REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

MEMOIRE

DE FIN D'ETUDES

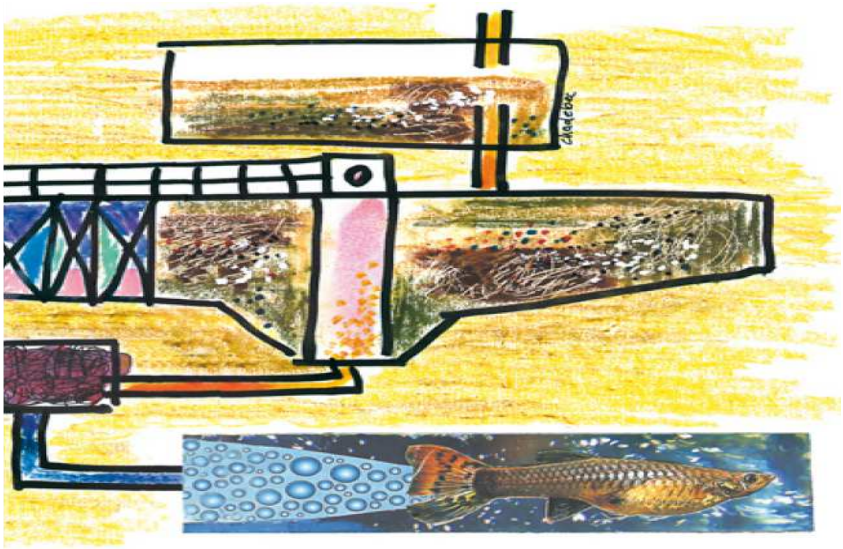
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME
MASTER PROFESSIONNELLE EN GENIE CIVIL

OPTION

CONSTRUCTION HYDRAULIQUE ET AMENAGEMENT

THEME

ETUDE DE L'EXTENTION D'UNE STATION D'EPURATION DE DRAA-EL-MIZAN



Dirigé par:
Mr DEHMOUS Hocine

Etudié par :
Mr HAMADACHE Boussad
Mr KACHETEL Lyes

Promotion 2013

REMERCEMENTS

En préambule à ce mémoire, nous souhaitons adressé nos remerciements les plus s'insères aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire ainsi qu'à la réussite de cette formidable année universitaire.

On tients à remercier sincèrement Monsieur H.Dehmous, qui, en tant que directeur de mémoire, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire, ainsi pour l'inspiration, l'aide et le temps qu'il a bien voulu nous consacré et s que sans lui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour.

Nous exprimons notre gratitude à tous les consultants rencontrés lors des recherches effectuées et qui ont accepté de répondre à nous questions avec gentillesse.

On tients à remercier le Président ainsi que les Membres de Jury, de nous avoir fait l'honneur d'examiner notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, tout d'abord à mes parents, ma sœur Samira, mes deux frères et mon neveu Aggur ainsi que toute ma famille, qui m'ont soutenus et encouragés durant les périodes de doute. Il faudrait des pages entières pour leur exprimer ma gratitude.

Je le dédie aussi à tous mes amis ainsi que toute la promotion « CHA ».

Et enfin, à mon très bon ami et binôme Lyes KACHETEL.

HAMADACHE Boussad.

dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mes parents pour leur contribution, leur soutien et leur patience.

Je le dédie avec mes plus sincères remerciements à tous mes meilleurs amis d'enfance que je considère comme mes frères et à tous mes amis, qui m'ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

Et enfin à mon ami binôme B.HAMADACHE avec qui j'ai passé une année merveilleuse.

Merci à tous et à toutes.

KACHETEL
Lyes.

INTRODUCTION GENERALE 1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE ET DU SITE DE LA STATION

I.1. INTRODUCTION 2
I.2. APERÇU HISTORIQUE 2
I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE 3
I.4. POPULATION 3
I.5. LA GEOLOGIE 5
I.5.1. GEOLOGIE D'ENSEMBLE 5
I.5. 2. GEOLOGIE PARTICULIERE.....5
I.5.3. GRANDES LIGNES DU RELIEF.....5
I.6. HYDROLOGIE.....5
I.6.1. ETUDE CLIMATIQUE 5
I.6.2. LES TEMPERATURES.....6
I.6.3. LES PRECIPITATIONS 6
I.7. PRESENTATION DU SITE DE LA STATION D'EPURATION7
I.7.1. FILIERE DE TRAITEMENT EXISTANTE7
I.7. CONCLUSION 8

Chapitre II : PROCEDES D'EPURATION

II.1. INTRODUCTION 9
II.2. LES PRINCIPAUX PROCEDES D'EPURATION DES EAUX USEES URBAINES 9
II.2.1. Les procédés physiques.....10
II.2.2. Les procédés physico-chimiques 10
III.2.3. Les procédés biologiques 10
III.3. ORGANISATION D'UNE STATION D'EPURATION DES EAUX USEES 10
II.3.1. Les prétraitements 11
1- Le dégrillage 11
2- Le tamisage 11
2- Le dessablage 12
II.3.2. Les traitements primaires 13
II.3.3. Le traitement secondaire 13
a- Généralités13
b- Traitement biologique 13
c-Principaux traitements biologiques des eaux usées.....13
1- Voie anaérobie 13
2- Voie aérobie 14
2-1- Procédés extensifs.....14
2-1-1- Le lagunage.....14
- Le lagunage aéré 14
- Le lagunage naturel.....15

2-1-2- L'épandage 15
2-2- Les procèdes intensifs.....15
2-2-1- Procédés à culture fixe 15
Lit bactérien 15
- Le matériau de remplissage 15
- Disques biologiques 16

2-2-2- Procédés à culture libre.....16

- Les boues activées 16
- Paramètre de fonctionnement d'un réacteur biologique (bassin d'aération 17

II.4.CONCLUSION 18

CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DE PRETRAITEMENT ET DE TRAITEMENT

III.1. INTRODUCTION 21
III.2. ESTIMATION DES DEBITS 21
III.2.1. La population 21
III.2.2.Calcul des équivalents habitants (Eq-hab 21
III.2.3. Débit et volume d'eaux usées domestique 22
III.2.4. calcul des débits 22
a. Le débit moyen journalier 22
b. Le débit moyen horaire 23
c. Le débit de pointe par temps sec 23
d. Le débit de pointe par temps de pluie «Q_{PTP} » 23

III.3. DIMENSIONNEMENT DE DEGRILLAGE 24
III.3.1. Dégrilleur grossier 24
III.3.2. Dégrilleur fin 25
III.3.3. Calcule des pertes de charge 26
III.3.3.1. Calcul des pertes de charge pour des grilles grossières 27
III.3.3.2. *calcul* des pertes de charge pour la grille fine 27
III.3.4. Calcul des refus au niveau des grilles 28

III.4. LE DESSALBEUR 29
III.4.1.Clcul des démentions du déssableur 29
III.4.2. Calcul du temps de séjour dans le dessableur 30
III.5. OUVRAGE DE TRAITEMENT PRIMAIRE : LE DECANTEUR 32
III.5.1. Calcule des démentions du décanteur 32
III.5.2. Calcul du temps de séjours dans le décanteur N°2 «t_s » 33

III.6.OUVRAGE DE TRAITEMENT SECONDAIRE 35
III.6.1.1.Calcul du volume bassin d'aération 35
III.6.1.2.Calcule de la surface unitaire de chaque bassin d'aération 35
III.6.1.3.Calcule de la largeur et la longueur de chaque bassin $\ll l; L \gg$. 36
III.6.1.4.Calcul des temps de séjour (T_s) 36

III.7. LE CLARIFICATEUR : «DECANTEUR SECONDAIRE» 37
III.7.1.Calcul de la surface horizontal 37
III.7.2. Calcul du volume du clarificateur 38
III.7.3. Calcul du diamètre du clarificateur 38
III.7.4. Calcul du rayon du clarificateur 38
III.7.5. Calcul du temps de séjours 39

III.8.TRAITEMENT TERTIAIRE (DESINFECTION)..... 40
III.8.1.Calcul du volume du bassin de désinfection
III.8.2. Calcul de la surface horizontale du bassin de désinfection (S_d)
III.8.3. Calcul de la longueur du bassin de désinfection (L_d) 40
III.9. TRAITEMENT DES BOUES.....42
III.9.1.Dimensionnement de l'épaississeur.....42
III.9.1.1. Calcul de la surface de l'épaississeur 42
III.9.1.2. Rayon de l'épaississeur 43
III.9.2. Déshydratation des boues par le filtre presse + quelque lit de séchage 43
III.9.2.1.Surface du lit de séchage total 44
III.9.2.2.Calcul du nombre de lit se séchage 44
III.10. CONCLUSION 48

CHAPITRE IV : L'ETUDE GEOTECHNIQUE

IV.1. INTRODUCTION 49
IV.2. BUT DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE.....49
IV.2.1.SEISMICITE.....49
IV.3. SITUATION ET TOPOGRAPHIE DU TERRAIN 49
IV.4. PROGRAMME D'INVESTIGATION49

IV.4.1. Sondages carottés.....49
IV.4.1.1 Aperçu géologique 49
IV.4.2. Essais de pénétration dynamique 50
IV.4.2.1.Principe de l'essai de pénétration dynamique 50
IV.4.2.2.Résultats des essais 51
IV.4.2.3.Taux de travail du sol 51
IV.5. ESSAIS DE LABORATOIRE.....51
IV.5.1.Caractéristiques physiques 51
IV.5.2. Caractéristiques mécaniques 52
IV.5.3. Contrainte admissible de sol 52
IV.5.4 Calcul des tassements absolus du sol 52
IV.5.5.Analyse chimique du sol 53
IV.6. CONCLUSION ET RECOMMANDATION 53

