de la population aux différents horizons du calcul sont reportés dans le tableau suivant :

Tableau I.1. Evolution de la population raccordée à la station d'épuration pour différent horizon.

Horizon Désignation	2008	2014	2025	2040
Centre ville + Taazibt +Agouni-Guizène	6965	8316	11 512	17 935
Tadart+ Tala-Ou kouchah + Tazaghart	3169	3783	5238	8160
Tizi-Bouchène	6700	8000	11 074	17 253
Ighil-Bouzel	3155	3767	5215	8124
Total	19 989	23866	33 039	51472

I.4. Situation géologique :

L'étude géologique de la région d'Azazga datant de 1987, à été élaborée par le laboratoire des travaux publique du centre (LTPC). Cette étude nous renseigne sur la structure et les caractéristiques des sols de la région.

Toutefois, les facies existant et leurs principaux caractères lithologiques sont repartis dans l'espace de la manière suivante :

a- Le flysch crétaé :

Ce faciès occupe la majeure partie des terrains explorés tout au long de la dépression d'Azazga, il est en partie masqué à l'ouest par le miocène et chevauché à l'est par le numidien.

b- Les argiles sous numidien :

Ce sont des argiles rouges et vertes à bancs décimétriques de grès datés de l'oligocène. Elles affleurent principalement à l'Est (amont de la ville) et au Nord-Est.

c- Les grès numidiens :

Ils constituent les principaux reliefs du Djebel Abed à l'extrémité Est de la région. Des bancs massifs, découpés en panneaux par un système de failles, sont visibles immédiatement à l'est de la ville. Ces panneaux sont effondrés par rapport aux numidiens en place (relief de Djebel Abed).

d- Les éboulis numidiens :

Ce sont des blocs de grès de toutes tailles, arrachés au relief du Djebel Abed. Ils forment des nappes d'éboulis et se répandent largement dans les secteurs du centre Nord-Est et Sud-Est toutes les formations ainsi décrites sont allochtones (à l'exception des éboulis). Elles ont donc subi un déplacement pendant ou après leur formation. Elles forment deux unités tectoniques.

_ L'unité de flysch d'Azazga, composée de deux termes argilo-marneux à petits bancs de grès ;

_ L'unité numidienne constituée d'argiles à la base et de grès (aquitanien) au sommet.

Ce sont les deux (02) principales unités identifiées dans la région. Elles sont séparées par un contact anormal majeur passant à l'Est d'Azazga de direction Nord- Sud. Suite à cette tectonique tangentielle, une tectonique cassante marquée par un système de failles verticales découpe les grès numidiens en panneaux effondrés par rapport aux grès du Djebel Abed.

I.5. Situation hydrologique :**I.5.1. Climat:**

Les données climatiques ont été récoltées au sein de l'ONM, de l'ANRH de la subdivision et des services de l'APC d'Azazga.

La commune fait partie du bassin versant de haut sebaou. Ce dernier est caractérisé par un climat méditerranéen de type chaud et sec en été, humide et froid en hiver.

I.5.2. Température :

Elles sont très variables : basses en hiver ($< 10^{\circ}\text{C}$) et relativement élevées en été et plus particulièrement en juillet et août (25 à 35°) avec parfois des sommets de 40° dans la journée.

Pour une même période des variations significatives de température peuvent être ressenties entre l'Est (zone forestière) et le sud de la commune.

Le tableau I.2 représente les températures moyennes mensuelles sur dix dernières années.

Tableau I.2. Températures moyennes mensuelles (2000-2010).

MOIS	J	F	M	A	M	J	JL	A	S	O	N	D
T ($^{\circ}\text{C}$)	5	4,5	9,5	15,9	20,7	28,3	35,4	35,7	32,3	17,3	12,3	4,5

Source : ONM.

I.6. Présentation du site d'implantation de la station d'épuration :

La station d'épuration projetée sera implantée sur un terrain domanial, qui se trouve dans la commune d'Azazga au lieu dit «Ighil kerboudj», limité par un cours d'eau. La superficie disponible pour l'implantation de la step est de 3 ha. Les critères de sélection de ce site sont les suivants :

- _ Situation topographique favorable (un point bas) ce qui facilité l'écoulement gravitaire des rejets.
- _ Les habitants riverains sont suffisamment éloignés ; à une distance environ de 600m.
- _ Disponibilité du terrain (3 ha).
- _ Terrain plat ce qui réduit les travaux de terrassement lors de la réalisation de la station d'épuration.
- _ Le site se trouve à un niveau relevé par rapport au lit de l'oued donc suffisamment protégé contre les risques d'inondation ;

- _ La source d'énergie électrique est très proche (la ligne électrique de moyenne tension approximation du site) ;
- _ Le site est situé à proximité de la nouvelle autoroute ce qui facilite l'exploitation et la gestion de la step (bonne servitude).

I.7. Conclusion :

Il ressort de cette étude que la ville d'Azazga est caractérisée par un climat méditerranéen. Le relief pratiquement inclinés, surtout dans la partie haute ce qui favorise l'écoulement gravitaire vers la partie basse.

- _ Le développement de ces eaux usées chargées en matières polluantes peut causer un problème de santé publique et altérer les fonctions de ce milieu naturel d'où la nécessité de l'installation d'une station d'épuration.

En effet, le site d'implantation de la station à été choisi en fonction de certains critères, a savoir :

- _ L'éloignement des habitants ;
- _ Topographie du terrain ;
- _ Position par rapport au réseau d'assainissement ;
- _ Géologie du terrain ;
- _ Position par rapport à la zone de réutilisation agricole.

SITE D'IMPLANTATION DE LA STEP D' AZAZGA Ighil Kerboudj Commune d'Azazga



II.1.Introduction :

Les eaux résiduaires regroupent : les eaux usées d'origine urbaines ou domestiques, ainsi que les eaux usées d'origine industrielles et agricoles, ont besoin de subir des traitements divers avant d'être rejeté dans les milieux naturels récepteurs.

Afin d'éviter l'altération du milieu récepteur, il existe plusieurs procédés qui varient en fonction de l'importance de la charge polluante à traiter, de la quantité de l'effluent requis, du rendement épuratoire, de la taille de la population, de la disponibilité du terrain, du climat et la topographie de la région.

En effet, ce second chapitre est consacré à l'étude des différentes techniques d'épuration des eaux usées.

II.2.Traitement des eaux usées :

L'épuration des eaux usées consiste en une succession d'opérations de transformations et de traitements visent à respecter certaines normes de rejet, afin des altérations au milieu récepteur.

Les eaux usées urbaines peuvent être traitées par divers procédés à des degrés d'épuration et à des coûts variables selon le niveau de qualité exigé par le milieu récepteur et les quantités de substances indésirables se trouvant dans les eaux. Ces substances brutes ou transformées devront être évacuées de façon satisfaisantes pour l'environnement. Ces procédés dépendent essentiellement de :

- L'importance de la charge polluante à traiter ;
- La qualité de l'effluent requis ;
- La disponibilité du terrain.

Dans le procédé d'épuration, il est à étudier :

- Traitement d'épuration de l'eau usée.
- Traitement des boues.

II.3.Principaux procédés d'épuration :

Actuellement les possibilités offertes par les techniques disponibles sont très étalées et permettent d'élimination des différentes substances contenue dans les eaux usées.

Pour épurer l'eau, il faut généralement combiner plusieurs traitements élémentaires dont les bases peuvent être physiques, chimiques ou biologiques, et dont l'effet est d'éliminer tout d'abord les matières en suspension, ensuite les substances colloïdales, puis les substances dissoutes (minérales ou organiques). Il faut enfin corriger certaines caractéristiques.

II.3.1. Les procédés physiques :

Les procédés physiques visent à retenir des matières décantables, contenues dans les eaux usées. Son but principal est de séparer de la phase liquide les matières solides grossières dispersées il est composé de :

- Les prétraitements ;
- Les traitements primaires.

II.3.2. Les procédés physico-chimique :

Les procédés physico-chimiques incluent tous les prétraitements chimiques et électrochimiques utilisées pour différentes opérations allant de coagulation-floculation à la précipitation et l'adsorption.

II.3.3. Les procédés biologiques :

Ils permettent la dégradation des éléments présents sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables permettant leur séparation de la phase liquide. Cette technique est utilisée dans le cas des effluents urbains caractérisés par une grande biodégradabilité.

II.4. Organisation d'une station d'épuration des eaux usées urbaines :

D'une manière générale on distinguera dans une station d'épuration d'eaux usées les traitements suivants :

- Les prétraitements ;
- Le traitement primaire ;
- Le traitement secondaire ;
- Le traitement complémentaire ;
- Le traitement des boues résiduelles.

II.4.1. Les prétraitements :

Les prétraitements sont des opérations destinées à l'élimination des éléments risquant de perturber le fonctionnement des ouvrages de traitement ultérieurs; les principes opérations sont :

- Le dégrillage ;
- Le tamisage ;
- Le dessablage ;
- Le dégraissage et déshuilage.

II.4.1.1. Le dégrillage :

A l'entrée de la station d'épuration, des effluents bruts doivent subir un dégrillage. C'est l'opération préliminaire à tout traitement car, elle permet de protéger la station contre l'arrivée de gros objets susceptibles de provoquer le bouchage des différentes unités de l'installation. Il est assuré par des grilles dont l'écartement varie suivant que l'on ait à faire au :

- _ Dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux ;
- _ Dégrillage fin qui retient les détritiques de petites dimensions.

On distingue deux types de grilles :

a. Les grilles manuelles :

Composées de barreaux le plus souvent inclinés à 60-80° à l'horizontale, elles sont cependant réservées aux très petites stations.

Le nettoyage est effectué à l'aide de râtelier. L'inconvénient de ces grilles, nécessite un nettoyage quotidien. Sans nettoyage pendant un certain temps de la grille, l'effluent risque de refluer dans le collecteur d'arrivée.

b. Les grilles mécaniques :

Au-delà de 2000 équivalents habitants, la station doit être équipée de grilles mécaniques. Cette mécanisation est indispensable afin d'éviter un colmatage rapide des canalisations.

Les grilles mécaniques se classent en deux catégories :

- _ Les grilles droites ;
- _ Les grilles courbes.

- **Les grilles droites :**

Fortement élevées (inclinaison de 80°), elles sont conçues avec des dispositifs de nettoyage différents tels que :

- _ Des râpeaux ou des peignes ;
- _ Des brosses montées sur chaîne sans fin ;
- _ Des grappins alternatifs, à commande par câbles permettant de remonter les détruits sur de grandes hauteurs. Elles peuvent être installées à l'amont ou à l'aval avec un écartement des barreaux de 4 à 6 cm.

- **Les grilles courbes :**

Ces courbes sont conçues pour traiter les eaux d'une station traitant 10 à 5000m³/h , constituées de barreaux en Fert plat, formés en quart de cercle, elles sont nettoyées par un double râteau tournant ou encore par un système de bielles appliquées contre la grille.

II.4.1.2 Le tamisage :

Outre les grilles mécaniques à fentes fines espacées de 03mm ou 06mm nécessaire dans certaines chaînes d'épurations, l'opération de tamisage constitue un dégrillage fin ; elle est mise en œuvre dans le cas des eaux résiduaires chargées de matières en suspension (eaux usées d'abattoirs et de conserveries de légumes), on distingue :

- _ Le macro tamisage : dimension de mailles > 25µm.
- _ Le micro tamisage : 30µm < vide des mailles < 150 µm.

Pour les dispositifs utilisés il ya :

- _ Des tamis rotatif : dont la vitesse de filtration 40cm/s, avec des pertes de charges 20 cm d'eau, ils doivent être décolmatés en permanence.
- _ Des tamis vibrants : forme rectangulaire adaptée aux matières non collantes.
- _ Des tamis fixes : constitués de plaques d'aciers inoxydables perforés, de trous circulaires et raclés par une lame de caoutchouc autonettoyante.

II.4.1.3. Le dessablage :

Le dessablage consiste à extraire des eaux par sédimentation des graviers, des sables et des particules minérales afin d'éviter les dépôts dans les ouvrages et les conduites et afin de protéger les pompes et les autres équipements électromécaniques contre l'abrasion.

Les matières retenues se présentent sous forme d'une boue constituée de graviers, sables, éléments minéraux fins, elles sont souvent souillées par des éléments organiques et doivent être stockées après égouttage puis éliminée par mise en décharge en fonction de l'importance du débit à traiter.

II.4.1.4. Le dégraissage et déshuilage :

Cette opération consiste à séparer les graisses et les huiles figées et émulsionnées dans les eaux. Cette séparation s'effectue par tranquillisation de l'effluent dégraisseur statique soit par flottaison de manière à réduire la densité apparente des graisses. Les graisses sur nageuses dans l'ouvrage sont récupérées par raclage puis mises en décharge ou incinérées.

II.4.2. Le traitement primaire :

Le traitement primaire à savoir la décantation primaire est une opération permettant la séparation physique des deux (02) phases (liquide et solide) par simple gravité.

L'eau usée passe à la décantation primaire pour éliminer les matières en suspension encore présentes et qui sont sédimentaires.

Une bonne décantation primaire permet d'éliminer de 30 à 35% de DBO et 60% environ de matière en suspension (MES) de l'effluent prétraité.

II.4.3. Le traitement secondaire :

Il est envisagé par un procédé biologique par boue active, il permet la réduction de la pollution dissoute par l'action d'une masse bactérienne en suspension (culture libre).

L'épuration biologique est mise en œuvre dans deux ouvrages.

- Le réacteur biologique (bassin d'aération) dans lequel l'eau usée est mise en contact avec la biomasse aérée artificiellement.
- Le clarificateur a pour rôle de séparer l'eau épurée de la boue biologique.

Ce traitement a pour but d'éliminer les matières organiques biodégradables (solides colloïdales) contenues dans l'eau usée par l'action de micro-organismes, en présence d'oxygène dissout, de plus il peut transformer l'azote organique et ammoniacal en nitrates.

Le procédé consiste à alimenter le bassin d'aération avec l'eau à épurer (effluent préalablement prétraité voire décanté).

Une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons (boue active) se développe et forme avec l'eau usée une liqueur mixte. Après un temps de contact suffisant permettant la fixation et l'assimilation de matières organiques, cette liqueur est envoyée dans un clarificateur où s'effectue la séparation de l'eau épurée et des boues.

Les boues décantées sont introduites en partie dans le bassin d'aération (recyclage des boues) pour maintenir un équilibre constant entre la quantité de pollution à traiter et la masse de bactéries épurative. Les boues excédentaires sont évacuées du système vers le traitement des boues (extraction des boues en excès).

II.4.3.1 : Principaux traitements biologiques des eaux usées :

Les traitements biologiques reproduisent, artificiellement ou non, les phénomènes d'autoépuration existant dans la nature. L'autoépuration regroupe l'ensemble des processus par lesquels un milieu aquatique parvient à retrouver sa qualité d'origine après une pollution.

Les techniques d'épuration biologique utilisent l'activité des bactéries présentes dans l'eau, qui dégradent les matières organiques. Ces techniques sont soit anaérobies, c'est-à-dire nécessitant un apport d'oxygène.

Parmi les traitements biologiques, on distingue les procédés biologiques extensifs et intensifs.

a. Les procédés biologiques extensifs :

_ Le lagunage utilise la capacité épuratrice de plans d'eau peu profonds. Concrètement, les eaux usées sont envoyées dans une série de bassins, au minimum trois. L'oxygène est apporté par les échanges avec l'atmosphère au niveau du plan d'eau et par l'activité de photosynthèse des micro algues de surface. La pollution organique se dégrade sous l'action des bactéries présentes dans le plan d'eau. Le rayonnement solaire détruit en outre certains germes (lagunage de finition, dans les derniers bassins). La durée de séjour des eaux usées dans les bassins peut atteindre 60 jours et les eaux à traiter doivent avoir subi une décantation préalable (lagunage primaire).

Ce mode d'épuration permet d'éliminer 80% à 90% de la DBO, 20% à 30% de l'azote et contribue à une réduction très importante des germes. Ils a cependant l'inconvénient d'utiliser des surfaces importantes et de ne pas offrir des rendements constants durant l'année. Il est surtout bien adapté aux communes rurales.

b. Les procédés biologiques intensifs :

_ Ils regroupent toute une série de techniques ayant en commun le recours à des cultures bactériennes qui "consomment" les matières polluantes.

b.1. Procédés à culture fixe :

Ils reproduisent l'effet épurateur du sol et font appel à deux techniques répandues :

- _ Lits bactériens ;
- _ Disques biologiques.

➤ Lits bactériens :

_ Les lits bactériens sont constitués par une accumulation sur une hauteur convenable de matériaux poreux tels que les scories, pouzzolanes,...etc. Ces matériaux arrosés d'eau décantée se recouvrent après quelques semaines de maturation de pellicules membraneuses riches aux colonies microbiennes qui assurent l'épuration des eaux.

_ La classification des lits bactériens peut se faire en considérant :

Le matériau de remplissage :

- _ Lit bactérien à garnissage traditionnel (naturel) : gravier, pierres concassées, granite....etc.
- _ Lit bactérien à garnissage synthétique : plastique à base de p.v.c ou polystyrène...etc.
- _ Disques biologiques : le système est constitué d'une série de disques fixée autour d'un arbre métallique partiellement immergé dans un canal où s'écoule l'eau à épurer.

Les performances de ce genre de procédé sont liées à :

- _ La profondeur d'immersion des disques ;
- _ La vitesse de rotation des disques ;
- _ La température qui doit être comprise entre 13/29°C ;
- _ Au nombre d'étage (rangs de séries de disques) ;
- _ Au temps de séjour.

Ce procédé est utilisé généralement pour l'épuration des effluents de petites installations et ne supporte pas les variations qualitatives des charges polluantes de l'effluent.

b.2. Procédés à culture libre :

_ Ils reproduisent l'effet épurateur des rivières et des étangs. Ils font appel à la technique des boues activées.

➤ Les boues activées :

Le procédé d'épuration par boues activées est un procédé relativement récent ; il est né en 1914 à Manchester. Le principe de ce procédé consiste à développer une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons « boues-activées » dans un bassin aéré, alimenté par l'eau usée à traiter. Le brassage pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser la biomasse dans l'eau usée dont le mélange est appelé « liqueur mixte » afin de répondre aux besoins épuratoires et métaboliques des bactéries aérobies. Dans le processus d'épuration par boues activées, la pollution est éliminée de la manière suivante :

_ Les matières en suspensions et colloïdales sont éliminées par agglomération physique et ensuite par floculation et absorption des matières organiques solubles par action enzymatique.

Oxydation et dégradation d'une partie des amas biologiques.

Paramètre de fonctionnement d'un réacteur biologique (bassin d'aération) :

En traitement d'eau un réacteur biologique pourra se caractériser suivant trois paramètres essentiels : la charge (massique et volumique), l'aptitude des boues à la décantation et l'âge des boues.

La charge massique (C_m) :

La charge massique ou facteur de charge exprime le rapport entre la masse du substrat polluant (DBO_5) entrant quotidiennement et la masse des boues contenues dans le réacteur ; elle est exprimée en ($kg\ DBO_5/kg$ de matière sèche par jour). Cette notion de charge massique est importante car elle conditionne pour une boue activée son rendement épuratoire ; les faibles charges massiques correspondent à des rendements élevés, les fortes charges correspondent à des rendements plus faibles.

La charge volumique (Cv) :

On appelle charge volumique la masse de pollution entrant journallement par unité de volume du réacteur. Elle s'exprime en kg de DBO₅/m³.jr.

Il est possible de classer les différents procédés par boues activées suivant la valeur de la charge massique (Cm) et la charge volumique avec les quelles ils fonctionnent

Tableau II.1. Différents procédés par boues activées selon leurs charges massique et volumique.

Charge	Charge massique (Cm) Kg de DBO ₅ /kg boue/J	Charge volumique (Cv) Kg DBO ₅ /m ³ /J
Très faible	< 0.07	<0.35
Faible	0.07<Cm<0.2	0.35<Cv<0.6
Moyenne	0.2<Cm<0.5	0.6<Cv<1.5
Forte	>0.5	>1.5

Remarque : On peut classer ces différents systèmes de traitement selon les rendements épuratoires suivants :

Tableau II.2. Les différents rendements épuratoires.

Rendement épuratoire	Système de traitement
η≈95%	Très faible charge et faible charge
η≈90%	Moyenne charge
η≈85%	Forte charge

Besoin en oxygène :

A fin de garantir aux microorganismes des conditions satisfaisantes de croissance tout en assurant un fonctionnement normal, il faudrait maintenir la concentration en

oxygène dans le bassin d'aération supérieure à 2mg/l en tout temps et quel que soit la charge.

Les procédés à boues activées sont caractérisés par les charges qu'ils reçoivent, on distingue :

1. Procédé à forte charge :

Ils sont caractérisés par une charge massique de 0.5 DBO₅/kg.MVS.j et conviennent aux eaux peu polluées des grandes agglomérations. Leur rendement peut atteindre 80%.

2. Procédé à moyenne charge :

Ils correspondent à des charges massiques de l'ordre de (0.2 à 0.5) kg DBO₅/kg.MVS.j. Ils produisent des boues beaucoup moins que le précédent et leur rendement épuratoire reste important et avoisinant les 90%.

3. Procédé à faible charge :

Ils sont appelés aussi procédés à aération prolongée. La charge massique correspondante est inférieure à 0.1 DBO₅/kg.MVS.j.

Ils se caractérisent par une minéralisation très poussée de la matière organique et une quantité de boue en excès minimal, aussi par une nitrification importante et un rendement épuratoire élevé pouvant dépasser 95%.

II.4.4. Le traitement complémentaire :

La sensibilité de certains milieux récepteurs et les besoins de potabilisation d'une eau, peuvent exiger des traitements épuratoires encore plus poussés.

Il s'agit notamment d'éliminer la pollution azotée et phosphorée responsable de nuisances particulières (eutrophisation, désoxydation de l'eau, danger pour la santé)

II.4.4.a. Désinfection :

Une décontamination microbiologique des eaux usées traitées est parfois mise en œuvre, l'effet recherché est un abattement significatif des germes indicateurs.

