

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

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME

MASTER PROFESSIONNEL

OPTION

CONSTRUCTION HYDRAULIQUE ET AMENAGEMENT

THEME



Dirigé par : M^r DEHMOUS HOCINE

Etudié par : M^r ZABCHI YAHIA

M^r MERADJI YAHIA

M^{me} AKHEMOUME ALDJIA

PROMOTION 2015

Remerciements

Nous remercions "Dieu tout puissant", 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 le président ainsi que les membres de jury, de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.

*Nos remerciements vont également à tout le personnel de :
La DHW de Tizi Ouzou en particulier Mr.MERADJI .Y*

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 la mémoire de tous mes très chères regrettés, que Allah les accueille dans son vaste paradis.

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 mon très cher mari AGHILAS pour sa contribution, son soutien et sa patience.

A ma très chère future petite fille que j'attends avec impatience de venir dans ce monde et d'être parmi nous, que dieu la protègera.

A mes chers frères et sœurs, ainsi que leurs enfants.

A ma chère grand-mère.

A mes beaux parents, belles sœurs et beaux frères.

A ma très chère amie NADIA ainsi que tous mes amis.

A mon ami binôme avec qui j'ai partagé ce travail YAHYA.

A toutes la promotion CHA 2014/2015.

Aldjia

Dédicaces

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

A la mémoire de tous mes très chères regrettés, que Allah les accueille dans son vaste paradis.

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 mon très chère ami Madjid Hemaidi pour sa contribution et son soutien, ainsi que tous mes amis.

A ma chère grand-mère.

A mes chers frères et sœurs, ainsi que leurs enfants.

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

A toutes la promotion CHA 2014/2015.

Yahya

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE :	1
--------------------------------------	---

APERÇU HISTORIQUE :	2 , 3
----------------------------------	-------

PARTIE I : HYDRAULIQUE

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

Introduction :	4
----------------	---

I.1.Présentation de la zone d'étude :	4
---------------------------------------	---

1.1.1.Situation et limites géographique :	4
---	---

1.1.2. Situation topographique du terrain :	5
---	---

1.1.3. Séismicité du site :	5
-----------------------------	---

1.1.4. Situation démographique :	5
----------------------------------	---

1.1.5. Situation géologique du site :	6
---------------------------------------	---

1.1.6. Reconnaissance géotechnique :	6
--------------------------------------	---

1.1.6.1. Zone sud du site d'implantation (P1, P2, P3, P4) :	6
---	---

1.1.6.2. Zone nord du site d'implantation (P10, P11, P12) :	7
---	---

1.1.7. Situation hydrologique :	7
---------------------------------	---

1.1.7.1.Climat :	7
------------------	---

1.1.7.2.Précipitations :	7
--------------------------	---

1.1.7.3.Les températures :	7
----------------------------	---

Conclusion :	8
--------------	---

CHAPITRE II: CALCUL DES CHARGES HYDRAULIQUES ET DES CHARGES POLLUANTES

Introduction :	9
----------------	---

II.1.Population raccordée au nouveau réseau d'assainissement :	9
II.2.Estimation des besoins en eau potable :	10
II.3.Estimation des débits rejetés en eaux usées pour l'horizon 2023 :	10
II.4.Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab) :	11
II.5.Calcul des charges hydrauliques et charges polluantes :	12
Conclusion :	16

CHAPITRE III : LES DIFFERENTS PROCEDES D'EPURATION D'EAUX USEE

Introduction:	17
III.1.Traitement des eaux usées :	17
III.2.Principaux procédés d'épuration:	17
III.2.1.Procédés physiques:	17
III.2.2.Procédés physico-chimiques:	18
III.2.3.Procédés biologiques:	18
III.3.Organisation d'une station d'épuration des eaux usées:	18
III.3.1.les prétraitements:	18
III.3.1.1.Le dégrillage:	18
III.3.1.2.Le dessablage:	19
III.3.1.3.Le dégraissage et déshuilage:	19
III.3.2.Le traitement primaire:	19
III.3.3.Le traitement secondaire:	19
III.3.3.1.Principaux traitements biologiques des eaux usées:	20
III.4. Choix de la variante d'épuration :	24
Conclusion :	24

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE LA STATION D'EPURATION

Introduction :	27
IV.1. Le dégrillage :	27
IV.1.1. Dimensionnement du dégrillage :	28
IV.1.1.1. Dégrilleur grossier :	28
IV.1.1.2. Dégrilleur fin :	29
IV.1.1.3. Calcul des pertes de charge :	30
IV.1.1.4. Calcul des refus au niveau des grilles:	31
IV.2. Dessablage, déshuilage:	24
IV.2.1. Dimensionnement du dessableur-déshuileur :	35
IV.2.1.1. Calcul de la surface horizontale « S_h » du dessableur-déshuileur:	35
IV.2.1.2. Calcul de rayon « r » :	36
IV.2.1.3. Calcul de volume « V » de dessableur-déshuileur:	36
IV.2.1.4. Calcul du temps de séjour « t_s » dans le dessableur-déshuileur:	36
IV.2.1.5. Calcul du débit d'air à injecter:	37
IV.2.1.6. Calcul des quantités de matières éliminées par le dessableur-déshuileur:	37
IV.3. Traitement secondaire:	38
IV.3.1. Bassin d'aération:	38
IV.3.1.1. Principe:	38
IV.3.1.2. Dispositions constructives:	38
IV.3.1.3. Dimensionnement:	39
IV.3.1.4. Les systèmes d'aération:	41
IV.3.2. Décanteur secondaire (clarificateur) :	41
IV.3.2.1. Dimensionnement du clarificateur:	41
IV.3.2.2. Calcul de temps de séjour:	43

IV.3.2.3.Production des boues:	44
VI.4.Traitement tertiaire (désinfection) :	45
VI.4.1.calcul du volume du bassin de désinfection :	45
VI.4.2.Calcul de la surface horizontale du bassin de désinfection (Sd) :	46
VI.4.3.Calcul de la longueur du bassin de désinfection (Ld) :	46
VI.4.4.Calcul de la dose de chlore pour la désinfection (Dd) :	46
VI.5.Traitement des boues:	47
VI.5.1.Epaississement:	48
VI.5.1.1.Dimensionnement :	48
VI.5.2.Déshydratation des boues (lit de séchage):	50
VI.5.2.1.Dimensionnement du lit de séchage:	50
Conclusion:	52

CHAPITRE V : CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

Introduction:.....	53
V.1.Etats limites	53
V.1.1.Etats limites ultime :	53
V.1.2.Etats limites de services :	53
V.2.Le béton:	53
V.2.1.Composition du béton:	54
V.2.2.Résistance du béton à la compression:	54
V.3.3.Résistance du béton à la traction:.....	55
V.3.4. Déformations longitudinales du béton:	55
V.3.5.Déformation transversale du béton:	55
V.2.6.Les contraintes limites de calcul:	55
V.2.6.1.Compression:	55

V.2.6.2.Cisaillement:.....	57
V.3.Les aciers:.....	57
V.4.Actions et sollicitations:.....	59
V.4.1.Les sollicitations:	59
V.4.1.1.Combinaisons de calcul à l'ELU:.....	59
V.4.1.2.Combinaison de calcul à l'ELS:	60
V.4.2.Les actions:	60
V.4.2.1.Actions permanentes <<G>>:	60
V.4.2.2. Actions variables <<Q>>:.....	61
V.4.2.3.Actions accidentelles <<FA>>:.....	61
V.5.Ferraillage minimum (A_{min}) :	61
V.5.1.Traction simple (condition de non fragilité) :.....	61
V.5.2.Compression simple:	61
V.5.4.Flexion composée:	61
V.6.Les hypothèses de calcul:	62
V.6.1.ELU:.....	62
V.6.2.ELS:	62
Conclusion:.....	63

PARTIE II : GENIE CIVIL

CHAPITRE VI : DESCENTE DE CHARGES

Introduction:	64
VI.1.Présentation des différents éléments du clarificateur:	64
VI.2.Description du pont racleur:.....	65
VI.3.Pré-dimensionnement des éléments du clarificateur:	65
VI.3.1.Epaisseur du radier:	65

VI.3.2. Epaisseur des voiles:	65
VI.4.Descente de charge:.....	66
VI.4.1. Description du réservoir:	66
VI.4.2. Poids de la paroi du réservoir:	67
VI.4.3.Poids du gousset:	68
VI.4.4.Poids du radier:	69
VI.4.5.Poids du puisard:.....	69
VI.4.6.Poids de la jupe centrale:	70
VI.4.7.Poids de l'eau:	70
VI.4.8.Poids du béton de propreté:.....	71
Conclusion:.....	71

CHAPITRE VII : CALCUL DE LA PAROI DU CLARIFICATEUR

Introduction:.....	72
VII.1. Calcul de la paroi cylindrique sous l'effet hydrostatique:	72
VII.1.1Calcul de la Pression unitaire sur chaque bande de la paroi:.....	72
VII.1.2. Calcul des armatures circulaire (cerces) :	73
VII.2. Calcul de la paroi cylindrique sous la poussée des terres:.....	75
VII.2.1. Calcul la poussée des terres sur chaque bande de la paroi:	75
VII.2.2.Calcul des armatures circulaires:.....	76
VII.3.Ferraillage transversal à adopter:	78
VII.4.Calcul des armatures verticales:	78
VII.4.1.Calcul du moment à l'encastrement paroi-radier:.....	78
VII.4.2.Diagramme des moments:.....	78
VII.4.2.1.Calcul de l'abscisse X_0 où le moment de flexion est nul:.....	80
VII.4.2.2.Calcul de l'abscisse X_1 du moment de flexion maximal:	80

VII.4.2.3.Calcul du moment négatif maximal M^p :	80
VII.4.3.Calcul des armatures verticales:	82
Conclusion:	85

CHAPITRE VIII : CALCUL DE LA JUPE CENTRALE ET DE LA GOULOTTE

Introduction:	86
VIII.1.Calcul de la dalle circulaire de couverture:	86
VIII.1.1.Calcul des charges:	86
VIII.1.2.Calcul des sollicitations:	87
VIII.1.3.Ferraillage de la dalle de la jupe centrale:	88
VIII.1.3.1.Calcul des armatures radiales:	88
VIII.1.3.2.Calcul des armatures tangentielles (cerces):	90
VIII.2. Etude de la jupe centrale:	92
VIII.2.1. Calcul des sollicitations dues à la poussée hydrostatique:	92
VIII.2.2. Calcul des armatures transversal (cerces):	93
VIII.2.3. Calcul des armatures longitudinales:	95
VIII.2.3.1.Calcul des charges:	96
VIII.2.3.2.Evaluation de l'effort de compression N_u :	96
VIII.2.3.3.Détermination des armatures:	97
VIII.2.3.3.1.Calcul des armatures longitudinales:	97
VIII.2.3.4.Ferraillage du voile de la jupe centrale:	98
VIII.3. Calcul de la goulotte:	98
VIII.3.1. Dimension de la goulotte:	98
VIII.3.2. Ferraillage de la goulotte:	98
VIII.3.2.1.Calcul à l'état limite ultime (ELU):	99

VIII.3.2.2.vérification à l'ELU:	100
VIII.3.2.3.Calcul à l'état limite de service (ELS):.....	100
Conclusion:.....	101

CHAPITRE IX : CALCUL DU RADIER

Introduction:.....	102
IX.1.sollicitations sous la poussée hydrostatique et le poids propre:	102
IX.1.1.pression unitaire sur chaque bande de la paroi:	102
IX.1.2.Calcul des poids unitaire sur chaque bande:	103
IX.2.Calcul des efforts de traction et de compression:.....	103
IX.2.1.effort de traction:	103
IX.2.2.effort de compression:.....	103
IX.3.Ferraillage du radier:.....	104
IX.3.1.armatures transversal (cerces):.....	104
IX.3.2.armatures longitudinal (barres):.....	105
Conclusion:.....	108

CHAPITRE X : ETUDE HYDRAODYNAMIQUE

Introduction:.....	109
X.1.Choix de la méthode:.....	109
X.2. Modélisation selon HOUSNER:.....	109
X.3. Etapes d'application de la méthode:	110
X.3.1. La résultante des pressions impulsives:	110
X.3.2. La résultante des pressions d'oscillation:	114
X.3.3. Les moments de flexion:	115
X.3.4. Les moments de renversement:	116

X.4. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal:.....	117
X.5. Etat limite ultime de stabilité:.....	118
X.5.1. La stabilité au renversement:	118
X.6.Vérification de la section d'encastrement:	118
X.7. Ferrailage au séisme:.....	119
Conclusion:.....	122

CHAPITRE IX : GESTION ET EXPLOITATION DE LA STEP

Introduction:.....	123
IX.1.Contrôle de fonctionnement:	123
IX.2. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station:	124
IX.2.1. Mesure de la turbidité:	124
IX.2.2. Mesure de la teneur en oxygène dissous:	125
IX.2.3. Mesure de pH et température:.....	125
IX.3. Entretien des ouvrages:.....	125
IX.3.1. Le dégrilleur:	125
IX.3.2. Désableur-déshuileur:.....	125
IX.3.3. Désinfection des eaux épurées:.....	125
IX.3.4. Lits de séchage:.....	126
IX.3.5. Bassin d'aération:	126
IX.3.6. Clarificateur:.....	126
IX.3.7. Epaisseur:	126
IX.4. Hygiène et sécurité dans le travail:	127
IX.5. Disposition générale:	128
Conclusion:.....	128
CONCLUSION GENERALE:.....	129

BEBLIOGRAPHIE:	130
-----------------------------	-----

SYMBOLES ET ABREVIATIONS

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_o : Population de l'année de référence.

t : Taux d'accroissement de la population.

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

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

P : Nombre d'habitants.

DREW : Direction des ressources en eaux de la willaya

D : Dotation théorique ($l/hab/j$) égale à $150 l/hab/j$.

$Q_{\text{moyj.Eu}}$: Débit moyen journalier total des eaux usées ;

K_r : Coefficient de rejet pris égal a 100% de la quantité d'eau potable consommée [DRE].

D : Dotation théorique ($l/j/ha$), $D = 150 l/hab/j$.

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

C_p : Coefficient de pointe.

Q_{moyh} : Débit moyen horaire.

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

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

N : Nombre d'équivalent habitant à l'horizon 2043.

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

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

Q : le débit maximum admissible (m^3/s).

H : hauteur du tirant d'eau.

S_m : la surface mouillée (m^2).

L : longueur (AB) du dégrillage (m).

l : la largeur de la grille (m).

e : Espacement des barreaux (cm).

B : Epaisseur des barreaux (mm).

C : Coefficient de colmatage.

a: Inclinaison de la grille par rapport à la verticale (en degré).

V: vitesse d'écoulement de l'effluent en (m/s) entre les barreaux.

ΔH : Perte de charge en mètre d'eau.

g : accélération de la pesanteur.

Vret.min : le volume minimum retenu par la grille par habitant.

Vret.max : le volume maximum retenu par la grille par habitant.

Sh: Surface horizontale (m^2).

Qtp : Débit de pointe au temps pluvial (m^3/h).

Vs : La vitesse de sédimentation.

r : Rayon de déssableur(m).

Sh : Surface de déssableur (m^2).

H : Hauteur du déssableur (m).

V : Volume de déssableur (m^3).

ts : Temps de séjour (min).

Qair : Débit d'air à injecter dans le déssableur.

Vair : Volume d'air à injecter (m^3/h).

Sub: Surface unitaire de chaque bassin d'aération (m^2).

Vb1: Volume unitaire de chaque bassin d'aération (m^3).

Hb : Hauteur de chaque bassin (m).

L : longueur du bassin (m).

l : largeur du bassin.

Sub: Surface unitaire de chaque bassin (m^2).

Vlim : Vitesse limite (m/h).

Hc : Hauteur du clarificateur.

D : Diamètre de clarificateur (m).

S_u : Surface horizontale d'un clarificateur.

Bmin: 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).

Beff : Fuite des MES avec effluent, Beff généralement négligeable.

C_f : Concentration en DBO_5 à la sortie de la station.

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

a_m : Rendement cellulaire.

b: Fraction de la masse cellulaire éliminée par jour en respiration endogène.

V_d : Volume du bassin de désinfection (m^3).

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

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

H_{bd} : Hauteur du bassin de désinfection (m).

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).

Dd : Dose de chlore pour la désinfection (Kg/j).

Dcl : Dose unitaire du chlore (mg/l).

Cs : Charge massique des boues.

ΔB : quantité de boues produites par jour.

Q_b : La quantité des boues à l'extraction.

C_b : la concentration des boues à l'extraction.

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

S_{\square} : Surface totale de lit de séchage (m^2).

S_u : Surface unitaire d'un lit de séchage (m^2).

N_L : Nombre de lit de séchage.

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

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

H_S : Epaisseur de la couche de sable.

H_B : Epaisseur des boues épandues.

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

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

E: Module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson.

f_{bu} : Contrainte limite dans le béton à l'ELU.

0,85: Coefficient qui tient compte de l'altération du béton en surface et la durée d'application des charges.

θ : Coefficient qui tient compte de la durée d'application du chargement.

γ_b : Coefficient qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraînerait une diminution de la résistance.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite de service.

τ_u : Contrainte de cisaillement ultime.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte limite de l'acier.

η : Coefficient de fissuration.

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

G_{max} : Ensemble des actions permanentes déformables.

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable de base.

Q_i : Action variable d'accompagnement.

ψ_{11} : 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} : Coefficient de pondération dépend de Q_1 et Q_i .

δ_1 : Coefficient d'action de base.

A_{min} : Ferrailage minimum.

B : Section du béton.

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

b_0 : Largeur de la section du béton en "cm".

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

e_0 : L'excentricité maximale.

A_s : La section d'acier déterminée.

l_s : Longueur de scellement.

ε_{bc} : Déformation du béton.

P_p : Poids des parois.

P_g : Poids du gousset.

P_v : Poids du voile.

P_r : Poids du radier.

P_{pu} : Poids du puisard.

P_j : Poids de la jupe.

P_e : Poids de l'eau.

P_{bp} : Poids du béton de propreté.

q_i : Pression unitaire sur chaque bande de la parois.

Q_i : Pression moyenne sur chaque zone (i).

T_i : Effort de traction.

A_i : Armature a l'état limite.

h_i : Hauteur da la bande (i).

g : Gravité.

\bar{w} : Masse volumique de liquide.

γ_{sol} : Poids volumique du sol.

K_a : Coefficient de poussée.

φ : Angle de frottement.

F_i : Effort de compression.

M_0 : moment à l'encastrement.

X_0 : Abscisse du moment de flexion nul.

M' : moment de flexion négatif maximal.

X_1 : Abscisse du moment de flexion négatif maximal.

e_p : Epaisseur de la paroi.

e_r : Epaisseur du radier.

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

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

λ : Elancement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

D_{int} : Diamètre intérieure.

P_i : Résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion.

M_i : Masse d'impulsion en [tonne].

a_m : Accélération maximal du sol en [m/s^2].

R_i : Rayon intérieur du réservoir.

H_e : Hauteur d'eau utile dans le réservoir.

M_e : Masse d'eau utile dans le réservoir.

A : Coefficient d'accélération de la zone.

R : Coefficient de comportement.

T : Période fondamentale.

Q : Facteur de qualité.

E_{ij} : Module de déformation instantané.

\emptyset_0 : Angle maximal d'oscillation.

g : La pesanteur.

M_0 : Fraction d'eau dans le réservoir qui se met en vibration.

P_0 : Résultante des pressions d'oscillation.

M_f : Moment de flexion.

M_r : Moment de renversement.

M_s : Moment stabilisant.

D_{\max} : Hauteur des vagues.

M_u : Moment de flexion hydrodynamique.

N_u : Effort de compression.

l_f : Longueur du flambement.

K : Coefficient de poussée.

Liste des figures

Figure I.1 : Situation géographique de l'assiette du terrain	4
Figure III.1 : Schéma d'un traitement par boues activées	26
Figure IV.1 : Vue en plan du dégrilleur.....	27
Figure IV.2 : Coupe longitudinale du dégrilleur	27
Figure VI.3 : Dégrilleur manuel	34
Figure VI.4 : Déssableur-déshuileur circulaire à alimentation tangentielle	35
Figure VI.5 : Schéma représentatif du Déssableur-déshuileur circulaire	36
Figure VI.6 : Décanteur secondaire (clarificateur)	44
Figure VI.7 : Schéma représentatif des chicanes	47
Figure VI.8 : Lits de séchage	52
Figure V.1 : Diagramme contrainte déformation du béton	56
Figure V.2 : Diagramme de contrainte à l'ELS	57
Figure V.3 : Diagramme (contrainte-déformation) de l'acier	58
Figure VI.1 : Clarificateur par raclage de surface et de fond	64
Figure VI.2 : Dimensions des composants du clarificateur	67
Figure VII.1 : Poussée hydrostatique sur la paroi	72
Figure VII.2 : Poussée des terres sur les parois	75
Figure VII.3 : Diagramme de (HANGAN- SOARE)	79
Figure VII.4 : Section d'une bande de la paroi	82
Figure VII.5 : Ferrailage longitudinal de la paroi	84
Figure VII.6 : Ferrailage transversal (cerces) de la paroi	85
Figure VIII.1 : Schéma statique de la jupe centrale	86
Figure VIII.2 : Diagramme des moments de la dalle « jupe centrale »	88
Figure VIII.3: Ferrailage de la dalle de la jupe centrale	91

Figure VIII.4 : Sollicitations sous la poussée hydrostatique	92
Figure VIII.5 : Voile de la jupe centrale	95
Figure VIII.6 : Vue de dessus du voile de la jupe	96
Figure VIII.7 : ferrailage de la jupe centrale	98
Figure IX.1 : Les actions aux quelles le radier est soumis	102
Figure IX.2 : Projections des poids	102
Figure IX.3 : Pressions hydrostatiques \perp à la paroi	102
Figure IX.4 : Ferrailage du radier	107
Figure X.1 : Equivalent mécaniques des pressions d'oscillation (modèle d'HOUSNER)	110

Liste des tableaux

Tableau I.1 : L'estimation de la population à différents horizons	5
Tableau II.1 : Les résultats des estimations de la population de la zone d'étude à différents horizons	9
Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des résultats des estimations des besoins en eau potable	10
Tableau II.3 : Les normes recommandées par l'Organisation Mondiale de la Santé	13
Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des résultats du calcul des charges hydraulique et des charges polluantes	15
Tableau III.1 : Différents procédés par boues activées selon leurs charges massique et volumique	22
Tableau III.2 : Les différents rendements épuratoires	23
Tableau IV.1 : coefficient de forme de barreau selon la nature de section	31
Tableau IV.2 : résultats de dimensionnement des dégrilleurs	33
Tableau VI.3 : Résultats du dimensionnement de dessableur-déshuileur	38
Tableau VI.4 : Récapitulatif des résultats du dimensionnement du bassin d'aération	40
Tableau VI.5 : Les valeurs de la vitesse limite en fonction de Q_{moyh}	42
Tableau VI.6 : Les résultats du dimensionnement du clarificateur	44
Tableau VI.7 : valeurs de b et a_m en fonction du type de traitement par boue activé	45
Tableau VI.8 : Les résultats du dimensionnement du bassin de désinfection	47
Tableau VI.9: Tableau récapitulatif des dimensions du l'épaississeur	49
Tableau VI.9: Tableau récapitulatif du dimensionnement des lits de séchage	52
Tableau V.1 : Caractéristique des aciers	58
Tableau VI.1: Les dimensions du cylindre	66
Tableau VI.2 : Dimensions de la partie cylindro-conique	66
Tableau VI.3 : Récapitulatif des poids des différents éléments de l'ouvrage	71

Tableau VII.1: Pression agissant sur chaque bande	73
Tableau VII.2 : Les armatures aux états limites (ELU, ELS)	74
Tableau VII.3 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée hydrostatique	74
Tableau VII.4 : Poussée des terres agissant sur chaque bande	76
Tableau VII.5 : Les armatures aux états limites (ELU, ELS)	77
Tableau VII.6 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée des terres	77
Tableau VII.7 : Armatures transversal (cerce) de chaque bande	78
Tableau VII.8 : Les armatures verticales adopté sur chaque bord	84
Tableau VIII.1 : Sollicitations dans la dalle circulaire de la jupe centrale	87
Tableau VIII.2 : Pression agissant sur chaque bande	93
Tableau VIII.3 : Les armatures aux états limites (ELU, ELS)	94
Tableau VIII.4 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée hydrostatique	94
Tableau IX.1 : Calcul des pressions et poids unitaires sur chaque bande	103
Tableau IX.2 : Les efforts agissants sur chaque zone	104
Tableau IX.3 : Ferrailage à la traction	105
Tableau IX.4 : Armatures à la compression	106
Tableau IX.5 : Ferrailage à la compression	106
Tableau IX.6 : Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage du radier	107
Tableau X.1 : Coefficient d'accélération de zone (A)	111
Tableau X.2 : Coefficient d'amortissement critique	112
Tableau X.3 : Les différentes périodes caractéristiques	112
Tableau X.4: Les différents critères de qualités	113

INTRODUCTION GENERALE

L'eau c'est la vie, il est donc formellement impératif de prendre soin de cette ressource.

L'augmentation de la consommation d'eau due au développement urbain et à l'activité industrielle, agricole,etc, est accompagnée par une pollution, qui rend impropre à la consommation humaine, des eaux douces de surfaces (cours d'eau, lac, océans) et les eaux sous terraines (nappes phréatiques). Ajouter à cela, cette pollution fait que certaines espèces disparaissent et d'autres prolifèrent. C'est pourquoi, il est impératif de traiter les eaux usées avant de les jeter à la nature. Ainsi, la connaissance de leurs natures et leurs origines est indispensable pour pouvoir adapter le traitement adéquat.

Notre projet s'inscrit dans ce contexte. Il consiste à dimensionner une station d'épuration sise à la commune de Tizi-Ouzou. La STEP va épurer le surplus (l'excès) des eaux usées et pluviales issue de la STEP existante au niveau de « **Boukhalfa** » d'une part, des eaux usées et pluviales venu du nouveau pôle urbain de la ville de Tizi-Ouzou au lieu dit « **Oued Falli** », des lotissements du sud ouest de la ville de Tizi-Ouzou d'autre part.

La problématique qui se pose peut être résumée sous forme des questions suivantes :

Quel est le terrain qui conviendra pour l'implantation de cette STEP ?

Quelle est la population qui sera raccordée à cette STEP ?

Quelles sont les procédés d'épuration des eaux usées et pluviales ?

Quels sont les ouvrages composant cette STEP et leur dimensionnement?

Comment aboutir à une note de calcul génie civil technico-économique d'un des composants d'une STEP dans notre cas le choix s'est porté sur le clarificateur ?

Les réponses à toutes ces questions seront traitées dans la suite de ce mémoire.

Aperçu historique sur l'épuration des eaux usées

L'histoire du traitement des eaux remonte aux Romains. Attachant une très grande importance à la qualité de l'eau, ils ont construit des aqueducs pour acheminer l'eau jusqu'aux villes et jusqu'aux maisons, ils ont construit des thermes pour se baigner, ils ont construit des égouts et des latrines pour évacuer les déchets. Une ville romaine était d'abord bâtie sur l'établissement de son réseau d'évacuation, qui, avec le temps, fut couvert et enterré pour des raisons d'odeur et de salubrité. L'égout romain est donc la conséquence de l'adduction d'eau : *l'eau qui entre dans la ville doit en sortir.*

L'égout le plus ancien du monde romain est la fameuse *cloaca maxima* de Rome, dont la fonction première était de drainer et d'assainir la vallée du Forum, et ce drain, à mesure de l'urbanisation de Rome, est devenu un égout qui collectait les eaux usées.



Figure I : La cloaca maxima de Rome

De cloaca maxima au cloaque maximum :

Les difficultés politiques et militaires que traverse l'empire romain à partir du III^{ème} siècle après J.C., l'abandon des villes par les riches pour se retirer dans leurs propriétés, ont peu à peu poussés les Romains à laisser les grands ouvrages collectifs, notamment les égouts.

Au Moyen-Age, oubliées les installations romaines, tous les déchets solides ou liquides sont jetés dans la rue. Pour se protéger des chutes d'immondices, les riches utilisent un carrosse, les gens aisés, une chaise à porteur, pour ne pas salir leurs chaussures ou le bas de leur vêtement. Dans ce cloaque immonde, les épidémies en ville sont fréquentes : peste, choléra, typhus. Elles tuent des milliers de personnes chaque année et cette situation dure jusqu'au XVIII^{ème} siècle.