CHAPITRE : PRESENTATION DES MATERIAUX UTILISES 55
V.1. INTRODUCTION.....55
V.2. NOTIONS D'ETATS LIMITES 55
V.2.1. Etat limite de services (ELS) 55
V.2.2. Etat limite ultime (ELU).....56
V.3. LE BETON 56
V.3.1. Composition du béton.....56
V.3.2. Résistance caractéristique à la compression (article A2.11).....57
V.3.3. Résistance caractéristique à la traction (article A.2.12).....58
V.3.4. Module de Déformation longitudinale (article A.2.1, 21 du BAEL91).....58
V.3.5. Module de déformation transversal 59
V.3.6. Contraintes limites 59
a) Compression 59
b) Cisaillement article A.5.1.2.1 du CBA93.....61
V.4.Les aciers (article A.2.2 du CBA93) 61

V.5. Les hypothèses de calcul 64
V.6. Action et sollicitations 64
V.6.1. Les actions 64
V.6.2. Les sollicitations 65
V.7. Ferraillage minimum "A_{min}" 66
V.8. CONCLUSION 67

CHAPITRE VI : PRESENTATION DU CLARIFICATEUR

VI.1. Introduction 68
VI.2. Présentation des différents éléments du clarificateur 69
VI.3. Description du pont racleur 69
VI.4. Dimensions du clarificateur 69
a. Partie cylindrique 70
b. Partie cylindro-conique 70
III.5. Décente de charge 70
VI.5.1. Description du réservoir 71
VI.5.2. Poids des parois du réservoir 71
VI .5.3. Poids de la fondation 72
VI .5.3.1.Poids du radier circulaire 73
VI.5.3.2. Poids du puisard 73
VI .5.3.3.Poids de la jupe centrale 74
VI.5.4.Poids de l'eau 75
VI.5.5. Poids des terres derrière les parois 75
VI.5.6. Poids du béton de propreté 75
VI.6.Conclusion 76

CHAPITRE : CALCULS DES PAROIS

VII- INTRODUCTION 77
VII.1 SOLLICITATION SOUS LA POUSSEE DES TERRES 77
VII.1.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi 77
VII.2 SOLLICITATION SOUS LA POUSSEE HYDROSTATIQUE 78
VII.2.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi 79
VII.3 VERIFICATION DE LA PAROI A LA COMPRESSION 79
VII.3.1 Calculs de l'effort 79
VII.4.FERRAILLAGE DE LA PAROI DE LA CUVE 80
VII.4.1.Ferraillage transversale (cerces) 80
VII.5.CONDITION DE NON FRAGILITE 81
VII.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES LIMITES DANS LE BETON ET L'ACIER : (1ERE TRANCHE) 82
VII.7.FERRAILLAGE LONGITUDINAL 82
VII.7.1.Diagramme des moments 83
VII.7.2.Effort normal de compression à l'encastrement 86
VII.8. CONCLUSION 88

CHAPITRE : CALCUL DU RADIER

VIII.1 INTRODUCTION 89
VIII.2 SOLLICITATION SOUS LA POUSSEE HYDROSTATIQUE ET LE POIDS PROPRE 89
VIII.2.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi 90
VIII.2.2 Calcul des poids unitaire sur chaque bande 90
VIII.3 CALCUL DES EFFORTS DE TRACTION ET DE COMPRESSION 91

VIII.4.FERRAILLAGE DU RADIER 92
VIII.4.1.Ferraillage sous T_i (cerces) 92
VIII.4.2.Condition de non fragilité 92
VIII.4.3.Ferraillage sous F_i (barres longitudinal) 93

VIII.5. CONCLUSION 95

CHAPITRE : CALCUL DE LA JUPE CENTRALE ET LA GOULOTTE

IX.1. INTRODUCTION 96

IX.2. ETUDE DE LA DALLE CIRCULAIRE 96

IX.2.1.Les dimensions de la dalle 96

IX.2.2. Calcule des charges 96
IX.2.3 Combinaison de charge 97
a) L'ELU 97
b) L'ELS 97

IX.2.4 .Calcul des moments 97

IX.2.5. Ferraillage de la dalle de la jupe 98

IX.2.5.1.Calcul des armatures radiales 99
a) l'état limite ultime 99
b) l'état limite de service 99
c) Condition de non fragilité 100

IX.2.5.2. Calcul des armatures tangentielles (cerces) 100

IX.3. JUPE CENTRALE 102

IX.3.1. Calcul des sollicitations dû à la poussée hydrostatique 102

IX.3.2 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi 103

IX.3.3. Ferraillage de la jupe centrale 104

IX.3.4. Calcul de l'espacement 105

IX.3.5. Vérification du flambement 105
IX.3.6.Combinaisons de charges 105
IX.3.7. Calcul de la longueur de flambement 105

IX.3.8.Calcul de l'élancement 106
IX.3.9. Détermination des armatures longitudinales 107

IX.4. CALCUL DE LA GOULOTTE 109
IX.4.1. Introduction 109
IX.4.2. Dimension de la goulotte.....109
IX.4.3. Ferraillage de la Goulotte 110
IX.4.4. Combinaisons de charges à l'ELU 110
IX.4.5.Calcul à l'état limite de service (ELS).....112
IX.5. CONCLUSION 113

CHAPITRE X : ETUDE HYDRODYNAMIQUE

X.1.INTRODUCTION 114
X.2.BUT DE L'ETUDE HYDRODYNAMIQUE 114
X.3.JUSTIFICATION DU CHOIX DE LA METHODE 114
X.4. HYPOTHESES DE LA METHODE DE HOUZNER 115
X.5. MODELISATION SELON HOUZNER 115
X.6. ETAPES ET APPLICATION DE LA METHODE 117
X.6.1.Calcul des actions d'oscillations 121
X.6.2. Calcul du moment de renversement 124
X.7. VERIFICATION DE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT 126
X.8. FERRAILLAGE DE LA PAROI AU SEISME 127
X.8.1. Les armatures longitudinales 127
X.8.2. Ferraillage choisi 131
X.9. CONCLUSION 131

CHAPITRE : GESTION ET EXPLOITATION DE LA STEP

XII.1. INTRODUCTION 132
XI.2. CONTROLE DE FONCTIONNEMENT 132
XI.3. MESURE DES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DE LA STATION 134
XI.4. ENTRETIEN DES OUVRAGES 135
XI.5. HYGIENE ET SECURITE DANS LE TRAVAIL.....137
XI.6. DISPOSITION GENERALE 139
XI.7. CONCLUSION 139

CONCLUSION GENERALE 140

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....141
ANNEX

Introduction Générale

Le déficit de l'or bleu est devenu inquiétant, confirmant les diverses expertises partant d'hypothèse et usant de méthodologie différentes qui ont toutes conclu que notre pays se trouvera entre 2010 et 2025 confronté à cette pénurie quasi-endémique. Pour remédier à la dégradation de ses ressources naturelles, l'Algérie a, dès l'indépendance, entrepris un grand nombre d'actions.

Aujourd'hui, la facture des épidémies de MTH est lourde pour l'Etat Algérien. Le coût de ces épidémies a été évalué à l'équivalent du budget de construction de plus d'une dizaine de stations de traitement des eaux.

Les principaux facteurs de ces maladies sont l'insuffisance des ressources hydriques conjuguée à l'absence de traitement de certains points d'eau. En effet sur les 53 steppes (station d'épuration) existantes, 42 sont à l'arrêt depuis des années et il n'existe pas d'organismes spécialisés dans la gestion de tels équipements. Malheureusement, les agriculteurs ne cessent pas d'irriguer sauvagement leurs cultures avec cette eau polluée. La récupération des eaux usées, pour l'agriculture essentiellement, peut permettre d'économiser près de 0.9 milliards de m3 d'eau (soit 30% du volume destiné à l'AEP et l'industrie), cette option va dans le sens de la nécessité de traiter les eaux usées avant leur rejet, de la réduction de la pollution et des maladies à transmission hydrique.

Ajouter à cela, les déperditions d'eau potable dues à la vétusté des réseaux, estimées à 30% et les piquages illégaux de l'ordre de 10%, qui rognent sur un volume hydrique déjà bien bas.

Dans le cas de la ville de Draa-El-Mizan, les eaux usées traversent une station d'épuration qui a été dimensionnée pour deux phases d'aménagement. Puis ces eaux usées se jettent dans l'oued Ksari milieu récepteur sachant que la qualité de l'eau reste inchangée à tous les niveaux de traitement.

Actuellement, la step réalisée contient un système de traitement naturel de la première phase, et que l'implantation des ouvrages actuels sont faits d'une manière à assurer l'intégration de ceux de la deuxième phase.

C'est dans le cadre de la deuxième phase que s'inscrit notre projet. En effet le but de cette étude est le dimensionnement de la step. Notre travail est divisé en deux grandes parties. La première hydraulique et la deuxième consacré à l'étude génie civil. Dans cette dernière on s'intéresse à l'étude du clarificateur.

I.1. 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 qui est la ville de Draa-El-Mizan dans son ensemble. Cette présentation fera l'objet de ce présent chapitre.