La désinfection est recommandée quand on veut réutiliser les eaux résiduaires pour l'arrosage au moyen du dispositif qui crée des aérosols.

Lorsqu'une inactivation totale est souhaitée sur des rejets contenant des germes infectieux en grande quantité, seule la montée en température permet d'atteindre l'objectif.

Une désinfection chimique peut également être envisagée, le réactif le plus souvent utilisé est l'eau de Javel qui nécessite pour être efficace, le maintien d'une teneur suffisante (0.1mg/l) et un temps de contact minimal de 20 minutes.

La dose de chlore à appliquer après épuration biologique est de 2 à 10mg/l.

II.4.5. Le traitement des boues résiduaire :

Une boue résiduaire résulte des différentes étapes du traitement que subissent les eaux usées, ces boues sont extraites en grande quantité, des ouvrages de décantation, la production moyenne est de 2.5 litres de boues à 98% par habitant. Elles se présentent sous forme d'un liquide chargé de matière en suspension (matières sèches 10 à 30mg/l) composées essentiellement de matières organiques (60 à 80% M.S) très fermentescibles, elles contiennent également des éléments fertilisants tels que l'azote (3 à 6%) et de la potasse (0.5 à 1.5% M.S).

Le choix de la destination des boues va permettre de déterminer les traitements à mettre en œuvre : épaissement et déshydratation permettant leur réduction de volume.

II.4.5.a. Epaissement

☐ Statique

☐ Par flottaison

II.4.5.b. Déshydratation :

Les boues produites sur les STEP, même si elles ont été épaissies, contiennent encore beaucoup d'eau. La réduction du coût de leur évacuation passe alors par une réduction de cette teneur en eau par déshydratation.

Le procédé utilisé est :

II.4.5.c. Lit de séchage :

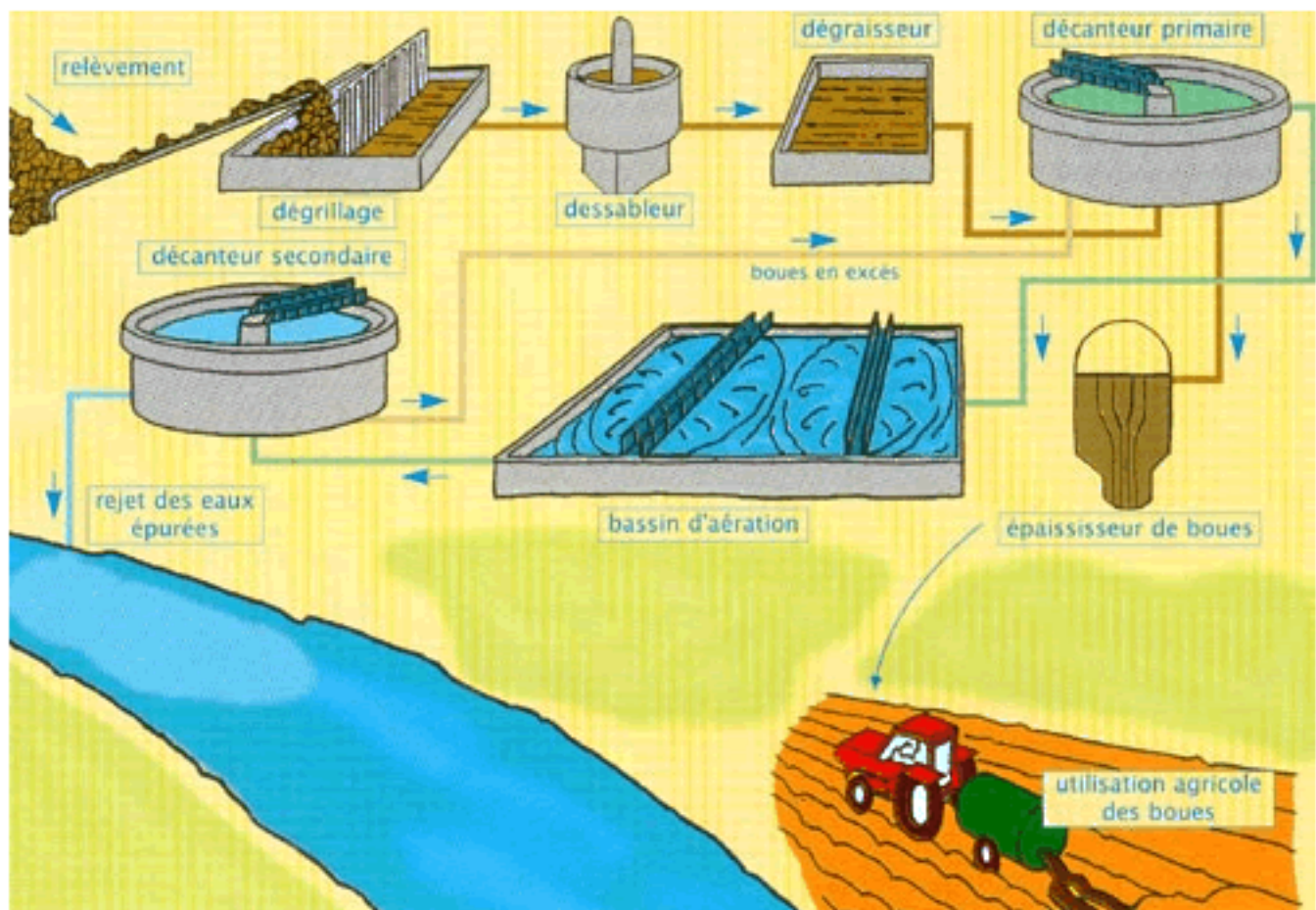
L'aire de séchage est composée d'une couche supérieure de sable de 10cm (calibre 0.5 à 1.5mm), d'une couche intermédiaire de gravier (calibre 10 à 40mm) reposant sur un sol imperméabilisé et soigneusement nivelé. Des drains (en ciment ou en plastique) sont

disposés, avec une légère pente, dans la couche de base, les boues épandues liquides sur une épaisseur de 15 à 30cm perdent d'abord une partie de leur eau (jusqu'à 80%) par drainage à travers le sable, un séchage atmosphérique par évaporation se produit ensuite et termine la déshydratation des boues.

Conclusion :

L'objectif de ce chapitre est la présentation des principaux d'épuration des eaux usées urbaines et les comparer, afin de choisir la méthode de traitement (choix de variante) suivant des critères techniques et économiques. Il est envisagé un traitement biologique par boues-activées à moyenne charge pour l'épuration des eaux usées de la ville d'azazga.

Procédé d'épuration à boue activée



III .1.Introduction :

Les systèmes d'épuration doivent être dimensionnés, conçus, construits et exploités de manière telle qu'ils puissent recevoir et traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs charges de référence.

Dans ce chapitre on utilise les données collectées (population, taux de croissance...etc.). Et les données résultantes de l'analyse des échantillons des eaux usées de la zone d'étude (DBO₅, DCO, MES), pour calculer les débits et les proportions de la charge polluante des eaux brutes à traiter par la future station d'épuration d'Azazga.

III.2. Population raccordée au nouveau réseau d'assainissement :

Selon les informations recueillies au niveau de la subdivision d'hydraulique de la Daïra d'Azazga, la population réellement raccordée au nouveau réseau d'assainissement sont :

- Chef lieu de la ville d'Azazga
- Tizi-Bouchène ;
- Ighil-Bouzel ;
- Tadart y compris Tala-Oukouchah et Tazaghart ;
- Chef lieu de la ville d'Azazga et ses périphéries : Taazibt, Agouni-guizène ,

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

$$P_n = P_0 \cdot (1 + T)^n$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul,

P_0 : Population de l'année de référence,

n : L'écart d'années entre les deux horizons,

T : Taux de croissance de la population $t=3\%$;(d'après les services de l'APC d'Azazga)

Note : La population réellement raccordée au réseau d'assainissement de la commune d'Azazga est estimée à 19 989 hab (2008) d'après le subdivisionnaire de la daïra d'Azazga.

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

Tableau III. 1: Estimation de la population raccordée au nouveau réseau d'assainissement à différents horizons.

Horizon Désignation	2008	2014	2025	2040
centre ville + Taazibt + Agouni – Guizène	6965	8316	11512	17935
Tadart + Tala-Oukouchah + Tazaghart	3169	3783	5238	8160
Tizi-Bouchène	6700	8000	11074	17253
Ighil-Bouzèle	3155	3767	5215	8124
Total	19989	23866	33039	51472

III.3.Estimation des besoins en eau potable de la commune:

L'évolution des besoins en eau potable de la population future de quelques villages de la commune d'Azazga est estimée suivant une dotation moyenne journalière par habitant de :

200 l/hab / j à moyen et à long terme 2040

Le débit moyen journalier est calculé par la formule suivante :

$$Q_{moyj} = \frac{P \times D}{1000} (m^3/j)$$

Avec :

Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m^3/j),

P : Nombre d'habitants,

D : Dotation théorique (l/hab/j) égale à 200 l/hab/j.

Les pertes d'eau dans le réseau de distribution en eau potable, sont négligeables (A.D.E de Azazga).

Estimation des besoins en eau potable de la population à différents horizons.

Tableau III.2 : Besoins théoriques en eau potable pour la population

Horizons	Population (hab.)	Dotation (l/hab/j)	Consommation total (m ³ /j)
2008	19989	200	3997,80
2014	23866	200	4773,20
2025	33039	200	6607,80
2040	51472	200	10294,40

III.4. Estimation des débits rejetés en eaux usées pour l'horizon 2040

III.4.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques

La production des eaux usées est conditionnée par le degré de consommation d'eau, elle est proportionnelle à la densité du tissu urbain.

Le débit moyen journalier des eaux usées est donné par la formule suivante :

$$Q_{mj.EU} = C \cdot K_r$$

Avec :

$Q_{mj.EU}$: Débit moyen journalier des eaux usées domestiques,

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée [DHW],

C : Consommation moyenne journalière ($C=P.D$), (m³/j).

Avec : $\begin{cases} P: \text{nombre d'habitant,} \\ D: \text{dotation journalière (l/j/h).} \end{cases}$

Pour l'horizon 2040 :

$$Q_{mj.EU} = 10294,40 \times 0,80 = 8235,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{mj.EU} = 8235,52 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.4.2. Estimation des débits des eaux usées d'équipement

Pour un dimensionnement moyen, il faut estimer les débits d'équipement, pour le manque de données d'équipement, nous avons utilisé un taux de majoration de 30% des débits des eaux usées domestique selon la D.H.W.T.O.

$$Q_{EUéqui} = 0,3 \times Q_{EUdom}$$

$$Q_{EU\acute{e}qui} = 8235,52 \times 0,3 = 2470,66 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{EU\acute{e}qui} = 2470,66 \text{ m}^3/\text{j}$$

III.4.3. Estimation des débits des eaux usées totales

$$Q_{EUT} = Q_{EUdom} + Q_{EU\acute{e}qui}$$

$$Q_{EUT} = 8235,52 + 2470,66 = 10706,18 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$Q_{EUT} = 10706,18 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

Q_{EUT} : Débits des eaux usées totales,

Q_{EUdom} : Débits des eaux usées domestiques,

$Q_{EU\acute{e}qui}$: Débits des eaux usées d'équipement.

III.4.4. Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab)

Pour quantifier globalement les matières polluantes contenues dans les eaux usées domestiques et pour un éventuel calcul de système d'épuration, il faut disposer d'une unité dite «Equivalent habitant », il se définit comme étant la pollution produite par habitant et par jour exprimé en gramme d'oxygène nécessaire à sa dégradation. Ayant le débit total des eaux usées à l'horizon 2040, on détermine alors l'équivalent en habitant comme suit :

$$[Eq/hab]_{2040} = \frac{Q_{EUT} \cdot 1000}{Kr \cdot D}$$

Avec :

Q_{EUT} : Débits d'eau usée totale,

Kr : Coefficient de rejet,

D : Dotation théorique (l/j/ha), $D = 200 \text{ l/hab/j}$.

$$[Eq/hab]_{2040} = \frac{10706,18 \times 1000}{0,80 \times 200} = 66913,63 Eq/hab$$

$$[Eq/hab]_{2040} = 66900 Eq/hab$$

Donc la capacité de la STEP d'Azazga projetée est de 66900 eq/hab.

III.5. Calcul des charges hydrauliques et charges polluantes

Pour le dimensionnement de la station d'épuration, il faut estimer les charges hydrauliques et les charges polluantes à l'horizon 2040 pour une capacité de 66900 Eq/hab.

III.5.1. Calcul des charges hydrauliques

- **Débit moyen journalier des eau usée** : C'est le nouveau débit moyen journalier pour 66900Eq/hab ($Q_{moy,j}$) :

Pour calculer le $Q_{moy,j}$ on applique la formule suivante

$$Q_{moyj} = N \times D \times Kr \times 10^{-3}$$

Avec :

N : Nombre d'équivalent habitant pour l'horizon 2040 pris égale à 66 900Eq/hab.

D : Dotation journalière (l/hab/j), prise égale à 200 l/hab/j,

Kr : Coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée. Donc :

$$Q_{moyj} = 66900 \times 200 \times 0,80 \times 10^{-3} = 10704 m^3/j$$

$$Q_{moyj} = 10704 m^3/j$$

- **Débit moyen horaire ($Q_{moy,h}$)**

Le débit moyen horaire par jour est le débit observé au cours de la journée, mesuré à l'arrivée de la station d'épuration, il est donné par la relation suivante :

$$Q_{mh} = \frac{Q_{moyj}}{24}$$

$$Q_{mh} = \frac{10704}{24} = 446 \frac{m^3}{h} \quad \text{soit} \quad 123,88 \text{ l/s}$$

$$Q_{mh} = 446 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ **Débit de pointe par temps sec (Q_{pts})**

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

$$Q_{pts} = C_p \times Q_{mh}$$

$$C_p = \begin{cases} 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyh}}} & \text{Si } Q_{moyh} \geq 3 \text{ l/s} \\ 3 & \text{Si } Q_{moyh} < 3 \text{ l/s} \end{cases}$$

Sachant que le : $Q_{moyh} = 123,88 \text{ l/s} > 3 \text{ l/s}$

Donc : $C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{123,88}} = 1,72$

D'où :

$$Q_{pts} = 1,72 \times 446 = 767,12 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{pts} = 767,12 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ **Débit de pointe par temps de pluie « Q_{ptp} »**

A fin d'éviter une surcharge hydraulique dans le bassin d'orage implanté à l'amont de la station lors des précipitations, le bassin d'orages est dimensionné pour un débit maximal correspondant à un débit de pointe par temps de pluie « Q_{ptp} », ce débit est le débit des eaux usées allons vers la station en temps de pluie, et se calcul par la relation suivante :

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

$$Q_{ptp} = (1 + \alpha) Q_{pts}$$

Avec :

α : Coefficient de dilution pris en générale égale à 2.

D'où,

$$Q_{ptp} = (1 + 2) Q_{pts} = 3Q_{pts}$$

A long terme (2040) :

$$Q_{ptp} = 767,12 \times 3 = 2301,36 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{ptp} = 2301,36 \text{ m}^3/\text{h}$$

➤ **Débit maximal entrant à la STEP** : le débit max entrant à la STEP est généralement pris égale à $2 \times$ le débits moyens horaires :

$$Q_{\max} = 2 \times Q_{\text{moyh}} = 2 \times 446 = 892 \text{ m}^3/\text{h}$$

C'est le débit à utiliser pour dimensionner les différents ouvrages de la STEP

III.5.2. Calcul des charges polluantes

Dans le tableau qui suit, nous avons résumé Les normes recommandées par l'Organisation Mondiale de la Santé.

Tableau III.3: Normes des rejets (OMS)

Paramètres	Unité	Normes de rejets
Température	°C	30
Matières en suspension (MES)	Mg/L	30
Demande biochimique en oxygène (DBO)	Mg d'O ₂ /L	30
Demande chimique en oxygène (DCO)	Mg d'O ₂ /L	90
Azote totale	Mg/L	40 à 50
Phosphate	Mg/L	02
Huile et graisses	Mg/L	20
Détergent	Mg/L	1

➤ Charges en DBO₅

Les charges en DBO₅ apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont estimées à 50 g/h/j.

$$\text{La charge en DBO}_5 = N \times 50.10^{-3}$$

N : Nombre d'équivalents habitants à l'horizon 2040.

$$\text{La charge en DBO}_5 = 3345 \text{ Kg/j}$$

En concentration (mg/l) :

$$[DBO_5] = \frac{\text{La charge polluante en DBO}_5}{\text{Débit moyen journalier}}$$

$$[DBO_5] = \frac{3345 \times 10^6}{10704 \times 10^3} = 312,50 \text{ mg/l}$$

$$[DBO_5] = 312,50 \text{ mg/l}$$

➤ Rendement épuratoire

Le rendement épuratoire est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{C_i - C_f}{C_i} \times 100$$

Avec :

C_i : Concentration en DBO₅ à l'entrée de la station (312.50mg/l) ;

C_f : Concentration en DBO₅ à la sortie de la station (30mg/l, est une norme).

D'où :

$$R = \frac{312,50 - 30}{312,50} \times 100 = 90\%$$

$$R = 90\%$$

➤ Charges en MES

Les charges en MES apportées par les eaux brutes par jour et par habitant sont estimées à 60g/h/j.

$$\text{La charge en MES} = N \times 60 \times 10^{-3}$$

N : Nombre d'équivalents habitants à l'horizon 2040.

$$\text{La charge en MES} = 4014 \text{ Kg/j}$$

➤ En concentration (mg/l) :

$$[MES] = \frac{\text{La charge polluante en MES}}{\text{Débit moyen journalier}}$$

$$[MES] = \frac{4014 \cdot 10^6}{10704 \times 10^3} = 375 \text{ Mg/l}$$

$$[MES] = 375 \text{ Mg/l}$$

➤ Rendement épuratoire

Le rendement épuratoire est donné par la formule suivante :

$$R = \frac{C_i - C_f}{C_i} \times 100$$

Avec :

C_i : Concentration en MES à l'entrée de la station (375mg/l) ;

C_f : Concentration en MES à la sortie de la station (30mg/l, est une norme).

D'où :

$$R = \frac{375 - 30}{375} \times 100 = 92\%$$

$$R = 92\%$$

Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des charges hydrauliques et des charges polluantes de la station d’Azazga.

Données	Quantités	
Type du réseau	Unitaire	
Horizon	2040	
Eq Hab	66900	
Charges polluantes		
DBO ₅	g/hab/j	50
	kgDBO ₅ /j	3345
	Mg/l	312,50
Rendement épuratoire	%	90
MES	g/hab/j	60
	kgMES/j	4014
	Mg/l	375
Rendement épuratoire	%	92
Charges hydrauliques		
Débit moyen journalier Q _{moy,j}	m ³ /j	10704
	m ³ /h	446
Débit de pointe par temps sec	m ³ /h	767,12
Débit de pointe par temps de pluie Q _{ptp}	m ³ /j	55232,64
	m ³ /h	2301,36
Débit max entrant à la STEP	m ³ /j	21408
	m ³ /h	892

III.6 .Conclusion

Après le calcul des charges polluantes DBO et MES, nous avons constaté que les rendements épuratoires de la station pour ces derniers sont de l’ordre de 90% et 92%.

IV.1. Introduction :

Les eaux usées véhiculent des matières en suspension très hétérogènes, souvent volumineuses, pour cela on doit effectuer une série d'opérations physiques ou mécaniques, dans le but d'éliminer les matières susceptibles de gêner les traitements ultérieurs pour des raisons techniques (protection des appareils mécaniques et des conduites contre les obturations).

Les prétraitements comprenant :

- ✓ Un dégrilleur
- ✓ Un dessableur-déshuileur

IV.2. Le dégrillage :

C'est une opération préliminaire indispensable car elle permet de protéger les ouvrages aval contre l'arrivée des gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation et aussi permet de séparer et d'évacuer facilement les matières volumineuses charriées par l'eau brute.

Schémas du dégrilleur

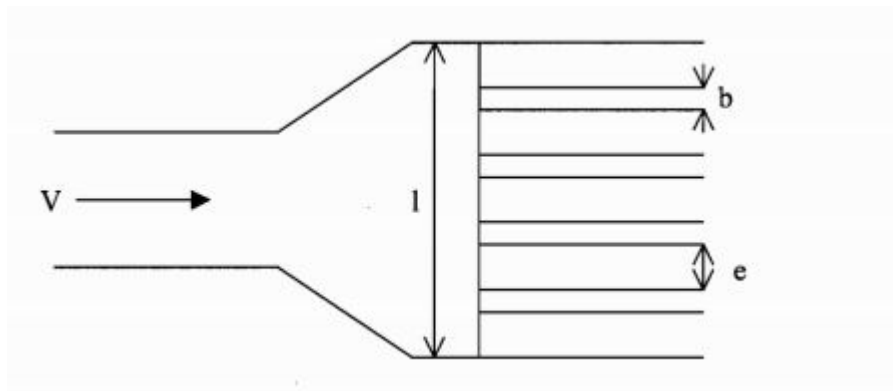


Figure IV.1 : Vue en plan du dégrilleur

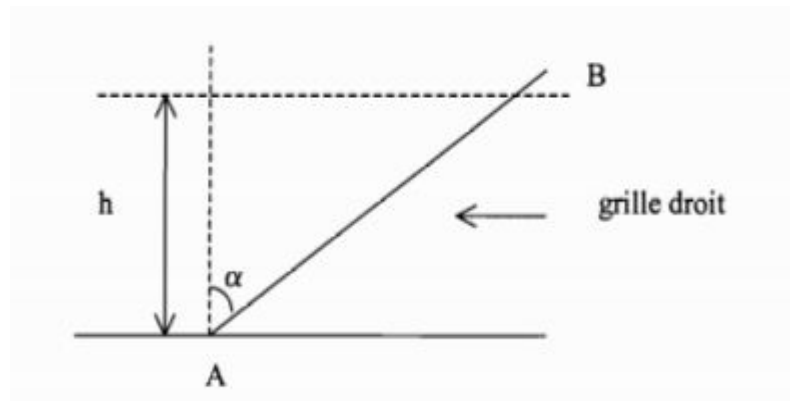


Figure IV.2 : Coupe longitudinale du dégrilleur

IV.2.1. Dimensionnement de dégrillage

a) Dégrilleur grossier

Cet ouvrage permet de retenir les gros débris flottants qui occasionnent le bouchage dans les différentes unités de la station, cette grille comporte des espacements de 50 mm.