De l'assainissement des villes à l'assainissement de l'eau :

Il faut attendre la seconde moitié du XIX^{ème} siècle pour que s'élabore la conception moderne de l'assainissement en Europe. C'est John Snow qui découvrit la véritable origine du choléra lors de l'épidémie terrible de 1854 à Londres. Il préconisa alors, pour éradiquer cette maladie, de collecter les eaux urbaines et de les mener par des canalisations enterrées, à des sites de rejets en milieu naturel. Avec la croissance continue de l'urbanisation et la poussée démographique, les villes vont développer des réseaux d'égout comptant des milliers de kilomètres de canalisations et aboutir au concept du « tout à l'égout ».

Ces réseaux unitaires évacuent dans les mêmes canalisations les eaux usées domestiques et les eaux pluviales. Ils cumulent les avantages de l'économie, un seul réseau à construire et à gérer. Cependant, devant la difficulté de prévoir les volumes d'eau pluviale et pour éviter le débordement des eaux usées dans le milieu naturel, des réseaux séparatifs sont quelquefois nécessaires et permettent de mieux maîtriser le flux qui arrive dans les stations d'épuration.

Aperçu historique sur l'épuration des eaux usées

Les bactéries au service de l'assainissement moderne :

Au XX^{ème} siècle, avec la prise de conscience de la pollution sur les milieux naturels et le développement de la microbiologie, il apparaît vite aux autorités, que les capacités auto épuratrices naturelles des micro-organismes (bactéries) dans les milieux aquatiques, peuvent être mises au service de la dépollution de l'eau dans des bassins d'épuration. Dès 1914, des scientifiques anglais présentent un système de bassin où les eaux usées sont aérées pour permettre leur dégradation par des micro-organismes présents dans les effluents.

A ce jour la plupart des stations d'épuration fonctionnent sur ce principe : maintenir les boues dans le bassin et activer par oxygénation les bactéries que contiennent ces boues, afin de dégrader les composés carbonés, l'azote et le phosphore.

En conclusion :

Le traitement des eaux usées jusqu'à une station d'épuration urbaine est aujourd'hui la quintessence de l'hygiène moderne. Cela a été un long combat et une avancée majeure pour contrôler les épidémies.

PARTIE I:
HYDRAULIQUE

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

Introduction :

Avant d'entamer l'étude de la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées, il est nécessaire de présenter la zone d'étude dans son ensemble.

Cette présentation fera l'objet de ce présent chapitre.

I.1.Présentation de la zone d'étude :

I.1.1.Situation et limites géographiques :

la parcelle de terrain réservée au projet de superficie 6.93 ha est située à environ 200 à 250m au Nord de la RN12 reliant Alger et Tizi ousou. Elle est limitée par Oued Sébaou et Oued Sebt.

Ses limites sont matérialisées par :

- Au Nord : l'oued Sébaou ;
- Au Sud : un terrain agricole ;
- A l'Est : une orangerie ;
- A l'Ouest : une orangerie.

Il est à noter que le terrain est facilement repérable, mais difficilement accessible en raison de la stagnation des eaux pluviales à sa surface.



Figure I.1 : Situation géographique de l'assiette du terrain (photo satellite).

1.1.2. Situation topographique du terrain :

Le terrain présente un relief topographique plat, néanmoins à la périphérie Nord on observe le passage d'un important oued qui longe le terrain dans la direction Est-Ouest.

1.1.3. Séismicité du site :

Conformément au DTR-BC-2-48 (Règles Parasismiques Algériennes 1999, version 2003), la région est classée en zone << IIa>> zone de moyenne sismicité.

1.1.4. Situation démographique :

La population réellement raccordée au réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain de Tizi Ouzou (Oued Falli) et les lotissements périphériques existants est :

- Lotissement Sud Oued ;
- Lotissement Louggar ;
- Lotissement Anar Amellal ;
- Nouveau Pôle Urbain de Tizi-Ouzou (Oued Falli)

Le calcul de l'évaluation de la population future des différents lotissements existant est fait par la formule des << intérêts composés >> comme suite ;

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

P : Population futur à l'horizon considéré ;

P₀ : Population à l'année de référence 2007 ;

t : Taux d'accroissement annuel de la population en 2.18%.

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

L'estimation de la population à différent horizons du calcul sont reportés dans le tableau suivant :

Localité \ Horizon	Année de référence 2007	2013	2023	2043
Lotissement sud ouest	5640	6554	8314	11489
Lotissement Loggar	1459	1696	2151	2972
Lotissement Anar Amellal	2585	3004	3811	5266
Nouveau pôle Urbain de Tizi-Ouzou	-	-	52500	196000
Equipement Publics d'accompagnement avec un taux de 30% de la population	2906	3377	20809	64718
Total	12590	14631	86809	280445

Tableau I.1 : L'estimation de la population à différent horizons

Tandis que pour le nouveau pôle urbain de Tizi-Ouzou (Oued Falli), l'évaluation de la population est basée sur le nombre de logement prévus pour les différents horizons, qui est de 7500 logements (à court terme) et 28000 logements (à long terme) en présumant que la zone sera totalement aménagée. On opte pour un taux d'occupation moyen par habitation de sept (07) habitants.

1.1.5. Situation géologique du site :

L'exploitation de la carte géologique d'Algérie échelle 1/500.000^e éditée en 1951-1952 par MM. Cornet A, Dallouni M, Deleau P et de la carte géologique de la Kabylie du Djurdjura (à l'échelle 1/500.000^e éditée en 1972 par M^r RAYMOND Daniel) ainsi que les études géotechniques disponibles ; nous permettent d'identifier les faciès présents dans la région d'Oued Falli, nous distinguons ainsi :

❖ Quaternaire

Quaternaire continental

-Alluvions anciennes et alluvions récentes : dépôts limoneux et caillouteux qui occupent toute la partie basse de la plaine ainsi que les terrasses alluviales de l'oued Sébaou qu'ils recouvrent largement

Roches sédimentaires cénozoïques**❖ Miocène****Miocène inférieur**

-Marnes du cartenien : Ce sont les marnes dures à rognons jaunes qui se rapportent au Miocène inférieur formant des talus rigides dans les ravinements, se distinguent de celles des argiles sahéliennes par leurs teintes jaunâtres et par les plaquettes de grés. Les couches inférieures deviennent légèrement menacées et passent à l'assise de base de grés à clypéastres.

Miocène supérieur

-Argiles Sahéliennes : Assise argilo marneuse de teinte gris bleuâtre formant le substratum du pliocène et occupant la partie basse de la dépression de Tizi-Ouzou, entre l'oued Aissi et l'oued Bougdoura.

Au sud, on rencontre principalement les formations métamorphiques constituées par les micaschistes et schistes satinés.

1.1.6. Reconnaissance géotechnique :

Les travaux de reconnaissance géotechnique ont consisté en la réalisation des :

- Essais de pénétration dynamique ;
- Sondages de reconnaissance ;
- Travaux de laboratoire.

Les résultats des essais se résument comme suit :

1.1.6.1. Zone sud du site d'implantation (P1, P2, P3, P4)

En considérant des fondations superficielles, ancrées de 3.40m dans le bon sol, avec une résistance de pointe moyenne de 40 bars, on aura :

$$Q_{adm} = R_{dmin}/20 = 40/20 = 2bars$$

$$Q_{adm} = 2bars$$

1.1.6.2. Zone nord du site d'implantation (P10, P11, P12)

En considérant des fondations superficielles, ancrées à -0.4m dans le bon sol (après avoir dégagé les remblais d'environ 4.50m d'épaisseur) soit -4.90m par rapport à la cote du TN, avec une résistance de pointe moyenne de 24 bars, on aura :

$$Q_{adm} = R_{dmin}/20 = 24/20 = 1,2bars$$

$$Q_{adm} = 1,2bars$$

Le site peut être classé D'après ; le DTR BC 2 48 du RPA 99, version 2003 et d'après les résultats obtenus dans la catégorie S3- site meuble [09].

1.1.7. Situation hydrologique :

La commune de Tizi Ouzou fait partie du sous bassin versant de Oued Sebaou Sebt, limité par les coordonnées géographiques L.L (3.9410°, 36.5744°) et L.L (4.1728°, 36.8335°). Ce sous bassin couvre une superficie de l'ordre de 301 km² avec un périmètre de 94.8 Km, il est de forme allongée ; ce qui favorise la concentration des eaux ruisselées. Oued Sebaou découpe en milieu le sous bassin versant en direction E-W sur une distance de 17km. L'aire d'alimentation de cette portion du tronçon de Oued Sebaou, lors de son passage en milieu du sous bassin versant, se subdivise en deux parties :

- Une partie septentrionale dont les affluents coulent du Nord vers le Sud.
- Une partie méridionale dont les affluents coulent du Sud vers le Nord.

1.1.7.1. Climat :

Tizi Ouzou se situe sur la zone de contact et de lutte entre les masses d'air polaire et tropical d'Octobre - Novembre à Mars - Avril, les masses d'air arctique l'emportent généralement et déterminent une saison froide et humide. Les autres mois de l'année, les masses d'air tropicales remontent et créent chaleur et sécheresse.

1.1.7.2. Précipitations :

Les précipitations s'effectuent en grosses pluies peu nombreuses : entre 600 et 1000 mm peuvent tomber en quelques semaines sous forme de pluies de durées variant de quelques heures à quelques jours. Ces précipitations peuvent varier considérablement d'une année à l'autre.

1.1.7.3. Les températures :

D'une manière générale on distingue deux saisons :

- Une saison froide qui s'étale de Novembre à Avril où les minima absolus peuvent descendre au dessous de 0°C ;
- Une saison chaude qui s'étale de Mai à Octobre où les maxima absolus peuvent dépasser 45°C.

Conclusion :

La ville de tizi ouzou présente un relief suffisamment incliné dans sa partie ouest ce qui va faciliter un écoulement gravitaire vers le site d'implantation de la STEP, son climat est méditerranéen

Le site d'implantation a été choisis on tenant compte de certains critères qu'on résume comme suit :

-la topographie du site d'implantation (le terrain est pratiquement plat ce qui va faciliter les terrassements).

-Existence d'une surface suffisante pour l'implantation des ouvrages de la STEP.

-l'éloignement des habitants.

-Géologie du terrain.

CHAPITRE II

CALCULS DES CHARGES HYDRAULIQUES ET DES CHARGES POLLUANTES

CHAPITRE II Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes

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 de Oued Falli.

II.1.Population raccordée au nouveau réseau d'assainissement :

Les résultats des estimations de la population de la zone d'étude à différents horizons sont représentés dans le tableau II.1 (voir chapitre 1) :

Horizon (année)	Population (habitants)
2007	12 590
2013	14 631
2023	86 809
2043	280 445

Tableau II.1 : Les résultats des estimations de la population de la zone d'étude à différents horizons

NB : Notons que la population total raccordé à l'année de référence (2007) est de : 12590 habitants

II.2.Estimation des besoins en eau potable :

La dotation moyenne journalière par habitants pour la ville de Tizi-Ouzou est estimée à :

$$150\text{l/hab/j}$$

Le débit moyen journalier est calculé par la formule suivante :

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

Avec :

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

P : Nombre d'habitants ;

D: Dotation théorique (l/hab/j) égale à 150 l/hab/j .

CHAPITRE II Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Horizons (années)	Population (habitants)	Dotation (l/hab/j)	Consommation totale (m ³ /j)
2007	12 590	150	1888,5
2013	14 631	150	2194,65
2023	86 809	150	13021,35
2043	280445	150	42066,75
2043	280445+25000+(0,3*25000) = 312945	150	46941,75

Tableau II.2 : Tableau récapitulatif des résultats des estimations des besoins en eau potable

NB : notons que l'étude d'extension de la station de « boukhalfa » s'est basée sur les 25000 habitants à l'horizon 2043, puisque la STEP de « oued falli » traitera les eaux usées issues de la STEP de « boukhalfa » et les autres lotissements cités dans le chapitre précédent avec leurs équipements publics, alors les calculs seront basés sur la somme des habitants à l'horizon 2043.

On estime à l'horizon 2043 que la population sera de l'ordre de 300000 habitants pour raison de non exactitude des estimations des équipements et de nombre de personnes que pourra contenir une famille dans le nouveau pôle.

Pour une meilleure gestion de la station d'oued falli on propose, pour chaque horizon de 10 ans de mettre en service une filière qui va traiter les eaux usées pour une population de 100000 habitants, donc on calcule pour un seul horizon et les résultats seront les mêmes pour les deux autres horizons.

A l'horizon 2043 on aura trois filières qui vont épurer les eaux usées de 300000 habitants.

II.3. Estimation des débits rejetés en eaux usées pour l'horizon 2023[01] :

Les eaux usées domestiques et d'équipements publics d'accompagnement sont celles produites par la consommation d'eau, elle est proportionnelle à la densité du tissu urbain.

Le débit moyen journalier des eaux usées est donné comme suit :

$$Q_{\text{moyj.EU}} = C \cdot K_r$$

Avec :

$Q_{\text{moyj.EU}}$: Débit moyen journalier total des eaux usées ;

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

C : Consommation moyenne journalière ($C=P \cdot D$)

NB : puisque on a estimé à l'horizon 2023 une population de 100000 habitants, donc on a une consommation de : $C=100000 \times 150/1000=15000 \text{ m}^3/\text{j}$.

Avec :

P : Nombre d'habitants.

CHAPITRE II Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes

D : Dotation journalière (l/hab/j) .

Pour l'horizon 2023 :

$$Q_{\text{moyj.EU}} = 15000 \times 0,8$$

$$Q_{\text{moyj.EU}} = 12000 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.4. Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab)[01] :

L'équivalent habitant est une unité de mesure de la charge organique biodégradable, produite par habitant et par jour exprimé en gramme d'oxygène. Elle permet de déterminer facilement le dimensionnement de la station d'épuration en fonction de la charge polluante.

Ayant le débit total des eaux usées à l'horizon 2023, on détermine alors l'équivalent en habitant comme suit :

$$[\text{Eq/hab}]_{2023} = \frac{Q_{\text{moyj.EU}} \cdot 1000}{K_r \cdot D}$$

Avec :

$Q_{\text{moyj.EU}}$: Débit d'eau usée totale.

K_r : Coefficient de rejet.

D : Dotation théorique (l/j/ha), D = 150 l/hab/j.

$$[\text{Eq/hab}]_{2023} = \frac{10417,08 \cdot 1000}{0,8 \cdot 150}$$

$$[\text{Eq/hab}]_{2023} = 100000 \text{ Eq/hab}.$$

Donc la capacité de la station d'épuration de Oued Falli projetée(2023) est de : **100000 Eq/hab**.

II.5. Calcul des charges hydrauliques et charges polluantes [02]:

Pour évaluer les charges hydrauliques et les charges polluantes à l'horizon 2023, on prend la capacité de : **100000 Eq/hab**.

Calcul des charges hydrauliques :

➤ **Débit moyen horaire :**

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moyh.EU}} = \frac{Q_{\text{moyj.EU}}}{24}$$

$$Q_{\text{moyh.EU}} = \frac{15000}{24}$$

$$Q_{\text{moyh.EU}} = 625 \text{ m}^3/\text{h} = 173,61 \text{ l/s}.$$

CHAPITRE II Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes

➤ Débit de pointe par temps sec :

Le débit de pointe par temps sec est donné par la formule suivante :

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

Avec :

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

C_p : coefficient de pointe.

Q_{moyh} : Débit moyen horaire.

$$\text{Sachant que : } C_p = \begin{cases} 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moyh}}} & \text{Si } Q_{moyh} \geq 2,8 \text{ l/s} \\ 3 & \text{Si } Q_{moyh} < 2,8 \text{ l/s} \end{cases}$$

$$\text{On a : } Q_{moyh} = 173,11/\text{s} > 2,8 \text{ l/s}$$

$$\text{Donc : } C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{660,49}} = 1,56$$

$$\text{D'où : } Q_{pts} = 1,56 \times 625$$

$$Q_{pts} = 975 \text{ m}^3/\text{h.}$$

➤ Débit de pointe par temps de pluie :

Ce débit se calcule par la formule suivante :

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

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

Avec :

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

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

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

$$\text{D'où : } Q_{ptp} = 3 \times 975$$

$$Q_{ptp} = 2925 \text{ m}^3/\text{h.}$$

La première filière de la station d'épuration sera dimensionnée pour un débit maximal correspondant à un débit de pointe par temps de pluie $\ll Q_{ptp} \gg$, Sachant que le type du réseau d'assainissement de « Tizi Ouzou » est de type unitaire, ce débit sera limité grâce à un déversoir placé en tête de la STEP afin d'éviter une surcharge hydraulique dans la station d'épuration lors des précipitations.

CHAPITRE II Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes

Calcul des charges polluantes :

Paramètres	Unités	Normes de rejets
Températures	°C	30
Matière 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

Tableau II.3 : Les normes recommandées par l'Organisation Mondiale de la Santé.

➤ Charge en DBO₅ :

Quantité de pollution transitant pendant un temps défini, généralement un jour, dans le réseau. cette charge par jour et par habitant est estimée à **50g/h/j.**

$$\text{La charge en DBO}_5 = N \times 50 \cdot 10^{-3}.$$

Avec :

N : Nombre d'équivalent habitant à l'horizon 2023.

$$\text{La charge en DBO}_5 = 100000 \times 50 \times 10^{-3}$$

$$\text{La charge en DBO}_5 = 50000 \text{ Kg/j.}$$

En concentration (mg/l) :

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

$$[\text{DBO}_5] = \frac{5000 \times 10^6}{12000 \times 10^3}$$

$$[\text{DBO}_5] = 416,67 \text{ mg/l.}$$

➤ Rendement épuratoire :

Ce rendement 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 (416,67 mg/l) ;

CHAPITRE II Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes

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

$$\text{D'où :} \quad R = \frac{416,67 - 30}{416,67} \times 100$$

$$\mathbf{R = 92,8 \% .}$$

➤ Charge en MES :

Cette charge par jour par habitant est estimée à **60g/h/j** , elle est calculée comme suit :

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

Avec :

N: Nombre d'équivalents habitants à l'horizon 2043.

$$\text{La charge en MES} = 100000 \times 60 \times 10^{-3}$$

$$\mathbf{La\ charge\ en\ MES = 6000Kg/j .}$$

➤ En concentration (mg/l) :

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

$$[MES] = \frac{6000 \times 10^6}{12000 \times 10^3}$$

$$\mathbf{[MES] = 500\ mg/l .}$$

➤ Rendement épuratoire :

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

Avec :

C_i : Concentration en MES à l'entrée de la station (500mg/l).

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

$$\text{D'où} \quad R = \frac{500-30}{500} \times 100$$

$$\mathbf{R = 94\% .}$$

CHAPITRE II Calcul des charges hydrauliques et des charges polluantes

Données	Quantités	
Type du réseau	Unitaire	
Horizon	2023	
Equivalent habitants	100000	
Charges hydrauliques		
Débit moyen journalier Q_{moyj}	12000	m^3/j
Débit moyen horaire Q_{moyh}	625	m^3/h
Débit de pointe par temps secs Q_{pts}	975	m^3/h
Débit de pointe par temps de pluie Q_{ptp}	2925	m^3/h
Débit maximal entrant à la STEP Q_{max}	2925	m^3/h
Charges polluantes		
DBO ₅	50	g/hab/j
	5000	Kg DBO ₅ /j
	416,67	mg/l
Rendement épuratoire	92,8	%
MES	60	g/hab/j
	6000	Kg MES/j
	500	mg/l
Rendement épuratoire	94	%

Tableau II.4 : Tableau récapitulatif des résultats du calcul des charges hydraulique et des charges polluantes.

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 92,8% et 94%.

CHAPITRE III

LES DIFFERENTS PROCEDES D'EPURATION DES EAUX USEES

Introduction:

Un système d'épuration est le maillon ultime d'un système d'assainissement; il implique un ensemble d'actions en vue d'amener l'eau à un degré de qualité suffisant pour que son rejet dans le milieu récepteur, le laisse compatible avec les usages ultérieurs que l'on veuille lui donner.

Un système d'épuration se conçoit, après enquête de pollution sur le terrain et contrôle de la qualité physico-chimique des eaux usées à traiter. Des fluctuations peuvent, cependant, surgir et affecter cette qualité mais elles seront acceptables dans les limites bien déterminées.

Le choix à entreprendre pour un système d'épuration n'est pas évident, il implique la connaissance approfondie de différents paramètres et les interrelations qui les lient entre eux.

Il ne peut exister, en matière de choix, de règles générales, mais l'important est d'avoir conscience de la nécessité de réaliser, une étude comparative des diverses solutions envisageables, sans en omettre aucun << à priori >>.

III.1.Traitement des eaux usées [14]:

L'épuration des eaux usées consiste en une succession d'opérations de transformations et de traitements qui visent à respecter certaines normes de rejet, afin d'éviter les 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.

III.2.Principaux procédés d'épuration [03]:

Pour épurer l'eau, il faut généralement combiner plusieurs traitement dont les bases peuvent être physique, chimiques ou biologique, et dont l'effet est d'éliminer tout d'abord les matières en suspension, en suite les substances colloïdales, puis les substances dissoutes (minérales ou organique). Il faut enfin corriger certaines caractéristiques.

III.2.1.Procédés physiques:

Les traitements physiques visant essentiellement à conditionner l'eau en vue d'un traitement secondaire, ou en vue d'une dilution dans le milieu récepteur lorsque cela est toléré. Ce processus regroupe:

- Le prétraitement
- Le traitement primaire

III.2.2.Procédés physico-chimiques:

En général, ces modes de traitement sont mis en œuvre, pour le cas où nous notons la présence de matières toxiques dans les eaux usées, et ils permettent:

- L'élimination des matières en suspension:
- Pour les plus grossières, par voie purement physiques: décantation, flottation ou tamisages.
- Pour les particules colloïdales.

L'élimination de la pollution organique dissoute: Cette élimination se réalise en faisant appel aux propriétés adsorbants de certains corps, comme le charbon actif.

III.2.3.Procédés biologiques:

Le traitement biologique s'attaque à la fraction biodégradable de la pollution organique.

III.3.Organisation d'une station d'épuration des eaux usées [03]:

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 ;
- Les traitements complémentaires ;
- Le traitement des boues résiduaire.

Les eaux usées transportent des matières en suspension très hétérogène et souvent volumineuses.

III.3.1.les prétraitements:

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

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

III.3.1.1.Le dégrillage:

Le dégrillage est implanté à l'amont de toutes installations de traitement des eaux usées, parmi ses fonctions:

Protection de la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptible de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation;

Séparation et évacuation des matières volumineuses clarifiées par l'eau brute, qui pourraient nuire à l'efficacité des traitements.

L'opération de dégrillage se fait par simple passage des eaux à traiter à travers des grilles, on en distingue deux types:

a. 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 râteau. 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. 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.

III.3.1.2.Le dessablage:

Le dessablage a pour but d'extraire des eaux brutes les graviers, sables et particules minérales plus ou moins fines, de façon à éviter les dépôts dans les canaux et conduites, à protéger les pompes et autres appareils contre l'abrasion.

Cette opération a eu lieu grâce à la vitesse de sédimentation élevée des particules devant être supérieure à la vitesse de passage de l'eau de manière à éviter l'entraînement par le courant d'eau.

III.3.1.3.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.

III.3.2.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.

III.3.3.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).

III.3.3.1. 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 microalgues 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 ont 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 PVC 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 au point en 1914 à Manchester. Le principe de procédé consiste à développer une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons « boues-activée » dans un bassin est 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 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 (DBO₅) entrant quotidiennement et la masse des boues contenues dans réacteur ; elle est exprimée en (kg DBO₅/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 (C_v) :

On appelle charge volumique la masse de pollution entrant journalièrement 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 (C_m) et la charge volumique avec lesquelles ils fonctionnent.

Charge	Charge massique (C _m) Kg de DBO ₅ /Kg de boues/ J	Charge volumique (C _v) Kg DBO ₅ /m ³ /J
Très faible	< 0.07	<0.35
Faible	0.07<C _m <0.2	0.35<C _v <0.6
Moyenne	0.2<C _m <0.5	0.6<C _v <1.5
Forte	>0.5	>1.5

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

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

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

Tableau III.2. Les différents rendements épuratoires.

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 les charges qu'ils reçoivent, on distingue :

➤ 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%.

➤ 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%.

Le traitement complémentaire [04]:

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).

➤ 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.

Le traitement des boues résiduaires :

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.

➤ **Épaississement :**

Il s'agit de la première étape de traitement des boues, qui s'opère en général avant le mélange des boues issues des différentes étapes d'épuration des eaux usées (boues primaires, secondaires, et éventuellement tertiaires). Cette étape peut être précédée de l'ajout de flocculants organiques de synthèse (polyélectrolytes) ou minéraux (chaux, sels de fer ou d'aluminium), afin de faciliter la séparation des phases solide et liquide des boues. L'épaississement consiste à laisser s'écouler les boues par gravitation à travers un silo placé au-dessus d'une table d'égouttage ou d'une toile semi-perméable. Autre technique de concentration : la flottation, basée sur l'injection de gaz dans les boues, ce qui sépare les phases liquides et solides par différence de densité. En sortie, les boues sont encore liquides avec une siccité de 4 à 6 %.

➤ **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 :

• **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.

III.4. Choix de la variante d'épuration [04]:

On se basant sur les critères techniques pour le choix d'une variante d'épuration, nous pouvons conclure ce qui suit :

La variante à boues activées par faible charge présente les avantages techniques suivants :

- ✓ Une performance épuratoire très élevée.
- ✓ Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de pollution (MES, DCO, DBO5, N par nitrification et dénitrification).

Il s'avère que l'épuration biologique à faible charge représente le rendement épuratoire le plus intéressant.

Ce procédé a l'avantage de la simplicité d'exploitation, les boues obtenues sont en faible quantité non fermentescibles et pouvant être reçu sans nuisance sur lits de séchage.

Conclusion :

Le but de ce chapitre est la présentation des principaux procédés 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 de Tizi Ouzou.

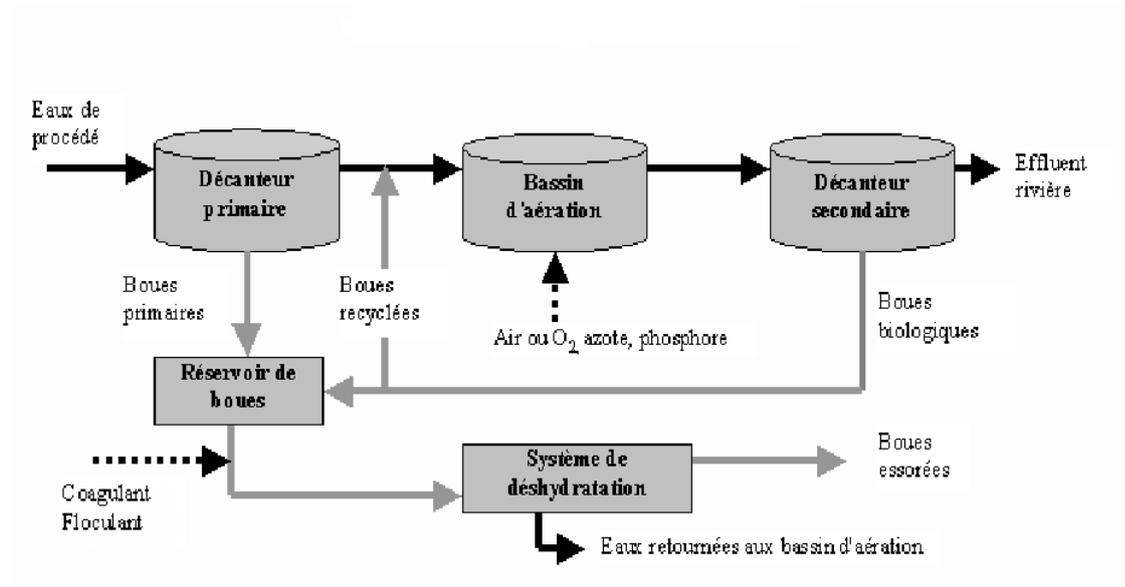


Figure III.1 : schéma d'un traitement par boues activées.