I.2. APERÇU HISTORIQUE :

Compte tenu de sa position exceptionnelle en Kabylie, la prédestination militaire de DEM a profondément marquée le développement urbanistique de la ville. L'administration coloniale française, entama dès 1851 la construction des fortifications entourant une superficie de six Hectares, à l'intérieur desquelles sont bâties les casernes.

En 1858 fut proclamée la fondation de la ville de DEM, pour passer en 1930au rang de chef-lieu de commune, avant de devenir un chef-lieu d'arrondissement.

A l'ouest de la caserne, se formaient progressivement les premiers noyaux urbains, habités presque exclusivement par des européens. Sous l'administration française, DEM devient le lieu de prédilection de colons pour l'exploitation des terres à forte potentialité agricole.

Dans les premiers temps l'administration coloniale a repoussé des plaines des populations autochtones qui y étaient implantées et établies en ces lieux, ver les massifs montagneux caractérisés par un relief accidenté. Les villages suburbaines ont pu se créer à la périphérie immédiate du tissu urbain du quartier européen, mais sans trame viaire organisée.

De 1954 jusqu'au 1962, la population de concentration et de regroupement forcés des villageois a caractérisé le développement urbain sous deux formes

- Le cantonnement gardé par les villageois de montagne.
- Le regroupement dans des cites recasement a proximités des villageois.

Le découpage administratif et territorial de 1984, a institué dans la wilaya de Tizi-Ouzou 21 Daïras pour 67 communs. La daïra de Draa-El-Mizan regroupe quatre communes : Draa-El-Mizan chef-lieu, Ain-Zaouia, Frikat et Ait-Yahia-Moussa.

I.3. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

La commune de Draa-El-Mizan est située dans la partie Sud-Ouest de la wilaya de Tizi-Ouzou entre 03°45'et 04°24' longitude Est, entre 36°27' et 36°38'latitude Nord. La commune de DEM a une superficie de 80.84Km^2, elle est délimitée : (Figure I.1)

- Au nord de la commune de Ait Yahia Moussa dite Oued Ksari et M'Kira ;
- A l'Est par la commune d'Ain Zaouia ;
- Au sud-Est par la commune de Frikat ;
- Au sud et au Sud-Ouest par la wilaya de Bouira ;
- Au Nord-Ouest par la commune de tizi-Ghenif.

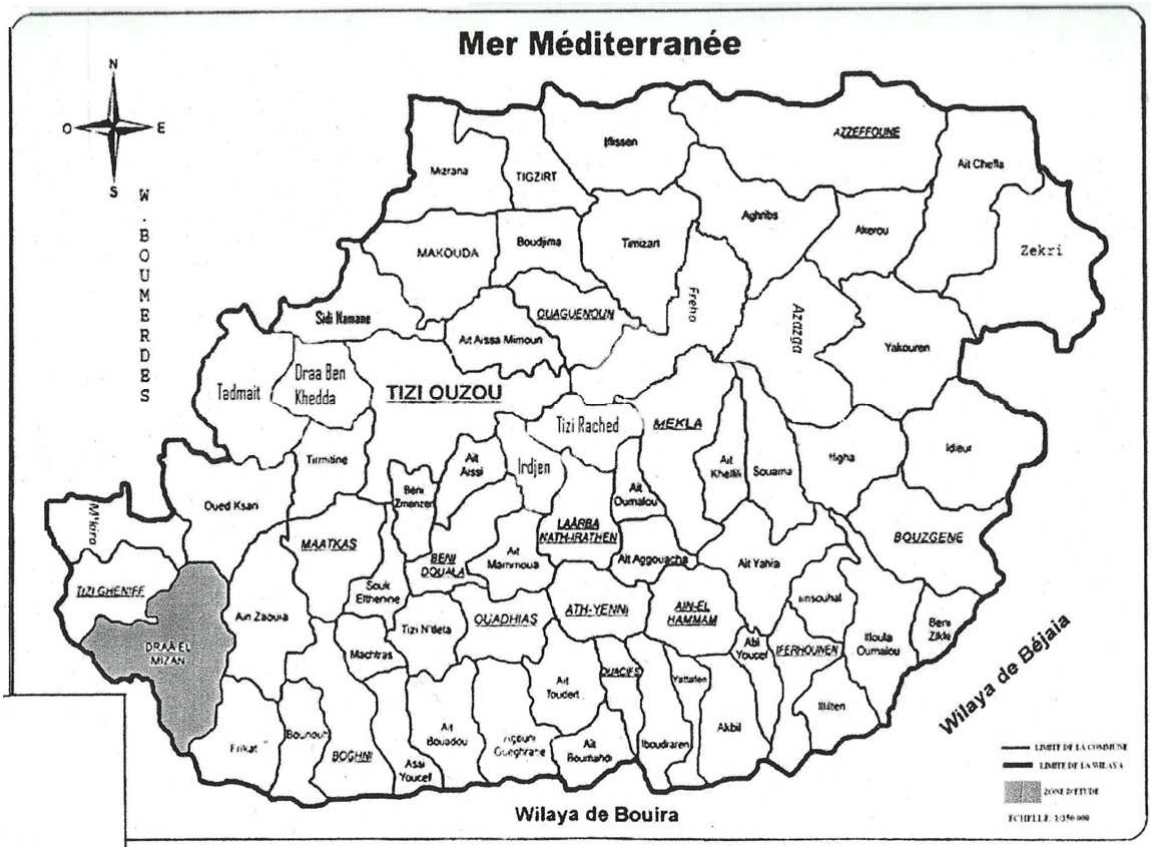


Figure N°1 : Situation géographique de la ville de Draa El Mizan

La ville de DEM est située dans la partie sud de la commune, elle se trouve à 100km au sud-est de la capitale d'Alger et à 40km au sud-ouest de Tizi-Ouzou.

La ville est le chef-lieu de la Daïra, elle est traversée par la route nationale RN°25 reliant Aomar à la ville de Dellys passant pas Draa-Ben-Khedda et reliée aussi par la route nationale RN°30 en direction Est au chef-lieu de Wilaya passant par Boghni.

I.4. POPULATION :

D'après le recensement général de la direction de la population et de l'aménagement du territoire (DPAT) de la wilaya de Tizi-Ouzou, l'estimation de la population est illustrée au tableau 1.1 suivant :

1 RGPH	ACT., (hab.)	AS (hab.)	ZE (hab.)	Total commune	Taux d'accroissement(%)
1977	6210	2941	10443	19594	Période 1977/1987 4, 36%
1987	9632	10064	10064	30032	
1998	17566	16174	3888	37628	Période 1987/1998 2,07%
2008	19788	15354	3702	38844	Période 1998/2008 0,32%

Tableau1.1 : Evolution de la population pour les années 1977, 1987, 1998, 2008

Estimation de la population a différents horizons :

Dans notre cas ce sont tous les rejets du chef-lieu qui vont être acheminés vers la STEP, ce qui nécessite l'évaluation de sa population

En général, cette durée dépasse les 25ans, nous optons ainsi pour l'horizon 2040 (long terme) sur une durée de 27ans.

L'évolution démographique d'une population suit la loi des accroissements géométriques données par :

$$\mathbf{Pn = Po\ (1+x)^n}$$

Avec :

$\mathbf{P_n}$: population à l'horizon considéré. (Dans notre cas nous allons estimer la population à l'horizon 2040).

$\mathbf{P_0}$: La population de l'année de référence (1998).

n: Le nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon considéré (n = 27ans).

X : Taux d'accroissement de la population exprimé en % : x=2.07%.

Horizon	Population du chef-lieu (hab.)
Année de référence (1998)	17566
Horizon 2013	23886
Horizon 2040	41533

Tabeleau1.2 : Estimation de la population a différents horizons.

On a considéré le taux d'accroissement de 1998 pour le calcul de la population pour éviter le sous-dimensionnement de la STEP. Etant donné que le taux d'accroissement 2008 est de 0.32% est très inferieur par rapport à l'accroissement de 1998.

I.5. LA GEOLOGIE :

I.5.1. GEOLOGIE D'ENSEMBLE :

La géologie d'ensemble de la région est assez complexe en ce sens que la région se situe dans un vaste synclinal. Dont les dorsales sont formées au nord par le massif kabyle qui est montagneux et qui date de primaire, au sud par le DJURDJURA tout aussi montagneux et qui date de précambrien.

Le vaste synclinal de la région de DEM qui englobe Ain Zaolfia, Boghni ..... est un réplique datant de l'étage supérieur de tertiaire, appelé éocène plus précisément numidien inferieur. Il est caractérisé par la présence d'argile schisteuse et de grès connu sous le nom de grès de DEM (PDAU ,2008 de DEM).

I.5. 2. GEOLOGIE PARTICULIERE :

L'étude de visu des affleurements et des échantillons issus depuis les sondages effectués dans le cadre des études de sol ou tout simplement de fouilles lors des terrassements, en puits pour construction, montre que nous somme principalement en présence de grés et d'argile schisteuse.

Généralement les argiles sont brunes ou verdâtres feuillées intercalées de petits lits de grés, à cela vient s'ajouter parfois des calcaires et des intercalées de petites nummulites (PDAU, DEM).