Dans un souci de favoriser un écoulement sans dépôt et éviter l'érosion de la conduite, la vitesse d'écoulement se situe dans l'intervalle : $0,5 \text{ m/s} < v < 1,4 \text{ m/s}$.

Les grilles mises en place sont de type mécanique droit, composé de barreaux droits inclinés à 60° sur l'horizontale. La largeur de la grille est donnée par l'expression de KIRSCHMER.

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta}$$

Avec :

L : Largeur de la grille (m) ;

Avec : $S = Q_{\text{ptp}} / V$

S : Surface de la grille (m^2) ;

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

V : Vitesse de l'écoulement des eaux brutes à l'entrée (m/s) ;

$h_{\max}$: Hauteur maximum d'eau admise sur la grille ; $h_{\max} = 0,5 \text{ m}$;

δ : Coefficient de colmatage de la grille :

δ : 0,25 si le dégrillage est manuel ;

δ : 0,5 si le dégrillage est automatique.

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontale, généralement ($\alpha = 60^\circ$) ;

β : Fraction de la surface occupée par les barreaux, $\beta = b / (b + e)$:

b : épaisseur des barreaux de la grille ;

e : espacement entre les barreaux.

Application numérique :

$$b = 20 \text{ mm};$$

$$v = 1 \text{ m/s};$$

$$\alpha = 60^\circ;$$

$$e = 50 \text{ mm};$$

$$h_{\max} = 0,5 \text{ m};$$

$$Q_{\text{ptp}} = 0,64 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\beta = 0,29;$$

$$\delta = 0,5;$$

$$S = 0,64 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = \frac{Q_{\text{ptp}}}{v} = \frac{0,64}{1} = 0,64 \text{ m}^2$$

$$L = \frac{0,64 \cdot \sin 60}{0,5 \cdot (1 - 0,29) \cdot 0,5} = 3,12 \text{ m}$$

$$L = 3,12 \text{ m}$$

b) Dégrielleur fin

Après relèvement, l'effluent aboutira à l'extrémité d'un canal de Dégrielleur équipé d'une grille fine automatique.

L'espacement entre les barreaux est de 15mm est permet d'arrêter les matières en suspension de dimension supérieure échappées à la grossière. Les matières en effet, risquent de perturber la suite du traitement.

Pour calculer la largeur de la grille fine, on applique la formule suivante :

$$L = \frac{S \cdot \sin \alpha}{h_{\max} \cdot (1 - \beta) \cdot \delta}$$

A.N:

$$S = 0,64 \text{ m}^2;$$

$$Q_{\text{ptp}} = 0,64 \text{ m}^3/\text{s};$$

$$\beta = 0,4;$$

$$b = 10 \text{ mm};$$

$$v = 1 \text{ m/s};$$

$$\delta = 0,5;$$

$$e = 15 \text{ mm};$$

$$h_{\max} = 0,5 \text{ m};$$

$$\alpha = 60^\circ.$$

$$L = \frac{0,64 \cdot \sin 60}{0,5 \cdot (1 - 0,4) \cdot 0,5} = 3,69 \text{ m}$$

$$L = 3,69 \text{ m}.$$

Remarque :

Un second canal équipé d'une grille fine de by-pass à nettoyage manuel est indispensable, assurant aussi l'écoulement normal des eaux usées en cas de défaillance de la grille automatique.

IV.2.2.Calcul Les pertes de charge :

Les pertes de charge à travers la grille dépendent de son inclinaison, de la forme des barreaux, de la vitesse de l'approche ainsi que du rapport entre largeurs des barreaux et l'espacement entre eux.

On détermine la perte de charge dans un dégrilleur par la relation de Kirschmer :

$$\Delta H = \beta (b / e)^{4/3} (v^2 / 2g) \sin \alpha$$

Avec :

ΔH : Perte de charge ;

β : Coefficient dépendant de la forme des barreaux ;

e : Espacement entre les barreaux ;

b : Epaisseur des barreaux ;

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

α : Angle d'inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$) ;

v : Vitesse d'écoulement dans la grille (m/s).

Les valeurs de β sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 : Valeur du coefficient de forme des barreaux du dégrilleur.

Type de barreau	β
section rectangulaire	2.42
section rectangulaire en semi-circulaire à l'amont	1.83
section rectangulaire avec arrondi semi-circulaire à l'amont et l'aval	1.67
section circulaire	1.79
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0,76

IV.2.2.1. Calcul des pertes de charge pour la grille grossière :**a. Grille grossière avec des barreaux circulaires :****A.N :**

$$\beta = 1,79 ; \quad \alpha = 60^\circ ;$$

$$e = 50\text{mm}; \quad g = 9,81\text{m/s};$$

$$b = 20\text{mm}; \quad v = 1\text{m/s}.$$

$$\Delta H_1 = 1,79. (20/50)^{4/3}. ((1)^2/2.9,81) \sin 60 = 0,023\text{m}$$

$$\Delta H_1 = 2,32\text{cm}$$

b. Grille grossière avec des barreaux rectangulaires :

$$\beta = 2,42$$

$$\Delta H_2 = 2,42. (20/50)^{4/3}. ((1)^2/2.9,81). \sin 60 = 0,031\text{m}$$

$$\Delta H_2 = 3,10 \text{ cm}$$

IV.2.2.2: Calcul des pertes de charge pour la grille fine:**a. Grille fine avec des barreaux circulaires :****A.N :**

$$\beta = 1,79 ; \quad \alpha = 60^\circ ; \quad b = 10\text{mm} ;$$

$$e = 15 \text{ mm}; \quad g = 9,81\text{m/s}; \quad v = 1\text{m/s}.$$

$$\Delta H'_1 = 1,79. (10/15)^{4/3}. ((1)^2/2.9,81). \sin 60 = 0,046\text{m}$$

$$\Delta H'_1 = 4,60 \text{ cm}$$

b. Grille fine avec des barreaux rectangulaires:

$$\beta = 2,42$$

$$\Delta H'_2 = 2,42. (10/15)^{4/3}. ((1)^2/2.9,81). \sin 60 = 0,062\text{m}$$

$$\Delta H'_2 = 6,21 \text{ cm}$$

Remarque :

Le choix de la forme des barreaux se fait par rapport aux pertes de charges le plus faible, dans notre cas on opte pour les barreaux circulaire pour les deux grilles.

IV.2.3. Calcul du volume des déchets retenus des grilles :

Pour une eau usée urbaine, la quantité des déchets récupérée par les grilles par habitant et par an est estimée à :

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

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

$$V_{min} = \frac{N \cdot V_{ret.min} \cdot 10^{-3}}{365}$$

$$V_{max} = \frac{N \cdot V_{ret.max} \cdot 10^{-3}}{365}$$

$$V_{moy} = \frac{V_{max} + V_{min}}{2}$$

Avec :

N : Nombre d'équivalents habitants (66 900Eq/hab).

➤ **Pour une grille grossière :**

A.N :

$$V_{min} = \frac{66\,900 \cdot 2 \cdot 10^{-3}}{365} = 0,36 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{max} = \frac{66\,900 \cdot 5 \cdot 10^{-3}}{365} = 0,91 \text{ m}^3/\text{j}$$

$$V_{moy} = \frac{0,36 + 0,91}{2} = 0,63 \text{ m}^3/\text{j}.$$

➤ **Pour une grille fine :**

A.N :

$$V_{min} = \frac{66\,900 \cdot 5 \cdot 10^{-3}}{365} = 0,91 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$V_{max} = \frac{66\,900 \cdot 10 \cdot 10^{-3}}{365} = 1,83 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$V_{moy} = \frac{0,91 + 1,83}{2} = 1,37 \text{ m}^3/\text{j}.$$

Le tableau N° IV.2 regroupe les résultats de dimensionnement de deux grilles (grossière et fine).

Tableau IV.2 : Tableau récapitulatif des résultats du dimensionnement de la grille.

Désignation		Unités	Quantités
Dégrilleur			
Dégrilleur grossier			
Nombre		U	01 automatique
Espacement entre les barreaux (e)		M	0,05
Epaisseur des barreaux (d)		M	0,02
Vitesse entre les barreaux (V)		m/s	1
Inclinaison (α)		°	60
Coefficient de colmatage (δ)		/	0,5
Hauteur maximale de l'eau ($H_{\max}$)		M	0,5
Largeur (L)		M	3,12
Pertes de charge de la forme circulaire ($\Delta H1$)		Cm	2,32
Pertes de charge de la forme rectangulaire ($\Delta H2$)		Cm	3,10
Refus des grilles	$V_{\min}$	m^3/j	0,36
	$V_{\max}$	m^3/j	0,91
	V_{moy}	m^3/j	0,63
Dégrilleur fin			
Nombre		U	01 mécanisé 01manuelle
Espacement entre les barreaux e		M	0,015
Epaisseur des barreaux (d)		M	0,01
Vitesse entre les barreaux (V)		m/s	1
Inclinaison (α)		°	60
Coefficient de colmatage (δ)		/	0,5
Hauteur maximale de l'eau ($H_{\max}$)		M	0,5
Largeur (L)		M	3,69
Pertes de charge de la forme circulaire ($\Delta H'1$)		Cm	4,60
Pertes de charge de la forme rectangulaire ($\Delta H'2$)		Cm	6,21
Refus des grilles	$V_{\min}$	m^3/j	0,91
	$V_{\max}$	m^3/j	1,83
	V_{moy}	m^3/j	1,37

IV.3. Dessablage- déshuilage :

IV.3.1. Dessablage :

Cette opération vient après le dégrillage, elle consiste à extraire des eaux par sédimentation des sables, des graviers et des particules minérales afin d'éviter des dépôts dans les ouvrages et les conduites et aussi pour protéger les pompes et les autres équipements contre l'abrasion d'une part et afin de permettre un fonctionnement optimum de traitement biologique d'autre part.

Le choix d'un type de dessableur dépendra de la concentration en sable des eaux et de l'importance de débit à traiter.

On peut distinguer :

- Les dessableurs couloir à section rectangulaire
- Les dessableurs circulaires (centrifugeur ou cyclones).
- Les dessableurs rectangulaires aérés où l'eau a un mouvement giratoire
- Les dessableurs carres où l'eau est admise sur toute la largeur du bassin, les sables sont recueillis par raclage.

Schémas du dessableur

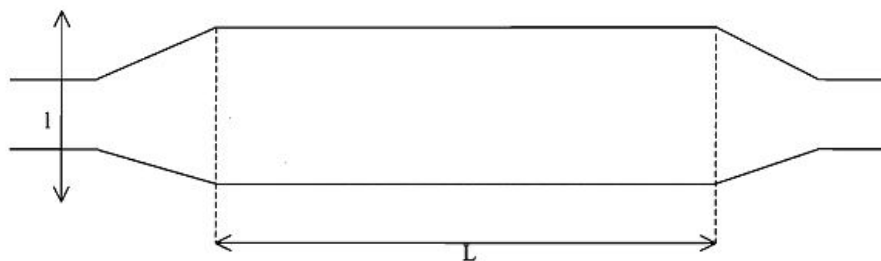


Figure IV.3 : vue en plan du dessableur.

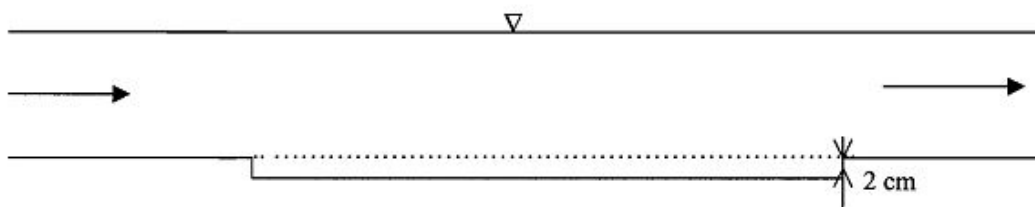


Figure IV.4 : coup longitudinal du dessableur.

IV.3.2. Déshuilage :

Le déshuilage consiste à séparer de l'eau par flottation des matières ou des liquides dont la densité est inférieure à celle de l'eau. Les graisses et les huiles issues des industries, notamment des garages et des chaussées sont susceptibles de gagner le réseau des eaux usées quelle soient d'origine minérale ou organique, elles constituent une charge qu'elle est utile de réduire, car elles présentent plusieurs inconvénients à plusieurs niveaux :

- Difficile à dégrader, elles diminuent le rendement biologique
- Formation d'un film isolant à la surface de l'eau empêchant les échanges et transfert air-eau et donc l'activité aérobie dans les bassins d'aération
- Mauvaise sédimentation envahissement des décanteurs
- Risque de bouchage des canalisations et des pompes

Le procédé de traitement retenue est dessablage-déshuilage combiné dans un seul ouvrage est aéré par insufflation d'air comprimé, qui permet de garantir le fonctionnement de l'installation indépendamment de la vitesse d'écoulement de l'eau et donc du débit.

IV.3.2.1. Dimensionnement le déssableur-déshuileur :

Nous considérons un temps de séjour égal à **10 min**.

Le volume du dessableur sera égal à :

$$V = Q_{\max} \times t_s$$

$$V = 892 \times 10/60 = 148,66 \text{ m}^3$$

$$V = 148,66 \text{ m}^3$$

On considère une vitesse ascensionnelle de **15 m/h**

La section minimale sera par conséquent de :

$$S = Q_{\max} / V_{\text{asc}}$$

$$S = 892 / 15 = 59,47 \text{ m}^2$$

L'ouvrage aura les dimensions planes suivantes

Longueur (mouillé) : $L = 11 \text{ m}$.

Largeur (mouillé) : $I = 2 \text{ m}$.

Hauteur (mouillé) :

$$H = V_{\text{asc}} \times t_s$$

$$H = 15 \times 10/60 = 2,5$$

$$H = 2.5 \text{ m}$$

On adoptera un déssableur-déshuileur rectangulaire

$V \text{ (mouillé)} = 148,66 \text{ m}^3$.

$S \text{ (mouillé)} = 59,47 \text{ m}^2$

Longueur (mouillé): $L = 11 \text{ m}$.

Largeur (mouillé) : $l = 2 \text{ m}$.

Hauteur (mouillé) : $H = 2,5 \text{ m}$.

Le temps de séjour des eaux à traiter est de 10 minutes

IV.3.2.2. Besoins en air :

L'aération nécessaire pour maintenir les matières grasses en suspension peut se faire par insufflation d'air par fines bulles. Elle est estimée à $1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air/h/m}^3 \text{ d'eau}$ usée à traiter.

Soit :

$$Q_{air} = Q_{max} \times V_{air}$$

Avec :

Q_{air} : Débit d'air à injecter dans le dessableur,

Q_{max} : Débit max entrant a la STEP (m^3/h),

V_{air} : Volume d'air à injecter ($\text{m}^3 \text{ d'air/h/m}^3$) est estimé a $1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$

➤ Application numérique :

$$Q_{max} = 892 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$V_{air} = 1,5 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

$$Q_{air} = 892 \cdot 1,5 = 1338 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

$$Q_{air} = 1338 \text{ m}^3 \text{ d'air/h}$$

IV.3.2.3. Les matières extraites de dessableur-déshuileur :

➤ Les refus de dessablage

En réalité, il s'avère que le dessableur retient des particules lourds, en pratique les matières extraites sont hétérogènes et de composition aussi bien minérale qu'organique.

Le sable extrait manuellement à la pelle des petits dessableur est généralement impropre à une réutilisation, et doit être enterré ou évacué à la décharge publique avec les détritres des grilles

Pour installations, les sables sont parfois lavés avant le stockage en trémie dans un bassin sépare, équipé d'un brassage à air insufflé, recevant le mélange eau-sable pompé dans les dessaleurs. Un sable lavé assez propre peut être utilisé sur place (constitution des lits de séchage).

➤ Les refus de dégraissage

Ces produits sont particulièrement difficiles à éliminer correctement en l'état dans la mesure où :

- Ils sont inacceptables en décharge.
- Ils sont difficilement incinérables car ils sont peu homogènes.

Ce gisement de déchet graisseux important mais mal gérés constitue une source de nuisances locale et de pollution différée et génère des coûts d'exploitation non négligeable.

La résolution de ces problèmes passe nécessairement par :

- ✓ La mise en œuvre des techniques permettant d'obtenir des déchets plus acceptables de qualité homogène (physico-chimie).
- ✓ L'amélioration de technique de traitement.

Pratiquement dans toutes les stations, les graisses sont stockées dans des bennes afin de les évacuer périodiquement vers la décharge.

Lorsque l'installation procède un incinérateur des boues ou des matières degrillées, on peut incinérer les matières flottantes et les graisses avec ces produits.

IV.3.2.4. La quantité de sable extrait du déssableur

La quantité de sable extrait du déssableur est d'environ 4 à 8 l / an / EH.

Pour une quantité de 4 l / an / EH. Pour 66 900 EH $V_R = 267,6 \text{ m}^3/\text{an}$

Pour une quantité de 8 l / an / EH. Pour 66 900 EH $V_R = 535,2 \text{ m}^3/\text{an}$

Donc le volume varie de 129 à 258 m^3/an , avec un volume moyen des refus de 401,4 m^3/an .

Tableau 4.3 : Récapitulatif des résultats du dimensionnement du déssableur.

Désignation	Unités	Quantités
Surface (mouillé)	m^2	59,47
Volume (mouillé)	m^3	148,66
Longueur (mouillé)	M	11
Largeur (mouillé)	M	2
Temps de séjour (t_s)	Mn	10
Q_{air}	$\text{m}^3 \text{ d'air/h}$	1338
V_{min}	m^3/an	267,6
V_{max}	m^3/an	535,2
V_{moy}	m^3/an	401,4

IV.4. Le traitement secondaire :

IV.4.1.Introduction :

L'épuration par boues activées à moyen charge consiste à mettre en contact les eaux usées avec un mélange riche en bactéries par brassage pour dégrader la matière organique en suspension ou dissoute, il y a une aération importante pour permettre à des bactéries la dégradation de ces matières organiques, suivie d'une décantation à partir de laquelle on renvoie les boues riches en bactéries vers le bassin d'aération pour maintenir l'activité biologique, la masse de la boue restantes (boues en excès) est extraite de la filière de traitement des boues par contre la partie surnageant qui consiste l'eau épurée sera acheminée vers la désinfection. L'épuration biologique s'effectue conformément à l'ensemble classique suivant :

- L'aération.
- Déphosphatation.
- La clarification, où s'effectue la séparation "boues / eaux traitée.
- Désinfection,
- La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues. dans les bassins d'aération.

IV.5. Bassin d'aération :

➤ Principe

Les bassins d'aération sont les réacteurs biologiques dans lesquels s'effectue la transformation des matières organique par les micro-organismes aérobie. Ils constituent un élément fondamental de la filière définie sous le terme boues activées.

➤ Dispositions constructives

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base de la charge massique et Volumique. Dans le domaine des petites stations d'épurations, la technique des boues activées en aération prolongée est plus répandue.

Pour assurée les objectifs classique aux stations d'épuration à boues activées le dimensionnement du bassin d'aération prendra généralement en compte les paramètres suivants :

- Charge massique en DBO₅/kg MVS.j
- Age des boues en j

IV.5.1. Dimensionnement :

- **Calcul du volume du bassin d'aération**

Le bassin d'aération est dimensionné sur la base de la charge massique et volumique, ces deux dernières s'obtiennent après échantillonnage.

Dans notre cas on va les prendre comme données.

On a : $L_0 = 3345 \text{ kg/j}$ (charge polluante en DBO₅ à l'entrée (kg/j))

$C_v = 1,2 \text{ kg/DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$.

$$V_B = \frac{\text{charge polluante en DBO}_5 \text{ à l'entrée} \left(\frac{\text{kg}}{\text{j}}\right)}{\text{charge volumique}} = \frac{L_0}{C_v}$$

$$V_B = \frac{3345}{1,2} = 2787,5 \text{ m}^3$$

$$V_B = 2787,5 \text{ m}^3$$

Pour une meilleure gestion et la facilité de l'entretien et vu le volume important du bassin on prévoit deux bassins d'aération de même volume.

$$V_{B1} = \frac{V_B}{2}$$

Avec :

V_{B1} : le volume unitaire d'un bassin.

$$V_{B1} = \frac{V_B}{2} = \frac{2787,5}{2} = 1393,75 \text{ m}^3$$

$$V_{B1} = V_{B2} = 1393,75 \text{ m}^3$$

- **Calcul de la surface unitaire de chaque bassin**

$$S_{ub} = \frac{V_{B1}}{H} = \frac{V_{B2}}{H}$$

Avec :

S_{ub} : Surface unitaire de chaque bassin (m²),

V_{B1}, V_{B2} : Volume unitaire de chaque bassin (m³),

H : Hauteur de chaque bassin (m) donnée de base prise égale à 4m.

$$V_{B1} = V_{B2} = 1393,75 m^3$$

$$H = 4m$$

$$Su_b = \frac{1393,75}{4} = 348,44 m^2$$

 $\Rightarrow$

$$Su_b = 348,44 m^2$$

➤ **Calcul de la largeur et de la longueur de chaque bassin « l et L ».**

Le bassin d'aération qu'on a proposé est de forme rectangulaire de longueur L et de largeur l.

On a : $l = \frac{S_{ub}}{L}$

Avec : $L = 2l$

D'où : $l = \sqrt{\frac{S_{ub}}{2}}$

Avec :

L : longueur du bassin (m) ;

l : largeur du bassin ;

S_{ub} : Surface unitaire de chaque bassin (m^2).

$$S_{ub} = 348,44 m^2$$

$$l = \sqrt{\frac{348,44}{2}} = 13,20 m$$

$$l = 13,20 m$$

Donc,

$$L = 2l = 26,40 m$$

On adoptera deux bassins d'aération ayant chacun les dimensions suivantes :

$$S_{ub} = 348,44 m^2$$

$$L = 26,4 m$$

$$l = 13,2 m$$

➤ **Calcul du temps de séjour (t_s) dans le bassin à partir du débit moyen horaire**

$$t_s = \frac{V_B}{Q_{moyh}}$$

Avec :

t_s : Temps de séjour (h),

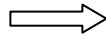
Q_{moyh} : Débit moyen horaire (m^3/h),

V_B : Volume du bassin (m^3) .

$$V_B = 2787,50 \text{ m}^3$$

$$Q_{moyh} = 446 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$t_s = \frac{2787,50}{446} = 6 \text{ h } 25\text{mn}$$



$$t_s = 6 \text{ h } 25\text{mn}$$

Tableau IV.4 : Récapitulatif des résultats du dimensionnement du bassin d'aération.