CHAPITRE IV

DIMMENTIONNEMENT DES OUVRAGES DE LA STATION D'EPURATION

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Introduction :

Les eaux usées véhiculent des matières en suspension très hétérogènes et 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 les conduites contre les obturations).

Les prétraitements comprenant :

- Un dégrilleur
- Un déssableur-déshuileur

IV.1. Le dégrillage :

Les déchets véhiculés par l'effluent sont éliminés dès leur arrivée dans la station grâce au dégrillage mécanique. Les eaux usées passent par des grilles de plus en plus fines où les matières volumineuses sont retenues.

Il existe deux types de dégrillage :

- le dégrillage grossier qui épure l'eau avec des grilles espacées de quelques millimètres pour retirer les déchets dont le volume est supérieur à 3 ou 4 cm³.

- le dégrillage fin, constitué de grilles encore moins espacées, va éliminer les déchets d'un volume supérieur à 1 cm³.

Les dégrilleurs sont équipés d'un dispositif de relevage et d'éjection automatique des déchets. Ceux-ci sont ensuite compactés, envoyés en benne, puis en usine de traitement d'ordures ménagères pour y être incinérés.

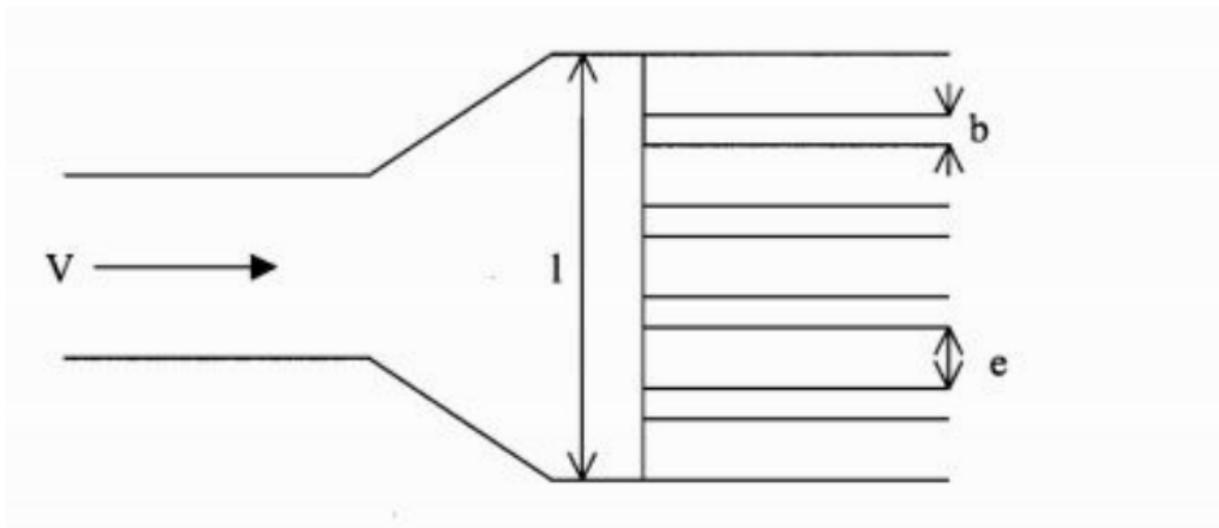


Figure IV.1 : Vue en plan du dégrilleur.

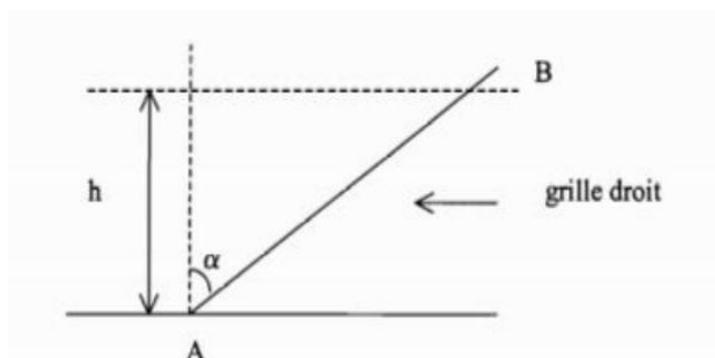


Figure IV.2 : Coupe longitudinale du dégrilleur.

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

IV.1.1. Dimensionnement du dégrillage :

IV.1.1.1. Dégrilleur grossier :

Procédure de calcul : connaissant la surface mouillée et en fixant la largeur de la grille, on calcule la longueur oblique de la grille en utilisant la surface et la hauteur du tirant d'eau en tenant compte de l'inclinaison du dégrilleur.

Soient : Q : le débit maximum admissible (m^3/s).

H : hauteur du tirant d'eau.

S_m : la surface mouillée (m^2).

L : longueur (AB) du dégrillage (m).

l : la largeur de la grille (m).

e : Espacement des barreaux (cm).

B : Epaisseur des barreaux (mm).

C : coefficient de colmatage.

α : Inclinaison de la grille par rapport à la verticale (en degré).

On prendra $e = 4$ cm afin de laisser passer les matières fécales à travers les grilles. Seules les matières volumineuses seront retenues.

Les barreaux des grilles sont placés obliquement avec une inclinaison de 70° par rapport à la verticale. Ce qui nous permettra de prendre un coefficient de colmatage $C = 0.75$.

Epaisseur des barreaux $b = 5$ mm.

Vitesse minimum = 1 m/s pour éviter les dépôts de sable.

Le débit $Q_{ptp} = 2925 \text{ m}^3/h = 0,8125 \text{ m}^3/s$.

Calcul de la hauteur du tirant d'eau h :

On a d'après Kirschmer :

$$S_m = \frac{Q_{ptp}}{V \cdot \theta \cdot (1 - c)} \text{ (m}^2\text{)}$$

Avec :

$$\theta = \frac{e}{e+b} = \frac{4}{4+0,5} = 0,89$$

$$S_m = \frac{0,8125}{1 \times 0,89 \times 0,25} = 3,65 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{S_m}{l} \text{ Et } L = \frac{h}{\cos \alpha}$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

On choisit une largeur de 4 m pour le dégrilleur (grande station).

$$h = \frac{3,65}{4} = 0,9125m \quad \text{On adopte une hauteur } h=1m.$$

Calcul de la longueur oblique de la grille :

$$L = \frac{1}{\cos 70^\circ} = 2,92m$$

On adopte une longueur et une largeur du dégrilleur grossier :

$$L=3m ; l=4m$$

NB :

Dans le cas où le collecteur principal aura en tête de la station une cote de niveau inférieure à celle du terrain naturel, nous procédons au relevage des eaux usées vers les ouvrages de prétraitement. D'où la réalisation d'une bache de relevage comprend :
5 pompes de type submersible, dont 2 en réserve ; le débit unitaire à relever pour chaque pompe est de $585m^3/h$.

IV.1.1.2. Dégrilleur fin :

Procédure de calcul : connaissant la surface mouillée et en fixant la largeur de la grille, on calcule la longueur oblique de la grille en utilisant la surface et la hauteur du tirant d'eau en tenant compte de l'inclinaison du dégrilleur.

Soient : Q : le débit maximum admissible (m^3/s).

H : hauteur du tirant d'eau.

S_m : la surface mouillée (m^2).

L : longueur (AB) du dégrillage (m).

l : la largeur de la grille (m).

e : Espacement des barreaux (cm).

B : Epaisseur des barreaux (mm).

C : coefficient de colmatage.

a : Inclinaison de la grille par rapport à la verticale (en degré).

On prendra $e = 1$ cm afin de laisser passer les matières fécales à travers les grilles. Seules les matières volumineuses seront retenues.

Les barreaux des grilles sont placés obliquement avec une inclinaison de 70° par rapport à la verticale. Ce qui nous permettra de prendre un coefficient de colmatage $C = 0.75$.

Epaisseur des barreaux $b = 1$ mm.

Vitesse minimum $= 1m/s$ pour éviter les dépôts de sable.

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Le débit $Q_{ptp} = 2925 \text{ m}^3/\text{h} = 0,8125 \text{ m}^3/\text{s}$.

Calcul de la hauteur du tirant d'eau h :

On a d'après Kirschmer :
$$Sm = \frac{Q_{ptp}}{V \cdot \theta \cdot (1-c)} \text{ (m}^2\text{)}$$

Avec :
$$\theta = \frac{e}{e+b} = \frac{1}{1+0,5} = 0,67$$

$$Sm = \frac{0,8125}{1,0,67 \cdot 0,25} = 4,85 \text{ m}^2$$

$$h = \frac{Sm}{l} \text{ Et } L = \frac{h}{\cos \alpha}$$

On choisit une largeur de 4 m pour le dérailleur (grande station).

$$h = \frac{4,85}{4} = 1,21 \text{ m} \quad \text{On prendra } h=1,2 \text{ m.}$$

Calcul de la longueur oblique de la grille :

$$L = \frac{1,2}{\cos 70^\circ} = 3,5 \text{ m}$$

On adopte une longueur et une largeur du dégrilleur grossier :

$$L=3,5 \text{ m} ; l=4 \text{ m}$$

NB :

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.1.1.3. Calcul des pertes de charge

Selon KIRSCHMER les pertes de charge au niveau de la grille, sont fonction de la forme des barreaux, l'espacement entre les barreaux, la largeur des barreaux, la vitesse d'approche et l'inclinaison de la grille.

Elles peuvent être calculées par la formule suivante :

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

Où :

ΔH : Perte de charge en mètre d'eau

d : Epaisseur des barreaux d'une grille (m)

e : Espacement entre les barreaux (m)

v : Vitesse d'approche ou vitesse de l'eau devant la grille (m/s)

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

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

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

β : Coefficient de forme des barreaux, les valeurs de β dépend de la forme des barreaux comme suite :

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

Tableau IV.1: coefficient de forme de barreau selon la nature de section.

Source : ABDELKADER GAÏD, « épuration biologique des eaux usées urbaines »

a- Grille grossière

➤ Grille grossière avec des barreaux rectangulaires

Pour ce cas le coefficient de forme β égal à 2,42.

D'où:

$$\Delta H_1 = 2,42 \cdot 0,11 \cdot \frac{1^2}{19,62} \cdot 0,86$$

$$\Delta H_1 = 0,012 \text{ m. c. e} = 1,2 \text{ cm}$$

b- Grille fine:

➤ Grille fine avec des barreaux rectangulaires

Pour ce cas le coefficient de forme β égal à 2,42

D'où :

$$\Delta H'_2 = 2,42 \cdot 0,583 \cdot \frac{1^2}{19,62} \cdot 0,86$$

$$\Delta H'_2 = 0,062 \text{ m. c. e} = 6,2 \text{ cm}$$

Remarque

Pour le choix de la forme des barreaux on opte pour des barreaux où les pertes des charges sont faibles, de ce fait on optera pour des barreaux arrondis dans le cas de la grille grossière et la grille fine.

IV.1.1.4.Calcul des refus au niveau des grilles

Pour une eau usée urbaine, la quantité des déchets récupérés 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.

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

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

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

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

Avec :

N : Equivalent habitants : 100000

Vret.min : le volume minimum retenu par la grille par habitant.

Vret.max : le volume maximum retenu par la grille par habitant.

AN :

➤ **Pour une grille grossière**

$$V_{min} = \frac{100000 \times 2 \times 10^{-3}}{365} = 0,55m^3/j$$

$$V_{min} = 0,55m^3/j$$

$$V_{max} = \frac{100000 \times 5 \times 10^{-3}}{365} = 1,37m^3/j$$

$$V_{max} = 1,37m^3/j$$

$$V_{moy} = \frac{V_{max} + V_{min}}{2} = 0,96m^3/j$$

$$V_{moy} = 0,96m^3/j$$

➤ **Pour une grille fine**

$$V_{min} = \frac{100000 \times 5 \times 10^{-3}}{365} = 1,37m^3/j$$

$$V_{min} = 1,37m^3/j$$

$$V_{max} = \frac{100000 \times 10 \times 10^{-3}}{365} = 2,74m^3/j$$

$$V_{max} = 2,74m^3/j$$

$$V_{moy} = \frac{V_{max} + V_{min}}{2} = 2,055m^3/j$$

$$V_{moy} = 2,055m^3/j$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Le tableau suivant regroupe les résultats du dimensionnement des deux grilles.

Désignation		Unités	Quantités
Dégrilleur grossier			
Nombre		U	01 Mécanique
Espacement entre les barreaux (e)		m	0,04
Epaisseur des barreaux (b)		m	0,005
Vitesse minimum (V)		m/s	1
Inclinaison (α)		degré	70
Coefficient de colmatage (C)		/	0,25
Hauteur de l'eau		m	1
Largeur (l)		m	4
Longueur (L)		m	3
Perte de charge dans les grilles grossières de forme des barreaux rectangulaire (ΔH_1)		Cm	1,2
Refus des grilles	Vmin	m ³ /j	0,55
	Vmax	m ³ /j	1,37
	Vmoy	m ³ /j	0,96
Dégrilleur fin			
Nombre		U	01 Mécanique
Espacement entre les barreaux (e)		M	0,01
Epaisseur des barreaux (b)		M	0,005
Vitesse minimum (V)		m/s	1
Inclinaison (α)		°	70
Coefficient de colmatage (C)		/	0,25
Hauteur de l'eau		M	2,25
Largeur (l)		M	4
Longueur (L)		M	6,5
Pertes de charge dans les grilles fines de la forme des barreaux rectangulaire ($\Delta H'_2$)		Cm	6,2
Refus des grilles	Vmin	m ³ /j	1,37
	Vmax	m ³ /j	2,74
	Vmoy	m ³ /j	2,055
Bâche de relevage			
Nombre total de pompe		U	(5+2)
Nombre de pompe en marche		U	05
Type de pompe		/	Submersible
Débit unitaire maximum		m ³ /h	585

Tableau IV.2: résultats de dimensionnement des dégrilleurs.



Figure VI.3: dégrilleur manuel

VI.2. Dessablage, déshuilage :

- 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 ou l'eau à un mouvement giratoire ;
- Les dessableurs carrés ou l'eau est admise sur toute la largeur du bassin, les sables sont recueillis par raclage.

- Déshuilage :

Le déshuilage consiste à séparer de l'eau par flottation des matières ou des liquides ont la densité est inférieure à celle de l'eau. Les graisse 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 minéral ou organique, elles constituent une charge qu'elle est utile de réduire, car elles présentent plusieurs inconvénient a 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 retenu 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.

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

VI.2.1. Dimensionnement du déssableur-déshuileur [02] :

Quand l'eau arrive à la station, il subi en premier temps un prétraitement dans une filière dite « déssableur- déshuileur » et ca pour protéger la station contre les dépôts et l'abrasion des installations électroniques.

La vitesse de passages est de l'ordre de 0,2 à 0,4 m/s est obligatoire pour éviter le dépôt des matières organiques, l'eau usée est aéré par insufflation permettant la séparation aisée du sable et de l'eau et favorisant l'accumulation des graisses et des huiles en surface.

Le sable déposé est relevé jusqu'à une trimé au moyen d'un air lift ou des pompes à sables. Les huiles sont récupérées en surface dans une zone de tranquillisation et sont déversées dans un puisard à graisse pour être acheminé par camion vers une décharge.

La vitesse d'entraînement choisie dans notre ouvrage est de 0,4m/s, alors que la vitesse de sédimentation (V_s) est pris égale à 50m/h. On adoptera un dessableur de forme circulaire.

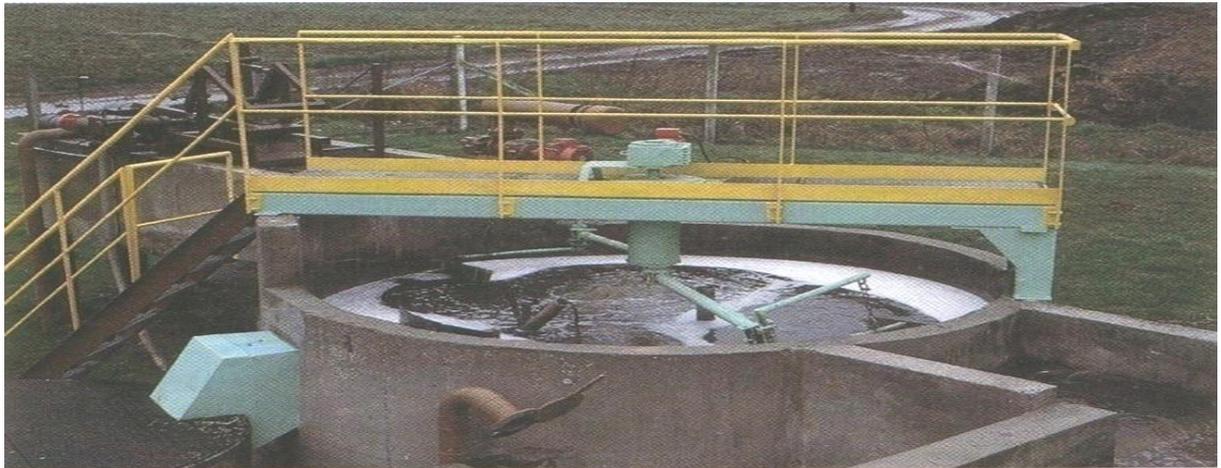


Figure VI.4: Déssableur-déshuileur circulaire à alimentation tangentielle

VI.2.1.1. Calcul de la surface horizontale « S_h » du dessableur-déshuileur :

$$S_h = \frac{Q_{ptp}}{V_s}$$

Sh: Surface horizontale (m^2)

Q_{ptp} : Débit de point au temps pluvial (m^3/h)

V_s : La vitesse de sédimentation

$Q_{ptp}=2925m^3/h$.

$V_s= 50m^2/h$.

AN:
$$S_h = \frac{2925}{50} = 58,5m^2$$

$$S_h = 58,5m^2$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

VI.2.1.2. Calcul de rayon « r »

$$r = \sqrt{\frac{S_h}{\pi}}$$

r : Rayon de déssableur(m)

Sh : Surface de déssableur (m2).

An :

$$r = \sqrt{\frac{58,5}{3,14}}$$

$$r = 4,3\text{m}$$

VI.2.1.3. Calcul de volume « V » de dessableur-déshuileur

$$V = S_h \cdot H$$

Sh: Surface horizontale (m2)

H : Hauteur du dessableur (m).

On a : H=4m, $S_h=58,5\text{m}^2$

$$V = 58,5 \cdot 4 = 234\text{m}^3$$

$$V = 234\text{m}^3$$

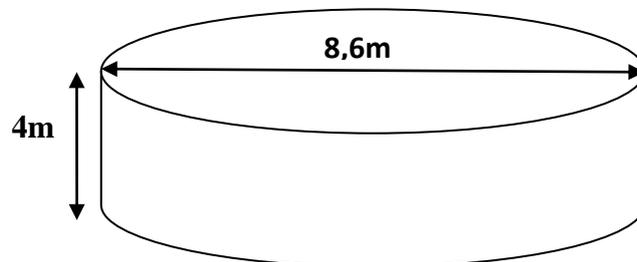


Figure VI.5 : schéma représentatif du Déssableur-déshuileur circulaire.

VI.2.1.4. Calcul du temps de séjour « ts » dans le déssableur-déshuileur

-Au temps de pluie :

$$t_s = \frac{V}{Q_{\text{ptp}}}$$

V : Volume de déssableur (m3)

ts : Temps de séjour (min)

Qptp : Débit de pointe par temps de pluie (m3 /h)

$$t_s = \frac{234}{2925} = 0,08 \text{ heure}$$

$$t_s = 4,8\text{min}$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

VI.2.1.5. Calcul du débit d'air à injecter

Une quantité d'air est nécessaire, afin de permettre l'aération ainsi que la remontée des huiles en surface.

Le débit d'air à injecter varie de 1 à 1,5m³d'air / h/ m³ d'eau à traiter.

$$Q_{air} = Q_{ptp} \cdot V_{air}$$

Avec :

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

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

V : volume d'air à injecter (m³/h).

$$Q_{air} = 2925 \times 1,5 = 4387,5 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

$$Q_{air} = 4387,5 \text{ m}^3 \text{ d'air / h}$$

VI.2.1.6. Calcul des quantités de matières éliminées par le dessableur-déshuileur

Les matières en suspension (MES) contiennent 30% de matières minérales en suspension (MMS) et 70% de matières volatiles en suspension (MVS). Le dessableur élimine 70% des matières en suspension.

Les matières minérales en suspension totales (MMSt)

$$MES = 30\% \text{ MMS} + 70\% \text{ MVS} = 6000 \text{ Kg/j}$$

$$\text{MMSt} = 6000 \cdot 0,30 = 1800 \text{ Kg/j}$$

Les matières volatiles en suspension totales (MVSt)

$$\text{MVSt} = 6000 \cdot 0,70 = 4200 \text{ Kg/j}$$

Les matières minérales en suspension éliminées (MMSe)

Le dessableur permet d'éliminer 70% DE MMSt

$$\text{MMSe} = 1800 \cdot 0,70 = 1260 \text{ Kg / j}$$

Les matières minérales en suspension restantes (MMSr)

$$\text{MMSr} = 1800 - 1260 = 540 \text{ Kg / j}$$

Les matières en suspension restantes (MESr)

$$\text{MESr} = \text{MMSr} + \text{MVSt} = 540 + 4200 = 4740 \text{ Kg/j}$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Désignation	Unité	Quantité
Nombre d'ouvrage	U	01
Type d'ouvrage	/	Circulaire
Surface total (Sh)	m ²	58,5
Rayon (r)	m	4,3
Volume (V)	m ³	234
Hauteur (H)	m	4
Temps de séjour par temps de pluie (ts)	min	4,8
La quantité d'air a injecter (Qair)	m ³ d'air /h	4387,5
Matières minérales en suspension total(MMSt)	Kg/j	1800
Matières minérales en suspension éliminée (MMSe)	Kg/j	1260
Matières minérales en suspension restantes (MMSr)	Kg/j	600
Matières volatiles en suspension totales (MVSt)	Kg/j	4200
Matières en suspension restantes (MESr)	Kg/j	4800

Tableau VI.3 : Résultats du dimensionnement de dessableur-déshuileur.

VI.3.Traitement secondaire [02] :

Le traitement biologique est très adaptable à l'épuration des eaux usées urbaines. Il est effectué après le dégrillage et le dessablage – déshuilage.

Ce traitement étant une reproduction approchée de l'épuration naturelle dans les cours d'eau. Le principe consiste en une activation des boues par des microorganismes épurateurs d'où l'appellation épuration biologique par boues activées.

Caractéristique de fonctionnement d'une installation à boues activées

- Le rendement épurateur de l'installation dépend de deux facteurs :
 - ✓ La fixation par adsorption et oxydation des éléments polluants par masse bactérienne ;
 - ✓ La bonne séparation de ce floc et de l'eau interstitielle épurée.
- La nécessité de minimiser le temps de séjour dans le réacteur biologique pour faciliter le phénomène d'adsorption et de tamponner l'effet de pointe ;
- La masse bactérienne est élevée d'autant que la quantité de la pollution retenue est plus importante. Lors de recyclage cumulé des boues, la biomasse augmente ainsi que l'apparition de phénomène de compétition entre eux qui conduit à l'accroissement de l'âge de la boue dans le bassin ainsi que le ralentissement de l'activité bactérienne ;
- La classification de procédé à boues activées dépend de la charge massique et la charge volumique.
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 ;

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

- La recirculation des boues assurant le réensemencement en boues. dans les bassins d'aération.

IV.3.1. Bassin d'aération

IV.3.1.1. 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.

IV.3.1.2. 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.3.1.3. Dimensionnement [02] :

a) 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 : $L_0 = 19022,25 \text{ kg/j}$ (charge polluante en DBO5 à l'entrée (kg/j))

$C_v = 0.4 \text{ kg/DBO5/m}^3/\text{j}$.

$$V_b = \frac{\text{charge polluante en DBO5 à l'entrée} \left(\frac{\text{kg}}{\text{j}} \right)}{\text{concentration volumique du DBO5}} = \frac{L_0}{C_v}$$

$$V_b = \frac{5000}{0,4} = 12500 \text{ m}^3$$

Pour une bonne gestion et une facilité d'entretien et vu le volume important du bassin on prévoit huit bassins d'aération de même volume.

Chaque bassin d'aération aura un volume de V_{b1}

$$V_{b1} = \frac{V_b}{4} = \frac{12500}{4} = 3125 \text{ m}^3$$

$$V_{b1} = 3125 \text{ m}^3$$

NB : les quatre bassins auront le même volume qui est 3125 m^3 .

b) Calcul de la surface unitaire de chaque bassin

$$S_{ub} = \frac{V_{b1}}{H}$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Avec :

Sub: Surface unitaire de chaque bassin (m²) ;

Vb1: Volume unitaire de chaque bassin (m³) ;

H : Hauteur de chaque bassin (m) donnée de base prise égale à 5m.

$$\text{Sub} = \frac{3125}{5}$$

$$\text{Sub} = 625\text{m}^2$$

c) 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 :

$$l = \frac{\text{sub}}{L}$$

Avec :

$$L = 2l$$

D'où :

$$l = \sqrt{\frac{\text{sub}}{2}}$$

Avec :

L : longueur du bassin (m) ;

l : largeur du bassin ;

Sub: Surface unitaire de chaque bassin (m²).

AN :

$$l = \sqrt{\frac{625}{2}}$$

$$l = 17,67\text{m}$$

On opte pour une largeur du bassin d'aération de 17,7

$$L = 2l = 2 \times 17,7$$

$$L = 35,4\text{m}$$

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

$$t_s = \frac{V_B}{Q_{\text{moy.h}}}$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

AN:
$$t_s = \frac{3125}{2925}$$

$$t_s = 1 \text{ h}6\text{min}$$

Désignation	Unité	Quantités
Volume total (v)	m ³	12500
Volume de chaque bassin VB1	m ³	3125
Hauteur (H)	l	5
Section de chaque bassin (Sub)	m ²	625
Longueur de chaque bassin L	M	17,7
Largeur de chaque bassin l	M	35,4
Temps de séjour (ts)	Heure	1,6
nombre de bassin d'aération U	U	4

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

IV.3.1.4. Les systèmes d'aération [02] :

Il existe différents systèmes d'aération, utilisés dans les stations d'épuration des eaux usées urbaines, leurs différences résident 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.3.2. Décanteur secondaire (clarificateur) [02] :

Le clarificateur est un ouvrage, placé en sortie du bassin d'aération, qui présente trois fonctions : une première fonction consistant en la séparation de la boue et de l'eau épurée, une seconde d'épaississement en permettant par la suite une recirculation de boues concentrées vers la zone anoxie et enfin un stockage temporaire des boues. De façon générale, le système fonctionnera tel que le flux ascendant d'eau clarifiée ne perturbe pas le flux descendant de boue.

Un des paramètres importants pour le dimensionnement réside, en premier lieu, dans le choix du temps de séjour. Ce dernier doit être suffisamment grand de façon à permettre une bonne efficacité de l'ouvrage mais surtout pas trop important pour éviter notamment toute réaction de dénitrification. Un autre paramètre primordial constitue le choix d'une vitesse ascensionnelle, ou encore appelée charge hydraulique superficielle, qui représente la vitesse permettant de fixer une surface telle que la décantation soit efficace. Cette vitesse doit, en théorie, être appliquée en fonction des propriétés de la boue c'est-à-dire son indice et sa concentration. L'indice de boue permet ainsi de définir les caractéristiques de décantation des boues étudiées.

Il existe deux formes possibles pour le clarificateur, circulaire ou rectangulaire. Les rectangulaires présentent l'avantage d'une implantation au sol plus compacte mais possèdent un coût de fonctionnement plus élevé que dans le cas des clarificateurs circulaires. Ces derniers peuvent être cylindrique ou cylindro-conique c'est-à-dire avec une pente de fond, appelée radier, plus ou moins importante (10 à 15 % minimum). Aujourd'hui, les clarificateurs sont généralement à fond plat de façon à améliorer le fonctionnement de l'installation.

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Nous adopterons comme ouvrage des 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.

IV.3.2.1. Dimensionnement du clarificateur [02] :

a) Calcul de la surface de l'ouvrage

$$Sh = \frac{Q_{ptp}}{v_{lim}}$$

Avec :

V_{lim} : Vitesse limite (m/h).