I.5.3. GRANDES LIGNES DU RELIEF :

Le relief traduisant la configuration superficielle des éléments constitutifs sur l'espace physique est le corollaire de base à tout aménagement, grâce aux contraintes et aux potentialités et autres avantages qu'il présente. Cependant le relief peut être considéré comme le déterminant principal de l'intensité des actions que projette l'homme sur l'espace physique. Vallonné en plusieurs endroits, le relief de la commune de DEM est très accessible à L'activité agricole et à l'économie forestière, en tant que vocation essentielle. L'altitude varie entre 220m, au niveau de la dépression, qui constitue la vaste zone basse et 1200m sur les hauteurs de la zone Sud-Est. La zone centrale de la commune DEM correspond à la vallée dont l'altitude varie entre 220m et 350m. L'ACL/DEM est située au pied de la montagne qui s'élevé au sud, à la limite de la wilaya de Bouira. Son altitude varie de 355m à l'Est et entre 360m en Nord-Est, 425rn au Sud —Ouest et 440m à 500m au Sud.

I.6. HYDROLOGIE :

I.6.1. ETUDE CLIMATIQUE :

La commune de DEM a un climat méditerranéen caractérisé par des étés chauds et secs et des hivers humides et frais. Concernant l'enneigement celui-ci ne touche que rarement la région.

En outre, vu sa situation géographique particulière, la région subit l'influence des vents provenant de toutes directions; cependant, les vents dominants sont ceux du nord, de l'ouest et du sud-ouest. Le Djurdjura présente un obstacle pour les vents du sud, c'est pourquoi le Sirocco ne touche la région que 15 jours environ durant l'année.

I.6.2. LES TEMPERATURES :

Les températures moyennes mensuelles de 1a région de DEM (1996-2009) recueillies auprès de l'ONM (Office National de la Météorologie) de la station de Boukhalfa (TiziOuzou), sont représentées dans le tableau suivant :

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Octr	Novb	Décb	Moyenne
1996	12,9	9,9	13,1	15,4	18,3	22,6	26,3	26,8	21,6	16,9	14,8	12,3	17,6
1997	11,9	12,3	12,9	15,9	20,5	25	26,4	27,6	24,9	20,1	15,1	11,6	18,7
1998	10,6	11,9	13,2	15,7	18	23,9	27,6	27,1	24,6	17,4	13,7	9,8	17,8
1999	10	8,9	13,3	15,8	21,4	25,2	27,8	29,4	25,4	22,4	13,4	10,5	18,6
2000	8,2	11,7	14,3	16,6	21,6	25,1	28,9	29,4	24,9	18,5	14,6	12,1	18,8
2001	10,8	10,3	16,8	15,9	19,1	26,6	28,3	29,1	24,7	23	14	9,2	19,0
2002	9,7	11,4	13,7	15,4	20,1	25,6	26,8	26,3	29,9	20,2	15,2	12,9	18,9
2003	10,1	9,3	13,8	15,7	18,7	27,1	28,8	29,4	23,9	20,4	15,7	10,6	18,6
2004	10,6	12,2	13,6	14,7	16,5	23,8	26,6	27	22,5	25,2	13,3	11,5	18,1
2005	7,4	7,7	12,8	15,5	20,6	25,2	28,3	26,9	23,2	20,5	13	10,6	17,6
2006	9,2	10	14,2	18,3	21,9	24,8	28,8	26,7	23,9	22,3	17,3	12,1	19,1
2007	11,4	13	12,3	15,7	19,5	23,3	27,5	28,1	23,7	19,4	13,6	10,6	18,2
2008	11	12,6	13	16,3	18,8	23,5	27,9	27,8	24,4	19,8	13,5	13,3	18,5
2009	10,8	10,4	12,7	14	21	25,2	29,6	28	22,7	19,2	15,3	15,8	18,7
Moyenne	10,3	10,8	13,6	15,8	19,7	24,8	27,8	27,8	24,3	20,4	14,5	11,6	18,5

Tableau I.3 : Températures moyennes annuelles en °C (Source : ONM de Boukhalfa)

Selon les données du tableau (1.3) la région de DEM est caractérisée par des températures variables. Les mois les plus froids sont : décembre, janvier et février avec une température minimale de 10,3°C. Les mois les plus chauds sont : juin, juillet, aout et septembre avec une température maximale de 27,8°C. La température moyenne annuelle sur 14 ans (1996-2009) est de 18,4°C.

I.6.3. LES PRECIPITATIONS

Les précipitations moyennes mensuelles de la région d'étude (1994-2007), recueillies auprès de l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydriques) de Tizi-Ouzou sont présentées dans le tableau suivant :

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fen	Mars	Aver	Mai	Judi	Juil	Aout	Année
1994	126,9	97,8	30,9	107	278,4	48,7	125,5	35,7	0,8	23,5	0,6	19,7	895,5
1995	19,2	36,4	37,5	78,8	158,7	250	65,9	191,6	69,5	24	9,2 1	11,8	952.6
1996	36	82,4	69,6	81,7	51	19	24,8	102,4	27,1	8,1	2,7	33	537,8
1997	59,6	115,2	197,1	143,4	55,3	132,2	62,7	131,8	263,6	3,2	0	6,2	1170,3
1998	37,5	95,6	135,1	93,3	122,9	85,1	92	24,8	48,3	6,5	0,2	4,8	746.1
1999	47,1	18,4	126,9	247,7	19,5	9,7	12,7	43,9	77,3	2,3	0	9	614,5
2000	20,8	69,7	68,1	72,7	276,4	74,8	3,4	67,1	47,5	0,9	0	4,3	705,7
2001	36,5	6,3	49,4	54	86,6	51,4	59,3	53,2	48,3	2,1	17	29	493,1
2002	22,9	39,6	236,2	280,2	310,8	104,4	42,8	216,3	49,3	3,4	8	5,1	1319
2003	42,3	82,4	77,3	45,4	121,7	51,3	46	111,2	165,3	6	3,6	10,3	762,8
2004	32,3	45,1	123,9	223,1	133,8	133,9	35,9	49,1	3,6	2,8	2,3	1,8	787,6
2005	30,4	47,9	84,4	118,1	146,1	183,2	40	27,3	113,8	4	2,2	7,4	804,8
2006	42,9	12,2	14	161,6	13,7	65,6	282.2	179,6	30,7	5,6	4,5	12,6	825,2
2007	53,4	236,4	178,7	88,4	10,6	29	108,2	44,2	118,8	15,1	9,7	0,4	892,9
Moy	43,4	70,4	102,1	128,2	127,5	88,5	71,5	91,3	76	7,7	4,3	11,1	822

Tableau I.4: Pluviométrie annuelle (mm) : (Source : ANRH de Tizi-Ouzou)

- La quantité interannuelle des précipitations dans la région d'étude est en moyenne 822mm/an (pour la période : **1994-2007).**
- La période pluvieuse s'étale sur 6 mois, de novembre à avril avec un maximum de **128,2mm** atteint en mois de décembre.
- Les précipitations diminuent en été pour atteindre un minimum de **4,3 mm** en mois de juillet

I.7. PRESENTATION DU SITE DE LA STATION D'EPURATION :

Le site de la station d'épuration est situé sur la droite de la RN°25 à côté d'un talweg principal, il est allongé dans le sens Ouest-Est et présente des pentes variables faibles du côté Ouest à forte du côté Est.

L'endroit de rencontre des collecteurs principaux est relativement bas (par rapport au site de la station), la superficie du terrain est approximativement de 1.86ha, elle est suffisante pour l'achèvement et l'extension de la station et des ouvrage annexes.

I.7.1. FILIERE DE TRAITEMENT EXISTANTE :

La station actuelle conçue pour une capacité de 30.000Eq/Hab, comporte les ouvrages et équipements suivants :

- Un déversoir d'orage équipé d'un dégrilleur et d'une nacelle ;
- Un poste de relevage équipé de deux pompes, Q=831/s (300m3 /h) et HMT=12m (caractéristiques de chaque pompe) ;
- Un décanteur primaire circulaire de 18m de diamètre;
- Sept lits de séchage.

I.8. CONCLUSION:

La région de DEM à un relief très accessible à l'activité agricole, et elle comporte une grande superficie de terres fertiles avec des potentialités hydrauliques. Elle est caractérisée par un climat méditerranéen, sec et chaud en été, froid et rigoureux en hiver. La station d'épuration de DEM est destinée au traitement des eaux résiduaires urbains domestiques de la ville de DEM.

II.1. INTRODUCTION :

L'objet de toute politique de l'eau est d'assurer à chaque usager la quantité journalière d'une eau de qualité suffisante pour ses diverses activités. Cela implique une série de mesures à prendre en vue de conserver à l'eau une qualité suffisante d'une part et d'éviter l'altération du milieu récepteur dans lequel elle se déverse d'autre part.

C'est dans ce second volet que s'inscrivent les opérations d'épuration des eaux usées urbaines et industrielles.

L'objectif de cette partie intitulée " ETUDE DES PROCEDES D'EPURATION DES EAUX USEES " est de poser le problème d'une façon précise et de résumer les différents processus actuellement disponibles pour l'épuration des eaux usées urbaines.

Pour un problème donné, il existe un éventail de procédés d'épuration dont l'application dépend à la fois :

- de l'importance de la charge polluante à traiter,
- de la quantité de l'effluent requis,
- de rendement épuratoire,
- de la taille de la population,
- de la disponibilité du terrain,
- de climat et la topographie de la région.

II.2. LES PRINCIPAUX PROCEDES D'EPURATION DES EAUX USEES URBAINES :

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

Le premier critère de choix du type de traitement à envisager est la connaissance de la nature (composition) du polluant et ce afin de ne pas perturber le traitement biologique et le bon fonctionnement de la station.