Désignation	Unités	Quantités
Volume total (v)	m ³	2787,50
Volume de chaque bassin $V_{B1} = V_{B2}$	m ³	1393,75
Hauteur (H)	M	4
Section de chaque bassin (S_{u_b})	m ²	348,44
Longueur de chaque bassin L	M	26,40
Largeur de chaque bassin l	M	13,20
Temps de séjour (t_s)	heure	6,25
nombre de bassin d'aération	U	2

IV.5.2 Les systèmes d'aération :

Il existe différents systèmes d'aération, utilisés dans les stations d'épuration des eaux usées urbaines, leurs différence réside dans le mode d'introduction d'air, on distingue plusieurs systèmes :

- les aérateurs à turbines,
- les aérateurs mécaniques de surface,
- les aérateurs à insufflation d'air.

Le système le plus utilisé actuellement dans les stations d'épuration est le système à aérateurs à insufflation d'air qui présente un très bon rendement.

IV.6. Décanteur secondaire (clarificateur) :

Le clarificateur est un ouvrage dans lequel la liqueur biologique sortante du bassin d'aération sera soumise à une clarification de façon à séparer les boues activées de l'eau épurée. Ces boues seront en partie recyclées vers le bassin d'aération, l'excès est envoyé vers le traitement des boues.

Nous adopterons comme ouvrage deux décanteurs cylindriques équipés d'un pont racleur constitué d'une passerelle radiale à la quelle sont suspendues les racles de fond et de surface. L'alimentation se fait au centre de l'ouvrage à un niveau tel qu'il ne puisse y avoir

une perturbation des boues sédimentées.

L'eau épurée est évacuée en sur verse par trop pleins alors que les boues sont récupérées au fond de l'ouvrage pour être ré-circulées dans le bassin d'activation et pour une partie (boue en excès) envoyées au traitement des boues.

➤ **Calcul de la surface de l'ouvrage**

$$Sh = Q_{ptp} / V_{lim}$$

Avec :

V_{lim} = Vitesse limite (m/h)

Q_{ptp} : Débit de pointe par temps de pluie (2301,36 m³/h)

Sh : Surface utile (partie cylindrique)

Tableau IV.5 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moyh}

$K = Q_{pts}/Q_{moyh}$	2,5	3	5	8	10
V_{lim} (m/h)	2	2,5	3,75	5	6

$$K = Q_{pts}/Q_{moyh}$$

Q_{pts} : Débit de pointe par temps sec (767,12m³/h)

$$K = \frac{767,12}{446} = 1,72 \text{ donc d'après le tableau on tire la vitesse } V_{lim} = 2\text{m/h}$$

$$Sh = \frac{2301,36}{2} = 1150,68\text{m}^2$$

$$S_h = 1150,68\text{m}^2$$

On choisira deux décanteurs ayant une surface unitaire suivante :

$$S_u = S_h/2$$

➤ **Application numérique :**

$$S_u = 1150,68 / 2 = 575,34 \text{ m}^2.$$

$$S_u = 575,34 \text{ m}^2$$

Donc Le volume du décanteur sera de :

$$V_u = S_u \times H$$

Avec :

H : hauteur du clarificateur est de **4m**.

D'où : $V_u = 575,34 \times 4 = 2301,36 \text{ m}^3$

$$V_u = 2301,36 \text{ m}^3$$

➤ **Calcul du diamètre d'un clarificateur**

$$D_u = D_1 = D_2 = \sqrt{\frac{4S_{h1}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4S_{h2}}{\pi}}$$

Application numérique :

$$D_u = \text{Racine} (4 \times S_u / \pi) = \text{Racine} (4 \times 575,34 / 3,14) = 27,07 \text{ m}$$

Le diamètre est de : **27,07m**

➤ **Calcul de Rayon de clarificateur**

$$R = \frac{D}{2}$$

Application numérique :

$$R = \frac{27,07}{2} = 13,53 \text{ m}$$

$$R = 13,53 \text{ m}$$

Le volume unitaire total du décanteur secondaire sera de :

$$V_{u \text{ tot}} = V_u = 2301,36 = 2301,36 \text{ m}^3$$

IV.6.1. Calcul de temps de séjour :

Le temps de séjours pour chaque basins est donné par :

$$T_s = V_u / Q_{\max}$$

$$T_s = 2301,36 / 892 = 2 \text{ h } 58 \text{ mn}$$

$$T_s = 2 \text{ h } 58 \text{ mn}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats du dimensionnement de décanteur secondaire (clarificateur).

Tableau IV.6: Tableau récapitulatif des dimensions du clarificateur.

Désignation	Unité	Quantité
Partie cylindrique		
Nombre de décanteur	U	02
Volume totale de clarificateur (V_t)	m^3	4602,72
Volume unitaire de chaque clarificateur ($V_1 = V_2$)	m^3	2301,36
Surface horizontale totale (S_h)	m^2	1150,68
Surface horizontale de chaque clarificateur ($S_{h1} = S_{h2}$)	m^2	575,34
Hauteur de clarificateur (H)	M	4
Rayon de clarificateur (R)	M	13,53
Diamètre de clarificateur (D)	m^3	27,07
volume unitaire total du décanteur secondaire	m^3	2301,36
Temps de séjour	Heure	02,58

IV.6.2. Production des boues :

☐ Calcul de la quantité des boues en excès « ΔB » :

Les boues excès sont proportionnelles à la quantité DBO_5 éliminée et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération.

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

$$\Delta B = B_{\min} + a_m \cdot L_e - b_x a - B_{\text{eff}}$$

Avec:

$B_{\min}$: Les boues minérales facilement biodégradables présentent 30% des MES exprimées Kg/j.

L_e : Charge en DBO_5 éliminée ($kgDBO_5/j$) ;

L_0 : Charge polluante à l'entrée du bassin d'aération (kg/j) ;

L_f : Charge polluante à la sortie du bassin d'aération ($kgDBO_5/j$) ;

X_a : Masse totale des bues dans le bassin (kg) ;

B_{eff} : Fuite des MES avec effluent, B_{eff} généralement négligeable ;

C_f : Concentration en DBO_5 à la sortie de la station (30mg/l, est une norme) ;

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

a_m : Rendement cellulaire ;

b : Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène .Les valeurs de b et a_m sont choisis en fonction de type de traitement appliqué ;

Tableau IV-7 : Valeur de b et a_m en fonction de type de traitement par boues activées.

Type de traitement	a_m	b
Faible charge	0,65	0,05
Moyenne charge	0,60	0,07
Forte charge	0,55	1,00

Application numérique:

$$B_{\min} = 0,3.MES = 0,3.4014 = 1204,20 \text{ Kg/j}$$

$$B_{\min} = 1204,20 \text{ Kg/j}$$

$$a_m = Cm^{-0,05} = 0,60 \text{ (pour } Cm=0,3).$$

$$a_m L_e = 0,60.$$

$$L_e = L_0 - L_f$$

$$L_f = C_f \cdot Q_{\text{moyj}}$$

$$L_f = 30.10^{-3} \cdot 10704 = 321,12 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

$$L_f = 321,12 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 3345 - 321,12 = 3023,88 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 3023,88 \text{ kgDBO}_5/\text{j}$$

$$a_m L_e = 0,6.3023,88 = 1814,32 \text{ kg/j.}$$

$$a_m L_e = 1814,32 \text{ kg/j}$$

$$bxa = 0,07.11\ 150 = 780,5 \text{ kg/j}$$

Avec :

$$xa = \frac{L_0}{Cm} = \frac{3345}{0,3} = 11\ 150 \text{ m}^3$$

$$bxa = 780,5 \text{ kg/j}$$

$$\Delta B = 1204,2 + 1814,32 - 780,5 = 2238,02 \text{ kg/j}$$

$$\Delta B = 2238,02 \text{ kg/j}$$

IV.7. Ouvrage du traitement tertiaire (désinfection)

Nous choisissons une désinfection par le chlore en utilisant l'eau de javel « hypochlorite de sodium » de 47 à 50°C, et le temps de contact (temps de séjour) t_c est de 15 à 20 min ainsi que la dose unitaire de chlore (D_{cl}) est de 3 à 10 mg/l.

VI.7.1. Calcul de la dose de chlore pour la désinfection (D_d)

$$D_d = Q_{\max} \times D_{cl}$$

Avec :

D_d : dose de chlore pour la désinfection (Kg/j),

$Q_{\max}$: débit max entrant à la STEP (m^3/j). (21408 m^3/j)

D_{cl} : dose unitaire du chlore (mg/l). D_{cl} prise égale à 5 mg/l pour un $t_c = 20$ mn.

$$D_d = \frac{21\,408 \times 5}{1000} = 107,04 \text{ kg/j}$$

$D_d = 107,04 \text{ kg/j}$

IV.7.2. Calcul de volume du bassin de désinfection

$$V_d = Q_{\max} \times t_c$$

Avec :

V_d : volume du bassin de désinfection (m^3),

$Q_{\max}$: débit max entrant à la STEP (m^3/h),

t_c : temps de contact prise égale à 20mn.

$$V_d = \frac{892 \times 20}{60} = 297,33 \text{ m}^3$$

$V_d = 297,33 \text{ m}^3$

IV.7.3. Calcul de la surface horizontale du bassin de désinfection (S_d)

$$S_d = \frac{V_d}{H}$$

Avec :

S_d : Surface horizontale du bassin de désinfection (m^2),

V_d : Volume de bassin de désinfection (m^3),

H : Hauteur du bassin de désinfection (m) donnée de base prise égale à 3m.

$$S_d = \frac{297,33}{3} = 99,11 \text{ m}^2$$

$$S_d = 99,11 \text{ m}^2$$

IV.7.4. Calcul de la longueur du bassin de désinfection (L_d)

On propose un bassin de désinfection de forme rectangulaire ;

$$l_d = \frac{S_d}{L_d}$$

Avec :

S_d : Surface horizontale du bassin de désinfection (m^2),

L_d : Longueur du bassin de désinfection (m),

l_d : Largeur du bassin de désinfection (m) avec $L_d = 2l_d$

Donc,

$$l_d = \sqrt{\frac{S_d}{2}} = \sqrt{\frac{99,11}{2}} = 7,03\text{m} \approx 7 \text{ m}$$

$$l_d = 7 \text{ m}$$

D'où :

$$L_d = 2.l_d = 2 \times 7 = 14 \text{ m}$$

$$L_d = 14\text{m}$$

Le bassin de désinfection a été dimensionné à long terme (2040). Il est de type longitudinal muni de chicanes.

Afin de permettre un meilleur contact des eaux avec la solution désinfectante, un certain nombre de chicanes seront construits à l'intérieur du bassin pour augmenter le parcours des eaux. De ce fait, nous proposons 11 chicanes ayant une longueur de 7 m et d'une largeur de 1 m,

Les résultats du dimensionnement du bassin de désinfection sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif des dimensions du bassin de désinfection.

Désinfection	Unités	Quantités
Volume (V_d)	m^3	297,33
Surface horizontale (S_d)	m^2	99,11
Hauteur (H)	m	3
Longueur (L_d)	m	14
Largeur (l_d)	m	7
Dose du chlore (D_d)	Kg/j	107,04
Nombre de chicane	U	11
Largeur de chicane	m	1
Longueur de chicane	m	7

IV.8. Traitement des boues

Les résidus d'épuration ne peuvent être abandonnés dans le milieu naturel sans traitement vu leur nocivité. Il est donc nécessaire de traitée avant de les déposé en décharge ou autrement.

IV.8.1. Epaissement

L'épaississement consiste à séparer par gravité (décantation ou flottation), l'eau interstitielle des particules de boues. Le but de l'épaississeur est de rendre les boues plus concentrées tout en réduisant leur volume. Nous adopterons comme ouvrage d'épaississement par décantation naturelle. Le dimensionnement a été fait pour répondre aux besoins de la STEP à long terme (2040).

IV.8.2. Dimensionnement

Surface de l'ouvrage : elle est donnée par la formule suivante :

$$Q_b = \Delta B / C_s$$

Avec :

C_s : charge massique des boues est comprise entre 25 et 30 kg.MS/ $m^2.j$

ΔB : quantité de boues produites par jour= 2238,02 kg/jour

Pour: $C_s = 30 \text{ kg.MS/ } m^2.j$ on a $S1 = 24,8 \text{ } m^2$

$C_s = 25 \text{ kg.MS/ } m^2.j$ on a $S2 = 29,8 \text{ } m^2$

On choisira alors une surface de l'épaississeur égale à **29,8 m^2**

L'ouvrage présentera une géométrie cylindrique ayant les dimensions suivantes :

Surface = **29,8 m²**

➤ **Calcul du diamètre :**

Le diamètre de l'épaississeur se calcule par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}}$$

Application numérique : $D = \sqrt{\frac{4 \times 29,8}{\pi}} = 6,2 \text{ m}$, soit **6,5 m**

D = 6,5 m

➤ **Calcul du volume :**

Pour une hauteur de **3 m**, le volume de l'épaississeur sera de :

$$V = S \times h$$

$$V = 29,8 \times 3 = 90 \text{ m}^3$$

Le volume total de l'épaississeur :

V_t = 90 m³

➤ **La concentration des boues à l'extraction**

La concentration des boues à l'extraction varie entre 25 à 30 kg/m³. On prendra la valeur 30 kg/ m³.

La quantité de boues à extraire sera de :

$$Q_b = 2238,02 / 30 = 74,60 \text{ m}^3/\text{j} = 27\,229 \text{ m}^3/\text{an}$$

Q_b = 74,60 m³/j = 27 229 m³/an

➤ **Le temps de séjour**

$$T_s = V_t / Q_b$$

Avec :

Q_b : La quantité des boues à extraire en m³/j

$$T_s = 90 / 74,60 = 1 \text{ j}$$

T_s = 1 j

Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des dimensions du l'épaississeur.

Désignation	Unité	Quantité
Partie cylindrique	---	---
Nombre de décanteur	U	01
Volume du l'épaississeur (V)	m ³	90
Surface horizontale (S)	m ²	29,8
Diamètre (D)	m	6,5
volume total de l'épaississeur	m ³	90
Q _b (quantité des boues à extraire)	m ³	74,60
Temps de séjour	jour	1

IV.9. Déshydratation des boues (lit de séchage)

La déshydratation des boues peut être naturelle ou mécanique. Dans notre cas, vu la nature des boues résultantes du traitement biologique, nous adopterons une déshydratation naturelle sur lits de séchage.

La déshydratation sur lits de séchage s'effectue dans un premier temps par filtration gravitaire et de drainage jusqu'à une teneur en eau de 80%, ce phénomène cède ensuite la place à la dessiccation qui s'effectue par évaporation de l'eau en surface.

Les lits de séchage sont en général constitués de deux couches, l'une de sable se trouvant en dessus et l'autre en gravier située en dessous.

Les lits de séchage sont généralement mis en œuvre en disposant dans les bassins en béton, de couche de sables et de graviers.

Pour une bonne exploitation de lit de séchage, l'épaisseur des boues doit être comprise entre 15 à 40cm, et le fond du lit est équipé d'un drain qui permettra l'évacuation des eaux.

IV.9.1. Surface de lit de séchage

La surface de séchage dépend de la nature de la boue et les conditions climatiques, on admet que pour une boue fraîche, la surface minimale suivante rapportée à l'équivalent habitant qui est de l'ordre de 1m² pour 12 à 15 Eq/hab.

Donc :

$$S_t = \frac{N}{EH}$$

Avec :

S : Surface totale du lit de séchage (m²);

N : Nombre d'équivalent habitant égale à 66 900 Eq/hab

EH: représente l'équivalent habitant pour une surface minimale de 1m² ; elle est prise égale à 15Eq/hab/m²

D'où :

$$S = \frac{66\,900}{15} = 4460\text{m}^2$$

$$S = 4460\text{m}^2$$

La surface unitaire d'un lit de séchage est de 300 m², ce qui permettra la facilité de l'exploitation et de l'entretien.

IV.9.2. Calcul du nombre de lit séchage

$$N_L = \frac{S_t}{S_u}$$

Avec :

S_t : Surface totale de lit de séchage (m²),

S_u : Surface unitaire d'un lit de séchage (m²),

N_L: Nombre de lit de séchage.

$$N_L = \frac{4460}{300} = 15 \text{ lits de séchages}$$

$$N_L = 15 \text{ lits de séchages}$$

Donc, nous proposons 15 lits de séchages ayant chacun les dimensions suivantes :

- une longueur L = 30m,
- une largeur l = 10m,

- une hauteur de $H_t = 0,8\text{m}$.

Où :

H_t : hauteur total du lit de séchage,

$$H_t = H_{GG} + H_{GF} + H_S + H_B$$

Avec :

H_{GG} : épaisseur de la couche gravier gros ; ($H_{GG} = 0,175\text{m}$),

H_{GF} : épaisseur de la couche gravier fin ; ($H_{GF} = 0,075\text{m}$),

H_S : épaisseur de la couche de sable, ($H_S = 0,15\text{m}$),

H_B : épaisseur des boues épandues ; ($H_B = 0,40\text{m}$).

IV.9.3. Calcul du volume du lit de séchage (V_L)

$$V = S \cdot H_B$$

Avec :

V : Volume du lit de séchage (m^3),

S : Surface totale du lit de séchage (m^2),

H_S : épaisseur des boues épandue.

$$V = 4460 \times 0,4 = 1784\text{m}^3$$

Les résultats du dimensionnement des ouvrages de traitement des boues sont groupés dans le tableau qui suit.

Tableau. IV.10 : Tableau récapitulatif du dimensionnement des lits de séchage.

Désignation	Unités	Quantités
Volume (V)	m^3	1784
Surface (S)	m^2	4460
Nombre de lit de séchage	U	15
Longueur (L)	M	30
Largeur (l)	M	10
Hauteur total du lit de séchage (H_t)	M	0,80

V.1.Introduction :

Le béton, matériau réalisé par mélange de sable, de gravier, de ciment et d'eau. Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant du béton et de l'acier. Le béton sert à la construction d'un grand nombre d'ouvrage (fondation, dalle,...) ; pour améliorer la résistance du béton, on l'associe à du fer (ferraillage) pour obtenir un béton armé il est de masse volumique généralement prise égale à 2500 Kg/m^3 .

Dans notre cas, nous utilisons le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL91** complété en **1999**, et règlement parasismiques Algériennes **RPA 2003**, ainsi que **CBA93**.

Le règlement **BAEL** est basé sur les états limite définis ci-après.

V.2. Etat limites :

Un état limite est un état dans lequel se retrouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu. il existe deux états limites :

V.2.1. Etat limite ultime (ELU) :

Dans le cas d'une vérification à l'état limite ultime, on devra justifier :

- La résistance de tous les éléments de la construction.
- La stabilité de ces éléments.
- L'équilibre statique.

V.2.2.État limite de service (ELS) :

Les vérifications à effectuer dans le cas des états limite de service portent sur :

- La contrainte maximale de compression du béton.
- La fissuration du béton.
- La déformation des éléments.

V.3. Le béton :

Le béton est un mélange d'agréats (gravillon, sable), de liants (ciment) et d'eaux dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et une bonne qualité après durcissement.

Le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m³ de béton mis en œuvre, au dessous de 300 kg/m³ les règles CBA93 ne sont plus applicables dans notre cas le dosage est pris de 400 kg/m³.

V3.2.1. Composition du béton :

❖ Ciment

Le teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée, pour la majorité des ouvrages hydrauliques, le béton armé contient généralement 400 Kg/m³ de ciment.

❖ Granulats

Les granulats à utiliser sont des graviers issus des carriers, ou blocs de roche concassés, la taille de granulats est indiquée par deux chiffres ; la plus grand dimension des éléments et la plus petite. On va utiliser de graviers 5/15 et 15/25.

❖ Sable

Les grains de sable sont de même origine que les granulats, ils ont un diamètre inférieur à 5mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans argile.

❖ Eau

L'eau doit être propre, si elle des chlorures, une réaction chimique aura lieu qui va modifier la prise du ciment, le béton perd alors ses qualités de résistance.

Le béton obtenu aura une masse volumique d'environ 2500 Kg/m³.

V.3.2. Résistance du béton à la compression (Art2.1,2 2 du BAEL91) :

Pour l'établissement des projets, dans le cas courant, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dit valeur caractéristique requise. Celle-ci notée f_{c28} est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permet de vérifier qu'elle est atteinte. On prendre $f_{c28}=25$ MPa

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge (en cour d'exécution) est inférieure à 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenu au jour considéré.

On peut admettre que pour $j \leq 28$ jours ; la résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

➤ pour $j > 28$ jours

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression $j^{\text{ème}}$

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression au **28^{ème}** jour.

V.3.3. Résistance du béton à la traction (Article 2.1.12 du BAEL91) :

La résistance du béton à la traction à «j» jour note f_{tj} est donnée par relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

V.3.4. Module de déformation longitudinale :

Pour une durée d'application d'une charge instantanée ≤ 24 heures, le module de déformation longitudinal instantané du béton est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Et pour une charge de longue durée le module de déformation longitudinal différé tiendra compte du fluage et est donné par la formule :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$E_{vj} = 10818,866 \text{ MPa}$

V.3.5. Module de déformation transversale du béton :

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifié99), le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité)

ν : Coefficient de poisson.

$\nu = 0$ pour le calcul de sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

$\nu = 0,2$ Pour le calcul des déformations à l'ELS (béton non fissuré).

V.3.6. Les contraintes limites de calcul :

Un état limite est une situation au-delà de laquelle une structure à un élément ou un ensemble d'éléments n'assure plus la fonction pour laquelle il est conçu, on distingue deux catégories d'état limites :

V.3.7. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants à ces états sont :

La rupture locale ou globale, ou bien la perte d'équilibre de forme.