Q_{ptp} : Débit de pointe par temps de pluie (2925 m³/h)

Sh : Surface utile (partie cylindrique).

$k = \frac{Q_{ptp}}{Q_{moyh}}$	2,5	3	5	8	10
V (m/h)	2	2,5	3,75	5	6

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

Dans notre cas :

$$k = \frac{2925}{625} = 4,68$$

Alors on prend une valeur de k=4,68 qui correspond à une vitesse limite de 5m/h.

$$Sh = \frac{2925}{5} = 585\text{m}^2$$

$$Sh = 585\text{m}^2$$

On choisira 2 décanteurs ayant une surface unitaire suivante :

$$Su = Sh/2$$

$$Su = 585/2$$

$$Su = 292,5\text{m}^2$$

Donc Le volume du décanteur sera de :

$$Vu = Su \times Hc$$

Avec :

H_c : hauteur du clarificateur est de 4m.

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

D'où : $V_u = 292,5 \times 4 = 1170 \text{ m}^3$

$$V_u = 1170 \text{ m}^3$$

b) Calcul de diamètre de clarificateur

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

Avec : D : diamètre de clarificateur (m) ;

S_u : Surface horizontale d'un clarificateur (m²) ;

AN:
$$D = \sqrt{\frac{4 \times 292,5}{3,14}} = 19,3 \text{ m}$$

On adopte un diamètre : $D = 19,3 \text{ m}$

c) Calcul de Rayon de clarificateur

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

AN :

$$R = \frac{19,3}{2} = 9,65 \text{ m}$$

La partie conique sera dimensionnée comme suit :

d) Hauteur du cône :

$$h = \frac{\text{tg}\beta \times (D-d)}{2}$$

Avec : $d = D/10 = 19,3/10 = 1,93 \text{ m}$

$$\beta = 15^\circ$$

AN :
$$h = \frac{\text{tg}(15) \times (19,3 - 1,93)}{2}$$

$$h = 2,33 \text{ m}$$

e) Volume du cône :

$$V = \frac{\pi h (D^2 + d^2 + Dd)}{12}$$

AN :

$$V = \frac{3,14 \times 2,33 (19,3^2 + 1,93^2 + 19,3 \times 1,93)}{12}$$

$$V = 252 \text{ m}^3$$

Le volume total du décanteur sera :

$$V_{\text{tot}} = 1170 + 252 = 1422 \text{ m}^3$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

$$V_{tot}=1422m^3$$

IV.3.2.2.Calcul de temps de séjour :

Le temps de séjours pour chaque basins est donné par :

$$Ts = \frac{V_{tot}}{Q_{moy}}$$

AN :
$$Ts = \frac{1422}{625} = 2\text{heure } 27 \text{ min}$$

$$Ts=2\text{heure } 27 \text{ min}$$



Figure VI.6 : décanteur secondaire (clarificateur)

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

Désignation	Unité	Quantité
Partie cylindrique		
Nombre de décanteurs	U	2
Volume d'un clarificateur (V_u)	m^3	1170
Surface horizontale totale (S_h)	m^2	585
Surface horizontale de chaque clarificateur (S_u)	m^2	292,5
Hauteur du clarificateur (H)	m	4
Rayon du clarificateur (R)	m	9,65
Diamètre du clarificateur (D)	m	19,3
Partie conique		
Hauteur du cône (h)	m	2,33
Volume du cône (v)	m^3	252
Volume total du décanteur V_{tot}	m^3	1422
Temps de séjour T_s	H	2,27

Tableau VI.6 : Les résultats du dimensionnement du clarificateur.

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

IV.3.2.2. Production des boues :

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

Les boues excès sont proportionnelles à la quantité DBO₅ éliminée et dépendent de la charge massique dans le bassin d'aération.

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

$$\Delta B = B_{\min} + \text{E}a_m \cdot L_e - bxa - \text{Beff}$$

Avec:

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

L_e : Charge en DBO₅ éliminée (kgDBO₅ /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 (kgDBO₅ /j);

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

Beff : Fuite des MES avec effluent, Beff généralement négligeable ;

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

Q_{moyj} : Débit moyen journalier (m³/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 ;

Type de traitement	a_m	b
Faible charge	0,65	0,05
Moyenne charge	0,6	0,07
Forte charge	0,55	1,00

Tableau VI.7 : valeurs de b et a_m en fonction du type de traitement par boue activé.

AN :

$$B_{\min} = 0,3 \cdot \text{MES} = 0,3 \cdot 6000 = 1800 \text{Kg/j}$$

$$B_{\min} = 1800 \text{Kg/j}$$

$$a_m = C_m^{-0,05} = 1,65 \quad (\text{pour } C_m = 0,4).$$

$$a_m = 1,65.$$

$$L_e = L_0 - L_f.$$

$$L_f = C_f \cdot Q_{\text{moyj}} = 30 \cdot 10^{-3} \cdot 12000 = 360 \text{kgDBO}_5/\text{j}.$$

$$L_f = 360 \text{kgDBO}_5/\text{j}$$

$$L_e = 5000 - 360 = 4640 \text{kgDBO}_5/\text{j}.$$

$$L_e = 4640 \text{kgDBO}_5/\text{j}$$

$$a_m \cdot L_e = 0,6 \cdot 4640 = 2784 \text{kg/j}.$$

$$a_m \cdot L_e = 2784 \text{kg/j}$$

$$bxa = 0,07 \cdot 15000 = 1050 \text{kg/j}.$$

$$\text{avec : } xa = \frac{L_0}{C_m} = \frac{6000}{0,4} = 15000 \text{m}^3$$

$$bxa = 3328,89375 \text{m}^3$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

$$\Delta B = 1800 + 7656 - 1050 = 8406 \text{ kg/j}$$

$$\Delta B = 8406 \text{ kg/j}$$

NB : la quantité des boues produite en excès par jour est 8406Kg/j.

VI.4. Traitement tertiaire (désinfection) [02] :

La désinfection est un traitement complémentaire des eaux avant rejet, particulièrement utile dans le cas où l'on peut réutiliser l'eau à traiter pour l'irrigation. La désinfection de cette eau est obtenue par l'action d'agents chimiques, soit une solution d'hypochlorite de sodium (eau de javel). L'eau à désinfecter travers un bassin de contact constitué par des chicanes, le temps de séjour (ts) est de 10 à 15 minutes.

VI.4.1. Calcul du volume du bassin de désinfection :

$$V_d = Q_{\text{ptp}} \cdot t_c$$

Avec :

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

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

t : temps de contact prise égale à 20mn.

AN :

$$V_d = \frac{2925 \times 20}{60} = 975 \text{ m}^3$$

$$V_d = 975 \text{ m}^3$$

VI.4.2. Calcul de la surface horizontale du bassin de désinfection (S_d) :

$$S_d = \frac{V_d}{H_{\text{bd}}}$$

Avec :

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

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

H_{bd} : Hauteur du bassin de désinfection (m) donnée de base prise égale à 4m.

AN

$$S_d = \frac{975}{4} = 243,75 \text{ m}^2$$

$$S_d = 243,75 \text{ m}^2$$

VI.4.3. Calcul de la longueur du bassin de désinfection (L_d) :

On propose un bassin de désinfection de forme rectangulaire ;

$$L_d = \sqrt{\frac{S_d}{2}}$$

Avec :

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

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

L_d : Longueur du bassin de désinfection (m),

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

AN :

$$l_d = \sqrt{\frac{243,75}{2}} = 11,04\text{m}$$

$$l_d = 11\text{m}$$

$$L_d = 22\text{m}$$

VI.4.4. Calcul de la dose de chlore pour la désinfection (Dd) :

$$Dd = Q_{ptp} \cdot Dcl$$

Avec :

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

Q_{ptp} : débit max entrant à la STEP (m^3/j). ($151,875\text{m}^3/\text{j}$)

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

AN:
$$Dd = \frac{70200 \times 5}{1000} = 0,609\text{Kg/j}$$

$$Dd = 0,609\text{Kg/j}$$

Le bassin de désinfection a été dimensionné à long terme (2023). 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 21 chicanes ayant une longueur de 10,5 m chaque bande de 1m.



Figure VI.7 : schéma représentatif des chicanes

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

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

Désinfection	Unités	Quantités
Volume (V _d)	m ³	975
Surface horizontale (S _d)	m ²	243,75
Hauteur (H _{bd})	m	4
Longueur (L _d)	m	22
Largeur (l _d)	m	11
Dose du chlore (D _d)	Kg/j	351
Nombre de chicane	U	21
Longueur de chicane	m	10,5

Tableau VI.8 : Les résultats du dimensionnement du bassin de désinfection.

VI.5.Traitement des boues [03] :

Le principal objectif du traitement des boues en station d'épuration est d'en réduire le volume pour limiter les quantités à stocker (voire à épandre), et de les stabiliser pour en améliorer les caractéristiques physiques (amélioration de leur tenue en tas) et arrêter la biodégradation dont elles sont le lieu.

En effet, leur forte teneur en eau (99 %) et les fortes populations bactériennes qui s'y retrouvent en font un bouillon de culture favorable à la dégradation de la matière organique fraîche et très fermentescible qu'elles contiennent, avec production de mauvaises odeurs. Outre la teneur en éléments-traces (liée à la présence de matières minérales dissoutes ou insolubles), la siccité est un paramètre fondamental de la caractéristique des boues : elle s'exprime en tonnages de Matière Sèche (MS).

VI.5.1.Epaississement

Il s'agit de la première étape de traitement des boues, qui s'opère en général avant le mélange des boues issues des différentes étapes d'épuration des eaux usées (boues primaires, secondaires, et éventuellement tertiaires). Cette étape peut être précédée de l'ajout de flocculant organiques de synthèse (polyélectrolytes) ou minéraux (chaux, sels de fer ou d'aluminium), afin de faciliter la séparation des phases solide et liquide des boues.

L'épaississement consiste à laisser s'écouler les boues par gravitation à travers un silo placé au-dessus d'une table d'égouttage ou d'une toile semi-perméable.

Autre technique de concentration : la flottation, basée sur l'injection de gaz dans les boues, ce qui sépare les phases liquides et solides par différence de densité. En sortie, les boues sont encore liquides avec une siccité de 4 à 6 %.

VI.5.1.1.Dimensionnement

a) Surface de l'ouvrage :

Elle est donnée par la formule suivante :

$$S = \Delta B / C_s$$

Avec :

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Cs : charge massique des boues est comprise entre 25 et 30 kg.MS/ m².j

Δ B : quantité de boues produites par jour=8406kg/jour

Pour: C_s = 30 kg.MS/ m².j on a S1 =280,2m²

C_s = 25 kg.MS/ m².j on a S2 =336,24m²

On choisira alors une surface de l'épaisseur égale à 336,24m².

b) Calcul du diamètre d'un épaisseur :

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

AN

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 336,24}{3,14}}$$

$$D=20,7m$$

c) Calcul du volume :

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

$$V = Sxh$$

$$V=336,24 \times 3$$

$$V=1008,72m^3$$

d) La quantité 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 :

$$Q_b = Q_{ptp} / C_b$$

AN: $Q_b = 2925 / 30 = 97,5m^3/j = 35587,5m^3/an$

$$Q_b = 35587,5m^3/an$$

Avec:

Q_b: La quantité des boues à l'extraction ;

Q_{ptp} : le débit de pointe par temps de pluie ;

C_b: la concentration des boues à l'extraction.

e) Le temps de séjour :

$$T_s = V_t / Q_b$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

AN : $T_S=1008,72/97,5=10\text{jours } 3\text{heures } 4\text{ min}$

$T_S=10\text{jours } 3\text{ heures } 4\text{ min}$

Désignation	Unité	Quantité
Nombre des épaisseurs	U	1
Volume du l'épaisseur (V)	m ³	1008,72
Surface horizontale (S)	m ²	336,24
Diamètre (D)	M	20,7
Qb (quantité des boues à extraire)	m ³ /j	97,5
Temps de séjour	j	10jours 3 heures 4 min

Tableau VI.9 : Tableau récapitulatif des dimensions du l'épaisseur.

VI.5.2.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.

VI.5.2.1.Dimensionnement du lit de séchage :

a) 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 : $S_t=N/E_H$

Avec :

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

N : Nombre d'équivalent habitant égale à 10000 Eq/hab

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

D'où : $S_t=100000/15=6666,67\text{m}^2$

$S_t=6666,67\text{m}^2$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

La surface unitaire d'un lit de séchage est de $S_u=300 \text{ m}^2$, ce qui permettra la facilité de l'exploitation et de l'entretien.

b) Calcul du nombre de lit séchage :

$$N_L = S_t / S_u$$

Avec :

S_t : Surface totale de lit de séchage (m^2) ;

S_u : Surface unitaire d'un lit de séchage (m^2) ;

N_L : Nombre de lit de séchage.

$$AN : \quad N_L = 6666,67 / 300$$

$$N_L = 22 \text{ Lits de séchage}$$

Donc, nous proposons 84 lits de séchages ayant chacun les dimensions suivantes :

Une longueur $L = 30\text{m}$;

Une largeur $l = 10\text{m}$;

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

Où :

H_t : hauteur total du lit de séchage,

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

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, ($H_B = 0,40\text{m}$).

c) Calcul du volume du lit de séchage (V_L) :

$$V_L = S \times H_B$$

Avec :

V_L : Volume du lit de séchage (m^3) ;

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

H_B : épaisseur des boues épandue.

$$AN : \quad V_L = 6666,67 \times 0,4 = 2666,67 \text{ m}^3$$

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

$$V_L = 2666,67 \text{ m}^3$$

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

Désignation	Unité	Quantité
Volume (V) m	m ³	2666,67
Surface (S) m	m ²	6666,67
Nombre de lit de séchage U	U	22
Longueur (L) m	m	30
Largeur (l) m	m	10
Hauteur total du lit de séchage (Ht)	m	0,8

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



Figure VI.8 : Lits de séchage.

Remarque :

Comme la direction des ressources en eaux de la wilaya de Tizi-Ouzou a précisé dans son rapport de présentation du projet que le séchage des boues se fera d'une façon mécanique avec la présence des lits de séchage de secours, alors on propose de limiter le nombre des lits de séchage à 10 lits de séchage par filière.

CHAPITRE IV Dimensionnement des ouvrages de la station d'épuration

Conclusion

Les résultats de cette étude nous ont permis de déterminer les dimensions optimales des ouvrages de la station d'épuration, en particulier le clarificateur que nous allons étudier dans la partie génie civil.

PARTIE II:
GENIE CIVIL

CHAPITRE V

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Introduction :

Le béton est un 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 aux armatures pour obtenir un béton armé qui 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 complète en 1999, les règles parasismiques Algériennes RPA 2003, ainsi que CBA93.

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

V.1.Etats limites [05]:

Les états limites sont des états d'une construction qui ne doivent pas être atteints sous peine de ne plus permettre à la structure de satisfaire les exigences structurelles ou fonctionnelles définies lors de son projet. La justification d'une structure consiste à s'assurer que de tels états ne peuvent pas être atteints ou dépassés avec une probabilité dont le niveau dépend de nombreux facteurs.

Il existe deux états limite :

V.1.1. Etats limites ultime :

Les états limites ultimes concernent la sécurité des personnes, de la structure et des biens. Ils incluent éventuellement les états précédant un effondrement ou une rupture de la structure.

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.1.2. Etats limites de service:

Les états limites de services correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au de-là desquelles les exigences d'aptitude au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites (fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux, confort des personnes, aspect de la construction).

Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courant : déformation, vibration, et durabilité, leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

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.2.Le béton [05]:

Le béton est un mélange d'agrégats (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.

V.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 a utiliser sont des graviers issus des carrières, 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 sables sont de même origine que les granulats, ils ont un diamètre inférieure à 5mm. Cette roche sédimentaire doit être propre et sans argile.

➤ **Eau:**

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

Le béton obtenue aura une masse volumétrique d'environ 2500 Kg/m³.

V.2.2.Résistance du béton à la compression: (Article2.1,2 2 du BAEL91)

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

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge (en cour d'exécution) est inférieur à 28 jours, on se réfère aux expressions ci-après de la résistance caractéristique f_{cj} :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPA.}$$

pour $j > 28$ jours:

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPA.}$$

Avec :

f_{cj} : Résistance caractéristique a la compression $j^{ème}$.

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

V.2.3.Résistance du béton à la traction: (Article 2.1.12 du BAEL91)

La résistance caractéristique du béton a la traction à jour est notée f_{tj} et est conventionnellement définie par la relation suivante:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ pour } f_{cj} \leq 60MPA$$

Pour notre cas: $f_{c28} = 25 MPA$.

Donc: $f_{t28} = 2,1 MPA$.

V.2.4. Déformations longitudinales du béton:

L'expression ci-dessous permet de déterminer le module de déformation longitudinale instantané du béton soumis à des contraintes normales des durée d'application inférieure à 24 heures :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{ij} = 32164,195 MPA.$$

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet que le module de déformation longitudinale différée est égal à l'expression suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{vj} = 10818,866 MPA.$$

V.2.5.Déformation transversale du béton:

D'après la règle (Art .A.2.1.3/BAEL91modifie99), le module de déformation transversale est donne par la formule suivante :

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

Avec:

E :Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

- $\nu=0$ pour le calcul de sollicitations a l'ELU et a l'ELS.
- $\nu=2$ Pour le calcul des déformations a l'ELS (béton non fissure).

V.2.6.Les contraintes limites de calcul:

V.2.6.1.Compression:

➤ **A L'ELU:**

L'état limite ultime est caractérisé par:

- Un déséquilibre statique.
- Un état de flambement.
- Une perte de résistance.

La contrainte limite dans le béton à L'ELU est donnée par le BAEL91 comme suit:

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

Avec:

0,85: Coefficient qui tient compte de l'altération du béton en surface et la durée d'application des charges.

θ: Coefficient qui tient compte de la durée d'application du chargement.

$$\begin{cases} \theta=1 & \text{si la durée est supérieure à 24heures.} \\ \theta=0,9 & \text{si la durée est comprise entre 1 et 24heures.} \\ \theta=0,85 & \text{si la durée est inférieure à 1heure.} \end{cases}$$

γ_b: Coefficient qui tient compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entrainerait une diminution de la résistance.

$$\gamma_b = 1,5 \quad \text{en situation durable ou transitoire (SD).}$$

$$\gamma_b = 1,15 \quad \text{en situation accidentelle (SA).}$$

pour notre cas $\theta=1$:

$$\rightarrow f_{bu} = 14,17 \text{ MPA en (SD).}$$

$$\rightarrow f_{bu} = 18,48 \text{ MPA en (SA).}$$

➤ **Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU:**

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

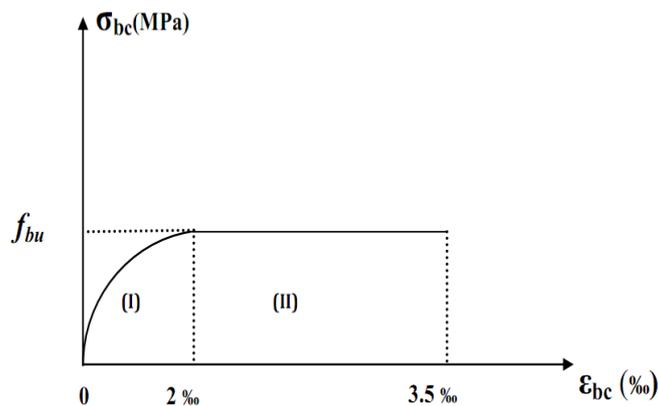


Figure V.1 : Diagramme contrainte déformation du béton

➤ **A L'ELS:**

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:

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \quad \rightarrow \quad \overline{\sigma}_{bc} = 15MPA$$

Pour la vérification il faut que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

➤ **Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS:**

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

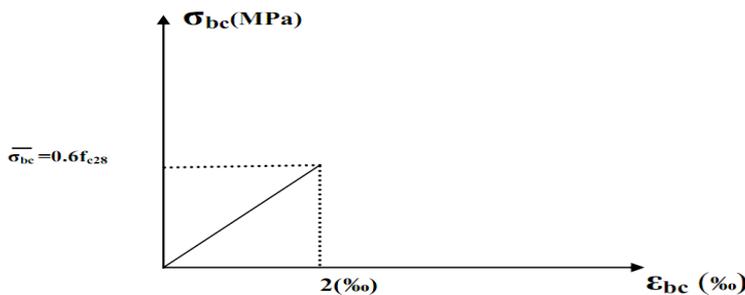


Figure V.2 : Diagramme de contrainte à l'ELS

V.2.6.2.Cisaillement article A.5.1.2.1 du BAEL93:

La contrainte de cisaillement ultime (τ_u) pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes:

➤ Dans le cas d'une fissuration peut nuisible:

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPA\right) \quad \rightarrow \quad \tau_u = 4MPA$$

➤ Dans une fissuration préjudiciable et très préjudiciable:

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPA\right) \quad \rightarrow \quad \tau_u = 3MPA$$

V.3.Les aciers [05]:

L'acier est un alliage métallique constitué principalement de fer et de 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 a la traction est d'intégrer dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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 :

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Emploi
Rond lisse	FeE22 FeE24	215 235	-Emploi courant -Epingle de lavage des pièces -Préfabriquée
Barre à haute adhérence	FeE40	400	-Emploi courant
Fils tréfilés lisse	$\varnothing > 6mm$	500	-Treillis soudé uniquement -Emploi courant

Tableau V.1 : Caractéristique des aciers.

Dans notre cas on utilise :

- ✓ Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance FeE40, caractérisé par leur limite élastique $f_e=400MPa$.

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

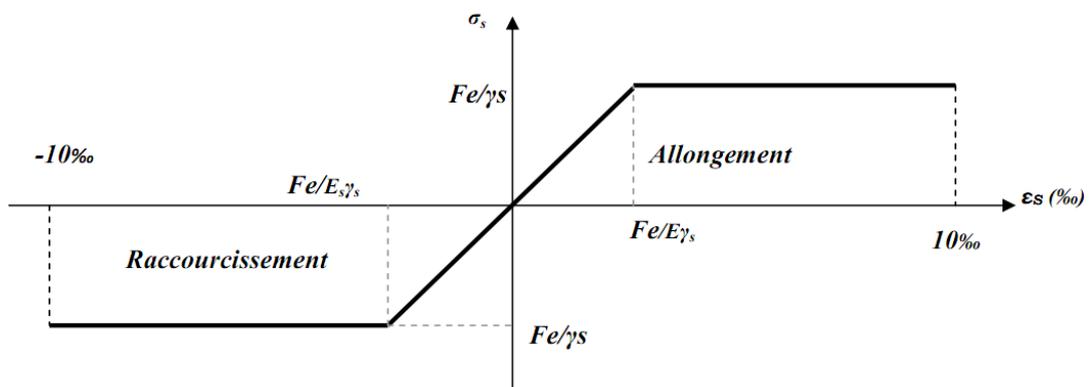


Figure V.3 : Diagramme (contraintes- déformation) de l'acier

Le module d'élasticité << E_s >> 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:**

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

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

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

➤ **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 :

$$\bar{\sigma}_s = \min[2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}]$$

-Fissuration très préjudiciable:

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min[2/3 f_e, \max(1/2 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})]$$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

- $\eta = 1$; pour les ronds lisses et treillis soudés.
- $\eta = 1,6$; pour les aciers à haute adhérence $\varnothing \geq 6mm$.
- $\eta = 1,3$; pour les aciers à haute adhérence $\varnothing < 6mm$.

D'où :

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

V.4.Actions et sollicitation [05]:

V.4.1.Les sollicitations:

Ce sont les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle; les sollicitations sont exprimées sous formes d'efforts normaux et tranchants et de moments de flexions ou de torsion.

V.4.1.1.Combinaisons 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 :

$$1,35G_{max} + G_{min} + \delta_1 Q_1 + \sum 1,3 \times \psi_{0i} \times Q_i$$

❖ **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.4.1.2.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} : Ensemble des actions permanentes déformables.

G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

ψ_{11} : 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} ; ψ_{11} ; ψ_{2i} : définis dans l'annexe de BAEL91.

ψ_{0i} : coefficient de pondération dépend de Q_1 et Q_i .

δ_1 : Coefficient d'action de base avec: $\delta_1 = \begin{cases} 1,2 & \text{dans le cas de neige.} \\ 1,3 & \text{dans le cas du vent .} \\ 1,5 & \text{dans le cas général.} \end{cases}$

V.4.2. Les actions:

Ce sont toutes les forces et les couples qui s'exercent sur une structure, soit d'une manière direct, soit qui résultent de déformation imposées à la structure (tassement différentiel d'appuis, effet thermique...). On distingue trois types d'actions :

V.4.2.1. Actions permanentes <<G>>:

Elles représentent les actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, on distingue:

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids de l'étanchéité.
- Les forces de pression dues à la poussée des terres.

V.4.2.2. Actions variables <<Q>>:

Dont l'intensité varie d'une manière importante dans le temps, on cite:

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques.
- Les charges appliquées au cours d'exécution.

V.4.2.3. Actions accidentelles <<FA>>:

Ce sont des actions rares et de courtes durée, tel que:

- Les séismes.
- Les explosions.
- Les incendies.

V.5. Ferrailage minimum (A_{min}) [05]:

V.5.1. Traction simple (condition de non fragilité):

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

B: Section du béton.

V.5.2. Compression simple:

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

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

V.5.3. Flexion simple:

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

b_0 : 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.

V.5.4. Flexion composée:

- ✓ Si N est un effort de compression:

$$A_{min} \geq \left[0, 23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{e_0 - 0,45d}{e_0 - 0,185d} \right] \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Si N est un effort de traction:

$$A_{min} \geq \left[0, 23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{e_0 + 0,45d}{e_0 + 0,85d} \right] \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec:

e_0 : L'excentricité maximale.

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

A_s : Etant la section d'acier déterminée.

e) La longueur de scellement droit " l_s ":

La longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour réaliser un ancrage total.

$$l_s = 40\phi \text{ pour les aciers HA Fe E 400.}$$

$$l_s = 50\phi \text{ pour les aciers HA Fe E500.}$$

V.6. Les hypothèses de calcul [05]:

V.6.1. ELU:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à:

$$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \text{ en flexion simple et } \epsilon_{bc} = 2\text{‰} \text{ en compression simple.}$$
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$.
- Le diagramme contrainte-déformation du béton est <<parabole-rectangle>>.

V.6.2. ELS:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.

-Dans le diagramme des contraintes, l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

Autre dispositions et hypothèses:

- L'enrobage des armatures 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 24h et appliquées avant 90jours.

Conclusion:

Les matériaux et règlements cités dans ce chapitre serviront pour effectuer les calculs des différents éléments de notre structure.

CHAPITRE VI

DESCENTES DES CHARGES

Introduction:

Nous rappelons qu'il existe deux formes possibles pour le clarificateur, circulaire ou rectangulaire. Les rectangulaires présentent l'avantage d'une implantation au sol plus compacte mais possèdent un coût de fonctionnement plus élevé que dans le cas des clarificateurs circulaires. Ces derniers peuvent être cylindrique ou cylindro-conique c'est-à-dire avec une pente de fond, appelée radier, plus ou moins importante (10 à 15 % minimum). Aujourd'hui, les clarificateurs sont généralement à fond plat de façon à améliorer le fonctionnement de l'installation.

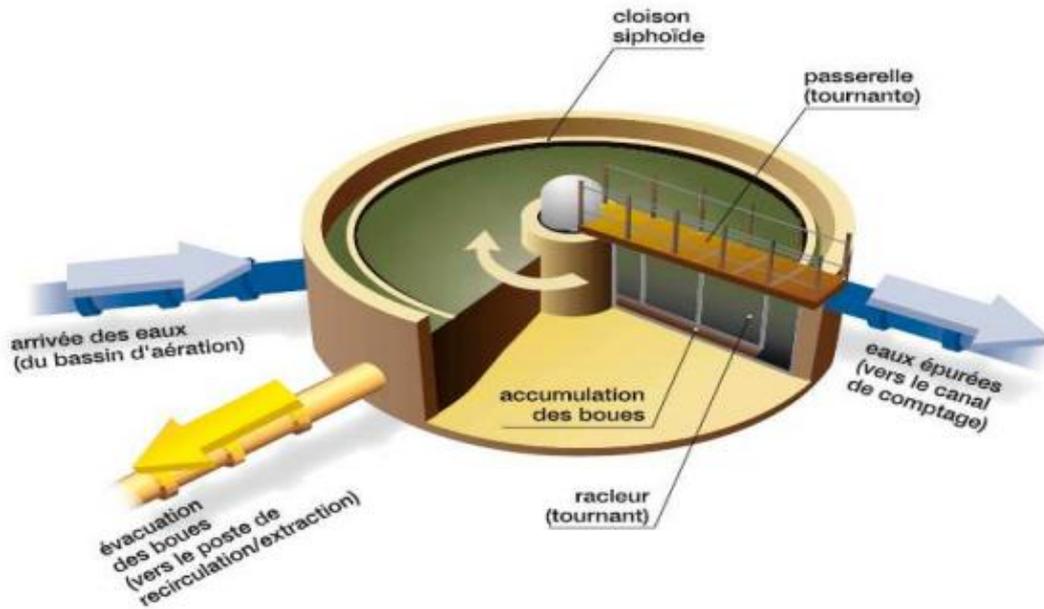


Figure VI.1: Clarificateur par raclage de surface et de fond.