Les eaux usées urbaines (domestiques) comportent :

- les excrétions humaines,
- les déchets ménagers,
- les détergents.

Tous ces polluants se retrouvent sous forme :

- de matières en suspension flottantes, décantables ou colloïdales,

- de matières en solutions qui peuvent être des sels minéraux classiques contenus dans l'eau de distribution ou des matières organiques qui contribuent à la DBO et la DCO des effluents.

Les principaux procédés d'épuration peuvent être classés en trois (03) catégories :

- procédés physiques,
- procédés physico-chimiques,
- procédés biologiques.

II.2.1. Les procédés physiques :

Les traitements physiques visent essentiellement à conditionner l'eau en vue d'un traitement secondaire ou en vue d'un rejet dans le milieu naturel lorsque cela est toléré.

Ils regroupent :

- les prétraitements,
- les traitements primaires.

II.2.2. Les procédés physico-chimiques :

On sous entend par physico-chimiques tous les prétraitements chimiques, électrochimiques et même thermiques utilisés pour différentes opérations allant de la coagulation floculation à la précipitation et l'adsorption.

III.2.3. Les procédés biologiques :

Les procédés biologiques permettent la transformation des éléments présents sous forme soluble ou colloïdale en éléments floculables permettant leur séparation de la phase liquide.

Cette technique est couramment utilisée dans le cas des effluents urbains caractérisés par une grande biodégradabilité.

III.3. ORGANISATION D'UNE STATION D'EPURATION DES EAUX USEES :

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

- prétraitements,
- traitement primaire,
- traitement secondaire,
- traitement tertiaire,
- traitement des boues.

II.3.1. Les prétraitements :

Les prétraitements sont des opérations destinées à alléger les eaux usées des matières grossières qui peuvent gêner le déroulement des traitements ultérieurs.

Les principales opérations sont :

- le degrillage,
- le tamisage,
- le dessablage,
- le degraissage et le deshuilage.

1- Le dégrillage :

C'est une opération préliminaire à tout traitement car elle permet de protéger la station contre l'arrivée intempestive de gros objets susceptibles de provoquer des bouchages dans les différentes unités de l'installation.

Il est assuré par des grilles dont l'écartement varie suivant que l'on ait à faire au :

- dégrillage grossier qui arrête les objets volumineux,
- dégrillage fin qui retient les détritus de petites dimensions.

Les grilles doivent être régulièrement raclées. Le nettoyage s'effectue :

- manuellement lorsque la quantité de détritus retenue n'est pas importante,
- mécanique si les risques de colmatage est plus fréquents.

On distingue deux types de grille :

a. Grilles manuelles :

Les grilles manuelles sont composées de barreaux droits en acier, de section cylindrique ou rectangulaire. Elles peuvent être verticales, mais souvent inclinées de 60 à 80° dans le cas ou le débit d'effluent est important.

b. Grilles mécaniques :

Ce sont des grilles à nettoyage automatique, on distingue :

- grille mécanique à nettoyage par l'aval : Le mécanisme est placé à l'aval de la grille, vertical ou incliné à 60 ou 80°,
- grille mécanique à nettoyage par l'amont : Le mécanisme est assuré par un ou deux peignes montés à l'extrémité du bras.

2- Le tamisage :

Outre les grilles mécaniques à fentes fines espacées de 03mm ou 06mm nécessaire dans certaines chaînes d'épurations, l'opération de tamisage constitue un dégrillage fin ; elle

est mise en œuvre dans le cas des eaux résiduaires chargées de matières en suspension (eaux usées d'abattoirs et de conserveries de légumes), on distingue :

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

Pour les dispositifs utilisés il y a :

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

3- Le dessablage :

C'est une opération permettant la sédimentation des particules minérales de diamètre $\phi > 200\ \mu$ m contenues dans l'effluent brut et ceci par simple gravité.

Les buts du dessablage sont :

- protection des conduites et des pompes contre l 'abrasion,
- protection des canalisations du colmatage par une sédimentation au cours du traitement.

On distingue plusieurs types de dessableurs, suivant la géométrie des bassins ou la circulation du fluide dont les principaux types sont :

- les dessableurs à couloirs à section rectangulaire,
- les dessableurs circulaires également connus sous l'appellation de centrifuges ou encore cyclones.

4- Le déshuilage - dégraissage :

C'est une opération permettant la réduction des graisses et des huiles (qu'elles soient d'origine organique ou minérale) car elles présentent plusieurs inconvénients à plusieurs niveaux :

- difficile à dégrader, elles diminuent le rendement du traitement biologique,
- la 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 besoins d'oxydation,

- mauvaises sédimentation et envahissement des décanteurs,
- risques de bouchage des canalisations et des pompes.

La réduction est basée sur la séparation gravitaire et améliorée par insufflation d'air où des graisses émulsionnées remontant à la surface.

II.3.2. Les traitements primaires :

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.

La vitesse lente de l'eau permettra le dépôt des matières en suspension au fond du décanteur constituant des boues primaires fraîches qui doivent être rapidement éliminées.

On distingue plusieurs types de décanteurs, les deux (02) principaux sont :

- les décanteurs à flux vertical (petites installations),
- les décanteurs à circulation horizontale de forme rectangulaire ou circulaire.

II.3.3. Le traitement secondaire :

a- Généralités:

La pollution organique qu'elle provienne des eaux usées domestiques ou des rejets industriels, comprend une fraction biodégradable et une fraction non biodégradable.

Les traitements biologiques ne s'attaquent évidemment qu'à la fraction biodégradable de la pollution organique.

b- Traitement biologique :

L'épuration par voie biologique est réalisée par l'activité des micro - organismes capables de métaboliser la matière organique et donc de conduire à l'épuration des eaux résiduaires chargées en matières organiques biodégradables.

Les traitements des eaux résiduaires urbaines mettent en œuvre le processus de métabolisme. La pollution organique est retenue par les micros - organismes par action physique et physico - chimiques. Elle est alors utilisée par ces derniers pour leur croissance et leur prolifération.

La biodégradation des matières organiques présentée dans l'eau usée peut se faire suivant deux (02) voies (anaérobie et aérobie).

c- Principaux traitements biologiques des eaux usées :

1- Voie anaérobie :

Lorsque la dégradation se fait en l'absence d'O_2, en milieu réducteur donc, le rôle des micros - organismes anaérobies est alors essentiel.

2- Voie aérobie :

L'épuration biologique aérobie demeure le mode de traitement le plus utilisé actuellement. Les traitements anaérobies sont généralement réservés à la réduction de la teneur en matière fermentescible des boues.

L'épuration des eaux usées par voie biologique utilise deux types de procédés :

2-1- Procédés extensifs :

IL nécessite d'importantes superficies et d'assez longs temps de séjour, on distingue :

2-1-1- Le lagunage :

C'est une technique qui consiste à faire passer des effluents d'eaux usées brutes ou prétraitées dans un bassin naturel (lagunage naturel ; aéré naturellement) ou artificiel (lagunage aéré artificiellement ; appelé lagunage activé), ce qui permet de stimuler en amplifiant l'action auto- épuratrice des étangs ou des lacs, la pollution est alors dégradée par :

- l'activité bactérienne,
- la photosynthétique et l'assimilation des substances minérales sont généralement inclus.

Le lagunage naturel (aérobie, anaérobie ou facultatif) l'épuration est réalisée par voie naturelle sous consommation d'énergie :

- **Le lagunage aéré :**

Lorsque les conditions de terrain permettent une étanchéité naturelle par simple compactage, le lagunage aéré, malgré une consommation électrique, possède des avantages économiques de fonctionnement en raison des faibles besoins de main d'œuvre et du coût d'investissement modéré. Le procédé est bien adapté aux petites collectivités de 300 Eq.Hab.

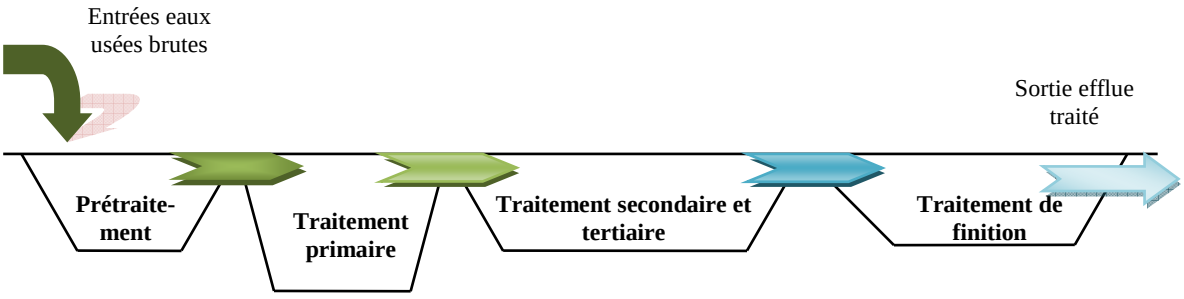


Fig. II.1 : Coupe schématique d'une lagune d'aération.

- **Le lagunage naturel :**

Le lagunage naturel est le procédé qui a connu un développement important pour l'épuration des eaux des petites collectivités. Même si son coût d'investissement par rapport à la station d'épuration n'est pas toujours moins élevé, son faible coût d'exploitation constitue le meilleur argument en sa faveur.