La contrainte correspond à l'état limite ultime s'écrit :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité ;

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires ;
 $\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles ;

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours ;

ϑ : Coefficient d'application des actions considérées ;

$\vartheta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h ($T > 24h$).
 $\vartheta = 0,9$ si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h ($1h < T < 24h$).
 $\vartheta = 0,85$ si la durée d'application des actions est inférieure à 1h ($T < 1h$).

Pour des situations durables : $\gamma_b = 1,5$

	$\vartheta = 1$
f_{bu}	14,20

Pour des situations accidentelles : $\gamma_b = 1,15$

	$\vartheta = 1$	$\vartheta = 0,9$	$\vartheta = 0,85$
f_{bu}	18,48	20,53	21,74

V.3.8. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \text{ on trouve } \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Pour la vérification il faut que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

V.3.9. Contrainte limite de cisaillement (Art : A5.1, 21 BAEL) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} ;$$

Avec :

V_u : effort tranchant dans la section étudiée.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa} \right\}, \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très Préjudiciable}$$

V.3.10. Diagramme contraintes-déformations de calcul du béton en compression :

- à l'état limite ultime (ELU)

Pour la vérification à l'état limite, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit <<parabole-rectangle

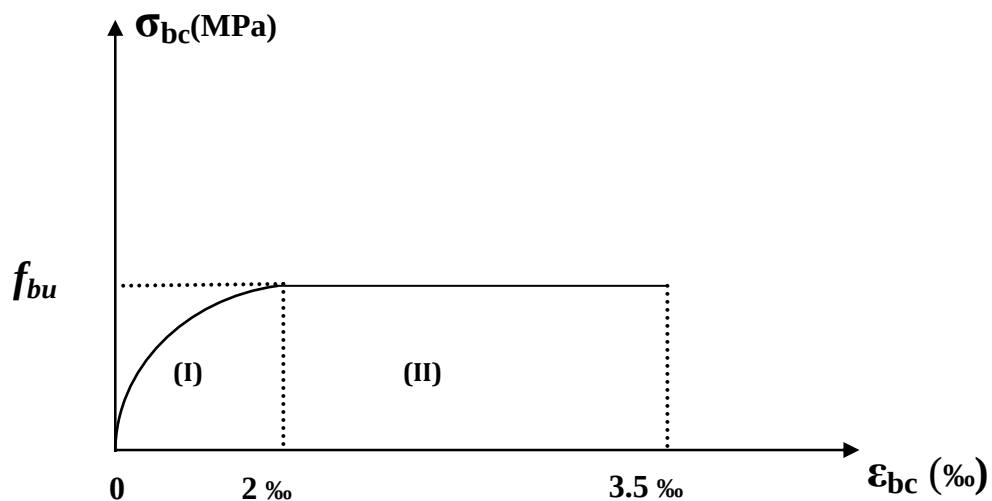


Figure V.1 : Diagramme contrainte déformation du béton

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

(I) : Etat élastique.

(II) : Etat plastique.

σ_{bc} : Contrainte de calcul du béton en compression.

f_{c28} : Contrainte du béton en compression à l'âge de 28 jours.

ε_{bc} : déformation du béton en compression.

Pour $\varepsilon_{bc} < 2\text{‰}$ la loi de Hooke est applicable : $\sigma_{bc} = E_b \cdot \varepsilon_{bc}$

Avec :

E_b : Module de Young (Module d'élasticité).

- **à l'état limite de service (ELS) :**

La déformation dans le béton à l'ELS est considérée comme linéaire et élastique, son diagramme est donné par la figure suivante :

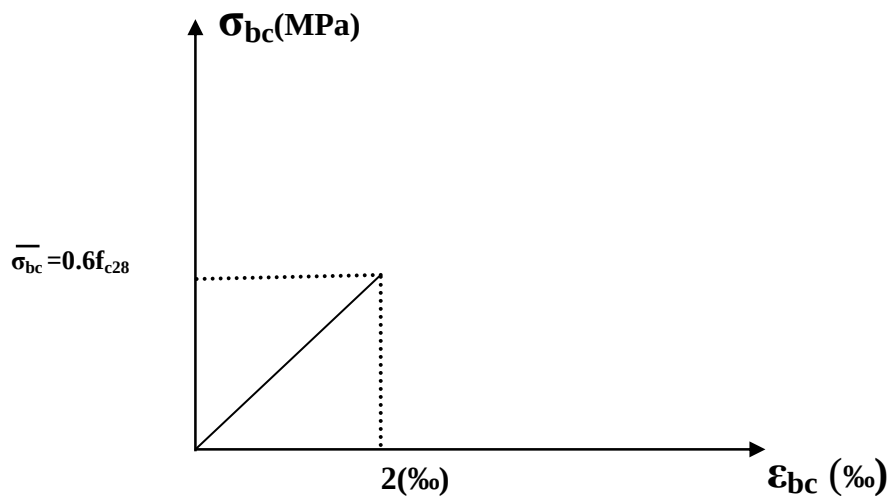


Figure V.2 : Diagramme de contrainte à l'ELS

V.4. ACIERS :

Fer combiné avec du carbone en faible pourcentage et acquérant par la trempe un degré plus ou moins grand de dureté, L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, la solution du problème de non résistance du béton à la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

V.4.1. Limite d'élasticité

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité (f_e) cette valeur est donnée selon le BAEL99 dans le tableau suivant :

Tableau V-1: Caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (Mpa)	Emploi
Rond Lisse	FeE22 FeE24	215 235	-Emploi courant -Epingle de levage des pièces -prévariéquant
Barre à haute adhérence	FeE40	400	-Emploi courant
Fils tréfilés lisse	$\varnothing > 6\text{mm}$	500	-treillis soudés uniquement emploi courant.

Dans notre cas on utilise :

Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance FeE40, caractérisés par leur limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'ELU est défini conventionnellement comme suit :

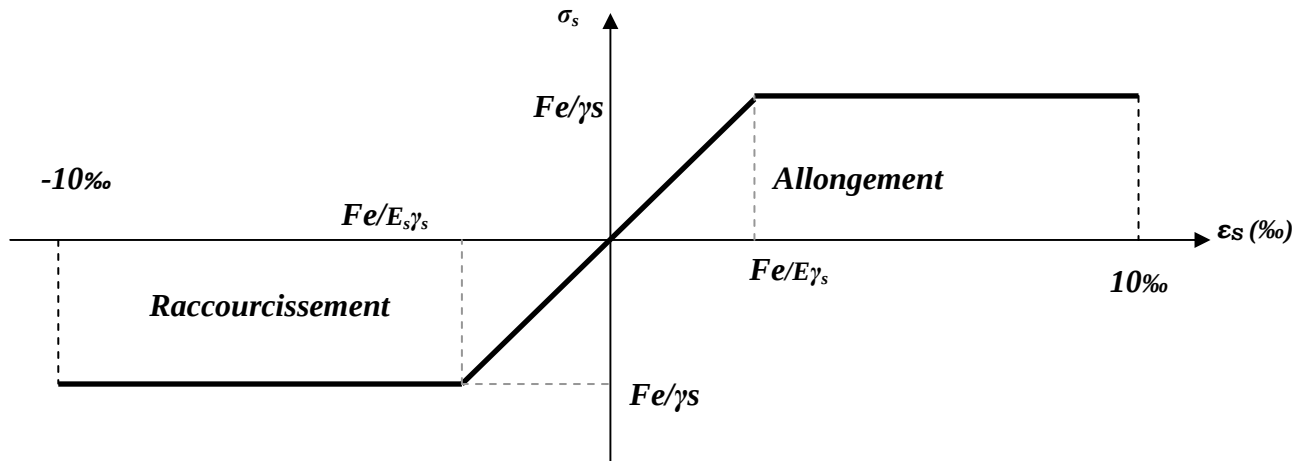


Figure V.3 : Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

Le module d'élasticité «Es» est défini par la pente de la droite passant par l'origine et est pris égale à $E_s = 2.10^5$ MPa.

• **A L'ELU :**

σ_s : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adoptée est la suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,5 & \text{Situation durable ou transitoire (SDT)} \\ 1,15 & \text{Situation accidentelle (SA)} \end{cases}$$

• **A L'ELS**

Elle dépend de l'état de fissuration :

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est soumise à aucune limitation (pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_s = \min [2/3 f_{e,r}, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}] .$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = 0,8 \min [2/3 f_e, \max (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$$

Avec :

η est le coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 ; \text{ pour les ronds lisses et treillis soudés} \\ \eta = 1,6 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 ; \text{ pour les aciers à haute adhérence } \varnothing < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

D'où :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ en PRN} \\ \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ en FP} \\ \bar{\sigma}_s = 161,30 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ en FTP} \end{cases}$$

V.4.2. Les sollicitations :

Ce sont les efforts normaux ou tranchants et les moments de flexions ou de torsions. Les sollicitations sont généralement calculées par les méthodes de **RDM** et à partir de certaines combinaisons d'actions.

V.4.2.1. Combinaison de calcul à l'ELU :

❖ Situation durable ou transitoire (SDT) :

Ce sont des situations où sont appliquées seulement les actions permanentes et les actions variables, elles sont déterminées par les combinaisons suivantes :

$$1.35 \quad G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum_{i>1}^n 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

❖ Situation accidentelle (SA) :

Ce sont les actions accidentelles (séisme, choc....etc.) qui viennent s'ajouter aux actions permanentes et les actions variables. Elles sont données par la combinaison suivante :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{11} Q_1 + \sum_{i>1}^n \psi_{2i} Q_i$$

V.4.2.2. Combinaison de calcul à l'ELS

Dans le cas général, la combinaison d'actions est donnée par :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum_{i>1}^n \psi_{0i} Q_i$$

Avec :

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle (action de base)

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes déformables

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables

Q₁ : action variable de base

Q_i : action variable d'accompagnement

Ψ₁₁ : coefficient de valeur fréquente d'une action variable

Ψ_{2i} : coefficient de valeur quasi-permanente d'une action variable (donnée par le R.P.A)

Ψ_{0i} ; Ψ₁₁ ; Ψ_{2i} : définis dans l'annexe de **BAEL91**

Ψ_{0i} : coefficient de pondération dépend de Q₁ et Q_i

γ_{Q1} : coefficient d'action de base.

$$\gamma_{Q1} = 1.35 \begin{cases} 1.50 & \text{Dans le cas général} \\ \text{Dans le cas de température} \\ 1.20 & \text{Dans le cas du vent} \end{cases}$$

V.5. Ferrailage minimum **A_{min}**

a) Traction simple : (Condition de non fragilité)

$$A_{\min} \geq B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

B : section du béton

b) Compression simple :

$$A_{\min} = \max\left(4U, \frac{2B}{1000}\right) \text{ cm}^2$$

U : périmètre de la section du béton exprimé en "m".

$$4U(\text{cm}^2) = 4 (\text{cm}^2/\text{m}) \cdot U(\text{m}) \quad [(4 \text{ cm}^2) \text{ d'acier par mètre de pourtour}].$$

c) Flexion simple :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

b₀ : largeur de la section du béton en "cm".

d : distance entre le centre de gravité des aciers tendues et fibre du béton la plus comprimée.

d) Flexion composée :✓ **N compression :**

$$A_{\min} = 0,23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left(\frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \right)$$

✓ **N traction :**

$$A_{\min} = 0,23.b_0.d. \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot \left(\frac{e + 0,45d}{e + 0,185d} \right)$$

Avec:

e : L'excentricité maximale.

On doit vérifier que: $A_s \geq A_{\min}$

A_s : étant la section d'acier déterminée

V.6. Actions – sollicitations

On distingue trois types d'actions :

- ✓ **Action permanentes** : notées **G** dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps: le poids propre, les revêtements...
- ✓ **Actions variables** : notées **Q** dont l'intensité varie d'une manière importante dans le temps .On distingue:
 - surcharges d'exploitation.
 - surcharges climatiques : neige, vent, effets de la température.
 - influence du retrait et du fluage.
- ✓ **Actions accidentelles**: ce sont des actions rares et de courte durée tel que : le séisme, les explosions, les incendies...

V.7. Hypothèses de calcul

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

V.7.1. État limite ultime (ELU)

Les sections planes restent planes après déformation (Hypothèse de BERNOUILLI).

Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

Le béton tendu est négligé dans le calcul de résistance, à cause de sa faible résistance en traction.

Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion simple ou composée et à $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ dans le cas de compression simple

L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

Autre dispositions et hypothèses :

- l'enrobage de l'armature est de 5 cm (fissuration très préjudiciable).
- Les aciers sont calculés en tenant compte de reprise de bétonnage.
- L'application des combinaisons est considérée pour des durées supérieures à 24 h
- Plus de la moitié des charges sont considérées comme appliquées avant 90 jours.

V.7.2. Etat limite de service (ELS)

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

Conservation des sections planes.

Par convention, le coefficient d'équivalence est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

La résistance du béton à la traction est négligeable.

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

VI.1.Introduction :

La deuxième partie de notre projet de fin d'étude consiste à effectuer une étude génie civil du clarificateur. Autrement dit nous allons calculer le ferrailage de ce clarificateur.

Cet ouvrage se présente comme un réservoir circulaire d'une capacité totale de 2301,36 m³

VI.2. pré-dimensionnement des éléments :

a- Epaisseur du radier

L'épaisseur du radier est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$e = R/25$$

$$R = 13,53 \text{ m}$$

$$e = 13,53/25 = 0,54 \text{ m}$$

On opte pour : **e = 55 cm**

b- Epaisseur des voiles

L'épaisseur des voiles est déterminée par l'expression suivante :

$$e \geq h_{\max}/20$$

$$\text{Avec } h_{\max} = 4,86 \text{ m}$$

$$e = 4,86 / 20 = 0.243 \text{ m}$$

On opte pour une épaisseur : **e = 30 cm**

VI.3. Caractéristiques du réservoir :

- Hauteur total de l'ouvrage..... 5, 41 m
- Forme géométrique..... cylindrique
- Hauteur d'ancrage..... 4, 79 m
- Capacité..... 2301,36 m³
- Hauteur utile de l'eau..... 3,90 m
- Diamètre extérieur du réservoir.....27,00 m
- Diamètre intérieur du réservoir 26.40 m

VI.4. Description du réservoir :

Le réservoir à étudier est composé :

- Un radier circulaire
- Un voile circulaire délimitant la cuve
- Une dalle pleine circulaire

VI.5. Les charges permanentes:

VI.5.1. Poids de voile périphérique (paroi du réservoir) P_p

$$P_p = P_{\text{paroi}} + P_{\text{goulotte}}$$

a- Poids de la paroi P_{paroi}

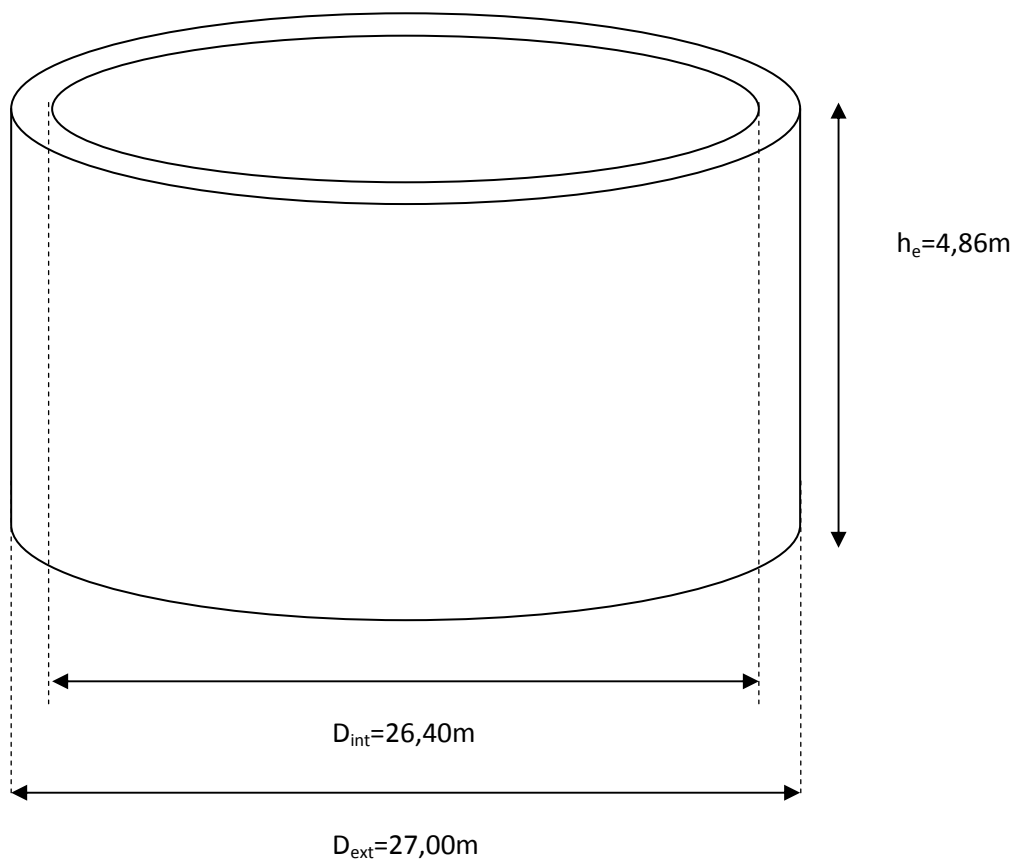


Figure.VI.2 : Parois du réservoir.

Diamètre extérieure = 27,00 m

Diamètre intérieure = 26,40 m

Hauteur $H = 4,86$ m

$$P_{\text{paroi}} = \left(\frac{\pi}{4} \right) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times H \times \gamma$$

$$P_{\text{paroi}} = (3,14/4) \cdot ((27,00)^2 - (26,40)^2) \cdot 4,86 \cdot 2,5 = 305,58 \text{ t}$$

$$P_{\text{paroi}} = 305,58 \text{ t}$$

b- Poids de la goulotte P_{goulotte}

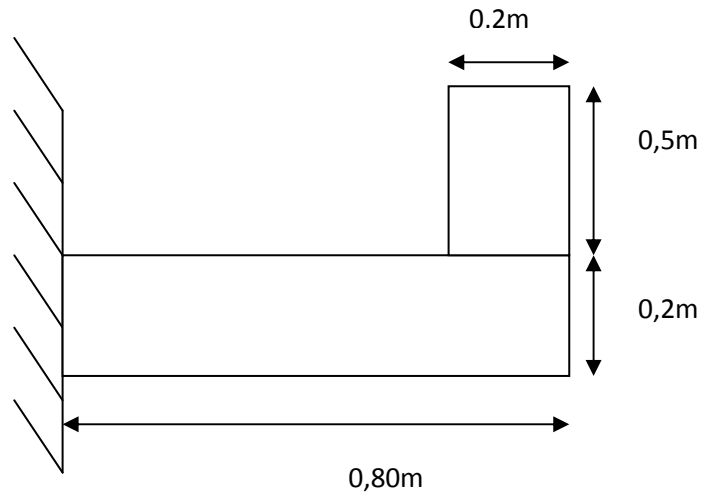


Figure VI.3 : La goulotte.

$$P_{\text{goulotte}} = P_1 + P_2$$

Avec :

$$\Rightarrow P_1 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma$$

$$D_{\text{ext}} = 26,40 \text{ m}$$

$$D_{\text{int}} = 24,80 \text{ m}$$

$$e = 0,2 \text{ m}$$

$$P_1 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma$$

$$P_1 = (3,14/4) \cdot ((26,40)^2 - (24,80)^2) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 32,15 \text{ t}$$

$$P_1 = 32,15 \text{ t}$$

$$\Rightarrow P_2 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma$$

$$D_{\text{ext}} = 25,20 \text{ m}$$

$$D_{\text{int}} = 24,80 \text{ m}$$

$$e = 0,5 \text{ m}$$

$$P_2 = (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times e \times \gamma$$

$$P_2 = (3,14/4) \cdot ((25,20)^2 - (24,80)^2) \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 19,62 \text{ t}$$

$$P_2 = 19,62 \text{ t}$$

Donc :

$$P_{\text{goulotte}} = P_1 + P_2 = 32,15 + 19,62 = 51,77 \text{ t}$$

$$P_{\text{goulotte}} = \mathbf{51,77 \text{ t}}$$

$$P_p = P_{\text{paroi}} + P_{\text{goulotte}} = 305,58 + 51,77 = 357,35 \text{ t}$$

$$P_p = \mathbf{357,35 \text{ t}}$$

VI.5.2. Poids de radier P_{radier}

$$P_{\text{radier}} = \pi \times (D^2/4) \times e \times \gamma$$

Diamètre $D=27,00 \text{ m}$

Epaisseur $e = 0,55 \text{ m}$

Densité du béton $\gamma=2,5 \text{ t/m}^3$

$$P_{\text{radier}} = 3,14 \times (27)^2/4 \times 0,55 \times 2,5 = 786,86 \text{ t}$$

$$P_{\text{radier}} = \mathbf{786,86 \text{ t}}$$

VI.5.3. Poids de gousset

Diamètre extérieure : $D_{\text{ext}} = 26,40 \text{ m}$

Diamètre intérieure : $D_{\text{int}} = 25,60 \text{ m}$

Hauteur du gousset : $h_g = 0,4$

$$P_{\text{gousset}} = (1/2) \times (\pi/4) \times (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h_g \times \gamma$$

$$P_{\text{gousset}} = (1/2) \times (\pi/4) \times (26,40^2 - 25,60^2) \times 0,4 \times 2,5 = 16,32 \text{ t}$$

$$P_{\text{gousset}} = \mathbf{16,32 \text{ t}}$$

VI.6. Le poids total de notre ouvrage vide

$$P_T = P_{\text{radier}} + P_{\text{paroi}} + P_{\text{goulotte}} + P_{\text{gousset}}$$

$$P_T = 786,86 + 305,58 + 51,77 + 16,32 = 1160,53 \text{ t}$$

$$P_T = \mathbf{1160,53 \text{ t}}$$

VI.7. Poids de l'eau

$$P_{\text{eau}} = V \times \gamma_w$$

Avec :

V : volume du clarificateur $= 2301,36 \text{ m}^3$ (V est calculé dans la partie hydraulique)

γ_w = poids volumique des eaux usée = 1,1 t/m³

$$P_{\text{eau}} = 2301,36 \times 1,1 = 2531,50 \text{ t}$$

$$P_{\text{eau}} = \mathbf{2531,50 \text{ t}}$$

VI.8. Poids total (poids total de notre ouvrage vide + Poids de l'eau)

$$P_{\text{TOT}} = 1160,53 + 2531,50 = 3692,03 \text{ t}$$

$$P_{\text{TOT}} = \mathbf{3692,03 \text{ t}}$$

VI.9. Poids du béton de propreté $P_{\text{propreté}}$

$$P_p = \pi \times (D^2/4) \times e \times \gamma$$

Diamètre $D = 27,80 \text{ m}$

Epaisseur $e = 0,1 \text{ m}$

Densité du béton $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$ (d'après le DTR)

$$P_{\text{radier}} = 3,14 \times (27,80^2/4) \times 0,1 \times 2,2 = 133,47 \text{ t}$$

$$P_{\text{propreté}} = \mathbf{133,47 \text{ t}}$$

VII.1.Introduction:

Pour réaliser correctement une étude de fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des lieux et de déterminer de façon précise les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

VII.2. But de l'étude géotechnique:

- Détermination de la nature de sol ainsi que ses caractéristiques géotechniques et géologiques.
- Déterminer l'agressivité du sol par rapport au béton afin de prévoir les mesures adéquates.
- Constater et prévoir les éventuels risques naturels (tassement, infiltration.....etc.).