VI.1.Présentation des différents éléments du clarificateur:

Les éléments composant l'ouvrage sont:

- Une goulotte encastrée sur la paroi circulaire.
- Une paroi circulaire.
- Un radier incliné porteur de la paroi cylindrique.
- Une jupe centrale (poteau circulaire évidé) portant le pont racleur.
- Un puisard.

VI.2.Description du pont racleur:

Le pont racleur est un ouvrage en charpente métallique composé de deux racleurs: un racleur de surface et l'autre du fond solidaire avec la charpente tournante.

Le mouvement est permis à l'aide d'un dispositif électromécanique composé d'un groupe moto réducteur fixe supporté par le regard central qui prend appui sur le fond du décanteur.

Le pont racleur prend appui sur la ceinture de la paroi cylindrique à l'aide des roues permettant ainsi le mouvement rotationnel du pont.

VI.3.Pré-dimensionnement des éléments du clarificateur:

Le décanteur qu'on va étudier, est un réservoir circulaire semi enterré d'une capacité de 1422m³, constitué de deux parties:

- a) Partie supérieure cylindrique.
- b) Partie inférieure cylindro-conique.

VI.3.1.Epaisseur du radier:

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

$$e = R/25$$

$$R = 9,65 \text{ m}$$

$$e = 9,65/25 = 0,386\text{m.}$$

On opte pour **e=40cm.**

VI.3.2. Epaisseur des voiles:

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

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

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

$$e = 4,86/20 = 0,243\text{m}$$

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

➤ **partie cylindrique:**

Paramètres	Mesure
Hauteur du voile périphérique	4,86 m
Hauteur d'eau utile	4 m
Diamètre intérieure	19,3 m
Diamètre extérieure	19.9 m
Hauteur d'enterrement	2,33 m
Matériaux de construction	Béton armé
Inclinaison du radier	15°
Epaisseur du radier	0,3 m

Tableau VI.1: Les dimensions du cylindre.

➤ **Partie cylindro-conique:**

Paramètres	Mesure
Hauteur du voile périphérique	0,9
Diamètre intérieure	2
Diamètre extérieure	3
Complètement enterré	/
Matériaux de construction	Béton armé
Radier circulaire horizontal	/

Tableau VI.2 : Dimensions de la partie cylindro-conique.

VI.4.Descente de charge :

La descente de charges à pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

VI.4.1. Description du réservoir:

Le réservoir à étudier est composé de :

- Un voile circulaire délimitant le réservoir.
- Un radier circulaire incliné à 15%.
- Un puisard central au milieu du radier.
- Une jupe centrale

VI.4.2. Poids des parois du réservoir:

La paroi du réservoir est un voile cylindrique semi enterré.

On calcul le poids de ces parois comme suit:

$$P_{parois} = P_{voile} + P_{goulotte}$$

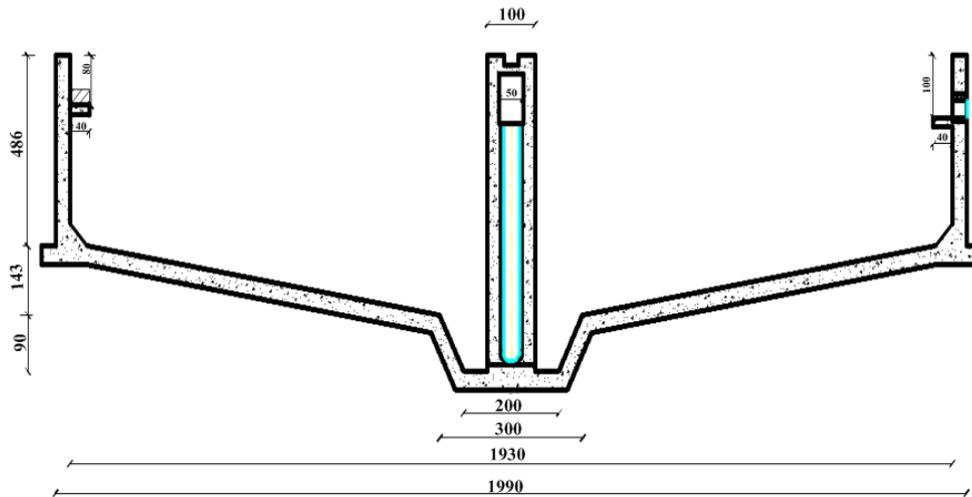


Figure VI.2 : Dimensions des composants du clarificateur.

a) Poids du voile:

$$P_{voile} = \left[\frac{(D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times \pi}{4} \times H \right] \times \gamma_b$$

Avec:

- Diamètre extérieure $D_{ext} = 19,90$ m.
- Diamètre intérieure $D_{int} = 19,30$ m.
- Hauteur $H = 3$ m.
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2,5$ t/m³.

Donc:
$$P_{voile} = \left[\frac{(19,90^2 - 19,3^2) \times \pi}{4} \times 3 \right] \times 2,5$$

$$P_{voile} = 184,632 \text{ t.}$$

b) Poids de la goulotte :

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

Et :
$$P_{1,2} = \left[\frac{(D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times \pi}{4} \times H \right] \times \gamma_b$$

Calcul de P_1 :

Avec :

- Diamètre extérieure $D_{ext} = 19,30 \text{ m.}$
- Diamètre intérieure $D_{int} = 18,50 \text{ m.}$
- Hauteur du voile $H = 0,2 \text{ m.}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3.$

$$P_1 = \left[\frac{(19,30^2 - 18,50^2) \times \pi}{4} \times 0,2 \right] \times 2,5 = 11,87 \text{ t.}$$

Calcul de P_2 :

Avec :

- Diamètre extérieure $D_{ext} = 18,50 \text{ m.}$
- Diamètre intérieure $D_{int} = 18,10 \text{ m.}$
- Hauteur du voile $H = 0,5 \text{ m.}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3.$

$$P_2 = \left[\frac{(18,50^2 - 18,10^2) \times \pi}{4} \times 0,5 \right] \times 2,5 = 14,36 \text{ t.}$$

Donc :

$$P_{goulotte} = P_1 + P_2 = 11,87 + 14,36 = 26,23 \text{ t.}$$

Donc:

$$P_{parois} = P_{voile} + P_{goulotte} = 184,632 + 26,23$$

$$P_{parois} = 210,86 \text{ t.}$$

VI.4.3. Poids du gousset:

$$P_{gousset} = 1/2 \left[\frac{(D_{ext}^2 - D_{int}^2) \times \pi}{4} \times H \right] \times \gamma_b$$

Avec:

- Diamètre extérieure $D_{ext} = 19,3 \text{ m.}$
- Diamètre intérieure $D_{int} = 18,7 \text{ m.}$
- Hauteur du gousset $H = 0,3 \text{ m.}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3.$

$$P_{\text{gousset}} = \frac{1}{2} \left[\frac{(19,3^2 - 18,7^2) \times 3,14}{4} \times 0,3 \right] \times 2,5$$

$$P_{\text{gousset}} = 6,71 \text{ t.}$$

VI.4.4.Poids du radier:

Nous assimilerons notre radier à un cône en utilisant la formule suivant pour le calcul du volume:

$$V = \frac{\pi h}{12} (D^2 + d^2 + D.d)$$

$$V_{\text{radier}} = V_{\text{ext}} - V_{\text{int}} = 19,84 \text{ m}^3$$

Le poids du radier est donné par le produit du volume et de la masse volumique du béton.

$$P_{\text{radier}} = V_{\text{radier}} \times \gamma_b$$

AN :

$$P_{\text{radier}} = 19,84 \times 2,5$$

$$P_{\text{radier}} = 49,62 \text{ t.}$$

VI.4.5.Poids du puisard :

Un puisard est une excavation située au niveau le plus bas du clarificateur et dont la fonction est de recueillir les boues afin de les pomper vers les lit de séchages. C'est pourquoi une pompe est toujours positionnée au fond du puisard. Nous assimilerons notre puisard à un cône tronconique. On applique la formule suivante pour le calcul du volume :

$$V = \frac{\pi h}{12} (D^2 + d^2 + D.d)$$

$$V_{\text{puisard}} = V_{\text{ext}} - V_{\text{int}} = 3,626 \text{ m}^3$$

Le poids du radier est donné par le produit du volume et de la masse volumique du béton.

$$P_{\text{puisard}} = V_{\text{puisard}} \times \gamma_b$$

AN:

$$P_{\text{puisard}} = 2,37 \times 2,5$$

$$P_{\text{puisard}} = 9,06 \text{ t.}$$

➤ Calcul du poids de la fondation

Le poids de la fondation sera égal au poids du radier additionné au poids du puisard.

$$P_{\text{fondation}} = P_{\text{puisard}} + P_{\text{radier}}$$

AN: $P_{\text{fondation}} = 9,06 + 49,62$
 $P_{\text{fondation}} = 58,68\text{t}$

VI.4.6.Poids de la jupe centrale :

On assimile la jupe centrale à un poteau circulaire creusé avec une dalle circulaire en haut, on calcul le volume par la formule suivante :

$$V_{\text{jupe}} = \pi \left(\frac{D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2}{4} \times h_0 \right) + \frac{D_{\text{ext}}^2}{4} \times \pi (e_{\text{dalle circulaire}})$$

On donne :

- Diamètre extérieur $D_{\text{ext}}=1\text{m}$
- Diamètre intérieur $D_{\text{int}}=0,45\text{m}$
- Hauteur du voile sans inclure l'épaisseur de la dalle circulaire $h_0=4,69\text{m}$
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2,5\text{ t/m}^3$

AN : $V_{\text{jupe}} = 3,14 \left[\left(\frac{1^2 - 0,45^2}{4} \times 4,69 \right) + \frac{1^2}{4} \times (0,3) \right]$
 $V_{\text{jupe}} = 3,05\text{m}^3.$

Le poids de la jupe et donné par le produit du volume et de la masse volumique du béton :

$$P_{\text{jupe}} = V_{\text{jupe}} \times \gamma_b$$

AN: $P_{\text{jupe}} = 3,05 \times 2,5$
 $P_{\text{jupe}} = 7,625\text{ t}$

VI.4.7.Poids de l'eau :

Pour obtenir le poids de l'eau dans le réservoir il suffit de faire le produit du volume et de la masse volumique des effluent.

Le volume du clarificateur est déjà calculé dans la partie hydraulique :

$$V_{\text{clarificateur}}=1170\text{m}^3$$

Masse volumique de l'effluent : $\gamma_e = 1,1\text{ t/m}^3.$

AN : $P_{\text{effluent}} = 1170 \times 1,1$
 $P_{\text{eau}} = 1287\text{ t}.$

VI.4.8.Poids du béton de propreté :

Le béton de propreté est un béton maigre (béton faiblement dosé en ciment). Il est étalé sur le sol ou en fond de fouilles-ou fond de coffre- afin de créer une surface de travail plane et non terreuse, il protège le sol des intempéries et permet de travailler au « au propre » d'où son nom. Il évite également le contact de la terre avec le béton de fondation.

$$P_{\text{béton de propreté}} = \frac{P_{\text{fondation}}}{2}$$

Sachant que l'épaisseur du béton de propreté égale à 15 cm ce qui veut dire la moitié de l'épaisseur de la fondation.

AN: $P_{\text{béton de propreté}} = \frac{178,375}{2}$

$$P_{\text{béton de propreté}} = 89,19 \text{ t.}$$

Elément	Poids de l'élément [t]
Parois (voile+goulotte)	210,692
Radier	49,62
Puisard	9,06
Jupe centrale	7,625
L'eau	1287
Béton de propreté	89,19
Poids total de la cuve vide	366,187
Poids total de la cuve remplis d'eau	1653,187

Tableau VI.3 : Récapitulatif des poids des différents éléments de l'ouvrage.

Conclusion :

A partir des résultats de ce chapitre on entamera la phase de calcul (ferraillage et vérification)

CHAPITRE VII

CALCULS DE PAROI DU CLARIFICATEUR

Introduction:

La paroi du réservoir est un voile cylindrique semi enterré, soumis simultanément à :

- La poussée hydrostatique du coté interne qui a tendance à dilater la paroi dans le sens radial.
- La poussée des terres du coté externe qui a tendance à comprimer la paroi.

VII.1. Calcul de la paroi cylindrique sous l'effet hydrostatique [08]:

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 quatre bandes ; chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors du calcul.

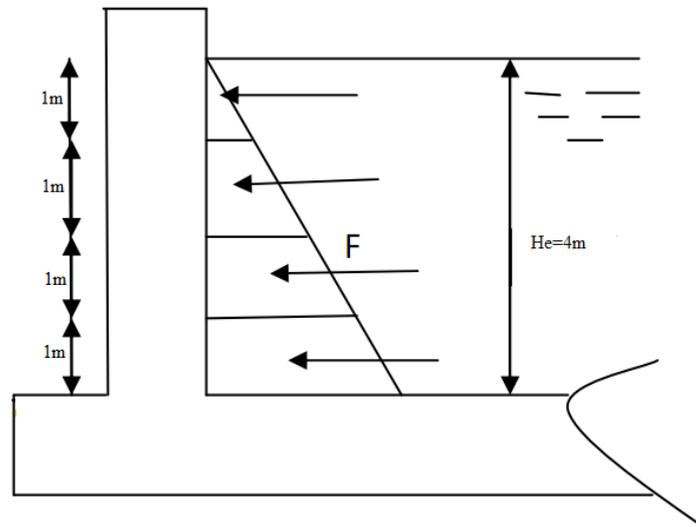


Figure VII.1: Poussée hydrostatique sur la paroi.

VII.1.1 Calcul de la Pression unitaire sur chaque bande de la paroi :

$$q_i = \bar{w} \times h_i$$

Avec :

hi : Hauteur da la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein.

\bar{w} : Masse volumique du 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 : $T_{iu} = 1,5Q_i \times D/2$.

ELS : $T_{is} = Q_i \times D/2$.

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Bande (i)	h_i (m)	q_i (kg/m ²)	Q_i (kg/m ²)	T_{iu} (kg/ml)	T_{is} (kg/ml)
1	4	4400	3850	55728,75	37152,5
2	3	3300	2750	39806,25	26537,5
3	2	2200	1650	23883,75	15922,5
4	1	1100	550	7961,75	5307,5

Tableau VII.1: Pression agissant sur chaque bande.

VII.1.2. Calcul des armatures circulaire (cerces) [05]:

Les efforts de traction dans chaque bande seront absorbés par l'armature circulaire sous forme de cerces.

➤ **Etat limite ultime (ELU):**

$$T_{iu} = 1,5Q_i \times D_{int}/2.$$

La section d'armatures correspondantes sera donc :

$$A_{iu} = \frac{T_{iu}}{f_e/\gamma_s}$$

Avec : $f_e/\gamma_s = \frac{400}{1,15} = 348$ MPA.

➤ **Etat limite de service (ELS):**

$$T_{is} = Q_i \times D_{int}/2.$$

La section d'armatures correspondantes sera donc :

$$A_{is} = \frac{T_{is}}{\bar{\sigma}_s}$$

La fissuration est très préjudiciable (F.T.P)

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min\left(\frac{f_e}{3}, \max\left(\frac{1}{2}f_e, 110\sqrt{n \times f_{t28}}\right)\right)$$

$f_{c28} = 25$ MPA.

$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1$ MPA.

$f_e = 400$ MPA.

$n = 1,6$ H.A

Donc: $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min(\frac{Q_1}{S} \times 400; \max(\frac{Q_2}{S} \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}))$

$$\bar{\sigma}_s = 161,30 \text{MPA.}$$

Nous résumons les calculs dans le tableau suivant:

Bande (i)	h_i (m)	q_i (kg/m ²)	Q_i (kg/m ²)	T_{iu} (kg/ml)	T_{is} (kg/ml)	A_{iu} (cm ²)	A_{is} (cm ²)
1	4	4400	3850	55728,75	37152,5	16,01	23,03
2	3	3300	2750	39806,25	26537,5	11,43	16,45
3	2	2200	1650	23883,75	15922,5	6,86	9,87
4	1	1100	550	7961,75	5307,5	2,28	3,29

Tableau VII.2 : Les armatures aux états limites (ELU, ELS).

➤ Condition de non fragilité (CNF):

$$A_{min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec: $B = e \times 1ml$

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 :

$$A_{adopte} = \max(A_{iu}, A_{is}, A_{CNF}).$$

Bande (i)	h_i (m)	A_{iu} (cm ²)	A_{is} (cm ²)	CNF (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferrailage	Espacement (cm)
1	4	16,01	23,03	15,75	23,03	12T16	12
2	3	11,43	16,45	15,75	16,45	12T14	12
3	2	6,86	9,87	15,75	15,75	14T12	12
4	1	2,28	3,29	15,75	15,75	14T12	12

Tableau VII.3 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée hydrostatique.

VII.2. Calcul de la paroi cylindrique sous la poussée des terres :

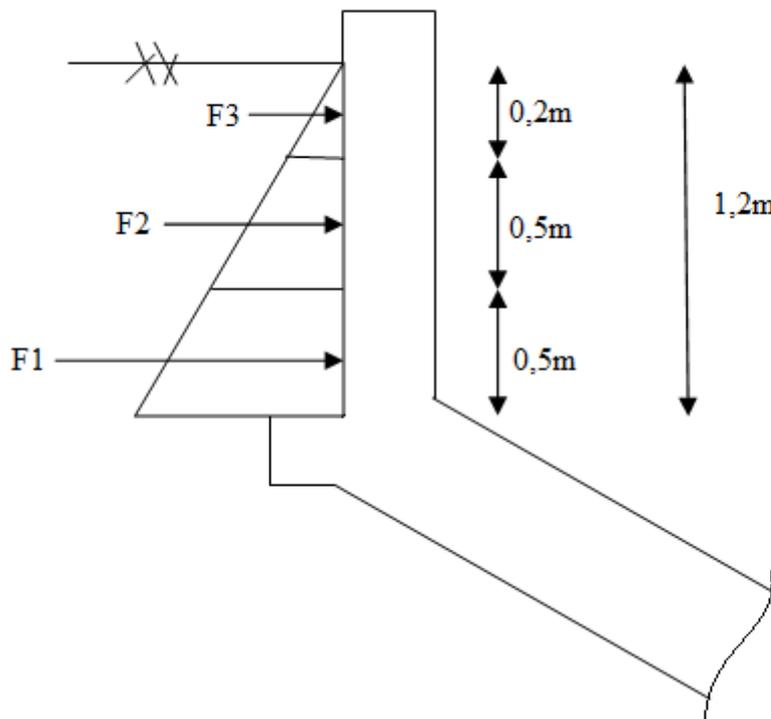


Figure VII.2: Poussée des terres sur les parois.

VII.2.1. Calcul la poussée des terres sur chaque bande de la paroi:

$$q_i = k_a \times \gamma_{sol} \times h_i$$

Avec:

γ_{sol} : Poids volumique du sol..... $\gamma_{sol} = 1500 \text{ Kg/m}^3$.

h_i : Hauteur des terres.

K_a : Coefficient de poussée $k_a = tg^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) = 0,48$.

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 :

$$F_{iu} = 1,5 Q_i \times D_{ext}/2$$

$$F_{is} = Q_i \times D_{ext}/2$$

Avec:

$$D_{ext} = 19,9 \text{ m}$$

Le tableau suivant résume les étapes du calcul:

VII.4 Poussée des terres agissant sur chaque bande.

bande (i)	h _i (m)	q _i (kg/m ²)	Q _i (kg/m ²)	F _{iu} (kg/ml)	F _{is} (kg/ml)
1	1,2	864	684	10208,7	6805,80
2	0,7	504	324	4835,70	3223,80
3	0,2	144	72	1074,6	716,40

Tableau VII.4 : Poussée des terres agissant sur chaque bande.

VII.2.2.Calcul des armatures circulaires [05]:

Les efforts de compression dans chaque bande seront absorbés par l'armature circulaire sous forme de cerces.

➤ **Etat limite ultime (ELU):**

$$F_{iu} = 1,5 Q_i \times D_{ext}/2$$

La section d'armatures correspondantes sera donc:

$$A_{iu} = \frac{F_{iu}}{f_e/\gamma_s}$$

Avec : $f_e/\gamma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$

➤ **Etat limite de service (ELS):**

$$F_{is} = Q_i \times D_{ext}/2$$

La section d'armatures correspondantes sera donc:

$$A_{is} = \frac{F_{is}}{\bar{\sigma}_s}$$

La fissuration est très préjudiciable (F.T.P)

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(\frac{1}{2} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right]$$

Avec:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$f_e = 400 \text{MPa.}$$

$$n = 1,6 \quad \text{H.A}$$

$$\text{Donc: } \bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[\frac{2}{3} \times 400; \max \left[\frac{1}{2} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right] \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = 161,30 \text{MPa.}$$

bande (i)	h _i (m)	q _i (kg/m ²)	Q _i (kg/m ²)	F _{iu} (kg/ml)	F _{is} (kg/ml)	A _{iu} (cm ²)	A _{is} (cm ²)
1	1,2	864	684	10208,7	6805,80	29,33	42,19
2	0,7	504	324	4835,70	3223,80	13,89	19,98
3	0,2	144	72	1074,6	716,40	3,08	4,44

Tableau VII.5 : Les armatures aux états limites (ELU, ELS).

➤ Condition de non fragilité (CNF):

$$A_{min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec: $B = e \times 1ml$

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 :

$$A_{adopte} = \max(A_{iu}, A_{is}, A_{CNF}).$$

bande (i)	h _i (m)	A _{iu} (cm ²)	A _{is} (cm ²)	CNF (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferrailage	Espacement (cm)
1	1,2	29,33	42,19	15,75	42,19	14T20	6
2	0,7	13,89	19,98	15,75	19,98	10T16	7
3	0,2	3,08	4,44	15,75	15,75	8T16	8

Tableau VII.6 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée des terres.

VII.3. Ferrailage transversal à adopter :

Le ferrailage à adopter doit supporter la poussée des terres et la poussée hydrostatique

Bande (i)	h _i (m)	Ferrailage Adopté	Espacement (cm)
1	4	14T20	6
	3,5	12T16	7
2	3	12T14	12
3	2	14T12	12
4	1	14T12	12

Tableau VII.7 : Armatures transversal (cerce) de chaque bande.

VII.4.Calcul des armatures verticales [05]:

VII.4.1.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 : He=4 m
- Epaisseur de paroi : e=0,30 m
- Epaisseur de radie : e’=0,30 m
- Diamètre interne de la paroi : D=19,3 m
- μ : coefficient de poisson, (μ=0 à ELU et 0,2 à ELS).

VII.4.2.Diagramme des moments [07]:

La figure ci-après illustre la variation du moment en fonction de la profondeur.

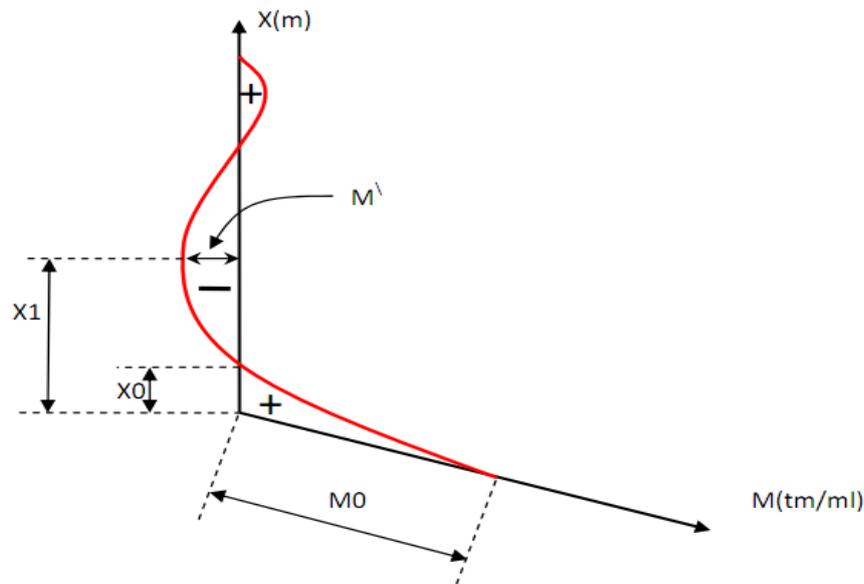


Figure VII.3 : Diagramme de (HANGAN- SOARE).

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

K : coefficient donnée par l'équation suivante :

$$\left[\left(\frac{e_p}{e_r} \right) \cdot k^{\frac{2}{3}} \right] + \frac{3k}{2} - \beta H_e - \left[\frac{3}{4(\beta H_e)^2} \times \left(1 - \frac{1}{\beta H_e} \right) \right] = 0$$

Avec :

e_p : épaisseur de la paroi.

e_r : épaisseur du radier.

Pour un encastrement parfait la paroi dans le radier en théorie $e_p/e_r \rightarrow \infty$.

D'où :

$$K = \left[\frac{1}{2(\beta H_e)^2} \times \left(1 - \frac{1}{\beta H_e} \right) \right] \dots \dots \dots (1).$$

Où :

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1 - \mu^2)}}{\sqrt{\frac{D}{2} \times e_p}}$$

VII.4.2.1. Calcul de l'abscisse X₀ où le moment de flexion est nul :

$$X_0 = K_0 \cdot H_e$$

Avec:
$$K_0 = \frac{\arctg[2K(\beta H_e)^2]}{\beta H_e} \dots \dots \dots (2).$$

VII.4.2.2. Calcul de l'abscisse X₁ du moment de flexion maximal.

$$X_1 = K_1 \cdot H_e$$

Avec:
$$K_1 = \frac{\pi}{4\beta H_e} + K_0$$

VII.4.2.3. Calcul du moment négatif maximal M'.

$$M' = -K' \cdot \bar{w} \cdot H_e^3$$

Avec:
$$K' = -K e^{-\beta X_1} \times \left(\cos(\beta X_1) - \frac{\sin(\beta X_1)}{2K(\beta H_e)^2} \right)$$

Les applications numériques nous donnent :

➤ **Etat limite ultime :**

$\mu=0$

$\beta=0,773$

D'où:

$\beta H_e=3,092m.$

On remplace dans l'équation (1), nous aurons $K=0,035$

Par suit :

Le moment de l'encastrement inférieur sous l'effet de l'eau

$$M_{0u} = 2464 \text{ kg.m/ml}$$

En remplaçant βH_e dans l'équation (2) nous aurons $K_0=0,191$

En calculant l'abscisse où le moment de flexion est nul :

$$X_0=0,764\text{m}$$

Par ailleurs nous aurons :

$$K_1=0,445$$

$$X_1=1,78\text{m.}$$

$$K'=0,0115$$

$$M'_u=-1153,05\text{kg.m/ml}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$\mu=0.$$

$$\beta=0,766.$$

D'où:

$$\beta H_e= 3,06\text{m.}$$

On remplace dans l'équation (1), nous aurons $K= 0,036$.