Le problème le plus important pour l'implantation d'un lagunage naturel est l'obtention d'une étanchéité suffisante du fond des lagunes

2-1-2- L'épandage :

C'est le procédé le plus ancien, Il consiste à déverser directement sur le sol perméable des eaux usées, où les granulats constituant le sol sont alors un matériau de support de micro–organismes, ces derniers servent à dégrader la matière organique. Ce procédé peut être dangereux dans la mesure où les eaux qui s'infiltrent à travers le sol peuvent contaminer les nappes.

L'épuration par épandage présente un certain nombre de risques tel que L'intoxication à travers la chaîne alimentaire, la contamination des nappes et le risque de colmatage des sols.

Elle présente par contre l'avantage d'être un procédé simple et très économique, n'exigeant pas de grands moyens de mise en œuvre ou d'exploitation.

2-2- Les procèdes intensifs :

Ces procédés intensifs permettent d'avoir des surfaces relativement réduites et d'intensifier les phénomènes de transformation et de destruction des matières oxydables.

2-2-1- Procédés à culture fixe :

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

- Lits bactériens ;
- Disques biologiques.

- **Lit bactérien :**

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 materiau de remplissage :

- lit bactérien à garnissage traditionnel (naturel) : gravier, pierres concassées, granite ...etc,

lit bactérien à garnissage synthétique : plastique à base de P.V.C OU POLYSTIRENE ... etc.

Disques biologiques :

Le système est constitué d'une série de disques fixée autour d'un arbre métallique partiellement immergé dans un canal ou 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'étages (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.

2-2-2- 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 mit au point en 1914 à Manchester.

Le principe du procède consiste à développer une culture bactérienne dispersée sous forme de flocons « boues- activées » dans un bassin brassé et aéré, alimenté par l'eau usée à traiter.

Le brassage a pour but d'éviter les dépôts et d'homogénéiser la biomasse dans l'eau usée dont le mélange est appelé « liqueur mixte » afin de répondre aux besoins épuratoires et métaboliques des bactéries épuratrices 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 (Cm)

La charge massique ou facteur de charge exprime le rapport entre la masse du substrat polluant (DBO_5) entrant quotidiennement et la masse de boues contenues dans le réacteur ; elle est exprimée en (kg DBO_5/kg de matière sèche par jour)

Cette notion de charge massique est importante car elle conditionne pour une boue activée sont rendement épuratoire ; les faibles charges massiques correspondent a des rendements épuratoires élevés, les fortes charges correspondent a des rendements plus faibles.

Charge volumique (Cv)

On appelle charge Volumique la masse de pollution entrant journellement par unité de volume du réacteur. Elle s'exprime en Kg de DBO_5/m^3.jr.

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

Charge	Charge massique (Cm) Kg de DBO5 / kg boue / J	Charge volumique (Cv) Kg DBO5 / m3 / J
Très faible	< 0. 07	< 0. 35
Faible	0. 07 < Cm < 0. 2	0. 35 < Cv < 0. 6
Moyenne	0. 2 < Cm < 0. 5	0. 6 < Cv < 1. 5
Forte	> 0.5	> 1. 5

Tableau II.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
$\eta \approx 95$ %	très faible charge et faible charge
$\eta \approx 90$ %	Moyenne charge
$\eta \approx 85$ %	Forte charge

Tableau II.2 : Les différents rendement épuratoire

Besoin en oxygène

Afin 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 2 mg/l en tout temps et quelques soit la charge.

Les procédés à boues activées sont caractérisés par les charges qu'ils reçoivent. D'après les tableaux I.2, indiqué précédemment, on distingue :

1- Procédé à forte charge :

Ils sont caractérisés par une charge massique de 0,5 DBO_5/Kg.MVS.j et conviennent aux eaux peu polluées des grandes agglomérations. Leur rendement peut atteindre 80%.

2- Procédé à moyenne charge :

Ils correspondent à des charges massiques de l'ordre de (0,2 à 0,5) Kg DBO_5/Kg.MVS.j. Ils produisent des boues beaucoup moins que le précédent et leur rendement épuratoire reste important et avoisinant les 90%.

3- Procédé à très faible charge :

Ils sont appelés aussi procédés à aération prolongée. La charge massique correspondante est inférieure à 0,1 DBO_5/Kg.MVS.j.

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

.

II.4. CONCLUSION :

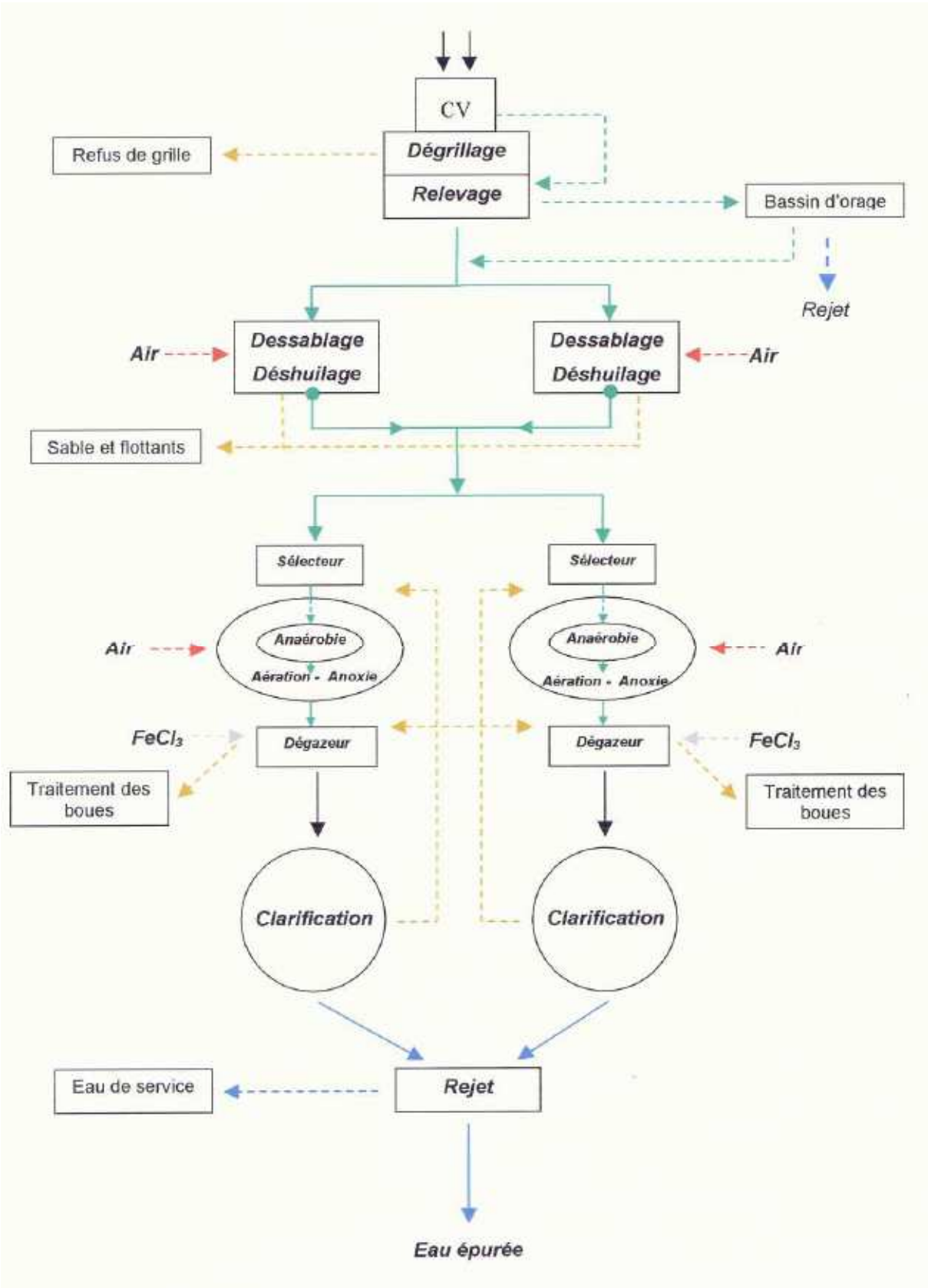
L'objectif de ce chapitre est la présentation des principaux procédés d'épuration des eaux usées urbaines et les comparer, afin de choisir la méthode de traitement (choix de variante) suivant des critères techniques et économiques. Il est envisagé un traitement biologique par boues - activées à moyenne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

1) Un pré traitement qui comportera :

- Un Dégrillage grossier à nettoyage manuel ;
- Un Dégrillage fin mécanisé ;
- Un dessablage - déshuilage, combiné aéré.

2) Un traitement biologique par boues activées à moyenne charge comportant :

- Bassin d'aération équipé d'un système d'aération
- Décantation secondaire


CV
Refus de grille
Dégrillage
Relevage
Bassin d'orage
Rejet
Air
Dessablage
Déshuilage
Dessablage
Déshuilage
Air
Sable et flottants
Sélecteur
Sélecteur
Air
Anaérobie
Aération - Anoxie
Anaérobie
Aération - Anoxie
Air
FeCl3
Dégazeur
Dégazeur
FeCl3
Traitement des boues
Traitement des boues
Clarification
Clarification
Eau de service
Rejet
Eau épurée

III.1. INTRODUCTION :

Les eaux brutes doivent subir avant leur traitement un prétraitement qui comporte un certain nombres d'opérations uniquement physiques. Il est destiné à extraire de l'eau brute la plus grande quantité possible d'éléments où leurs dimensions constituaient un gène pour les traitements ultérieurs. Ces stations sont dimensionnées pour traiter une certaine charge de pollution et assurer un rejet conforme aux normes établies par l'OMS.