VII.3. Séismicité:

La région d'Azazga est classée en zone II_a, de moyenne séismicité selon le RPA99 révisé en 2003.

VII.4. Travaux de reconnaissance:

La campagne d'investigation in- situ a consisté en la réalisation de 5 (cinq) essais de pénétration dynamique, et (03) sondage carottés.

a- Essais de pénétration dynamique :

5 (cinq) essais de pénétration dynamique ont été exécutés sur le site d'implantation à l'intérieur des emprises des bâtiments, dans une optique d'estimer l'évolution de la résistance du sol en profondeur et fixer le toit de l'horizon dur.

Les pénétrogrammes dynamiques révèlent des valeurs de résistances sensiblement supérieures à 40 bars à partir de 2,00 m de profondeur et dépassant facilement les 100 bars à partir de 4,00 m de profondeurs, les allures des courbes dénotent des bonnes valeurs pour l'estimation de la capacité portante du sol

L'horizon dur matérialisé par l'enregistrement des refus se localise à partir de 4,00 m de profondeur.

La valeur minimale de R_d (résistance dynamique du sol) que l'on peut prendre en considération pour l'estimation de la contrainte admissible est de 60 bars à partir de 3,00 m de profondeur.

b- Sondage :

Les coupes lithologiques remontent à la surface, révèlent des dépôts épais de sables et graviers moyennement denses. (Site meuble).

- **Essais de laboratoire**

Des échantillons intacts ont été soumis à des essais physiques et chimiques au laboratoire pour déterminer :

- La densité sèche,
- La teneur en eau,
- Le degré de saturation,
- La cohésion,
- L'angle de frottement,
- La pression de consolidation,
- Le coefficient de tassement.

- **Analyses chimiques du sol**

Les analyses chimiques du sol, réalisées dans une optique de déterminer le degré d'agressivités du sol, les résultats obtenus dénotent une agressivité nulle d'où les fondations ne nécessitent aucune disposition particulière.

VII.4. Interprétation des résultats :

L'analyse des résultats obtenue a permis de déduire que le site réservé présente des caractéristiques favorables du point de vue portance.

A cet effet, la contrainte admissible du sol peut s'obtenir par la formule suivante :

$$\delta_{adm} = \frac{R_{dmin}}{20}$$

Selon SANGLERAT, la contrainte admissible du sol (δ_{adm}), déduite des essais de pénétration dynamique, est égale au vingtième de la valeur moyenne minimale de la résistance dynamique enregistrée par les essais :

D'où nous avons :

$$\delta_{adm} = \frac{R_{dmin}}{20} = 2,00 \text{ bars}$$

$$\delta_{adm} = 2,00 \text{ bars}$$

VIII.1. Introduction :

La paroi du réservoir est un voile, cylindrique semi enterré soumis simultanément à :

- ✓ La poussée hydrostatique du coté interne tendant à dilater la paroi dans le sens radial.
- ✓ La poussée des terres du coté externe par un effort de compression sur la paroi.
- ✓ Une traction au niveau des cerces provoquée par la pression hydrostatatique.
- ✓ Une compression au niveau des cerces provoquée par la poussée des terres

VIII.1.1. Calcul de la paroi cylindrique sous l'effet hydrostatatique:

En Considérant que la cuve se calcule par bande de 1,00 m de hauteur, sous l'effet de la pression de l'eau agissant de l'intérieur du réservoir sur toute la hauteur. Chaque bande est soumise à une pression hydraulique

Dans notre cas, on divise la paroi en trois bandes ; chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors du calcul.

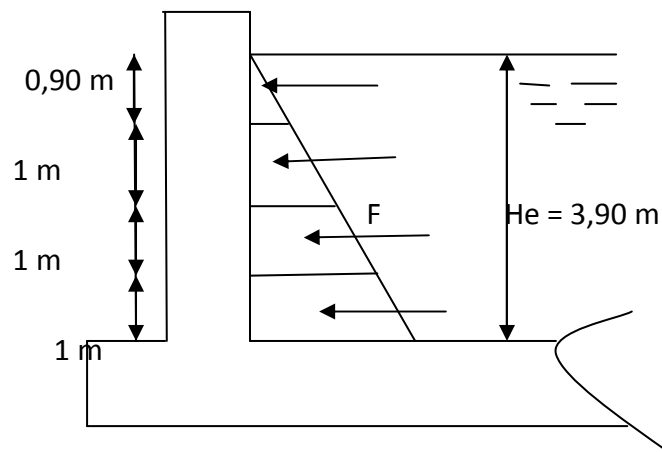


Figure VIII.1: Poussée hydrostatatique sur les parois.

VIII.1.1.1. Calcul la Pression unitaire sur chaque bande de la paroi :

$$q_i = \bar{w} \times h_i$$

h_i : hauteur da la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein

$\bar{w}$: masse volumique de liquide = 1100 kg/m³

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante :

$$Q_i = \frac{(q_i + q_{i+1})}{2}$$

Sous l'action des pressions hydrostatique Q_i , chaque bande (i) sera tendu avec un effort de traction T_i tel que :

ELU : $T_{iu} = 1,5 \cdot Q_i \cdot D/2$

ELS : $T_{is} = Q_i \cdot D/2$

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VIII.1: pression agissant sur chaque bande

Bande (i)	hi (m)	qi (kg/m ²)	Qi (kg/m ²)	Tu (kg/ml)	Ts (kg/ml)
1	3,90	4290	3740	74052	49 368
2	2,90	3190	2640	52272	34 848
3	1,90	2090	1540	30492	20328
4	0,90	990	495	9801	6534

VIII.1.1.2. Calcul des armatures circulaire (cerces) :

Les efforts de traction dans chaque bande seront absorbés par l'armature circulaire sous forme de cerces.

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$T_{iu} = 1,5 \times Q_i \times \frac{D_{int}}{2}$$

La section d'armatures correspondantes sera donc :

$$A = \frac{T_{iu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec : $\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

Les calculs faits se résument dans le tableau ci-dessous.

Tableau VIII.2 : Les armatures à l'état limite ultime (ELU)

bande (i)	hi(m)	qi (kg/m ²)	Qi (kg/m ²)	Tu (kg/ml)	Aiu (cm ²)
1	3,90	4290	3740	74052	21,28
2	2,90	3190	2640	52272	15,02
3	1,90	2090	1540	30492	8,76
4	0,90	990	495	9801	2,82

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$T_{is} = Q_i \times \frac{D_{int}}{2}$$

$$A = \frac{T_{is}}{\bar{\sigma}_s}$$

La fissuration est très préjudiciable (F.T.P)

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right).$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$n = 1,6 \text{ H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; \max \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right) = 161,30 \text{ MPa.}$$

Tableau VIII.3 : Les armatures à l'état limite de service (ELS)

bande (i)	hi(m)	qi (kg/m ²)	Qi (kg/m ²)	Ts (kg/ml)	Ais (cm ²)
1	3,90	4290	3740	49 368	30,60
2	2,90	3190	2640	34 848	21,60
3	1,90	2090	1540	20328	12,60
4	0,90	990	495	6534	4,05

➤ Vérification de la condition de non fragilité (CNF)

$$A_{\min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$B = e \times ml$$

AN:

$$B = 0,3 \times 1 = 0,3 \text{ m}^2 = 3000 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 3000 \times \frac{2,1}{400} = 15,75 \text{ cm}^2.$$

➤ Choix des armatures :

$$A_{\text{adopte}} = \text{Max} (A_{iu} ; A_{is} ; A_{\text{CNF}}).$$

Tableau VIII.4 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée

hydrostatique.

Bande (i)	hi (m)	Aiu (cm ²)	Ais (cm ²)	CNF (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferrailage
1	3,90	21,28	30,60	15,75	30,60	20 T 14
2	2,90	15,02	21,60	15,75	21,60	20 T 14
3	1,90	8,76	12,60	15,75	15,75	11 T 14
4	0,90	2,82	4,05	15,75	15,75	11 T 14

VIII.1.2. Calcul de la paroi cylindrique sous la poussée des terres :

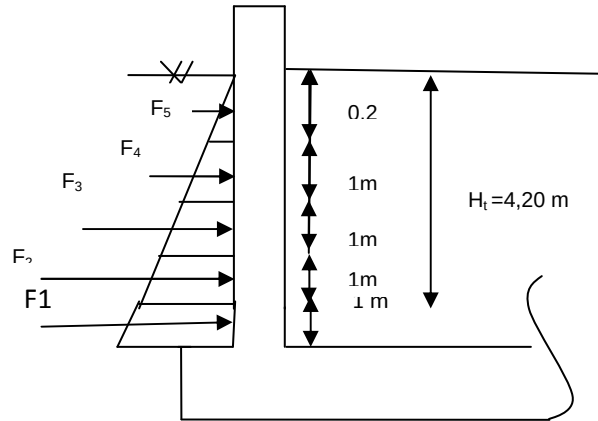


Figure VIII.2 : l'effet dû à la poussée des terres.

VIII.1.2.1. Calcul la poussée des terres sur chaque bande de la paroi

$$q_i = K \cdot \gamma_{sol} \cdot h_i$$

Avec :

γ_{sol} : poids volumique du sol $\gamma_{sol} = 1500 \text{ Kg/m}^3$

h_i : hauteur des terres

K : coefficient de poussée : $K_a = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,48$

φ : angle de frottement $\varphi = 20,5^\circ$

La poussée moyenne sur chaque bande

$$Q_i = \frac{(q_i + q_{i+1})}{2}$$

Sous l'action du poussée moyenne Q_i sera tendu avec l'effort de compression F_i tel que

$$F_{iu} = 1,5 \cdot Q_i \cdot D_{ext}/2$$

$$F_{is} = Q_i \cdot D/2$$

Avec :

$D_{ext} = 27,00 \text{ m}$ (c'est le diamètre extérieur de la paroi)

Le tableau suivant résume les étapes du calcul

Tableau VIII.5 : poussée des terres agissant sur chaque bande

bande (i)	hi(m)	qi (kg/m ²)	Qi (kg/m ²)	Fu (kg/ml)	Fs (kg/ml)
1	4,20	3024	2664	53946	35964
2	3,20	2304	1944	39366	26244
3	2,20	1584	1224	24786	16524
4	1,20	864	504	10206	6804
5	0,20	144	72	1458	972

VIII.1.2.2.Calcul des armatures circulaire (cerces) :

Les efforts de compression dans chaque bande seront absorbés par l'armature circulaire sous forme de cerces.

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$F_{iu} = 1,5 \times Q_i \times \frac{D_{ext}}{2}$$

La section d'armatures correspondantes sera donc :

$$A = \frac{F_{iu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

Le tableau suivant résume les étapes du calcul

Tableau VIII.6 : Armature à l'ELU sous la poussée des terres

bande (i)	hi(m)	qi (kg/m ²)	Qi (kg/m ²)	Fu (kg/ml)	Aiu (cm ²)
1	4,20	3024	2664	53946	15,50
2	3,20	2304	1944	39366	11,31
3	2,20	1584	1224	24786	7,12
4	1,20	864	504	10206	2,93
5	0,20	144	72	1458	0,42

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$F_{is} = Q_i \times \frac{D_{ext}}{2}$$

$$A = \frac{F_{is}}{\bar{\sigma}_s}$$

La fissuration est très préjudiciable (F.T.P)

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right).$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$n = 1,6 \text{ H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; \max \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right) = 161,30 \text{ MPa.}$$

Tableau VIII.7 : Les armatures circulaire à L'ELS sous la poussée des terres.

bande (i)	hi(m)	qi (kg/m ²)	Qi (kg/m ²)	Fs (kg/ml)	Ais (cm ²)
1	4,20	3024	2664	35964	22,30
2	3,20	2304	1944	26244	16,27
3	2,20	1584	1224	16524	10,24
4	1,20	864	504	6804	4,22
5	0,20	144	72	972	0,60

➤ **Vérification de la condition de non fragilité (CNF) :**

$$A_{\min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

$$B = e \times ml$$

AN :

$$B = 0,3 \times 1 = 0,3 \text{ m}^2 = 3000 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 3000 \times \frac{2,1}{400} = 15,75 \text{ cm}^2.$$

• **Choix des armatures :**

$$A_{\text{adopte}} = \text{Max} (A_{tu} ; A_{ts} ; A_{\text{CNF}}).$$

Tableau VIII.8 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée des terres.

bande (i)	hi (m)	Aiu (cm ²)	Ais (cm ²)	CNF (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	ferrailage
1	4,20	15,50	22,30	15,75	22,30	20T12
2	3,20	11,31	16,27	15,75	16,27	16T12
3	2,20	7,12	10,24	15,75	15,75	14T12
4	1,20	2,93	4,22	15,75	15,75	14T12
5	0,20	0,42	0,60	15,75	15,75	14T12

VIII.2.3. Calcul du moment à l'encastrement paroi- radier

Pour calculer le moment à l'encastrement on a recours à la méthode de « **HANGAN SOARE** » exposée dans l'ouvrage de **GUERRIN (tome 6)** qui considère l'encastrement comme étant élastique.

On définit les paramètres de calcul :

- Hauteur d'eau : $H_e=3,90$ m
- Epaisseur de paroi : $e=0,30$ m
- Epaisseur de radier : $e'=0,55$ m
- Diamètre interne de la paroi : $D=26,40$ m
- μ : coefficient de poisson, ($\mu=0$ à ELU et $0,2$ à ELS).

Diagramme des moments :

La méthode utilisée pour déterminer la variation du moment le long de la paroi est celle de

« **HANGAN –SOARE** ».

La figure ci-après illustre la variation du moment en fonction de la profondeur.

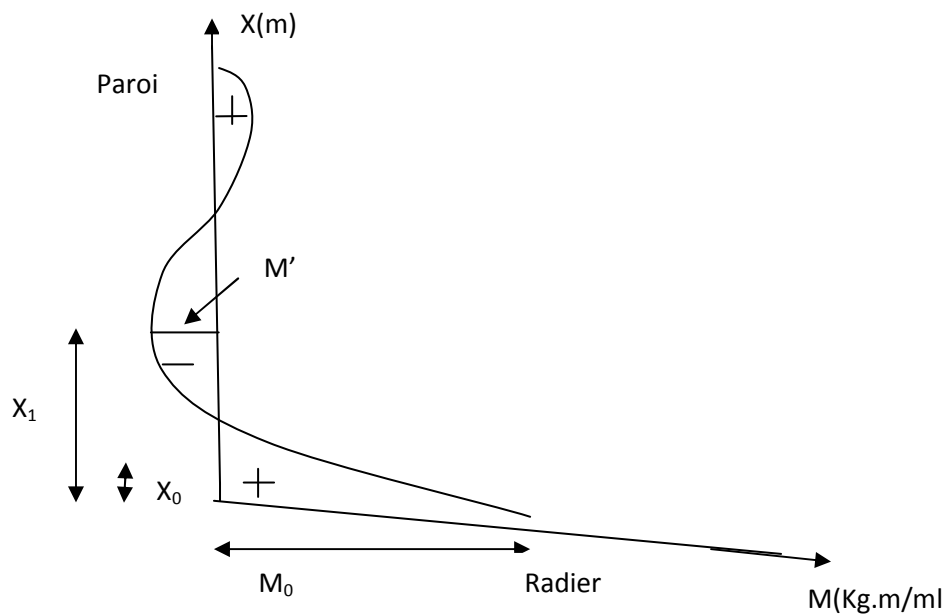


Figure VIII.3 : Diagramme de (HANGAN- SOARE).

Avec :

M_0 : moment à l'encastrement $M_0 = K \cdot \bar{w} \cdot H_e^3$

X_0 : abscisse du moment de flexion nul $X_0 = k_0 \cdot H_e$

M' : moment de flexion négatif maximal $M' = -K' \cdot \bar{w} \cdot H_e^3$

X_1 : abscisse du moment de flexion négatif maximal $X_1 = k_1 \cdot H_e$

Le moment à l'encastrement est donné par l'équation suivante :

$$M_0 = K \cdot \bar{w} \cdot H_e^3$$

Tel que :

M_0 : moment à l'encastrement

H_e : hauteur d'eau = 3,90 m

K : coefficient donnée par l'équation suivante :

$$\left(\frac{e_p}{e_r}\right)^3 \cdot K^{2/3} + \frac{3K}{2} - \beta h e - \frac{3}{4(\beta h e)^2} \times \left(1 - \frac{1}{\beta h e}\right) = 0$$

Avec :

e_p : épaisseur de la paroi.

e_r : épaisseur du radier.

Pour un encastrement parfait la paroi dans le radier en théorique $e_r \Rightarrow \infty$

D'où

$$K = \frac{1}{2(\beta h e)^2} \times \left(1 - \frac{1}{\beta h e}\right) \dots\dots\dots (*)$$

Où :

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\mu^2)}}{\sqrt{\frac{D}{2}} \times e_p}$$

VIII.2.3.1. Calcul de l'abscisse X_0 où le moment de flexion est nul

$$X_0 = K_0 \cdot h_e$$

Avec :

$$K_0 = \frac{\arctg[2K(\beta h_e)^2]}{\beta h_e} \dots\dots\dots (\star \star)$$

VIII.2.3.2. Calcul de l'abscisse X_1 du moment de flexion maximal

$$X_1 = K_1 \cdot h_e$$

Avec :

$$K_1 = \frac{\pi}{4\beta h_e} + K_0$$

VIII.2.3.3. Calcul du moment négatif maximal M'

$$M = -K \cdot \rho_e \cdot h_e^3$$

Avec :

$$K = -K e^{-\beta X_1} \times \frac{\cos \beta X_1 - \sin \beta X_1}{2K(\beta h_e)^2}$$

Applications numériques :

Les applications numériques nous donnent :

➤ **Etat limite ultime :**

$$\mu = 0$$

$$\beta = 1,989$$

D'où :

$$\beta h = 7,75 \text{ m}$$

On remplace dans l'équation $(\star)$, nous aurons $K = 0,00725$

Par suit :

Le moment de l'encastrement inferieur sous l'effet de l'eau

$$M_{0u} = 473,07 \text{ Kg.m/ml}$$

En remplaçant $\beta h e$ dans l'équation ($\star \star$) nous aurons :

$$K_0 = 0,0924$$

Puis :

L'abscisse du moment de flexion nul est

$$X_0 = 0,3603 \text{ m.}$$

Par ailleurs nous aurons :

$$K_1 = 0,1937$$

$$X_1 = 0,7554 \text{ m.}$$

$$K' = 0,0013$$

$$M'_{u} = -88,7412 \text{ Kg.m/ml}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$\mu = 0,2$$

$$\beta = 0,654$$

D'où :

$$\beta h e = 2,5506 \text{ m}$$

$$K = 0,0469$$

$$M_{0s} = 3060,2672 \text{ Kg.m/ml.}$$

$$K_0 = 0,2148$$

$$X_0 = 0,8377 \text{ m}$$

$$X_1 = 2,0377 \text{ m}$$

$$K_1 = 0,5225$$

$$K' = 0,0408$$

$$M'_s = -2644,5670 \text{ Kg.m/ml.}$$

VIII.3.4. Calcul des armatures verticales

➤ Etat limite ultime (ELU)

✓ Au bord du moment positif maximal :

A l'encastrement (sur la face interne) sous le moment M_{0u} , la section de la paroi est donc soumise à la flexion simple

On a:

$$M_{0u} = 473,07 \text{ Kg.m/ml}$$

$$f_{c23} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t23} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c23} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

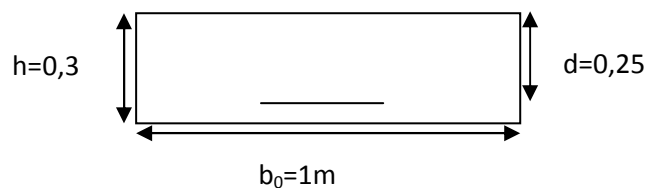


Figure VIII.4 : Section de la paroi de longueur d'un mètre

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

L'application numérique nous donne :

$$\mu = 0,0053$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{pivot A} \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0066$$

$$z = d (1 - 0,4.\alpha) = 0,2493$$

$$A_u = \frac{M_{Ou}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = 0,54 \text{ cm}^2$$

✓ **Au bord du moment négatif maximal :**

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M'

$$M' = -88,7412 \text{ Kg.m/ml}$$

$$\mu = 0,001$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{pivot A} \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0012$$

$$z = d (1 - 0,4.\alpha) = 0,2498 \text{ m}$$

$$A_u = \frac{M}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = 0,10 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service :**