Par suit :

Le moment de l'encastrement inférieur sous l'effet de l'eau

$$M_{0s}=2534,4\text{kg.m/ml}$$

En remplaçant βH_e dans l'équation (2) nous aurons $K_0=0,19$

En calculant l'abscisse où le moment de flexion est nul :

$$X_0=0,76\text{m}$$

Par ailleurs nous aurons :

$$K_1=0,44$$

$$X_1=1,76\text{m}$$

$$K'=0,0114$$

$$M'_s=-802,56\text{kg.m/ml}$$

VII.4.3. Calcul des armatures verticales [05] :

➤ **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:

$$M_{0u} = 2464 \text{ kg.m/ml.}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPA.}$$

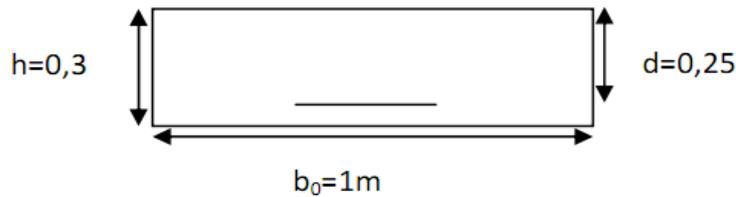


Figure VII.4 : Section d'une bande de la paroi.

$$\mu = \frac{M_{0u}}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

L'application numérique nous donne :

$$\mu = 0,00028$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{pivot A} \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00035$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,25$$

$$A_u = \frac{M_{0u}}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = 0,028 \text{ cm}^2$$

- Au bord du moment négatif maximal :

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M'

$$M'_s = -802,56 \text{ kg.m/ml}$$

$$\mu = 9,06 \cdot 10^{-5}$$

$$\mu < \mu_{ab} = 0,186 \quad \text{pivot A} \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,00011$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,25$$

$$A_u = \frac{M'}{Z \cdot f_e / \gamma_s} = -2,83 \text{ cm}^2.$$

➤ **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 :

$$M_{0s} = 2534,4 \text{ kg.m/ml}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

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

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(\frac{1}{2} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[\frac{2}{3} \times 400; \max \left(\frac{1}{2} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = 161,30 \text{ MPA.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{t28} = 15 \text{ MPA.}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,5824.$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,235.$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0,220 \text{ MN.m}$$

$$M_r > M_{0s} \quad A'_{sc} = 0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,20 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{0s}}{Z \cdot \bar{\sigma}_{st}} = 7,86 \text{ cm}^2.$$

• **Au bord du moment négatif maximal :**

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M'_s .

$$M'_s = -802,56 \text{ kg.m/ml.}$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} = 0,5824.$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,235.$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_{bc} = 0,220 \text{ MN.m}$$

$$M_r > M_{0s} \quad A'_{sc} = 0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,20 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M'_s}{Z \cdot \bar{\sigma}_{bc}} = -0,27 \text{ cm}^2.$$

➤ Condition de non fragilité (C.N.F)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{adopté} = \max(A_{ELU}, A_{ELS}, A_{CNF}).$$

	A_{ELU} (cm ²)	A_{ELS} (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Ferrailage	Espacement (cm)
Bord positif	2,83	7,85	3,01	7,85	7T12	12
Bord négatif	0,92	2,48	3,01	3,01	4T10	20

Tableau VII.8 : Les armatures verticales adopté sur chaque bord.

Vue en plans:

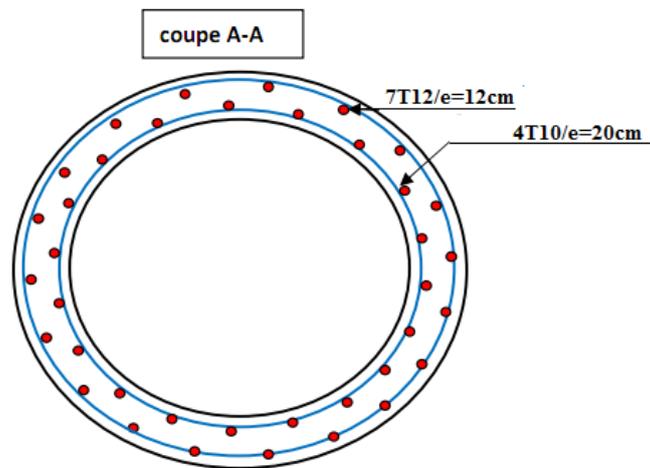


Figure VII.5 : Ferrailage longitudinal de la paroi.

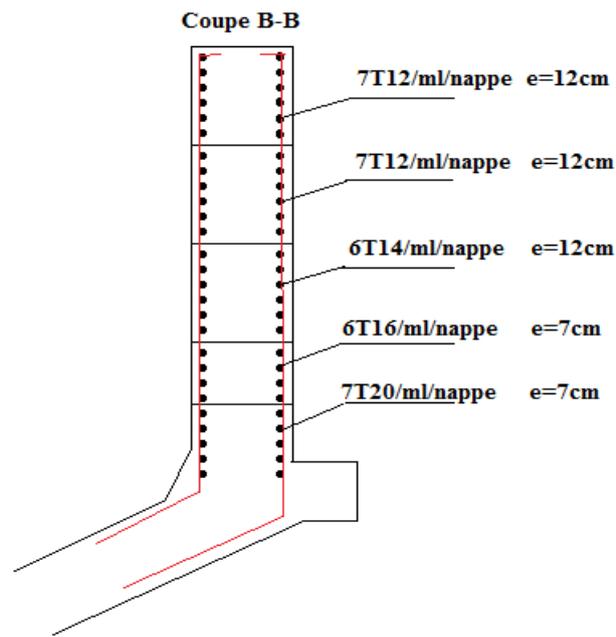


Figure VII.6 : Ferrailage transversal (cercles) de la paroi.

Conclusion :

Le ferrailage calculé dans ce chapitre résistera aux efforts que lui sont transmis en état statique du liquide.

CHAPITRE VIII

CALCUL DE LA JUPE CENTRALE ET DE LA GOULOTTE

Introduction:

La jupe centrale est composée d'une dalle circulaire pleine qui repose sur le voile de la jupe qui est un élément porteur et fonctionnel de décanteur secondaire, elle est évidée en son lieu par le passage d'un tuyau, et immergée dans l'eau donc elle est soumise à un effort hydrostatique, son calcul sera similaire à celui du voile périphérique.

VIII.1.Calcul de la dalle circulaire de couverture [08] :

Cette dalle est assimilée à une plaque circulaire d'un diamètre $d = 1,2\text{m}$ et d'épaisseur $e = 0,15\text{m}$, soumise à un chargement uniformément réparti et appuyée simplement sur le voile cylindrique.

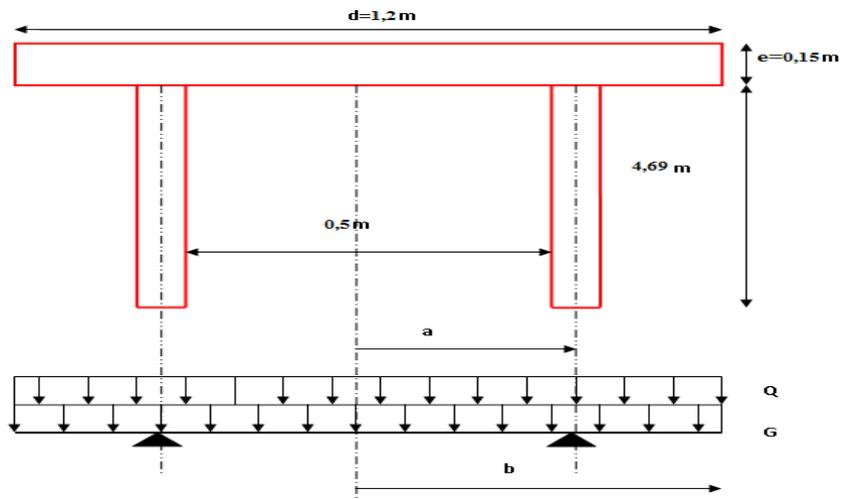


Figure VIII.1 : Schéma statique de la jupe centrale

a = 0,5 m : rayon jusqu'à l'appui.

b = 0,6m : rayon de la dalle circulaire.

VIII.1.1.Calcul des charges :

* On considère une fissuration préjudiciable (FP)

* La dalle est soumise à son poids propre g_1 , le poids de l'étanchéité g_2 et la charge d'exploitation Q .

- Charge permanente G : $G = g_1 + g_2$

$$g_1 = \gamma_b \cdot e = 2,5 \times 0,15 = 0,375 \text{ t/m}^2$$

$$g_2 = \gamma_{ét} = 0,07 \text{ t/m}^2 \Rightarrow G = 0,375 + 0,07 = 0,445 \text{ t/m}^2$$

- Charge d'exploitation $Q = 1\text{t/m}^2$ (BAEL91).

Combinaison des charges :

- À l'ELU : $P_u = 1,35 G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 2,1\text{t/m}^2$

• À l'ELS : $P_{ser} = G + Q \Rightarrow P_{ser} = 1,445t/m^2$

VIII.1.2. Calcul des sollicitations :

Nous utilisons les tables de **BARRES** pour le calcul des dalles et des parois qui nous donnent les expressions des moments fléchissant radiaux (**Mr**) et tangentiels (**Mt**) Par les formules suivantes :

➤ $0 \leq r \leq a$:

• $M_r = \frac{pa^2}{16} [-(1+3\mu) \cdot \rho^2 + (1+3\mu) \cdot \beta^2 + 2 \cdot (1-\mu) - 4(1+\mu) \cdot \beta^2 \ln \beta]$

• $M_t = \frac{pa^2}{16} [(1+3\mu)(\beta^2 - \rho^2) + 2(1-\mu) - 4(1+\mu) \cdot \beta^2 \ln \beta]$

➤ $a \leq r \leq b$:

• $M_r = \frac{pa^2}{16} [(3+\mu) \beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu) \beta^2 \ln \beta - (3+\mu) \rho^2 - 2(1-\mu) \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu) \beta^2 \ln \rho]$

• $M_t = \frac{pa^2}{16} [2(1-\mu) - (1-5\mu)\beta^2 - 4(1+\mu) \beta^2 \ln \beta - (1+3\mu)\rho^2 + 2(1-\mu) \frac{\beta^2}{\rho^2} + 4(1+\mu) \beta^2 \ln \rho]$

Avec :

$\beta = b/a ; \rho = r/a$

$\mu =$ coefficient de poisson égal à 0 pour le calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS.

$a = 0,375m ; b = 1,2m \Rightarrow \beta = 1,2.$

		Mr (MN. m/ml)		Mt (MN. m/ml)	
r (m)	$\rho=r/a$	ELU	ELS	ELU	ELS
0	0	$0,078 \cdot 10^{-2}$	$0,054 \cdot 10^{-2}$	$0,078 \cdot 10^{-2}$	$0,054 \cdot 10^{-2}$
0,5	1	$-0,020 \cdot 10^{-2}$	$-0,014 \cdot 10^{-2}$	$0,046 \cdot 10^{-2}$	$0,031 \cdot 10^{-2}$
0,6	1,2	0	0	$0,03675 \cdot 10^{-2}$	$0,02529 \cdot 10^{-2}$

Tableau VIII.1 : Sollicitations dans la dalle circulaire de la jupe centrale.

• Diagramme des Mr et Mt en (MN. m/ml) :

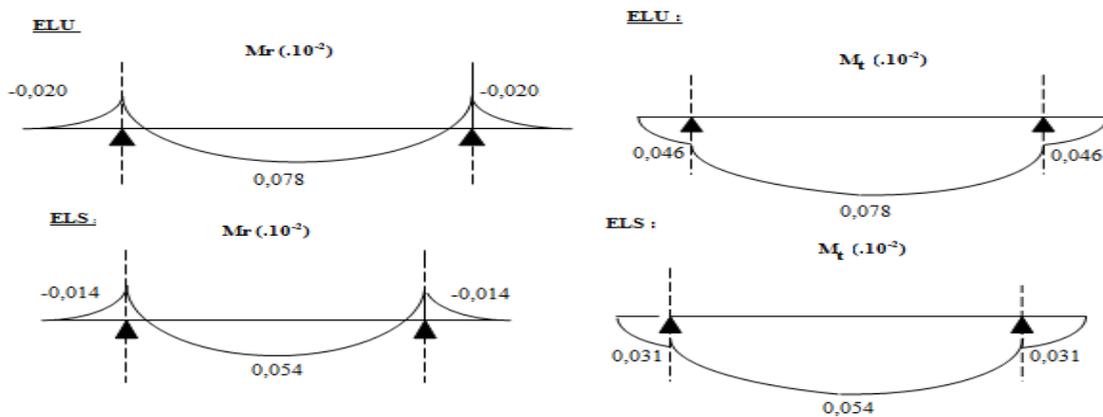


Figure VIII.2 : Diagramme des moments de la dalle « jupe centrale ».

VIII.1.3. Ferrailage de la dalle de la jupe centrale:

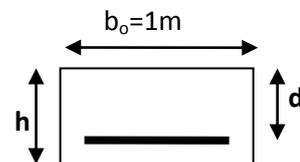
D'après le BAEL 91, le ferrailage se fait par un calcul en flexion simple d'une section rectangulaire de largeur $b_0 = 1$ m, la fissuration étant préjudiciable (FP). L'enrobage est pris égal à 2 cm.

• $h = 0,15\text{m} = 150\text{mm}$

$\phi_{r,t} \leq (h/10) \Rightarrow \phi_{r,t} \leq 10\text{mm} \dots \text{On prend : } \phi_{r,t} = 12\text{mm}$

$d_r = h - c - (\phi_r/2) \Rightarrow d_r = 12,4 \text{ cm.}$

$d_t = h - c - (\phi_t/2) - \phi_r \Rightarrow d_t = 11,2 \text{ cm.}$



VIII.1.3.1. Calculs des armatures radiales :

a. Armatures inférieures :

❖ L'ELU :

$M_{ru} = 0,078 \cdot 10^{-2} \text{MN. m/ml.}$

$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} \quad (\gamma_b = 1,5; f_{c28} = 25 \text{MPa}).$

$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 \cdot d_r^2 \cdot f_{bu}} = 0,0036 \quad ; \quad \mu_{bu} < \mu_{ab} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A; } A'_{ru} = 0.$

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0045 \quad ; \quad z = d_r (1 - 0,4\alpha) = 0,124 \text{ m.}$

$A_{ru}^{inf} = \frac{M_{ru}}{z \sigma_s} \quad (\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,83 \text{ MPa}); (f_e = 400 \text{ MPa}; \gamma_s = 1,15)$

Finalemment : $A_{ru}^{inf} = 0,181 \text{ cm}^2/\text{ml}$

❖ L'ELS:

$M_{r_{ser}} = 0,054.10^{-2} \text{ MN. m/ml}$

$\overline{\sigma_s} = 0,8 \min\left(\frac{2}{3} f_e, 110\sqrt{\eta f_{t_{28}}}\right) \dots \text{ (FP) } (f_{t_{28}} = 0,6 + 0,06 f_{c_{28}} = 2,1 \text{ MPa})$

$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c_{28}} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}; \quad \overline{\sigma_s} = 161,3 \text{ MPa}$

$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = 0,582 \quad ; \quad \mu_{RB} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0,234$

$M_{RB} = \mu_{RB}.b_0.d_r^2.\overline{\sigma_{bc}} = 0,054 \text{ MN.m /ml} \quad ; \quad M_{rb} > M_{ser} \Rightarrow A'_{rser} = 0$

$Z_r = d_r \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,041$

Finalemment : $A_{se_r}^{inf} = \frac{M_{r_{ser}}}{z_r \overline{\sigma_s}} \Rightarrow A_{rser}^{inf} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de condition de non fragilité :

$A_{min} \geq 0,23.b_0.d_r.\frac{f_{t_{28}}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,00015 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Conclusion : $A_{r}^{inf} = \max(A_{ru}^{inf}; A_{ser}^{inf}; A_{min}) = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit : **3T8 /ml (0,85 cm²/ml)**

$St \leq \text{Min}(2h, 25\text{cm}) \quad h=15 \text{ cm} \Rightarrow st \leq 25 \text{ cm}$

Remarque:

Donc on adopte un ferrailage de **5T8** avec **St = 12cm**.

b. Armatures supérieures :

❖ L'ELU :

$M_{r_u} = 0,020.10^{-2} \text{ MN/ml}$

$\mu_{bu} = \frac{M_{r_u}}{b_0.d_r^2.f_{bu}} = 0,00092 \quad (f_{bu} = 14,17 \text{ MPa})$

$\mu_{bu} < \mu_{ab} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \dots A'_{ru} = 0$

$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0011 \quad ; \quad z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,124$

$$\text{Finalement : } A_{ru}^{\text{sup}} = \frac{Mr_u}{z \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{ru}^{\text{sup}} = 1,01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

❖ L'ELS:

$$M_{ser} = 0,014 \cdot 10^{-2} \text{MN.m/ml}$$

$$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}} = 0,582 \quad ; \quad \mu_{RB} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0,234$$

$$M_{RB} = \mu_{RB} \cdot b_0 \cdot d_r^2 \cdot \overline{\sigma_{bc}} = 0,054 \text{MN.m/ml} \quad ; \quad M_{RB} > M_{ser} \Rightarrow A'_{ser} = 0$$

$$Z = d_r \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,041$$

$$\text{Finalement } A_{ser}^{\text{sup}} = \frac{Mr_{ser}}{z_r \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_{rser}^{\text{sup}} = 0,8 \text{cm}^2/\text{ml}.$$

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d_r \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,00015 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ru}^{\text{sup}} = \max (A_{ru}^{\text{sup}} ; A_{ser}^{\text{sup}} ; A_{\min}) = 1,01 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit : **3T10 /ml (1,50cm²/ml)**

$$St \leq \text{Min} (2h, 25\text{cm}) \quad h=15 \text{ cm} \Rightarrow st \leq 25 \text{ cm}$$

On adopte un ferrailage de 5T8/ml avec un espacement de 12cm

VIII.1.3.2. Calcul des armatures tangentielles (cerces):

❖ L'ELU :

Le moment maximum est : $M_{tu} = 0,078 \cdot 10^{-2} \text{MN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{Mt_u}{b_0 \cdot d_r^2 \cdot f_{bu}} = 0,0036 \quad (f_{bu} = 14,17 \text{ MPa})$$

$$\mu_{bu} < \mu_{ab} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot A} \dots A'_{tu} = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0045 \quad ; \quad z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,124 \text{m}.$$

D'où:

$$\text{Finalement : } A_{tu} = \frac{Mt_u}{z \cdot \sigma_{s10}} \Rightarrow A_{tu} = 0,181 \text{cm}^2/\text{m}$$

❖ L'ELS :

Le moment maximum est : $M_{tser} = 0,054.10^{-2}MN.m.$

$$\alpha_r = \frac{15\overline{\sigma_{bc}}}{15\overline{\sigma_{bc}} + \sigma_s} = 0,582 \quad ; \quad \mu_{RB} = \frac{\alpha_r}{2} \left[1 - \frac{\alpha_r}{3} \right] = 0,234$$

$$M_{RB} = \mu_{RB}.b_0.d_t^2.\overline{\sigma_{bc}} = 0,054 \quad ; \quad M_{RB} > M_{ser} \Rightarrow A'_{tser} = 0$$

$$Z = dt \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0,056 \text{ m.}$$

Finalemment : $A_{tser} = \frac{Mr_{ser}}{z_r \sigma_s} \Rightarrow A_{tser} = 1,18cm^2/ml.$

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23.b_0.dr.\frac{ft_{28}}{fe} \Rightarrow A_{min} = 0,00015cm^2/ml$$

Conclusion : $A_r^t = \max (A_{tu} ; A_{tser} ; Amin) = 1,18cm^2/ml.$

Soit : **3T8 /ml (1.50cm²/ml)**

Remarque:

Donc on adopte un ferrailage de **5T8 avec St = 12cm**

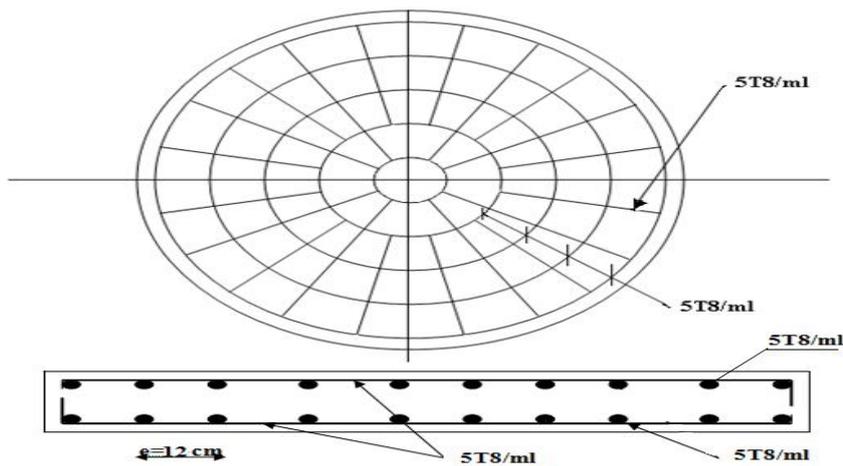


Figure VIII.3: Ferrailage de la dalle de la jupe centrale.

VIII.2. Etude de la jupe centrale [08] :

VIII.2.1. Calcul des sollicitations dues à la poussée hydrostatique:

Le poteau est immergé dans l'eau et comme il est creux, il est soumis à la pression hydrostatique. Le calcul sera conduit en considérant des tranches de 1m de hauteur sous l'effet de la pression du liquide.

Notre calcul se fera sur la base des données suivantes:

- Poids volumique de l'eau: $\gamma_{\text{eau}}=1100 \text{ kg/m}^3$.
- Rayon moyen du voile: $a=1 \text{ m}$.
- Hauteur de la jupe: $h=6,79 \text{ m}$.
- Epaisseur du voile: $e=0,25 \text{ m}$.
- Hauteur d'eau: $H=5,93 \text{ m}$.

Dans notre cas en divise la paroi en six bandes. Chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors de calcul.

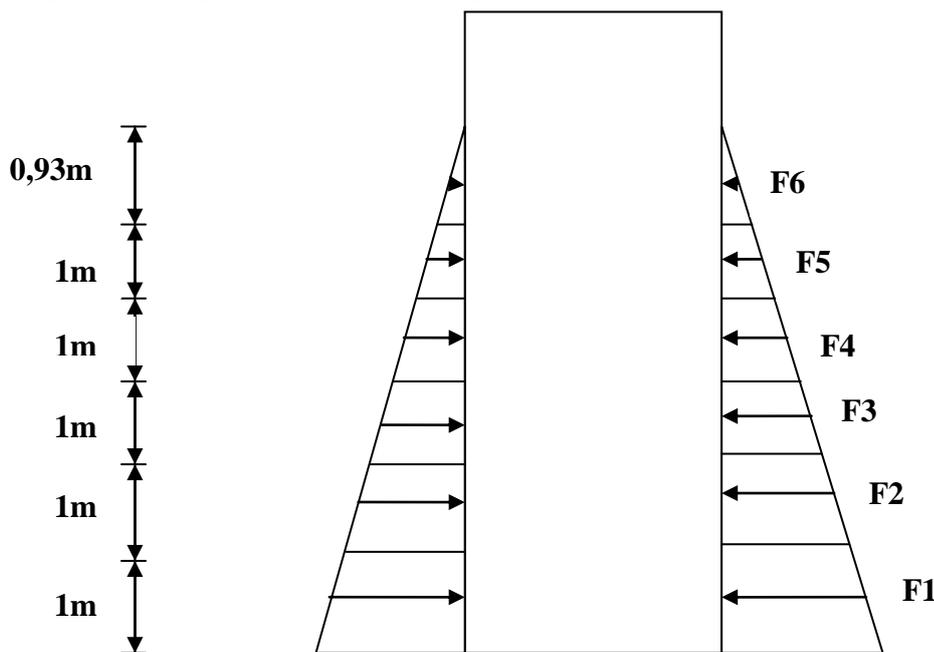


Fig.VIII.4 : Sollicitations sous la poussée hydrostatique.

$$q_i = \bar{w} \times h_i$$

Avec :

h_i : Hauteur de la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein.

\bar{w} :Masse du liquide = 1100 kg/m^3 .

D_{ext} : Diamètre extérieur = 1m

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 comprimé avec un effort de compression F_i tel que :

ELU : $F_{iu} = 1,5Q_i \times D/2$.

ELS : $F_{is} = Q_i \times D/2$.

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Bande (i)	h_i (m)	q_i (kg/m ²)	Q_i (kg/m ²)	F_{iu} (kg/ml)	F_{is} (kg/ml)
1	5,93	6523	5973	4479,75	2986,5
2	4,93	5423	4873	3654,75	2436,5
3	3,93	4323	3773	2829,75	1886,5
4	2,93	3223	2673	2004,75	1336,5
5	1,93	2123	1573	1179,75	786,5
6	0,93	1023	511,5	383,625	255,75

Tableau VIII.2 : Pression agissant sur chaque bande.

VIII.2.2. Calcul des armatures transversal (cerces) [05]:

➤ **Etat limite ultime (ELU):**

La section d'armatures correspondantes sera donc :

$$A_{iu} = \frac{F_{iu}}{f_e/\gamma_s}$$

Avec : $f_e/\gamma_s = \frac{400}{1,15} = 348$ MPA.

➤ **Etat limite de service (ELS):**

La section d'armatures correspondantes sera donc :

$$A_{is} = \frac{F_{is}}{\sigma_s}$$

La fissuration est très préjudiciable (F.T.P)

Avec :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(\frac{1}{2} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right]$$

$f_{c28} = 25$ MPA. $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPA. $f_e = 400$ MPA. $n = 1,6$ H.A.

Donc: $\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right]$

$$\bar{\sigma}_s = 161,30 \text{MPa.}$$

Nous résumons les calculs dans le tableau suivant:

Bande (i)	h _i (m)	q _i (kg/m ²)	Q _i (kg/m ²)	F _{iu} (kg/ml)	F _{is} (kg/ml)	A _{iu} (cm ²)	A _{is} (cm ²)
1	5,93	6523	5973	4479,75	2986,5	1,28	1,85
2	4,93	5423	4873	3654,75	2436,5	1,05	1,51
3	3,93	4323	3773	2829,75	1886,5	0,81	1,16
4	2,93	3223	2673	2004,75	1336,5	0,57	0,82
5	1,93	2123	1573	1179,75	786,5	0,33	0,48
6	0,93	1023	511,5	383,625	255,75	0,11	0,15

Tableau VIII.3 : Les armatures aux états limites (ELU, ELS).

➤ Condition de non fragilité (CNF):

$$A_{min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec: $B = e \times 1ml$

AN: $B = 0,25 \times 1 = 0,25 \text{ m}^2 = 2500 \text{ cm}^2.$

$$A_{min} = 2500 \times \frac{2,1}{400} = 13,125 \text{ cm}^2.$$

➤ Choix des armatures :

$$A_{adopt\ ee} = \max(A_{iu}, A_{is}, A_{CNF}).$$

$$A_{adopte} = 13,125 \text{ cm}^2.$$

Bande (i)	h _i (m)	A _{iu} (cm ²)	A _{is} (cm ²)	CNF (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferrailage	Espacement (cm)
1	5.93	1,28	1,85	13,125	13,125	9T14	9
2	4,93	1,05	1,51	13,125	13,125	9T14	9
3	3,93	0,81	1,16	13,125	13,125	9T14	9
4	2,93	0,57	0,82	13,125	13,125	9T14	9
5	1,93	0,33	0,48	13,125	13,125	9T14	9
6	0,93	0,11	0,15	13,125	13,125	9T14	9

Tableau VIII.4 : Armatures circulaires (cerces) de chaque bande due à la poussée hydrostatique.

Les armatures transversales sont utilisées pour éviter le flambement et maintenir les armatures longitudinales.

VIII.2.2. Calcul des armatures longitudinales [05]:

Le voile cylindrique se calcul comme étant un poteau évidé soumis à la compression centrée car il est uniformément chargé autour de son axe de révolution, dans ce cas les règles de BAEL 91 n'impose aucune condition à l'ELS, par conséquent le voile sera calculé seulement à l'ELU.