III.2. ESTIMATION DES DEBITS :

III.2.1. La population :

Le nombre d'habitant de la ville de DEM en 2013 est de 23886 habitants (chap I).

Le nombre d'habitant à l'horizon 2040 est de 41533 (chap I).

III.2.2.Calcul des équivalents habitants (Eq-hab) :

Pour obtenir des résultats précis, il faut avoir l'équivalent habitant d'équipement pour l'année 2040 on a :

$Eq\text{-}hab_{eq} = (Eq\text{-}hab_{eq})_{2013} + (Eq\text{-}hab_{eq})_{2040}$

N.B : par manque de donnée d'équipement, on va utiliser un taux de majoration de 20% de la population selon la DRW de T.O d'où :

$(Eq\text{-}hab_{eq})$= population $\times 0.20$

La population 2013= 23886hab

- $(Eq\text{-}hab_{eq})_{2013} = 23886 \times 0{,}2$
  $= 4778$ Eq/hab

La population 2040 = 41533hab

- $(Eq\text{-}hab_{eq})_{2040} = 41533 \times 0.2$
  $= 8306$ Eq/ hat

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Horizon	Habitants	Equivalent habitant des équipements majorés de 20% des habitants	Total Eq /hab
2013	23886	4778	28664
2040	41533	8306	49839

Tableau III.1 Les équivalents habitants à l'horizon 2040

La STEP de la ville de Draa-El-Mizan aura une capacité de 49839 Eq/hab pour les calculs on prendra 50.000Eq/hab.

III.2.3. Débit et volume d'eaux usées domestique :

le volume des eaux usées domestique est le paramètre le plus important pour la détermination des caractéristiques physique et hydraulique des réseaux de transport des ouvrages associés notamment le poste de relevage.

Lors de l'évaluation des débits maximum, on tient compte de l'accroissement démographique on analyse particulièrement les données des documents d'urbanisme (PDAU). D'autre part du développement probable de la consommation de l'eau.

Pour dimensionner les ouvrages d'évacuation des eaux usées, il convient de prendre en compte les valeurs extrêmes des débits qui sont :

a. Le débit moyen journalier «Q_{mj}», (m^3/j)
b. Le débit moyen horaire «Q_{mh}», (m^3/j)
c. Le débit de pointe, «Q_p»
    1. Le débit de pointe par temps sec «Q_{ps}»
    2. Le débit de pointe par temps de pluie « Q_{ptp}»

III.2.4. calcul des débits :

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80% de la dotation d'AEP. La DHW de Tizi-Ouzou a adopté une dotation de 150l/hab/j pour la commune de DEM.

a. Le débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier des eaux usées total se calcul comme suit :

$$\mathbf{Q_{mj=N\times D\times R}}$$

Avec :

- N : Nombre d'équivalent habitant total,
- D : dotation (l/hab/j),
- R : coefficient de rejet.

$Q_{mj}= 50000 \times 10^{-3} \times 0.8$

$Q_{mj}= 6000\ m^3/j$

b. Le débit moyen horaire :

Il est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{Q_{mh}= \frac{Q_{mj}}{24}}$$

$Q_{mh}= 250 m^3/h = 69.44$ l/s

c. Le débit de pointe par temps sec :

On le calcul par la relation suivante :

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

C_p : coefficient de pointe

Avec : $\begin{cases} Cp = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{mh}}} \\ Cp = 3 \end{cases}$ $\begin{cases} si\ Q_{mj} \geq 2.8l/s \\ si Q_{mj} < 2.8l/s \end{cases}$

$C_p= 1.8$

D'où: $Q_{pts} = 1.8 \times 250= 450\ m^3/h$

$Q_{pts}= 450 m^3/h = 125$ l/s

d. Le débit de pointe par temps de pluie «Q_{PTP}» :

Afin d'éviter une surcharge hydraulique dans la station d'épuration lors des précipitations, la station est dimensionnée pour un débit maximal correspondant au débit de pointe par temps de pluie. Ce débit sera limité grâce à un déversoir d'orage placé en tête de la STEP.

On a:

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

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

Avec :

- α : coefficient de dilution pris en générale égale à 2.

D'où : $Q_{ptp} = 3\ Q_{pts}$

$Q_{ptp} = 3x450 = 1350\ m^3/h$

$Q_{ptp} = 1350 m^3/h = 375\ l/s$

III.3. DIMENSIONNEMENT DE DEGRILLAGE:

III.3.1. Dégrilleur grossier :

Cet ouvrage permet de retenir les gros détritus qui occasionnent les bouchages dans les différentes unités de la station, cette grille comporte des espacements de 50mm.

Dans un souci de favoriser un écoulement sans dépôt et éviter l'érosion de la conduite, la vitesse d'écoulement se situe dans l'intervalle : 0.5m/s < V < 1.4 m/s.

Le dégrilleur proposé est à nettoyage manuel ; les dimensions de ce dernier sont obtenues en appliquant la méthode de Kirschmer.

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

- L : largeur de la grille (m)
- α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizon, généralement elle est entre 60° et 80°.
- h_{max} : la hauteur d'eau maximum admissible (h= 0.5m)
- β : fraction de surface par les barreaux

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

Avec :

- d : épaisseur des barreaux (d = 10mm)
- e : espacement entre les barreaux (e = 50mm)
- δ : coefficient de colmatage de la grille:

  * pour un dégrilleur automatique δ = 0.50

  * pour un dégrilleur manuel δ = 0.25

- S : la surface de passage de l'effluent (m^2)

  Avec : $S = \frac{Q_{ptp}}{V}$

- Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m^3 /s)

- V : vitesse d'écoulement des eaux brutes à l'entrée (m /s) prise égale a 1m/s

L'expression devient alors :

$$L = \frac{Q_{ptp} \times \sin \alpha}{V \times h_{max} \ (1-\beta)\delta} \text{ (m)}$$

- **Application numérique**

S = 0.37 m^2 Q_{ptp} =0.37 m^3 / s β = 0.17

d =10 mm V= 1 m /s δ= 0.25

e = 50mm α = 60° h_{max} = 0.5

$$L = \frac{0.37 \times 0.86}{0.5(1-0.17)\times 0.25} = 3.10m$$

Donc **L= 3.1 m**

NB: la step de de DLM est dotée d'un poste de relevage comprenant deux pompes de type submersible dont une de secoures, de débit unitaire égale à 300 m^3/h, d'où la nécessité de renforcer le poste de relevage par trois autres pompes de type submersible de débit unitaire de 375m^3/h avec un HMT de 12m dont une en secours ; donc le poste de relevage fonctionne avec cinq pompes comme suit:

- Fonctionnement de deux pompes avec ($Q_{unitaire}$= 300 m^3/h, HMT=12m)
- Fonctionnement de deux pompes avec ($Q_{unitaire}$= 375 m^3/h, HMT=12m)
- Une pompe en secours avec ($Q_{unitaire}$=375 m^3 /h, HMT=12m)

III.3.2. Dégrilleur fin :

Apres passage par le dégrilleur grossier, l'effluent aboutira à l'extrémité d'un canal de dégrilleur équipé d'une grille fine automatique qui retient les détritus. L'espacement entre les barreaux est de 15mm la largeur de la grille est calculé par la formule :

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

- **Application numérique**

S= 0.37 m² Q_{ptp}= 0.37 m^3/s β= 0.4

d=10mm V= 1m/s δ= 0.5

e=15mm h_{max}= 0.5m α=60°

$$L = \frac{0.37 \times 0.86}{0.5(1-0.4) \times 0.5} = 2.15\text{m}$$

Donc:

L= 2.15m

NB:

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

III.3.3. Calcul des pertes de charge :

Selon **kirschmer** les pertes de charge au niveau de la grille, sont en 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 :

$$\Delta H = \frac{B \times d^{\frac{4}{3}}}{e^{\frac{4}{3}}} \times \frac{V^2}{2g} \times \sin \alpha$$

Avec:

ΔV : Perte de charge en mètre d'eau

d: épaisseur des barreaux d'une grille

e : espacement entre les barreaux

V : vitesse d'approche ou vitesse d'eau devant la grille (m/s)

α : Angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal (α= 60°)

g : Accélération de la pesanteur (g= 9.81 m/s^2)

β : Coefficient de forme des barreaux, les valeurs de β sont présentées dans le tableau suivant

Type de barreaux	β
Section rectangulaire	2.42
Section rectangulaire en semi-circulaire a l'amont	1.83
Section rectangulaire avec arrondi semi- circulaire a l'amont et à l'aval	1.67
Section circulaire	1.76
Section ovoïde avec une grande largeur à l'amont	0.76

Tableau III.2. Valeur du coefficient de forme des barreaux du dégrilleur

III.3.3.1. Calcul des pertes de charge pour des grilles grossières :

- **Grille grossière avec des barreaux rectangulaires**

β=2.42 α = 60° g= 9.81 m/s²

e = 50mm V= 1m/s d=10mm

$$\Delta H_1 = \frac{2.42 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(50)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1}{2 \times 9.81} \times 0.86 = 0.012\text{m}$$

ΔH_1 = 1.2 m

- **Grille grossière avec des barreaux circulaires**

Avec β =1.79

ΔH_2 = 0.009m = 0.9 cm

III.3.3.2. Calcul des pertes de charge pour la grille fine :

- ***grille* fine avec des barreaux rectangulaires**

$\boldsymbol{\beta}$ = 2.42 α = 60° g =9.81 m/s²

$\boldsymbol{e}$ =15mm v=1m/s d =10mm

$$\Delta H = \frac{2.42 \times (10)^{\frac{4}{3}}}{(15)^{\frac{4}{3}}} \times \frac{1}{2 \times 9.81} \times 0.86 = 0.062\text{ m}$$

ΔH_1 = 0.062m =6.2 cm

- **Grille fine avec des barreaux circulaires**

Pour β = 1.79

$\Delta \boldsymbol{H_2}$= 0.046m = 4.6 cm

Remarque:

Le choix de la forme des barreaux se fait par rapport aux pertes de charge les plus faibles, dans notre cas on opte pour les barreaux circulaires pour les deux grilles.