✓ **Au bord du moment positif maximal :**

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M_{0s}

on a :

$$M_{0s} = 0,3060 \text{ MN.m/ml}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c23} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 0,8mi \left[\frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \right] = 161,30 \text{ MPa}; \quad \text{avec } (n = 1,6)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,5824$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,235$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0,220 \text{ MN.m}$$

$$M_r < M_{0s} \quad A'_{sc}=0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,20 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{0s}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 9,48 \text{ cm}^2$$

✓ **Au bord du moment négatif maximal :**

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M'

$$M'_{os} = -0,2644 \text{ Mn.m/ml}$$

$$\alpha_r = \frac{15\bar{\sigma}_{bc}}{15\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,5824$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,235$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0,220 \text{ MN.m}$$

$$M_r < M_{0s} \quad A'_{sc}=0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0,20 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_s}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 8,19 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité (C.N.F)**

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{ELU}; A_{ELS}; A_{CNF}).$$

Tableau VIII.9 : Les armatures verticales adopté sur chaque bord

	$A_{ELU} (cm^2)$	$A_{ELS} (cm^2)$	$A_{CNF}(cm^2)$	$A_{adopte} (cm^2)$	Ferrailage (cm ²)
Bord positif	0,54	9,48	3, 01	9,48	10T12
Bord négatif	0,10	8,19		8,19	8T12

Vue en plan :

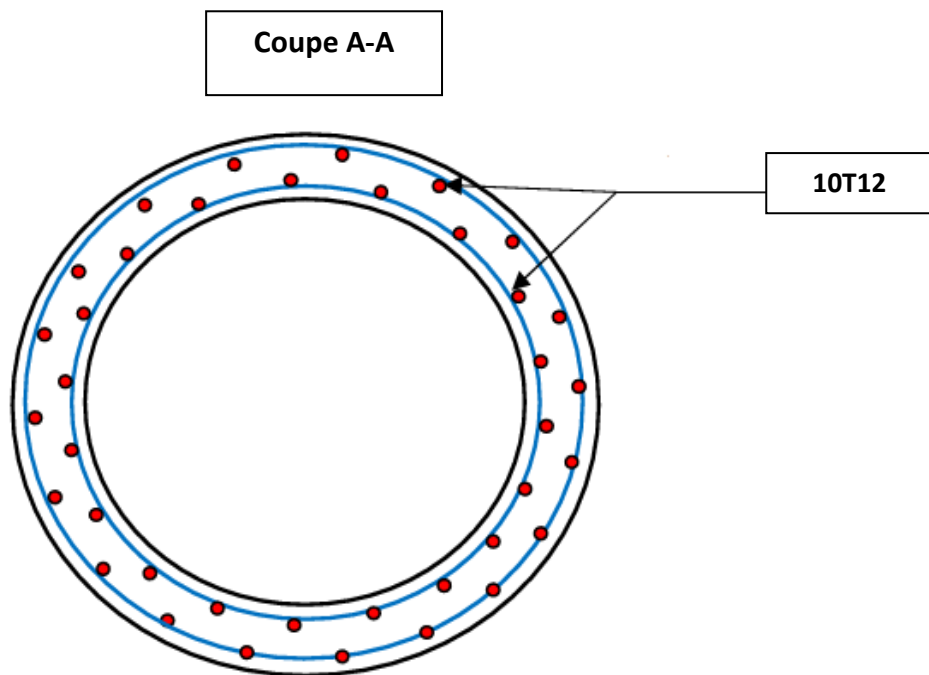


Figure VIII.5. Ferrailage des parois

Vue horizontale :

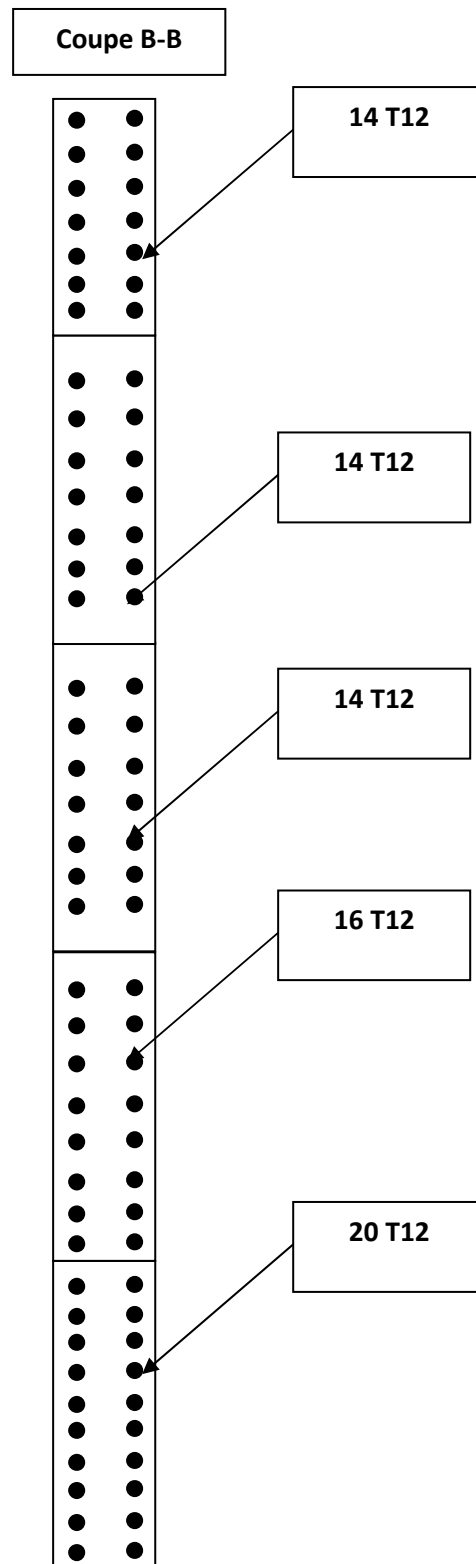


Figure VIII.6. Ferrailage des parois

VIII.4. Etude de la goulotte :

VIII.4.1. Introduction

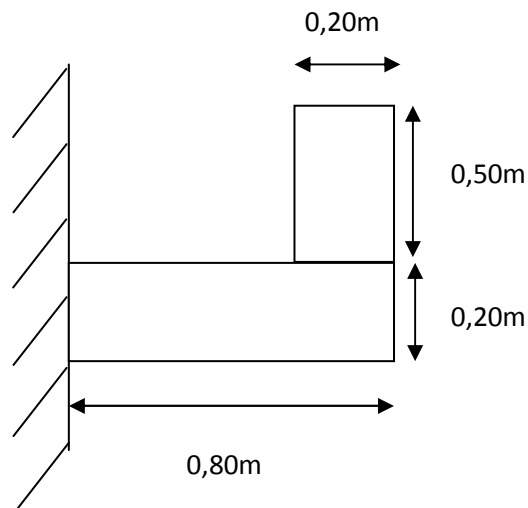
La goulotte est un élément en console, encastrée tout le long du voile périphérique du clarificateur

VIII.4.2. Dimension de la goulotte :

Epaisseur : 0,50 m

Dext : 25,20 m

Dint : 24,80



VIII.4.3. Ferrailage de la goulotte :

La goulotte travaille en flexion simple, et Comme la fissuration est très préjudiciables (FTP), le calcul se fait à l'état limite de service (ELS).

$$Pg1 = \frac{\pi \times (Dext^2 - Dint^2) \times e \times \gamma_{beton}}{4}$$

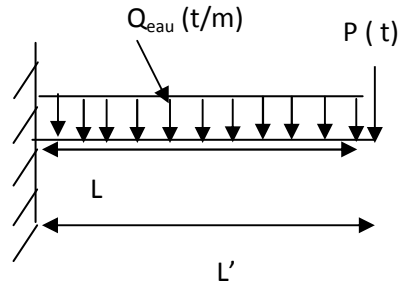
D'où

$$Pg1 = 19,62t.$$

$$Peau = 8,63t$$

La surcharge de l'eau Q_{eau}

$$Q_{eau} = P_{eau} / \text{périmètre } Q_{eau} = \frac{P_{eau}}{2} \times \pi \times R_{moy} = \mathbf{0,109 \text{ t/m}}$$



$$M_{ser} = Q_{eau} \times \frac{l^2}{2} + P \times l$$

Avec :

$$L = 0,60 \text{ et } L' = 0,75 \text{ m}$$

$$M_{ser} = 0,109 \times \frac{(0,60)^2}{2} + 19,62 \times 0,75 = \mathbf{14,71 \text{ t.m}}$$

$$M_{ser} = 0,147 \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; \max \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right).$$

$$\text{Avec } n = 1,6 \quad \text{H.A}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}; \quad \bar{\sigma}_s = 161,30 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} \quad (\gamma_b = 1,5; f_{c28} = 25 \text{ MPa})$$

Le tableau suivant résume les étapes de calcul du ferrailage :

Tableau VIII.10. Ferrailage de la goulotte

$M_{ser} \text{ (MN.m/ml)}$	0,147
$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$	0,5824
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right]$	0,2347
$M_{RB} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d_t^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$	0,11
$M_{rb} < M_{ser} \implies A'_{sc}=0$	
$Z = d_t \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) \text{ (m)}$	0,145
$A_{tser} = \frac{Mr_{ser}}{z_r \sigma_s} \text{ (cm}^2\text{)}$	0,62
$A_{min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d_r \cdot \frac{ft_{28}}{fe} \text{ (cm}^2\text{)}$	2,2

$$A = \max (A_{st} ; A_{min}) = 2,2 \text{ cm}^2$$

On optera pour 4T10 = 3,14 cm² (armatures longitudinales).

On prendra pour les armatures de répartition 1/4 des armatures longitudinales

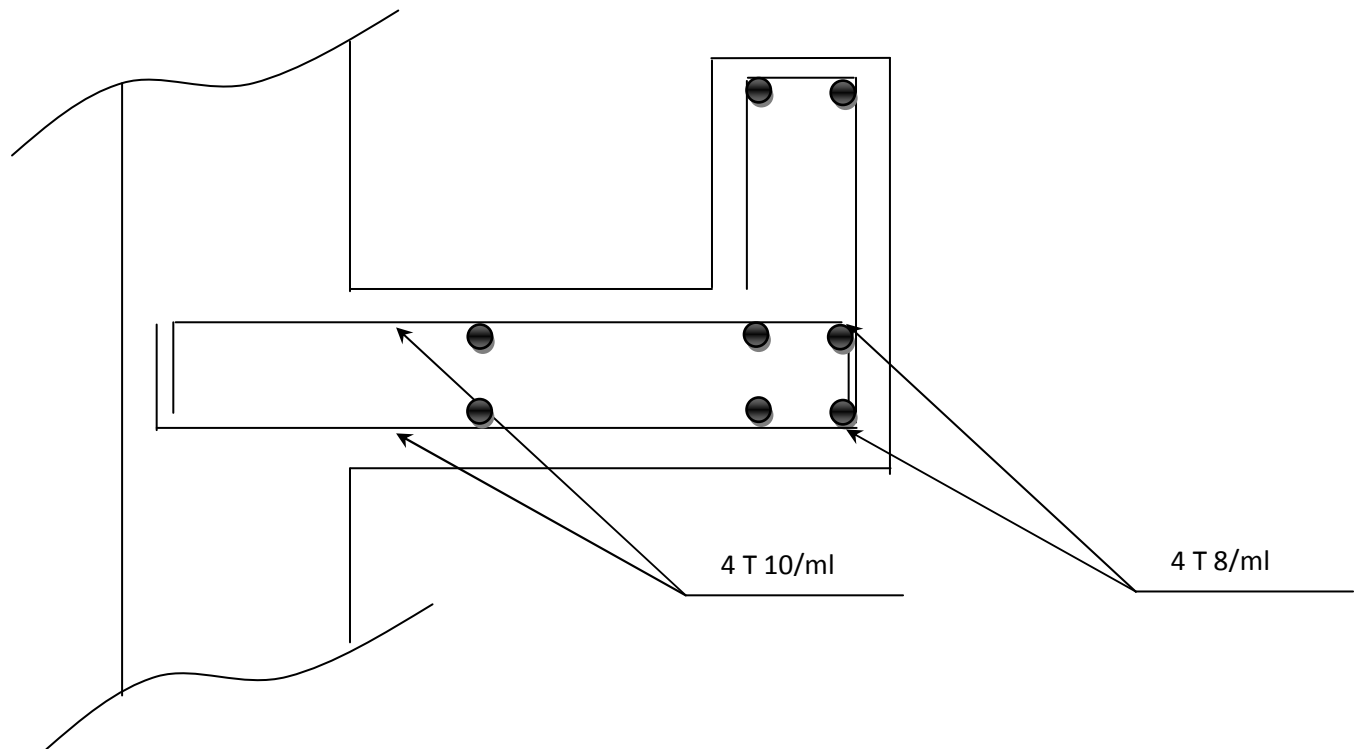


Figure VIII.8: Ferrailage de la goulotte

VIII.5. Etude de radier circulaire :

VIII.5.1. Introduction :

Le rôle fondamental dévolu à une fondation est de transmettre au sol les charges et les surcharges dues à la superstructure dans les conditions d'exploitation et d'assurer aussi une stabilité suffisante à l'ouvrage lorsque, ce dernier est sollicité par des efforts extérieurs (séisme, poussée des terres...).

VIII.5.2. Choix du type de fondation :

Le choix de la fondation est effectué selon les conditions suivantes :

- La forme géométrique de la structure.
- L'importance des charges transmises à la fondation.
- La nature et la capacité portante du sol.

Pour assurer une bonne répartition des charges sur le sol, et pour éviter les tassements différentiels, et en plus la structure représentent un axe de révolution, la forme la plus adaptée pour ce genre de construction lourde est un radier général de forme circulaire.

VIII.5.3. Calcul de l'épaisseur du radier circulaire hr :

L'épaisseur du radier se détermine selon 2 conditions :

A. Justification vis à vis du poinçonnement (1^{er} condition) :

La hauteur du radier sera déterminée à partir de la condition de non poinçonnement donnée par le BAEL 91.

$$N_u \leq 0,045 \times h_t \times U_c \times f_{c28}$$

Avec:

N_u : effort normale ultime.

U_c : Diamètre de contour au niveau du feuillet moyen. On l'appelle aussi le contour diffusé.

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Calcul de N_u

$$N_u = 1,35.G + 1,5.Q$$

Avec :

G : poids totale de l'ouvrage diminué du radier.

Q_{racleur} : charge mobile (poids du pont racleur).

Q_e : Poids de l'eau.

Donc :

$$G : \text{charge permanente} = \sum(P_{\text{voile}} + P_{\text{goulotte}} + P_{\text{gousset}}) = 373.67 \text{ t}$$

$$Q : \text{charge d'exploitation} = \sum(Q_e + Q_{\text{racleur}}) = 2531,5 + 2 = 2533,5 \text{ t} \Rightarrow \mathbf{N_u = 4304,70 \text{ t}}$$

Calcul de U_c :

$$U_c = 2 \times \pi \times R_{\text{moy}}$$

$$U_c = 2 \times 3,14 \times 13,35 = \mathbf{83,83 \text{ m}}$$

Calcul de h_r :

$$h_r \geq \frac{N_u}{0,045 \times U_c \times f_{c28}}$$

$$h_r \geq 45,64 \text{ cm.}$$

Donc la 1^{ère} condition est vérifiée.

B. Vérification vis-à-vis l'effort tranchant (2^{ème} condition):

$$\tau_u \leq \frac{0,07 \cdot f_{c28}}{\gamma_{\text{beton}}} \text{ et } \tau_u = \frac{V_u}{d \cdot b_0}$$

$$\text{D'où : } d \geq \frac{V_u \cdot \gamma_{\text{beton}} \cdot b_0}{0,07 \cdot f_{c28}}$$

$$V_u = \frac{Nu}{2 \cdot \pi \cdot D_{\text{moy}}}$$

$$\text{avec : } Nu = 1,35(G_1 + G_2) + 1,5(Q_e + Q_{\text{racleur}})$$

D'où :

G_1 : poids du réservoir vide = 1160,53 t

G_2 : poids des terres au dessus du radier

$$P_{\text{terre}} = \frac{\pi}{4} (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \cdot \gamma_{\text{terre}} \cdot h_{\text{terre}}$$

$$P_{\text{terre}} = \frac{\pi}{4} (27,80^2 - 27,00^2) \times 1,5 \times 4,2$$

$$\mathbf{P_{\text{terre}} = 216,81 \text{ t}}$$

Q_{racleur} : charge d'exploitation = 2 t

Q_e : poids de l'eau = 2531,50 t

$$Nu = 1,35(1160,53 + 216,81) + 1,5(2 + 2531,50) = 5659,65 \text{ t}$$

D'où :

$$V_u = \frac{5659,65}{2 \cdot \pi \cdot 27,4} = 32,89 \text{ t/m}$$

Donc :

$$d \geq \frac{V_u \cdot \gamma_{\text{beton}}}{0,07 \cdot f_{c28}} = 0,47 \text{ m}$$

Pour **d=50 cm**

Donc $h_r = d + e$ avec e : enrobage = 5 cm

D'où : $h_r = 0,55$ m (2ème condition)

Remarque : Ce résultat confirme le pré-dimensionnement effectué dans le chapitre descente de charges

VIII.5.4. Vérification de la condition de rigidité :

Le radier est dit rigide si :

$$d \leq 2h_r$$

$$d \geq \frac{D_{ext} - D_{int}}{2} = \frac{27,80 - 27,00}{2} = 0,40m$$

$$2 \times h_r = 2 \times 0,55 = 1,1 \text{ m}$$

Donc la rigidité du radier est vérifiée.

VIII.5.5. Vérification des contraintes sur le sol :

Toutes les charges sont à prendre en considération et la vérification se fait dans le cas suivant :

- En situation durable et transitoire (SDT).

Soient : G_1 : poids de réservoir vide = 1160,53 t

G_2 : poids des terres au dessus de radier = 216,81 t

Q_e : poids de l'eau = 2531,50 t

Q_t : charge d'exploitation = 2t

$$N = G_1 + G_2 + Q_e + Q_t =$$

$$N = 1160,53 + 216,81 + 2531,50 + 2$$

$$N = 3910,84 \text{ t.}$$

A. Vérification en situation durable et transitoire :

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_r}$$

$$\text{Avec : } S_r = \pi \times \frac{D_r^2}{4} = \pi \times \frac{27,8^2}{4} = 606,67 \text{ m}^2$$

D'où : $N_{ser} = 3910,84 \text{ t}$

Donc $\sigma_{sol} = 0,064 < 0,20 \text{ MPa}$

La condition est vérifiée

B .Vérification de la stabilité de l'ouvrage :

$$M_s > 1,5 M_r \quad \Longrightarrow \quad M_s/M_r > 1,5$$

Le cas plus défavorable est celui du réservoir sans surcharges d'exploitation

Nous avons : $M_{stabilisant} = G \cdot R_r = 13,77 \times 13,90 = 191,40 \text{ MN.m}$

Avec : $G = G_1 + G_2 = 1160,53 + 216,81 = 1377,34 \text{ t}$

M_{rev} : est négligeable (le radier est bien ancré dans le sol)

Donc la condition de non soulèvement de l'ouvrage est vérifiée.

VIII.5.6. Calcul des contraintes :

A. Situation durable et transitoire (SDT) :

➤ Calcul à l'état limite de service (ELS)

$$q_{ser} = \frac{G + Q}{S_r}$$



Figure VIII.9. Répartition des charges

Avec :

G : poids du réservoir vide $G_1 + G_2 = 1377,34 \text{ t}$

Q : surcharge d'exploitation $2533,50 \text{ t}$

S_r : surface de radier

AN:

$$q_{ser} = \frac{G + Q}{S_r} = \frac{(1377,34 + 2533,50) \times 10^{-2}}{606,67} = 0,064 \text{ MPa}$$

VIII.5.7. Ferrailage du radier :

VIII.5.7.1. Calcul du moment radial et tangentiel :

Le radier est en contact avec l'eau ainsi le calcul se fait en considérant une fissuration très préjudiciable (FTP).

Calcul se fait à l'état limite de service (ELS).

a- Calcul le moment radial Mr:

$$M_{rs}(x) = \frac{q_s}{16} [r^2(1 + \nu) - x^2(3 + \nu)]$$

Avec :

$r = D/2$ rayon extérieur du radier

$q_s = 0,064 \text{ MPa}$.

ν : coefficient de poisson = 0,2 à ELS

Pour $x=0$ $\Rightarrow M_{rs}(0) = 92,74 \text{ KN.m}$

Pour $x=13,90$ $\Rightarrow M_{rs}(13,90) = -154,56 \text{ KN.m}$

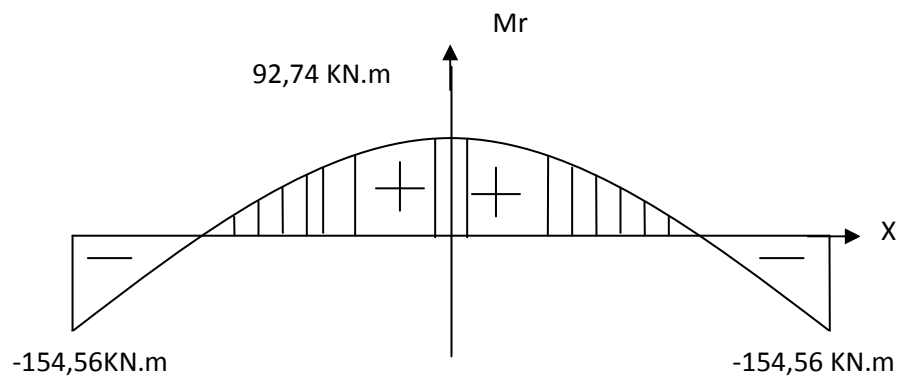


Figure VIII.10. Diagramme de moment radial

- **Calcul des armatures**

Il s'agit de ferrailer une tranche de section rectangulaire de 1m de largeur soumise à la flexion simple à l'ELS. $b_0=1\text{m}$; la fissuration est considérée très préjudiciable. L'enrobage est $c=5\text{ cm}$; $b_0=1\text{m}$. ; $h=0,55\text{m}$. ; $d=0,50\text{m}$.