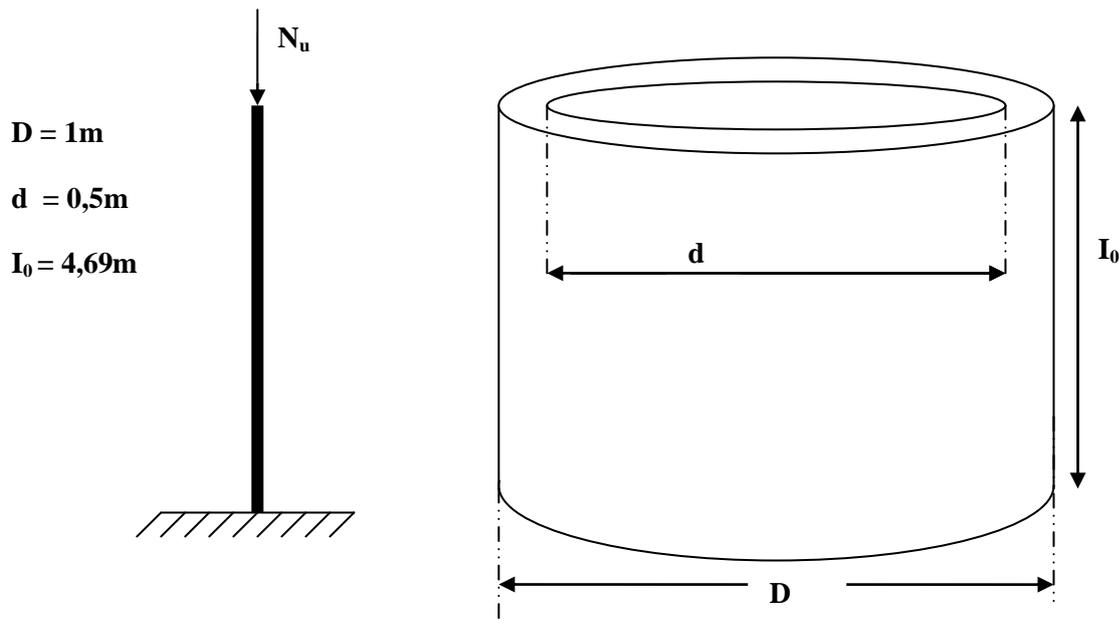


Fig.VIII.5 : Voile de la jupe centrale

VIII.2.2.1.Calcul des charges :

Le voile est soumis aux charges suivantes :

g_1 : poids propre du voile cylindrique : $g_1 = 6,90\text{ t}$

g_2 : poids de la dalle circulaire : $g_2 = 0,42\text{ t}$

$$Q : \text{charge d'exploitation} : Q = q \cdot S_{\text{dalle}} = q \cdot \frac{\pi \phi_{\text{dalle}}^2}{4} = 1 \cdot \frac{3,14(1,2)^2}{4} \Rightarrow Q = 1,13\text{ t}$$

Donc :

Charge permanente : $G = g_1 + g_2 = 7,32\text{ t}$

Charge d'exportation : $Q = 1,13\text{ t}$

VIII.2.2.2.Evaluation de l'effort de compression Nu [05]:

L'effort normal de compression est :

$$N_u = 1,35G + 1,5 Q \Rightarrow N_u = 11,57 \text{ t}$$

• **Calcul de la longueur de flambement l_f :**

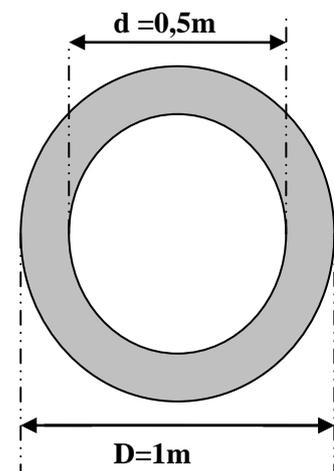
La longueur de flambement l_f dépend de la longueur de l'élément l_0 et la nature des liaisons a ces extrémités, le voile est comme un poteau encasté à une extrémité et libre à l'autre

Donc : $l_f = 2l_0$; $l_0 = 4,69 \text{ m} \Rightarrow l_f = 9,38 \text{ m}$

• **Calcul de l'élancement λ :**

Par définition, l'élancement est la susceptibilité de l'élément poteau au flambement. Il est égal au rapport de la longueur de flambement l_f au rayon de giration minimal i de la section droite du béton seul :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$



I: moment d'inertie de la section du béton par rapport à l'axe passant par le c. d. g. et perpendiculaire au plan de flambement.

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) = 0,046 \text{ m}^4$$

B : la section du béton. $B = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = 0,59 \text{ m}^2$

$i = 0,28 \text{ m}$

Fig.VIII.6 : Vue de dessus du voile de la jupe.

$\Rightarrow \lambda = 16,17 < 70$ Donc le calcul au flambement est inutile. La théorie de la compression centrée est applicable.

VIII.2.2.3.Détermination des armatures [05]:

VIII.2.2.3.1.Calcul des armatures longitudinales :

L'effort normal du à la compression centrée est repris par les armatures longitudinales.

L'effort normal ultime appliqué N_u doit équilibrer l'effort normal résistant N_{res} .

$$D'où : N_u < N_{ser} = \Delta \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Δ : Coefficient de minoration qui tient compte de l'excentricité additionnelle.

$$\text{Comme } \lambda < 50 \text{ alors } \Delta = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81.$$

Br : la section réduite du béton qui tient compte des infections de réalisation, obtenue en retranchant **1cm** sur toute la périphérie du voile.

$$\mathbf{Br} = \frac{\pi}{4} \left[(D - 0,02)^2 - (d - 0,02)^2 \right] \Rightarrow \mathbf{Br} = \mathbf{0,57m^2}$$

$$\text{Pour que Nu équilibre } N_{\text{ser}} \text{ il faut que : } \mathbf{Nu} \leq \mathbf{N_{\text{ser}}} \Rightarrow \mathbf{Nu} \leq \Delta \left[\frac{\mathbf{Br} \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\Rightarrow \mathbf{As} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \cdot \left[\frac{\mathbf{Nu}}{\Delta} - \frac{0,85 \cdot f_{c28} \cdot \mathbf{Br}}{0,9 \cdot \gamma_b} \right]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \mathbf{Br} = 0,57 \text{ m}^2 ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \mathbf{Nu} = 11,57 \cdot 10^2 \text{ MN}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \Delta = 0,81 ; \gamma_b = 1,5$$

$\Rightarrow \mathbf{As} \geq \mathbf{4,08 \text{ cm}^2}$ Le BAEL prévoit une section minimale telle que :

$$A_{\text{min}} = \max \left[4U ; \frac{B}{1000} \right]$$

Avec : U : périmètre moyen du voile en (m)

B : section totale du béton en (cm²)

$$U = \pi \cdot D_{\text{moy}} \Rightarrow D_{\text{moy}} = \frac{D + d}{2} = 0,75 \text{ m} \Rightarrow U = 2,35 \text{ m} \Rightarrow 4U = 9,42 \text{ m}$$

$$B = \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) = 5887,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \frac{B}{1000} = 5,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = \text{Max} (9,42 ; 5,9) = 9,42 \text{ cm}^2. \Rightarrow \mathbf{As} = \mathbf{A_{\text{min}}} = \mathbf{9,42 \text{ cm}^2}.$$

Soit : **9T12 (10,17cm²)** disposée en deux nappes de **9 T12** espacées chacune de **15cm**.

VIII.2.2.4. Ferrailage du voile de la jupe centrale :

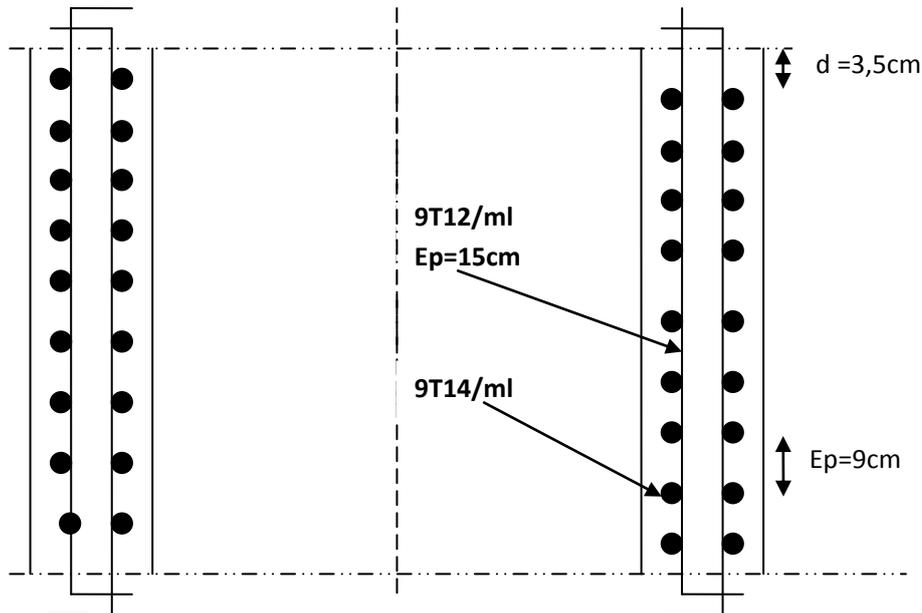


Figure VIII.7 : ferrailage de la jupe centrale

VIII.3. Calcul de la goulotte :

La goulotte est un élément en console, encastré tout au long du voile périphérique du clarificateur.

VIII.3.1. Dimension de la goulotte:

- Largeur: 0,6m
- Epaisseur: 0,2m
- Rayon intérieur: 18,5m
- Rayon extérieur: 19,3m

VIII.3.2. Ferrailage de la goulotte:

La goulotte est soumise à la flexion simple, et Comme la fissuration est très préjudiciables (FTP), le calcul se fait à l'état limite de service (ELS).

- Poids de la goulotte: $P_{\text{goulotte}} = 26,23\text{t} = G$
- Poids de l'eau: $P_{\text{eau}} = 7,83\text{t} = Q$

VIII.3.2.1. Calcul à l'état limite ultime ELU [05]:

✚ combinaison de charges à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35 \times 26,23 + 1,5 \times 7,83 = 47,15 \text{ t.}$$

➤ calcul des efforts :

✓ Effort tranchant : $0 < x < 0,6$

$$\sum F_v = 0$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow T_y = -141,45 + 471,5x & \longrightarrow x = 0\text{m} & T_y = -141,45 \text{ KN} \\ & \longrightarrow x = 0,6\text{m} & T_y = 0 \end{aligned}$$

✓ Moment fléchissant: $0 < x < 0,6$

$$\sum M = 0$$

$$\Rightarrow M_u = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{471,5 \times 0,6^2}{2} = 84,87 \text{ KN.m}$$

✓ Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{84,87 \times 10^3}{100 \times 20^2 \times 14,2} = 0,598 > \mu_1 = 0,392 \implies \text{SDB}$$

1^{er} section fictive : $M_0 = \mu_1 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$

$$M_0 = 0,392 \cdot 100 \cdot 20 \cdot 1,133 \cdot 10^2 = 8,88 \text{ KN.m}$$

$$A_{t0} = \frac{M_0}{\beta_0 d \frac{f_{fe}}{\gamma_s}} = \frac{8,88 \cdot 10^2}{0,732 \cdot 17,5 \cdot 34,8} = 1,99 \text{ cm}^2$$

2^{ème} section fictive :

$$DM = M_u - M_0 = 84,87 - 8,88 = 76 \text{ KN.m}$$

$$\Delta A_t = \Delta A_c = \frac{\Delta M}{(d-c') \frac{f_{fe}}{\gamma_s}} = \frac{76 \cdot 10^2}{(17,5 - 2,5) \cdot 34,8} = 14,56 \text{ cm}^2$$

✓ Section d'armature :

$$A_c = 14,56 \text{ cm}^2 \quad , \quad A_t = \Delta A_t + A_{t0} = 1,99 + 14,56 = 16,55 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_c = 10T14 = 15,70 \text{ cm}^2$ avec un espacement de $S_t = \frac{100 - (5,1,4)}{6} = 15,5 \text{ cm}$ on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

$A_t=11T14=16,94\text{cm}^2$ avec un espacement de $S_t=\frac{100-(6.1,4)}{6}=15,26\text{ cm}$ on prend $S_t=15\text{cm}$.

✓ **Armature de répartition :**

$A_{r1}=\frac{A_t}{4}=\frac{16,55}{4}=4,13\text{cm}^2$ (armatures de répartition « cerces » pour la nappe inférieur)

Soit : $A_{r1}=4T12=4,52\text{cm}^2$ avec un espacement de $S_t=\frac{60-(4.1,2)}{5}=11,04\text{cm}$ on prend $S_t=11\text{cm}$.

$A_{r2}=\frac{A_c}{4}=\frac{14,56}{4}=3,64\text{cm}^2$ (armatures de répartition « cerces » pour la nappe supérieure)

Soit : $A_{r1}=4T12=4,52\text{cm}^2$ avec un espacement de $S_t=\frac{60-(4.1,2)}{5}=11,04\text{cm}$ on prend $S_t=11\text{cm}$.

VIII.3.2.2.vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{min} = 0,23.2000.0,00525 = 2,41\text{cm}^2 < A_t \longrightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Vérification au cisaillement :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ avec $V_u = 141,45\text{ KN}$

$\tau_u = \frac{141,45}{1000 \times 200} \times 10^3 = 0,70\text{MPA}$.

Et $\overline{\tau_u} = \min \left\{ \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4\text{MPA} \right\}$ donc $\overline{\tau_u} = 2,5\text{MPA}$

$\tau_u = 0,70\text{MPA} < \overline{\tau_u} = 2,5\text{MPA} \longrightarrow$ Condition vérifiée

➤ **Espacements des armatures :**

-Armatures principal:

$S_t < \min(4h ; 33\text{cm}) \longrightarrow S_t = 15\text{cm} < 33\text{cm}$ condition vérifiée

-Armatures de repartition:

$S_t < \min(4h ; 45\text{cm}) \longrightarrow S_t = 11\text{cm} < 45\text{cm}$ condition vérifiée

VIII.3.2.3.Calcul à l'état limite de service ELS[05] :

✚ **combinaison de charges à l'ELS :**

$q_s = G + Q$

$q_s = 26,23 + 7,83 = 34,06\text{t}$.

➤ **calcul des efforts :**

✓ Effort tranchant : $0 < x < 0,6$

$$\sum F_v = 0$$

$$\implies T_y = -204,36 + 340,6x \quad \longrightarrow \quad x = 0\text{m} \quad T_y = -204,36\text{KN}$$

$$\longrightarrow \quad x = 0,6\text{m} \quad T_y = 0$$

✓ Moment fléchissant: $0 < x < 0,6$

$$\sum M = 0$$

$$\implies M_s = \frac{q_u l^2}{2} = \frac{340,6 \times 0,6^2}{2} = 61,308\text{KN.m}$$

➤ Vérification des contraintes dans l'acier:

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 16,55}{100 \times 60} = 0,276$$

$$\rho_1 = 0,276 \longrightarrow K_1 = 45,24 \longrightarrow \beta_1 = 0,917$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{61,308 \times 10^3}{0,917 \times 17,5 \times 16,55} = 230,84\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 230,84\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 348\text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes dans le béton:

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{230,84}{45,24} = 5,10\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,10\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

🔗 Vérification de l'état limite d'ouverture de fissures:(Art.5.3,2/BAEL91)

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right\}$$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$\overline{\sigma}_{st} = 161,3\text{MPa} < \sigma_{st} = 230,84\text{MPa}$ Condition non vérifiée (il faudrait augmenter la section d'armatures contenant l'élément en BA)

Conclusion :

A travers ce chapitre, nous avons calculé le ferrailage de la jupe et de la goulotte ainsi que la vérification des armatures obtenues.

CHAPITRE IX

CALCUL DU RADIER

Introduction :

Le radier du réservoir est un voile, tronconique enterré, soumis à la pression hydrostatique.

Le tronc de cône se calcul par anneaux unitaire considéré (action verticale) et de la pression de l'eau à la profondeur ou se trouve le centre de gravité de cet anneau (action normale à la paroi) (fig IX.1).

En décomposant le poids propre « P » suivant l'horizontale et suivant le tronc de cône, avec les pressions hydrostatiques « Q_i » qui sont perpendiculaire sur la paroi du radier (fig IX.2 et fig IX.3).

IX.1. Sollicitations sous la poussée hydrostatique et le poids propre :

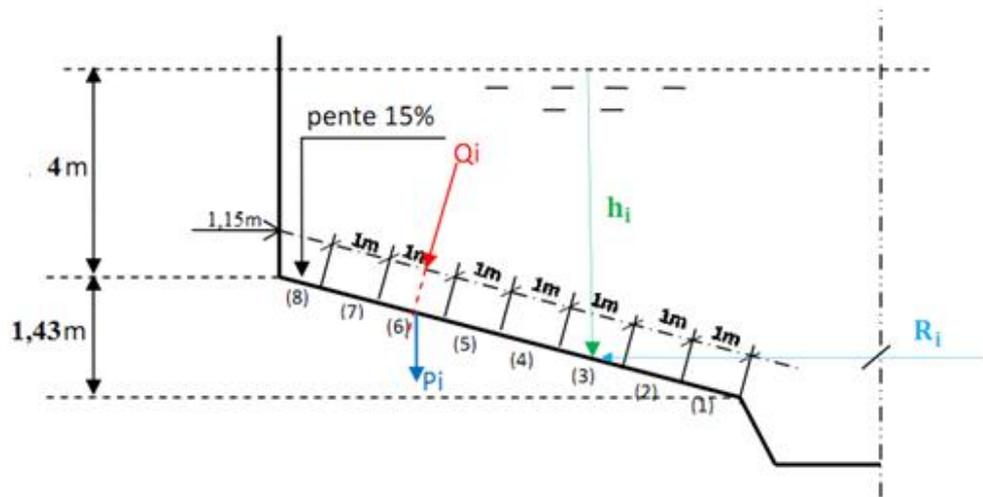


Fig.IX.1 : Les actions auxquelles le radier est soumis.

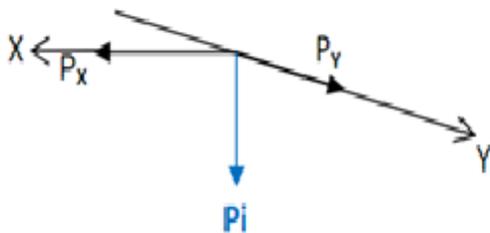


Figure IX.2 : Projections des poids.

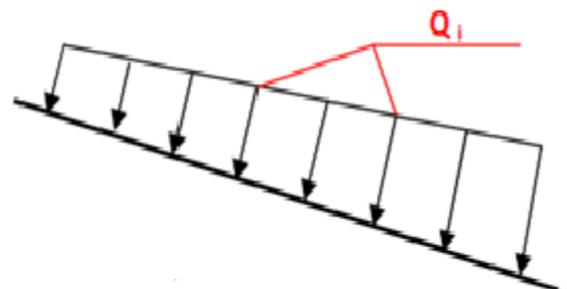


Figure IX.3 : Pressions hydrostatiques ⊥ à la paroi.

IX.1.1.pression unitaire sur chaque bande de la paroi :

$$q_i = \rho \times h_i$$

- Poids volumique de l'eau $\rho = 1100\text{kg/m}^3$.
- Rayon moyen $R_{i,\text{moy}}$ (m).
- Hauteur maximale d'eau $H_e=4\text{m}$.
- Hauteur de la bande (i) h_i (m).
- Longueur de la bande (i) Δl_i (m).

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante :

$$Q_i = \frac{q_{i+1} + q_i}{2}$$

IX.1.2.Calcul des poids unitaire sur chaque bande :

$$P = (e \times 1) \times \gamma_b$$

Poids volumique du béton : $\gamma_b = 2500\text{kg/m}^3$.

Epaisseur du radier : $e=0,4\text{m}$.

L'angle d'inclinaison du radier : $\alpha=8,53^\circ$.

En décomposant le poids « P » suivant l'horizontale et suivant le tronc de cône :

✓ **Suivant X :**

$$P_x = (e \times \Delta L_i) \times \gamma_b \times \cot g(\alpha)$$

✓ **Suivant Y :**

$$P_y = (e \times \Delta L_i) \times \gamma_b \times \frac{1}{\sin \alpha}$$

L'application numérique nous donne les résultats résumés dans le tableau qui suit :

Tranche (i)	R _{moy} (m)	h(i) (m)	Pression q _i (kg/m ²)	Q _i (kg/ml)	P _i (kg/ml)	p _{ix} (kg/ml)	p _{iy} (kg/ml)
1	2	5,2	5720	5637,5	1000	6670	3860
2	3	5,05	5555	5472,5	1000	6670	3860
3	4	4,9	5390	5307,5	1000	6670	3860
4	5	4,75	5225	5142,5	1000	6670	3860
5	6	4,6	5060	4977,5	1000	6670	3860
6	7	4,45	4895	4812,5	1000	6670	3860
7	8	4,3	4730	4647,5	1000	6670	3860
8	8,9	4,15	4565	2282,5	1000	7670,5	4439
/	/	4	4400	/	/	/	/

Tableau IX.1 : Calcul des pressions et poids unitaires sur chaque bande.

IX.2.Calcul des efforts de traction et de compression :

IX.2.1.effort de traction :

$$T_i = (1,35P_x + 1,5Q_i) \times R_{i\text{ moy}}$$

IX.2.2.effort de compression:

$$T_i = (1,35P_y + 1,5Q_i) \times R_{i\text{ moy}}$$

Les résultats des applications numériques sont résumés dans le tableau qui suit :

Tranche (i)	R _{imoy} (m)	Effort de traction		Effort de compression	
		Tiu(kg/ml)	Tis(kg/ml)	Fiu(kg/ml)	Fis(kg/ml)
1	2	34921,5	24615	27334,5	18995
2	3	51639,75	36427,5	40259,25	27997,5
3	4	67863	47910	52689	36670
4	5	83591,25	59062,5	64623,75	45012,5
5	6	98824,5	69885	76063,5	53025
6	7	113562,75	80377,5	87008,25	60707,5
7	8	127806	90540	97458	68060
8	8,9	122632,433	88581,7	83805,96	59821,35

Tableau IX.2 : Les efforts agissants sur chaque zone.

IX.3.Ferraillage du radier :

L’effort horizontal sera repris par un ferraillage transversal (cerces) sous l’effort « T_i » et l’effort suivant le tronc de cône par un ferraillage longitudinal sous l’effort « F_i ».

Le béton est en contact permanent avec l’eau, les sollicitations sont plus importantes dans les cas de la cuve pleine.

La fissuration est très préjudiciable.

IX.3.1.armatures transversal (cerces) [05].

✓ ELS :

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(\frac{1}{2} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right]$$

La section d’armatures correspondantes sera donc:

$$A_{is} = \frac{T_{is}}{\bar{\sigma}_s}$$

✓ ELU :

La section d’armatures correspondantes sera donc:

$$A_{iu} = \frac{T_{iu}}{f_e/\gamma_s}$$

Avec : $f_e/\gamma_s = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA}$

✓ **Condition de non fragilité (CNF):**

$$A_{min} = B \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec: $B = e \times 1ml$

AN: $B = 0,4 \times 1 = 0,4 \text{ m}^2 = 4000 \text{ cm}^2$.

$$A_{min} = 4000 \times \frac{2,1}{400} = 21 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures :**

$$A_{adopte} = \max(A_{iu}, A_{is}, A_{CNF})$$

Les résultats des applications numériques sont résumés dans le tableau qui suit :

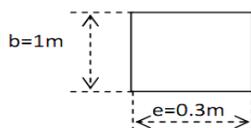
Bande (i)	h(i) (m)	A _{iu} (cm ²)	A _{is} (cm ²)	CNF (cm ²)	A adoptée (cm ²)	ferrailage	Espacement (cm)
1	5,2	7,07	15,26	21	21	12T16	15
2	5,05	10,47	22,58	21	22,58	12T16	15
3	4,9	13,77	29,70	21	29,70	10T20	15
4	4,75	16,97	36,62	21	36,62	12T20	15
5	4,6	20,08	43,33	21	43,33	14T20	15
6	4,45	23,07	49,83	21	49,83	10T25	15
7	4,3	26,02	56,13	21	56,13	12T25	15
8	4,15	25,45	54,92	21	54,92	12T25	15

Tableau IX.3 : Ferrailage à la traction.

IX.3.2.armatures longitudinal (barres) [05].

L'effort normal du à la compression sera repris par les armatures longitudinales.

La section de la tranche : $B=1 \times 0,3=0,3m$



✓ **ELS :**

La fissuration est très préjudiciable (F.T.P).

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(\frac{1}{2} \times f_e; 110 \sqrt{n \times f_{t28}} \right) \right]$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_{is} = \frac{F_{is} - (B \times 0,85f_{c28})/\gamma_b}{\bar{\sigma}_s}$$

✓ ELU :

La section d'acier est donnée par :

$$A_{iu} = \frac{F_{iu} - (B \times 0,85f_{c28})/\gamma_b}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Les résultats des applications numériques sont représenté dans le tableau suivant :

Tranche (i)	A _{iu} (cm ²)	A _{is} (cm ²)
1	-9,45592529	-20,6076875
2	-9,30736494	-20,3844389
3	-9,16449425	-20,1693738
4	-9,02731322	-19,9624923
5	-8,89582184	-19,7637942
6	-8,77002011	-19,5732796
7	-8,64990805	-19,3909485
8	-8,80682805	-19,5952548

Tableau IX.4 : Armatures à la compression.

Remarque : on remarque que les sections d'armature sont négatif ce qui signifie que le béton seul pourras supporter les efforts de compression, dans ce cas on adopte un ferrailage minimum selon le BAEL.

Calcul de la section minimale Amin :

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{0,8}{100} (e \times b); \frac{8}{100} (e + b) \right\}$$

Tranche (i)	A _{iu} (cm ²)	A _{is} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	Choix des barres par ml	Espacement (cm)
1	-9,45	-20,61	32	32	10T20	15
2	-9,31	-20,38	32	32	10T20	15
3	-9,16	-20,17	32	32	10T20	15
4	-9,03	-19,96	32	32	10T20	15
5	-8,89	-19,76	32	32	10T20	15
6	-8,77	-19,57	32	32	10T20	15
7	-8,65	-19,39	32	32	10T20	15
8	-8,81	-19,59	32	32	10T20	15

Tableau IX.5 : Ferrailage à la compression.

Type de barres	Bande (i)	$A_{i\max}$ (cm ²)	Choix des barres par ml		Espacement	
			Pour une nappe			
			A_i (cm ²)	\emptyset	E_p (cm)	
Armatures transversales	1	21	12,06	6T16	15	
	2	22,58	12,06	6T16	15	
	3	29,70	15,70	5T20	16	
	4	36,62	18,84	6T20	16	
	5	43,33	21,98	7T20	16	
	6	49,83	24,55	5T25	16	
	7	56,13	29,46	6T25	16	
	8	54,92	29,46	6T25	17	
Armatures longitudinales	1	32	15,7	5T20	15	
	2	32	15,7	5T20	15	
	3	32	15,7	5T20	15	
	4	32	15,7	5T20	15	
	5	32	15,7	5T20	15	
	6	32	15,7	5T20	15	
	7	32	15,7	5T20	15	
	8	32	15,7	5T20	15	

Tableau IX.6: Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage du radier.

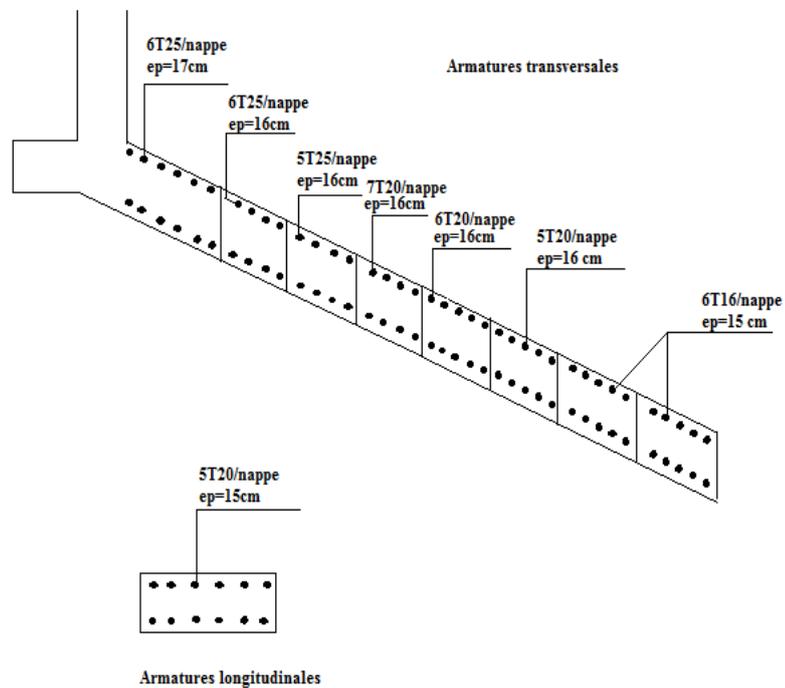


Figure IX.4 : Ferrailage du radier.