➤ **A l'état limite de service :**

Tableau VIII.11. Calcul des armatures radiales à l'ELS

Mts (MN.m/ml)	0,1545
$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$	0,582
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right]$	0,235
$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d_t^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$	0,881
Mrb > Mrs A'sc=0	
Z = dt (1 - $\frac{\alpha_r}{3}$) (m)	0,403
A = $\frac{Mts}{Z_r \overline{\sigma_s}}$ (cm²)	23,76

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 0,8mi \left[\frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \right] = 161,30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$$A_{rs}=23,76 \text{ cm}^2, \text{ soit } 16\text{T}14 = 24,63\text{cm}^2 \text{ (pour chaque nappe).}$$

b- Calcul du moment tangentiel M_t :

$$M_{ts}(x) = \frac{q_s}{16} [r^2(1 + \nu) - x^2(1 + 3\nu)]$$

Pour $x=0$ $\Rightarrow M_{ts}(0) = 92,74 \text{ KN.m}$

Pour $x=13,90$ $\Rightarrow M_{ts}(13,90) = -30,91 \text{ KN.m}$

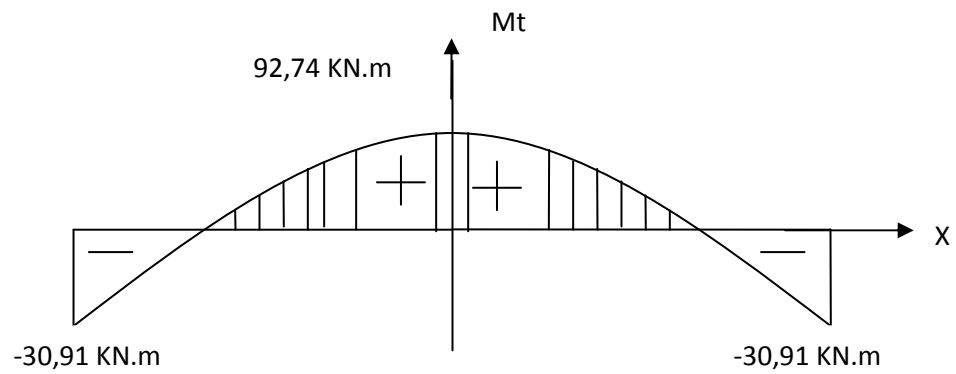


Figure VIII.11. Diagramme de moment tangentiel

- **Calcul des armatures tangentielles**

- **A l'état limite de service**

Tableau VIII.12 : Calcul des armatures tangentiel à L'ELS

Mts (MN.m/ml)	0,09274
$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$	0,582
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right]$	0,235
$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot b_0 \cdot d_t^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}}$	0,881
Mrb > Mrs	A'sc=0
$z = d_t \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) \text{ (m)}$	0,403
$A = \frac{Mts}{z_r \overline{\sigma_s}} \text{ (cm}^2\text{)}$	14,26

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{st}} = 0,8mi \left[\frac{2}{3} f_e, \max \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n f_{t28}} \right) \right] = 161,30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \cdot f_{t28} = 15 \text{ MPa}$$

$A_{ts}=14,26 \text{ cm}^2$, soit 13T12=14,70 cm^2 (pour chaque nappe).

VIII.5.7.2. Calcul de l'effort tranchant :

$$T_s(x) = \pm q_s \cdot \frac{x}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & \Rightarrow T_s = 0 \text{ KN/ml} \\ x = \frac{D}{2} & \Rightarrow T_s = \pm 44,48 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

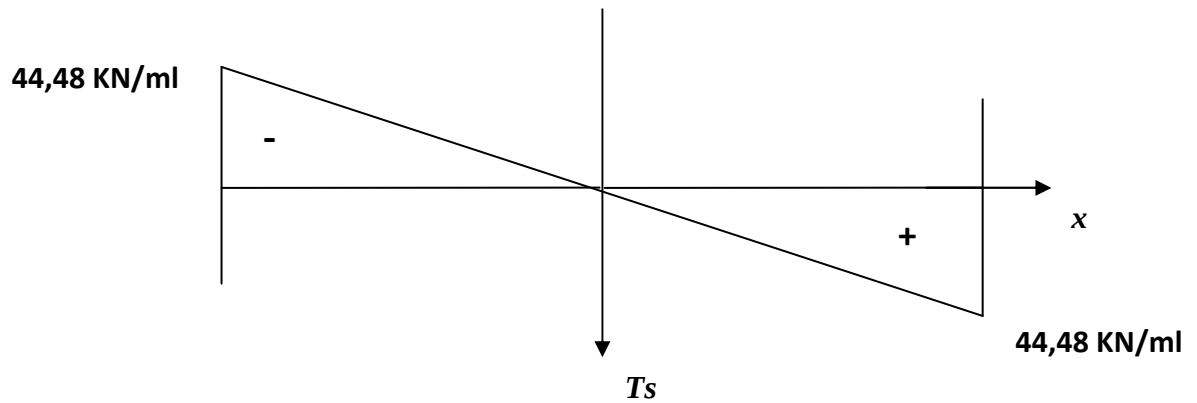


Figure VIII.12. Diagramme d'effort tranchant

VIII.5.7.3. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau < \bar{\tau}$$

Tel que :

$$\tau = \frac{T_s}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

$$T_s = 44,48 \text{ KN.}$$

$$b_0 = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,50 \text{ m}$$

D'où :

$$\tau = \frac{(44,48) \times 10^{-3}}{1 \times 0,50} = 0,088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau < \bar{\tau} \text{ (Donc l'effort tranchant est vérifié).}$$

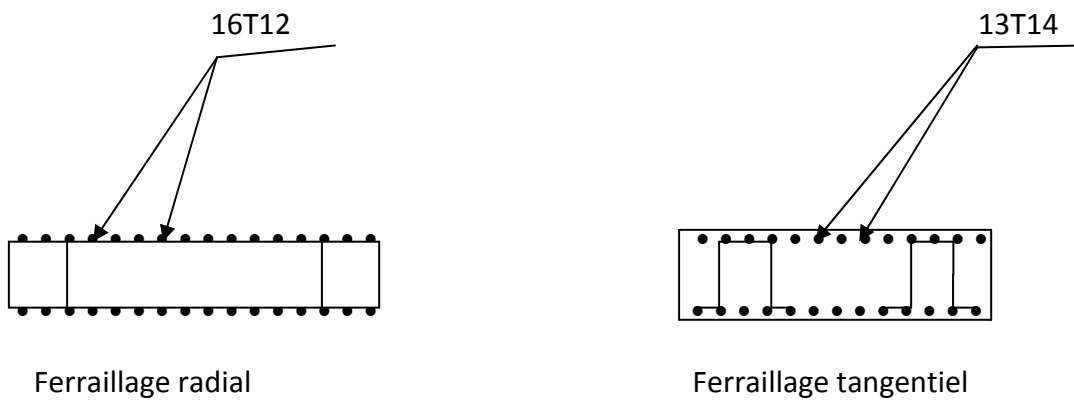


Figure VIII.13. Ferrailage de radier

IX.1. Introduction :

Les critères de réussite dans la conduite d'une station d'épuration sont de trois ordres :

- obtenir les performances épuratoires du cahier de charge,
- assurer la pérennité des installations,
- optimiser le coût de fonctionnement de l'épuration.

C'est incontestablement, la maîtrise des procédés de traitement et la gestion rigoureuse des infrastructures et équipements présents dans la station d'épuration qui permettent par une exploitation optimale de la station, d'atteindre ce critère de réussite et de répondre ainsi aux exigences en matière de norme de rejet dans le milieu récepteur pour la sauvegarde environnemental ou encore en matière de réutilisation de l'eau épurée dans un souci d'économie de l'eau.

L'exploitation d'une station d'épuration peut se résumer en une série d'opération de :

- maintenance et entretien des installations,
- maîtrise et amélioration du schéma de traitement en contrôlant et en modifiant si nécessaire certains paramètres du processus d'épuration.

Ces opérations exigent des proposés à la gestion et l'exploitation de la station la connaissance des notions hydrauliques, de mécanique, d'électromécanique, de chimie et de biologie.

Ils devront faire en plus, preuve d'un intérêt réel pour la protection de l'environnement et d'une scène de responsabilité car leur mission touche à la santé publique.

IX.2. Contrôle de fonctionnement :

Le bon fonctionnement et la durée de vie d'une station d'épuration dépendent fortement de l'entretien de ses ouvrages. Il faut veiller donc au maintien en parfait état de propreté de l'ensemble de la station en nettoyant les rigoles, caniveaux, murs...etc.

Les ouvrages métalliques doivent être repeints en moyenne tous les cinq ans afin de les protéger contre la corrosion.

Les ouvrages en béton doivent être régulièrement inspectés. Les vérifications doivent porter sur l'étanchéité, la détection des fissures, les ruptures des joints de dilatation.

Il faut lubrifier et graisser régulièrement tous les équipements mécaniques et électromécaniques et veiller à leur bon fonctionnement.

Pour les équipements immergés, une vidange une fois par an des ouvrages où ils sont disposés est nécessaire pour leur entretien. Les équipements d'aération doivent être également inspectés régulièrement en nettoyant les orifices de diffusion de l'air.

Ce qui nous mène à exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

- **Contrôles journaliers :**

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantabilité et de turbidité,
- les odeurs,
- les couleurs des boues,
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire, on peut dire que c'est un indice optique et odorant.

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

- **Contrôles périodiques :**

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération,
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de **15 à 20 mn** des aérateurs, ayant pour objet de déterminer : la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS.

- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration,
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir des prélèvements des échantillons moyens représentatifs afin de mesurer les débits et les différents paramètres de pollution tel que la DBO, la DCO, le MES, l'azote, le phosphates....etc,
- des analyses sur l'effluent épuré qui pourront s'effectuer à partir des prélèvements effectués toutes les heures, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

IX.3. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station :

- **Mesure de la turbidité :**

Ce test nous permet d'avoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaire.

L'épreuve la plus couramment utilisée est cependant l'évaluation de la transparence de l'effluent traité à l'aide d'un disque de SECHEL. Ce disque de 0,50 cm, sera plongé lentement dans l'eau. Le niveau d'eau (**h**) repéré sur la tige métallique graduée fixée au centre du disque, nous renseignera sur la qualité de l'eau selon ces données.

- $h < 20\text{cm}$ l'eau est mauvaise
- $40 < h < 50$ l'eau est bonne
- $H < 60$ l'eau est très bonne

- **Mesure de la teneur en oxygène dissous :**

La mesure de la teneur en oxygène dissous est réalisée à l'aide d'une sonde paléographique (sonde à oxygène) dans le bassin d'activation **15** mn après la mise en route des systèmes d'aération. Le but de cette opération est de :

- mesurer une concentration moyenne en oxygène dissous comprise entre 0,50 et 2 mg/l,

- suivre l'évolution de la teneur en oxygène dissous après l'arrêt des dispositifs d'aération.

- **Mesure de pH et température :**

La mesure de pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu. La mesure du pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

Pour maintenir la température nécessaire aux bactéries et surtout durant la période froide la mesure de la température est très recommandée.

IX.4. Entretien des ouvrages :

- **Le dégrilleur :**

- les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râpeaux,
- noter les quantités de refus journaliers,
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

- **Déssableur-déshuileur :**

- maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement,
- faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

- **Désinfection des eaux épurées :**

- maintenir le poste en état de propreté,
- respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies

par les constructeurs,

- faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration,
- ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore,
- au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

- **Lits de séchage :**

- préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser,
- les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm,
- après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre,
- tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront refais complètement car les drains seront colmatés ou brisés),
- entre deux épandages de boues, le lit pourra être protégé par un film plastique destiné à éviter la prolifération de la végétation et le tassement des matériaux filtrants par les précipitations.

- **Bassin d'aération :**

- chaque jour contrôler et intervenir pour tous les équipements d'aération fonctionnant convenablement,
- vérifier et entretenir les procédures automatiques de démarrage et d'arrêt des aérateurs,
- noter les paramètres de fonctionnement tel que le débit et l'oxygène,
- mesurer et noter quotidiennement la charge en DBO entrante.

- **Clarificateur :**

- maintenir le clarificateur en état de propreté,
- vérifier tous les six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur,

- vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompages des écumes,
 - analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES),
 - sa vidange nécessaire par intervention, vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.
-
- **Epaississeur :**
 - maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
 - mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m,
 - contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies,
 - relever les volumes des boues soutirées des épaisseurs,
 - vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

IX.5. Hygiène et sécurité dans le travail :

Parmi les aspects techniques du traitement des eaux, ceux qui ont trait à l'hygiène et la sécurité du personnel revêtent une importance de premier plan.

Les accidents de travail comme les maladies professionnelles pénalisent le travailleur lui-même par des douleurs physiques, des handicaps temporaires ou permanents et parfois mortels, l'entreprise par une baisse de productivité et la désorganisation du travail, sans oublier l'effet moral désastreux que cela peut engendrer sur le personnel.

Les soucis de l'hygiène et de la sécurité au travail doivent se manifester dès la conception des ouvrages de traitement car le respect des normes de fonctionnement et règlement doivent être de vigueur. Le personnel d'exploitation doit perpétuer ces soucis en favorisant des habitudes saines et mettant des consignes de nature à se et à protéger tous les effectifs.

Risques liés au travail :

Les risques de traumatismes sont nombreux dans les stations de traitements et dans les ouvrages qui leur sont associés tels que les égouts et les stations de pompage. On distinguera :

a. Les risques banals :

Parmi les risques banals on citera :

- les lésions au dos, les foulures, fractures et contusions,
- les coupures, écorchures,
- la pénétration d'un corps étranger dans l'œil,
- la chute d'un objet sur le pied,
- les blessures à la tête.

Ces risques banals peuvent être évité par un entretien ménager adéquat des lieux de travail et par le port de tenue de travail approprié (casques, gants, chaussures...etc.).

b. Les risques spécifiques :

Les risques d'infection associés aux eaux usées proviennent du contact avec ces eaux. Les boues ou les dispositifs souillés par ces eaux. Ce contact peut entraîner des infections telles que le tétanos, la fièvre typhoïde, dysenterie, diarrhée,...etc, Il faut donc :

- éviter tout contact avec les eaux usées et les boues,
- après une intervention quelconque auprès des appareils de traitements des eaux usées, se laver les mains et la figure,
- éviter de boire ou de manger dans le voisinage des ouvrages de traitement des eaux usées,
- se vacciner obligatoirement contre le tétanos, la tuberculose, la typhoïde,
- laver fréquemment ses vêtements,
- désinfecter immédiatement et protections des plaies, brûlures et autres.

Risques associés aux gaz, vapeurs et poussières :

Parmi les risques spécifiques, il y a ceux liés aux gaz vapeurs et poussières. En effet, plusieurs réactifs chimiques gazeux tels que l'oxygène, le chlore, l'ozone, le dioxyde de chlore et le dioxyde de soufre sont utilisées pour traiter les eaux.

La fermentation anaérobie des eaux usées dans les égouts et puits de pompage occasionne le dégagement des gaz suivants :

- le méthane, CH_4 ,
- le sulfure d'hydrogène, H_2S ,
- le dioxyde de carbone CO_2 auxquels s'ajoutent des traces d'hydrogène et

d'ammoniac,

La plupart de ces gaz sont inflammables et hautement toxiques.

c. Autres risques :

Les autres risques auxquels le personnel exploitant la station est exposé sont :

- les risques liés à l'électricité,
- les risques d'incendie,
- les risques mécaniques,
- les risques en laboratoire,
- les risques de chute dans les bassins.

IX.6. Disposition générale :

Le préposé à l'exploitation d'une station de traitement a la responsabilité d'assurer à son personnel un milieu de travail sur et salubre. Parmi les moyens à caractère général qu'il doit prendre, il convient de signaler les suivants :

- conserver un dossier précis et complet sur chaque accident de travail,
- assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés nécessaire à la sécurité y compris les trousse de premiers soins,
- maître en évidence les numéros de téléphone de divers services d'urgence,
- se familiariser avec la réglementation gouvernementale portant sur la sécurité en milieu de travail,
- voir à la formation de tous les membres du personnel en ce qui a trait à la sécurité,
- mettre au point en ce qui concerne l'exploitation et l'entretien des modes opératoires tenant compte de la sécurité, promulguer des règles à suivre et veiller à leur respect,
- encourager le personnel à suivre des cours de secourisme,
- veiller à l'entretien ménager et bon ordre.

IX.7. Conclusion

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

- 1- l'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie,
- 2- l'hygiène et la sécurité dans le travail est un paramètre important car il y va de la santé et même de la vie de l'ensemble du personnel de la station.

Conclusion générale

Notre mémoire de fin d'étude, a pour but de mettre en place un dispositif de traitement pour l'épuration des eaux usées de la ville d'Azazga.

Dans le cadre de cette étude, nous avons traité deux volets de la méthodologie de conception d'une station d'épuration à savoir :

- une partie hydraulique

Dans cette partie nous avons traité l'aspect traitement des eaux en présentant les différents procédés d'épuration et en choisissant la variante des boues activées à moyenne charges.

- Une partie génie civil.

Dans cette partie nous avons traités l'aspect calcul béton armé et vérification des sections.

La durabilité de la station projetée dépend de la bonne gestion et exploitation de celle-ci, ainsi nous avons présenté quelques recommandations par rapport à cet aspect.

Enfin nous pouvons conclure que nous avons mis en pratique les connaissances acquises lors de notre formation et surtout pris conscience de l'aspect pratique et pluridisciplinaire (chimie des eaux, écoulement, biologie, béton....) de ce genre d'ouvrage.

Glossaire

Aérobic-Aérobic : désigne une situation dans laquelle l'oxygène est présent à l'état dissous.

Age des boues : temps, exprimé en jours, correspondant au nombre de jours nécessaires statiquement au renouvellement total de la population bactérienne dans le système d'épuration.

Anaérobic-Anaérobiose : désigne une situation dans laquelle l'oxygène est totalement absent, qu'il soit libre (O_2) ou lié à molécule type nitrate (NO_3^-).

Bactérie : organisme vivant de taille microscopique ayant besoin pour se développer de tous les éléments qui constituent sa structure cellulaire, c'est-à-dire : C, H, O, N, P, S, ... ces éléments se trouvent dans les eaux usées sous forme de molécules plus ou moins complexes : glucide (sucre, cellulose...), protéine, lipides (matière grasse, hydrocarbures...) ; les bactéries se nourrissent donc de matières organiques, et sont donc impliquées dans les processus de décomposition et de biodégradation. Elles sont la base de la transformation de la matière organique ; elles se multiplient par division cellulaire.

Biodégradable – biodégradabilité – biodégradation : dégradation sous l'action du métabolisme d'organismes vivants de la matière organique.

Biomasse : masse totale de la matière vivante.

Boue activée : amas biologique (floc) formé, au cours du traitement d'une eau résiduaire, par la croissance de bactéries et d'autres micro-organismes en présence d'oxygène dissous et par les diverses MES (végétaux, sable...)

By-pass : canalisation permettant de court-circuiter la station d'épuration ou une partie de la station.

Charge massique (Cm) : flux de DBO_5 entrant par jour dans le système biologique par unité de masse de matière volatiles en suspension. La charge massique s'exprime en $\text{Kg DBO}_5/\text{Kg.MVS.j}$. On distingue ainsi les procédés à faible charge, moyenne charge et forte charge massique.

Charge volumique (Cv) : flux de Kg DBO_5 entrant par jour dans le système biologique par unité de volume du système (en $\text{Kg DBO}_5 \text{ m}^{-3} \text{ j}^{-1}$).

Clarificateur – décanteur secondaire : ouvrage dans lequel s'effectue la séparation des phases solide et liquide, par sédimentation des matières décantables

DBO_5 – demande biochimique en oxygène : masse d'oxygène dissous nécessaire à l'oxygène biologique pendant cinq (5) jour, des matières organique contenues dans l'eau. Elle s'exprime en $\text{g O}_2.\text{L}^{-1}$.

DCO – demande chimique en oxygène : masse d'oxygène dissous nécessaire à l'oxydation chimique des matières organique et/ou inorganique contenues dans l'eau. Elle s'exprime en $\text{g O}_2.\text{L}^{-1}$.

Décantabilité : aptitude des matières solides en suspension à sédimenter.

EH ou Eq/Hab : équivalent/habitant unité de pollution journalier correspondant à un habitant théorique.

Floc : on s'intéresse ici au floc bactérie, forme par l'agglomération de bactéries et de matières organique et minérales.

Floculation : formation de grosses particules, par agglomération de petites particules, sous l'action de moyens mécaniques, physique, chimique,...etc.

Flottant – matières flottantes : matières solides qui stagnent à la surface de l'eau. Les flottant peuvent être composés de corps gras, de déchets non ou

insuffisamment pièges dans l'étape de dégrillage (papiers, plastiques, fillasses,...etc).

Matières en suspension (MES) : concentration en (mg.L^{-1}) en matières solides (matières organique et minérales) contenues dans un liquide. Elles sont déterminées par filtration ou centrifugation.

Matière organique : désigne l'ensemble des substances d'origine biologique et autres substance oxydables contenues dans un effluent

Matière volatiles en suspension (MVS) : fraction organique d'un mélange en (mg.L^{-1}), elles constituent une fraction des matières en suspension.

Nitrification : oxydation de l'azote ammoniacal

Phosphate (p) : molécule chimique constituée d'atome de phosphore oxyde.

PH : potentiel d'hydrogène.

STEP : station d'épuration.

Bibliographie

- ❖ **A.E.K.GAID** « Traitement des eaux usées urbaines » ;
- ❖ **GUERRIN** «traité de béton armée ». Tome6 ;
- ❖ **Jean-Pierre MOUGIN** « B.A.E.L 91 » ;
- ❖ «**Règlement Parasismique Algérienne** » RPA99 version 2003 ;
- ❖ Mémoires de fin d'étude en master CHA ;
- ❖ Rapport de la DHW de tizi-ouzou ;
- ❖ **Cours et travaux dirigée** : ouvrage hydraulique, aménagement hydraulique, RDM, hydraulique urbaine,...). UMMTO.
- ❖ **Documentation électronique** : INTERNET.



Clarificateur