Conclusion :

Ce chapitre résume le calcul du radier, les sollicitations aux quelles il sera soumis et les efforts qui lui sont transmis, les résultats c'est son ferrailage que doit supporter la charge de l'eau et du poids propre du réservoir aux deux états limites ultime.

CHAPITRE X

ETUDE HYDRODYNAMIQUE

Introduction:

L'étude hydrodynamique consiste à prendre en compte les sollicitations exercées sur les parois par le séisme, car lorsque le réservoir est partiellement rempli est soumis à l'effort sismique, et le fluide se mettra en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface.

Cette étude à pour bute de déterminer la hauteur maximale des vagues dans un réservoir partiellement rempli ainsi que les moments créés par l'éclatement des vagues sur les parois.

X.1.Choix de la méthode:

Il existe plusieurs méthodes de calcul, on distingue:

- La méthode JACOBSEN et AYRE dans laquelle les sollicitations produites par les vagues d'eau sont négligées pour ne prendre en compte que les efforts d'impulsion.
- La méthode de HUNT et PRIESTLY: ces méthodes s'apparentent à celle de HOUSNER en ce sens qu'elles établissent toutes des formules de calculs simples appliquées pour deux types de réservoirs:

1. Réservoir peu profond dont le taux de remplissage $H/R > 1,5$.
2. Réservoir profond dont le taux de remplissage $H/R < 1,5$.

Les deux méthodes aboutissent à des résultats comparables, cependant des résultats antérieures ont prouvé qu'il est préférables d'utiliser la méthode de HOUSNER lorsque $H/R < 1,5$ car l'autre méthode conduit à des expressions des efforts souvent complexes.

Toutefois, pour les réservoirs ayant un $H/R > 1,5$, la méthode de HOUSNER donne des résultats approchés de 10%, il est commode dans ce cas d'utiliser la méthode de HUNT et PRIESTLEY car elle est plus exacte.

➤ Calcul du taux de remplissage:

$$\begin{cases} H = 4,86 \text{ m} \\ R = 9,65 \text{ m} \end{cases} \rightarrow \frac{4,86}{9,65} = 0,503 < 1,5$$

Donc nous allons utiliser la méthode de HOUSNER qui est une méthode approchée et dont les hypothèses sont :

- La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans le réservoir est négligée.
- Le liquide dans le réservoir est considéré comme incompressible.
- Le réservoir est rigidement lié à son sol de fondation.

X.2. Modélisation selon HOUSNER [14]:

HOUSNER à proposé une modélisation avec un oscillateur à deux degrés de liberté qui représente le fluide avec ses masses.

- **Masse passive M_i** : qui provoque des efforts d'impulsion dus à la partie du fluide par inertie à la translation des parois et qui sont proportionnelle à l'accélération horizontale du sol.

- **Masse active M_0** : L'équivalent mécanique du fluide en mouvement peut être modélisé par la masse passive liée rigidement au réservoir et la masse active par un ressort de raideur K.

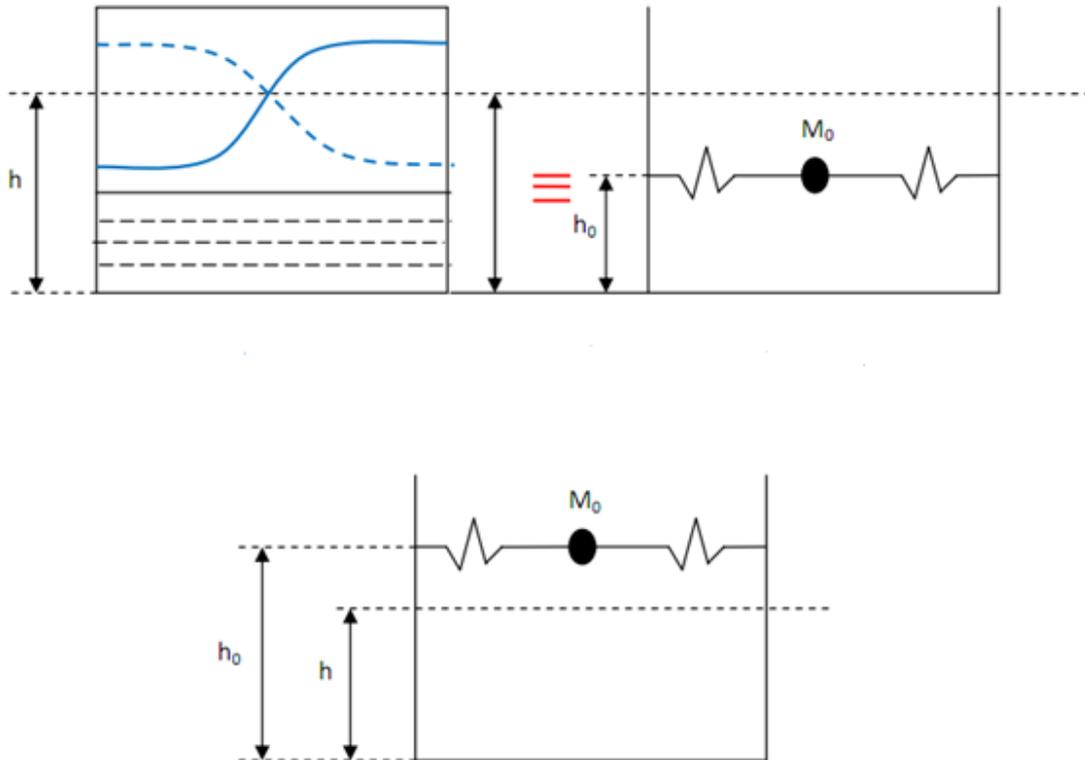


Figure X.1 : Equivalent mécaniques des pressions d'oscillation (modèle d'HOUSNER).

X.3. Etapes d'application de la méthode [14]:

X.3.1. La résultante des pressions impulsives:

$$P_i = M_i \times a_m$$

Avec:

P_i : Résultante des pressions hydrodynamiques horizontales d'impulsion.

M_i : Masse d'impulsion en [tonne].

a_m : Accélération maximal du sol en [m/s²].

➤ Calcul de la masse d'impulsion M_i :

$$M_i = M_e \times \frac{th \left[\sqrt{3} \times \left(\frac{R_i}{H_e} \right) \right]}{\left[\sqrt{3} \times \left(\frac{R_i}{H_e} \right) \right]}$$

Avec:

R_i : Rayon intérieur du réservoir.

H_e : Hauteur d'eau utile dans le réservoir.

M_e : Masse d'eau utile dans le réservoir.

- **Calcul de la masse d'eau dans le réservoir:**

$$M_e = \gamma_w \times V_{clarificateur}$$

AN: $M_e = 1,1 \times 1170 = 1287 \text{ t}$.

Donc: $M_i = 1287 \times \frac{th\left[\sqrt{3} \times \left(\frac{9,65}{4}\right)\right]}{\left[\sqrt{3} \times \left(\frac{9,65}{4}\right)\right]}$

D'où: $M_i = 307,855 \text{ t}$.

➤ **Coefficient d'accélération de la zone « A »:**

A: est le coefficient de zone, il est en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

- Le RPA2003 classe les réservoirs de stockage comme étant des ouvrages de groupe 1B.
- La région de Tizi Ouzou, est classée en zone IIa, zone de moyenne sismicité d'après le RPA99/version2003.

Groupe	Zone sismique			
	I sismicité faible	IIa sismicité moyenne	IIb sismicité moyenne	III sismicité élevée
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,14	0,14	0,18

Tableau X.1 : Coefficient d'accélération de zone (A).

D'après le tableau ci-dessus: **A=0,20**.

➤ **Le facteur de correction de l'amortissement:**

Il est donné par la formule suivante:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$$

Ou ξ désigne le pourcentage le pourcentage d'amortissement. sa valeur est en fonction du matériau constitutif , du type de la structure et de l'importance de remplissage.

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau X.2 : Coefficient d'amortissement critique.

Le réservoir est assimilé à une structure en voile en béton armé, ainsi le pourcentage d'amortissement critique $\xi=10\%$ d'après le tableau ci-dessus.

Donc:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 > 0,7 \Leftrightarrow ok.$$

➤ Coefficient de comportement << R >>:

Le coefficient R représente le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée en fonction du système de contreventement, notre ouvrage peut être considéré comme étant une structure en voile porteur, classé par le RPA2003 de catégorie 3 dans ce cas R=3,5.

➤ Période caractéristique:

Site	S1 Site rocheux	S2 Site ferme	S3 Site meuble	S4 Site très meuble
T ₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂	0,30	0,40	0,50	0,70

Tableau X.3 : Les différentes périodes caractéristiques.

D'après l'étude géotechnique concernant le site du projet, ce dernier est classé dans la catégorie S3 des sites meubles et d'après le tableau ci-dessus la valeur de T₁ et T₂ est :

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s.} \\ T_2 = 0,50 \text{ s.} \end{cases}$$

➤ Facteur de Qualité << Q >>:

Le facteur de qualité de la structure est donné par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_{qi}$$

P_{qi}: Désigne les pénalités à retenir selon le critère de qualité satisfait ou non.

Les différents critères sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

N°	Critère	Observé	Non observé
01	Condition minimal sur les fils de contreventement	0	0,05
02	Redondance en plan	0	0,05
03	Régularité en plan	0	0,05
04	Régularité en élévation	0	0,05
05	Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05
06	Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10

Tableau X.4: Les différents critères de qualités.

NB: Les deux premiers critères ne s'appliquent pas sur les réservoirs.

AN: $Q=1+(0+0+0,05+0)=1,05$.

➤ **La période fondamentale T:**

La période fondamentale peut être estimée par la formule suivante:

$$T = 1,79 H_t^2 \times \sqrt{\frac{P}{gEI}}$$

Avec:

H_t : Hauteur total du réservoir [m].

P : Poids du réservoir vide [KN].

E : Module d'élasticité du béton [MPA].

I : Moment d'inertie de la paroi [m⁴].

- **Module de déformation instantanée E_{ij} :**

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25}$$

D'où: $E_{ij} = 32164,2$ MPA.

- **Moment d'inertie de la section transversale du réservoir I_x :**

$$I_x = \left(\frac{\pi}{64}\right) \times (D_{ext}^4 - D_{int}^4) = \left(\frac{\pi}{64}\right) \times (19,9^4 - 19,3^4)$$

Donc: $I_x = 886,81$ m⁴.

$$\text{AN: } T = 1,79 \times 7,49^2 \times \sqrt{\frac{3661,87 \times 10^{-3}}{9,81 \times 32164,2 \times 886,81}}$$

Donc: **T = 0,012 s.**

➤ **L'accélération du sol a_m :**

L'accélération a_m imposée au réservoir, compte tenu de son interaction avec le sol, est une donnée de code de calcul en fonction de la zone sismique et d'autres paramètres. Elle représente une fraction de l'accélération de la pesanteur. Le RPA2003 propose pour sa détermination la relation suivante:

On a: $0 \leq T \leq T_1$

Donc: $\frac{a_m}{g} = 1,25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right]$

$$a_m = 1,25 \times 0,20 \left[1 + \frac{0,012}{0,15} \left(2,5 \times 0,76 \frac{1,05}{3,5} - 1 \right) \right] \times 9,81$$

$$a_m = 2,37 \text{ m / s}^2.$$

D'où: **La résultante des pressions d'impulsions est:**

$$P_i = 307,855 \times 2,37 = 729,62 \text{ KN.}$$

$$P_i = 729,62 \text{ KN.}$$

X.3.2. La résultante des pressions d'oscillation:

La résultante des pressions hydrodynamique horizontale est donnée par la relation suivante:

$$P_0 = 1,2 \times M_0 \times g \times \phi_0$$

Avec:

g : La pesanteur.

M_0 : Fraction d'eau dans le réservoir qui se met en vibration.

ϕ_0 : Angle maximal d'oscillation de la surface libre.

➤ **Calcul de la fraction d'eau dans le réservoir:**

$$M_0 = M_e \times 0,318 \times \frac{R_i}{H_e} \left(th 1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)$$

$$M_0 = 1287 \times 0,318 \times \frac{9,65}{4} \left(th 1,84 \frac{4}{9,65} \right)$$

$$M_0 = 387,332 \text{ t.}$$

➤ **Calcul de l'angle maximal d'oscillation:**

$$\phi_0 = 0,83 \frac{a_m}{g}$$

$$\phi_0 = 0,83 \frac{2,37}{9,81}$$

$$\phi_0 = 0,20 .$$

Donc:

$$P_0 = 1,2 \times 387,332 \times 9,81 \times 0,20$$

$$P_0 = 911,935 \text{ KN.}$$

X.3.3. Les moments de flexion:

➤ **Action d'impulsion:**

Il est donné par la relation suivante:

$$M_{fi} = P_i \times h_i$$

Avec:

h_i : Niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier.

- **Calcul de h_i :**

$$h_i = \frac{3}{8} H_e = \frac{3}{8} \times 4$$

$$h_i = 1,5 \text{ m.}$$

D'où: $M_{fi} = 729,62 \times 1,5$

$$M_{fi} = 1094,43 \text{ KN.m.}$$

➤ **Action d'oscillation:**

Il est donné par la relation suivante:

$$M_{f0} = P_0 \times h_0$$

Avec:

h_0 : Niveau d'application des pressions d'oscillation par rapport au radier.

- **Calcul de h_0 :**

$$h_0 = H_e \left[1 - \frac{1}{1,84 \operatorname{th} \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)} + \frac{1}{1,84 \frac{H_e}{R_i} \operatorname{sh} \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \right]$$

$$h_0 = 4 \times \left[1 - \frac{1}{1,84 \operatorname{th} \left(1,84 \times \frac{4}{9,65} \right)} + \frac{1}{1,84 \frac{4}{9,65} \operatorname{sh} \left(1,84 \times \frac{4}{9,65} \right)} \right]$$

$$h_0 = 6,87 \text{ m.}$$

D'où: $M_{f0} = 911,935 \times 6,87$

$$M_{f0} = 6265 \text{ KN.m.}$$

➤ **Le moment de flexion total:**

$$M_f = M_{fi} + M_{f0}$$

$$M_f = 1094,43 + 6265$$

$$M_f = 7359,43 \text{ KN.m.}$$

X.3.4. Les moments de renversement:

➤ **Action d'impulsion:**

Il est donné comme suit:

$$M_{ri} = P_i \times h_i^*$$

Avec:

h_i^* : Niveau d'application des pressions d'impulsion incluent l'effet de la pression sur la base.

- **Calcul de h_i^* :**

$$h_i^* = \frac{3}{8} H_e + \frac{1}{2} \left[\frac{\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e}}{\operatorname{th} \left(\sqrt{3} \frac{R_i}{H_e} \right)} - 1 \right]$$

$$h_i^* = \frac{3}{8} \times 4 + \frac{1}{2} \left[\frac{\sqrt{3} \times \frac{9,65}{4}}{\operatorname{th} \left(\sqrt{3} \times \frac{9,65}{4} \right)} - 1 \right]$$

$$h_i^* = 3,09 \text{ m.}$$

D'où: $M_{ri} = 729,62 \times 3,09$

$$M_{ri} = 2254,52 \text{ KN.m.}$$

➤ **Action d'oscillation:**

Il est donné comme suit:

$$M_{r0} = P_0 \times h_0^*$$

Avec:

h_0^* : Niveau d'application des pressions d'oscillation incluent l'effet de la pression sur la base.

$$h_0^* = H_e \left[1 - \frac{ch \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right) - 2}{1,84 \frac{H_e}{R_i} sh \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)} \right]$$

$$h_0^* = 4 \times \left[1 - \frac{ch \left(1,84 \frac{4}{9,65} \right) - 2}{1,84 \frac{4}{9,65} sh \left(1,84 \frac{4}{9,65} \right)} \right]$$

$$h_0^* = 8,34 \text{ m.}$$

D'où: $M_{r0} = 911,935 \times 8,34$

$$M_{r0} = 7605,54 \text{ KN. m.}$$

➤ **Le moment de renversement total:**

$$M_r = M_{ri} + M_{r0}$$

$$M_r = 2254,52 + 7605,54$$

$$M_r = 9860,06 \text{ KN. m.}$$

X.4. Etat limite de service de niveau de fonctionnement minimal [14]:

La hauteur maximale des vagues après oscillation, est donnée par la relation suivante:

$$D_{max} = \frac{0,408 R_i}{\left(\frac{g}{\omega_0^2 \phi_0 R_i} - 1 \right) th \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)}$$

➤ **Calcul de la pulsation fondamentale de vibration du liquide en mouvement ω_0^2 :**

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R_i} 1,84 th \left(1,84 \frac{H_e}{R_i} \right)$$

$$\omega_0^2 = \frac{9,81}{9,65} \times 1,84 th \left(1,84 \times \frac{4}{9,65} \right)$$

$$\omega_0^2 = 1,202 \text{ s}^{-2}.$$

D'où:

$$D_{max} = \frac{0,408 \times 9,65}{\left(\frac{9,81}{1,202 \times 0,20 \times 9,65} - 1\right) \operatorname{th}\left(1,84 \times \frac{4}{9,65}\right)}$$

$$D_{max} = 1,89 \text{ m.}$$

$$D_{max} = 1,89 \text{ m} > 0,86 \text{ m.}$$

La vague dépasse le seuil du réservoir donc on doit augmenter la hauteur des parois de 1,1m.

X.5. Etat limite ultime de stabilité [14]:

X.5.1. La stabilité au renversement:

$$\text{Si } K = \frac{\text{Moment stabilisant } M_s}{\text{Moment renversant } M_r} > 1,5.$$

➤ Calcul du moment stabilisant:

$$M_s = P_{tot} \times R_{ext}$$

Avec:

P_{tot} : Poids du réservoir vide + poids de l'eau.

$$\text{D'où: } M_s = 1653,187 \times 9,95$$

$$M_s = 16449,2 \text{ t.m} = 164492 \text{ KN.m.}$$

$$\text{On a: } M_r = 9860,06 \text{ KN.m}$$

$$\text{Donc: } K = \frac{164492}{9860,06} = 16,68 > 1,5$$

$K > 1,5$ donc le réservoir est stable au renversement.

X.6. Vérification de la section d'encastrement :

D'après le RPA2003, cette vérification consiste à la satisfaction de la condition ci-après:

$$\tau_u = \tau_{statique} + \tau_{hydrodynamique} < \bar{\tau}_u$$

$$\text{➤ } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA.}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ (situation accidentelle).}$$

$$\text{D'où: } \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{25}{1,15}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,52 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{statique} = \frac{V_u max}{b_0 d} = \frac{1,5 Q}{b_0 d}$$

Avec:

Q : La poussée de la terre maximale à la base du réservoir.

$$D'où: \tau_{statique} = \frac{1,5 \times 0,0680580}{1 \times 0,3}$$

$$\tau_{statique} = 0,340 \text{ MPA.}$$

$$\tau_{hydrodynamique} = \frac{P}{S} = \frac{P_i + P_0}{\pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)}$$

$$D'où: \tau_{hydrodynamique} = \frac{729,62 + 911,935}{3,14(9,95^2 - 9,65^2)} \times 10^{-3}$$

$$\tau_{hydrodynamique} = 0,089 \text{ MPA.}$$

$$Donc: \tau_u = 0,340 + 0,089$$

$$\tau_u = 0,429 \text{ MPA} < \overline{\tau_u} = 1,52 \text{ MPA.}$$

Conclusion: La contrainte de cisaillement est vérifiée donc la section d'encastrement résiste à l'effort tranchant.

X.7. Ferrailage au séisme :

La paroi est sollicitée par un effort de compression due au poids propre de la structure et un moment de flexion hydrodynamique.

C'est le cas d'une situation accidentel (séisme), on est en présence d'une flexion composée, le calcul se fera à l'ELU.

A l'encastrement, le moment et l'effort normal sont très importants donc la combinaison la plus défavorable est le moment de flexion résultant: $M_f = 7359,43 \text{ KN.m} = 7,35943 \text{ MN.m.}$

Pour avoir la distribution de moment fléchissant par mètre linéaire, on divise M_f par le périmètre moyen du voile.

$$P_m = 2 \times \pi \times R_m$$

Avec:

R_m : Rayon moyen du voile = 9,8 m.

$$P_m = 2 \times \pi \times 9,8$$

$$P_m = 61,544 \text{ m.}$$

➤ **Le moment de flexion hydrodynamique:**

$$M_u = \frac{M_f}{P_m}$$

$$M_u = \frac{7,35943}{61,544}$$

$$M_u = 0,12 \text{ MN.m/ml.}$$

➤ **L'effort de compression:**

$$N_u = \frac{(1,35G+1,5Q)}{2 \times \pi \times R_m}$$

Avec:

G : Poids de la paroi = 210,692t.

Q : Charge d'exploitation = 2t.

D'où:
$$N_u = \frac{(1,35 \times 210,692 + 1,5 \times 2)}{2 \times \pi \times 9,8} \times 10^{-2}$$

$$N_u = 0,047 \text{ MN/ml.}$$

➤ **L'excentricité:**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_0 = \frac{0,12}{0,047}$$

$$e_0 = 2,55 \text{ m.}$$

$$e_0 > 0,5h - c' = 0,10\text{m.}$$

N_u : Effort de compression.

C: Le centre de pression se trouve.

en dehors de la zone limitée par les armatures.

S.R.P.C ou S.R.P.T

02 étapes de calcul

➤ **Etapas fictive sous M_{uf} :**

$$M_{uf} = N_u \times (e_0 + d - 0,5h)$$

Avec:

$$h = 0,3\text{m.}$$

$$d = h - c = 0,25\text{m.}$$

d'où:
$$M_{uf} = 0,047 \times (2,55 + 0,25 - 0,5 \times 0,3)$$

$$M_{uf} = 0,125 \text{ MN.m/ml.}$$

$$f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{1,15} = 18,47 \text{ MPA.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uf}}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_u = \frac{0,125}{1 \times 0,25^2 \times 18,47}$$

$$\mu_u = 0,108 < \mu_l = 0,392.$$

$$\mu_u = 0,108 \implies \text{Tableau à l'ELU } \beta = 0,942.$$

$$A_{stf} = \frac{M_{uf}}{\beta d \sigma_{st}}$$

$$A_{stf} = \frac{0,125}{0,942 \times 0,25 \times 266,6} \times 10^4$$

$$A_{stf} = 19,9 \text{ cm}^2.$$

➤ Retour à la section réelle (flexion composée):

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_{st} = 19,9 - \frac{0,047}{266,6} \times 10^4$$

$$\begin{cases} A_{st} = 18,14 \text{ cm}^2 \\ A_{sc} = A_{scf} = 0 \end{cases}$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité:

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

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times d \times \frac{2,1}{400} \times \left(\frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \right)$$

$$A_{min} = 2,94 \text{ cm}^2.$$

➤ Choix de ferrailage:

$$A_{choisit} = \max(A_{st}; A_{sc}; A_{min}) = 19,9 \text{ cm}^2.$$

On opte pour le ferrailage 7T20.

Ce ferrailage n'est pas final, on doit le comparer avec les résultats qu'on a obtenus dans le chapitre 7.

Comparaison des résultats:

$$\begin{cases} A_{statique} = 7T12. \\ A_{hydrodynamique} = 7T20. \end{cases}$$

Donc: $A_{final} = \max(A_{statique}; A_{hydrodynamique})$

$$A_{\text{final}} = 7T20.$$

On adopte le ferrailage obtenue par l'étude hydrodynamique: 7T20 (21,98 cm²) avec espacement $e = 10\text{cm}$.

Conclusion:

Compte tenu du fait que la station objet de notre étude, nous tenons à signaler que la hauteur de la paroi calculé en statique n'est pas suffisante pour contenir la hauteur des vagues d'eau en cas de séisme. En effet lors du calcul statique une hauteur de 0.86m a été prise en compte alors que le calcul en sismique montre que la hauteur $D_{\text{max}}=1,89\text{cm}$, cela veut dire que la vague va dépasser le seuil du décanteur donc avant la réalisation on doit augmenter la hauteur de la paroi de 1.1 m.

CHAPITRE XI

GESTION ET EXPLOITATION DE LA STEP

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.1. 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 ou 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 journalier:

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.

A fin 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.2. Mesure des paramètres de fonctionnement de la station :**IX.2.1. 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 SECHÉL. 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:

- $h < 20$ cm l'eau est mauvaise
- $40 < h < 50$ l'eau est bonne

- h<60 l'eau est très bonne

IX.2.2. 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.

IX.2.3. 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.3. Entretien des ouvrages :

IX.3.1. 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 râtaux.
- 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.

IX.3.2. 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.

IX.3.3. 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.

IX.3.4. 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 40cm.
- 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 refaits 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.

IX.3.5. 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.

IX.3.6. Clarificateur :

- Maintenir le clarificateur en état de propreté,
- Vérifier tous le six mois le bon fonctionnement des dispositifs d'isolation du clarificateur.
- Vérifier quotidiennement le bon fonctionnement des dispositifs de pompes 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.

IX.3.7. Epaisseur :

- 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 sur-versées et des boues épaissies.
- Relever les volumes des boues soutirées des épaisseur.
- Vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

IX.4. 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.

➤ **Les 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) 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, CH₄.
- le sulfure d'hydrogène, H₂S.
- le dioxyde de carbone CO₂ 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.5. 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 :

- 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.

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

L'étude que nous avons présentée, nous a permis de mettre en pratique une bonne partie de nos connaissances théoriques acquises durant notre formation et nous a initiés à d'autres méthodes de calcul.

Dans la première étape nous avons essayé d'étudier les différents procédés de traitement, d'estimer les débits et les charges polluantes, ce qui nous a conduit à choisir un procédé à boues activées à moyenne charge et aussi à dimensionner les différents ouvrages de la STEP.

Dans la deuxième partie nous avons fait les calculs nécessaires pour assurer la résistance et la stabilité de la structure (clarificateur) tout en respectant le règlement (BAEL91) et les règles parasismiques algériennes (RPA2003).

Ce travail nous a permis d'acquérir des connaissances sur un domaine nouveau qui est le traitement des eaux usées et la conception des STEP. Tout cela nous a incités à nous documenter et à enrichir nos connaissances.

Enfin, ce projet de fin d'étude nous a permis d'avoir une meilleure approche entre la théorie et la pratique, et de l'expérience et d'autre part nous avons constaté que l'étude de génie civil nécessite une bonne attention au niveau des calculs, pour cela le suivi et le contrôle des résultats doivent être soigneusement traités sans oublier le suivi pendant la réalisation pour assurer le respect du rendement du projet.

BEBLIOGRAPHIE

[01] **J.P BECHAC-P BOUTINE-B MERCIER-P.NUER**, « Traitement des eaux usées », édition EROLLES, **1983**.

[02] **C G OMMELA, HGERREE**, « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines au rural », **1981**.

[03] **A.E.K.GAID**, « Traitement des eaux usées urbaines ».

[04] « **L'assainissement des agglomérations : techniques d'épuration actuelles et évolutions** »

Document réalisé par les agences de l'eau et de ministère de l'environnement France **1994**.

[05] **JEAN PIERRE MOUGIN**, « **B.A.E.L 1991** ».

[06] **DEGREMENT**, « Mémento technique de l'eau ». Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. Paris, **1978**.

[07] **GURIN**, « Traité de béton armée tome 6,8 ».

[08] **R.BARRES**, « Table pour calcul des dalles et des parois », Edition DUNOD **1969**.

[09] **RPA2003**, « Règlement parasismique algérien ».

[10] **RAPPORT DE LA DHW TIZI-OUZOU**.

[11] **RAPPORT GEOTECHNIQUE**.

[12] **COURS ET TRAVAUX DIRIGES DE L'UMMTO (MDS, BETON, DDS, RDM)**.

[13] **MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DES PROMOTIONS (2012, 2013, 2014)**.

[14] **Serge KebabtCHieFF**, « Annales de l'ITBTP », édition ESKA **2010**.

[15] **Ministère de l'équipement, des transports et de logement** « fascicule 74 construction des réservoirs en béton »