III.3.4. Calcul des refus au niveau des grilles :

Pour une eau usées urbaine, la quantité de déchets récupérée par les habitant et par an est estimée à :

2 à 5 l/hab/an pour une grille fine

5 à 10 l/hab/an pour une grille fine

Le volume des déchets retenus est déterminé comme suit :

$V_{min} = \frac{N \times 2 \times 10^{-3}}{365}$ (m^3/j)

$V_{max} = \frac{N \times 5 \times 10^{-3}}{365}$ (m^3/j)

Avec :

N : nombre d'équivalent habitant (N = 50.000 Eq/hab)

Grille grossière

$\mathbf{V}_{min} = \frac{50.000 \times 2 \times 10^{-3}}{365}$ = 0.27 m^3/j

$\mathbf{V}_{max} = \frac{50.000 \times 5 \times 10^{-3}}{365}$ = 0.68 m^3/j

Grille fine

$\mathbf{V}_{min} = \frac{50.000 \times 5 \times 10^{-3}}{365}$ = 0.68 m^3

$\mathbf{V}_{max} = \frac{50.000 \times 10 \times 10^{-3}}{365}$ = 1.36 m^3/j

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

désignation		unité	Quantités
Dégrilleur			
Dégrilleur grossier			
nombre		u	01 manuel
Espacement entre les barreaux (e)		m	0,05
Epaisseur des barreaux		m	0,01
Vitesse entre les barreaux (v)		m/s	1
Inclinaison (α)		°	60
coefficient de colmatage (δ)		/	0,25
Hauteur maximale de l'eau (H)		m	0,5
Longueur (L)		m	3,1
Pertes de charge de la forme arrondie (ΔH)		m	0,009
Refus des grilles	V_{min}	m^3/s	0.27
	V_{max}	m^3/s	0.68
Dégrilleur fin			
Nombre		U	01 mécanisé une manuel
Espacement entre les barreaux (e)		m	0,015
Epaisseur des barreaux (d)		m	0,01
Vitesse entre les barreaux (v)		m/s	1
Inclinaison (α)		°	60
coefficient de colmatage (δ)		/	0,5
Hauteur maximale de l'eau (H)		m	0,5
Longueur (L)		m	2,15
Pertes de charge de la forme arrondie (ΔH)		m	0,046
Refus des grilles	V_{min}	m^3/j	0.68
	V_{max}	m^3/j	0.36
poste de relvage			
Nombre de pompe		U	5
Nombre de pompe en réserve		U	01avce Q=375
Type de pompe		/	Submersible
Débit unitaire		m^3/j	02avec Q=300m^3/h 02 avec Q=375m^3/h

Tableau III.3.Récapitulatif des données du dégrilleur

III.4. LE DESSABLEUR :

Le but de la collecte du sable au fond des canaux est la protection de la station contre le phénomène de dépôt et de l'abrasion des installations électromécaniques. Afin d'éviter le dépôt des matières organiques, il est nécessaire que les vitesses de passage doivent être comprises entre 0.2 à 0.4m/s

L'eau usée est aérée par insufflation permettant la séparation facile du sable et de l'eau en favorisant l'accumulation des huiles et des graisses en surface

La vitesse d'entrainement des eaux usées (v_e) dans cet ouvrage est de 0.4m/s alors que la vitesse de sédimentation (v_s) est prise est égale à 50m/h, et on adoptera un déssableur de forme circulaire. En général le temps de séjour du dessableur est de 3à 5mn. Les huiles sont récupérées en surface dans une zone de tranquillisation et sont desservies dans un puisard graisse pour être acheminé par camion vers une décharge.

III.4.1.Clcul des démentions du déssableur :

a. Calcul de la surface horizontale du dessableur :

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

Avec :

- S_h : surface horizontal (m^2)
- Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m^3/h)
- V_s : vitesse de sédimentation (m/h)

$Q_{ptp} = 1350 m^3/h$ $V_s = 50 m/h$

- **Application numérique :**

$\mathbf{S}_h = \frac{1350}{50} = 27 m^2$

$S_h = 27\ m^2$

b. Calcul du rayon r

$S_h = \pi \times r^2$

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

Avec :

- r : rayon du déssableur (m)
- S_h : surface du déssableur (m^2)

➢ **Application numérique**

$\mathbf{S}_h = 27\ m^2$

r= 2.93 m

c. Calcul du diamètre D :

D= 2×r = 2×2.93

D= 5.86m

d. Calcul de volume du dessaleur «V» :

V= $S_h \times H$

Avec :

H : hauteur du dessableur (m), donnée de base qu'on fixe à 4m

V : volume de dessableur (m^3)

S_h : surface du dessableur (m^2)

- **Application numérique**

  S_h= 27 m^2

  H=4m

  V= 27×4 =108m^3

  V= 108m^3

III.4.2. Calcul du temps de séjour dans le dessableur :

a. Temps de pluie :

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

avec:

- **V** : volume du déssableur (m^3)
- ts : temps de séjour (min)
- Q_{ptp} : 1350m^3/h

- **Application numérique**

  V= 108 m^3

  Q_{ptp} = 1350 m^3/h

  $t_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{108 \times 60}{1350}$ = 4.80 min

b. Temps sec :

$$t_s = \frac{V}{Q_{pts}}$$

- Q_{pts} : debit de pointe par temps sec

- **Application numérique**

$$t_s = \frac{108 \times 60}{450} = 14.40 \text{ min}$$

Le tableau suivant regroupe les résultats du dimensionnement du déssableur:

Désignation	**Unité**	**Quantité**
Nombre d'ouvrage	/	**01**
Type d'ouvrage	**/**	**circulaire**
Surface total (S_h)	m^2	**27**
Volume (V)	**m^3**	**108**
Hauteur (H)	**m**	**4**
Temps de séjour par temps de pluie (t_s)	**mn**	**4.80**
Temps de séjour par temps sec (t_s)	**mn**	**14.40**

Tableau III.4 : récapitulatif des résultats du dimensionnement du dessableur :

III.5. OUVRAGE DE TRAITEMENT PRIMAIRE : (Le décanteur primaire)

Le décanteur primaire à pour but de retenir les matières plus lourdes que le sable,

La vitesse maximale par temps de pluie ne doit pas dépassée 4m/h.

Puisque la STEP de DEM contient déjà un décanteur primaire de 18m de diamètre réalisé lors de la première phase avec une capacité de 30.000Eq-hab,donc on projette un décanteur de capacité 20.000 Eq-hab pour atteindre la capacité totale 50.000 Eq-hab.

N= 20.000 Eq-hab

$Q_{mj} = 150\times 20.000\times 0{,}8 \times 10^{-3} = 2400\ m^3/j$

$Q_{mh} = 100 m^3/h$

$Q_{pts} = 1.8\times 100 = \frac{180 m^3}{h} = 50 l/s$

$Q_{ptp} = 3\times 180 = 540 m^3/h = 150 l/s$

$V_a = 2.5$ m/s

$T_s = 1.5h$

III.5.1. Calcul des démentions du décanteur:

a. Calcul de la surface horizontale du décanteur primaire N°2. <S_h> :

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

Avec :

- S_h : surface horizontale du décanteur (m²)
- Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m^3/h)
- V_a : vitesse ascensionnelle en pointe par temps de pluie (m/h)
- Q_{ptp} : 540m^3/h
- $S_h = \frac{540}{2.5}$ = 216 m²
- V_a = 2.5 m/h

N.B : le décanteur primaire de forme circulaire.

b. Calcul du volume de décanteur primaire N°2 «V» :

- V : volume de décanteur primaire (m^3)
- Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m^3/h)
- t_s : temps de séjour (h)

$$V=540 \text{ X } 1.5 = 810 \text{ } m^3$$

$V=810\ m^3$

Hauteur $H= \frac{V}{S_h} = \frac{810}{216}$ = 3.75 m

H=3.75 m

C. Calcul du rayon du décanteur primaire N°2 «R»:

On a :

$S_h = \frac{3.14XD^2}{4}$

$D= \sqrt{\frac{4XS_h}{3.14}}$

D=16.6m

D'où: $R_1= \frac{D}{2} = \frac{16.6}{2}$ = 8.3

R= 8.30

III.5.3. Calcul du temps de séjours dans le décanteur N°2 «t_s» :

a. au temps de pluie :

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

avec:

- t_s : temps de séjour (min)
- V : volume du décanteur (m^3)
- Q_{ptp} : débit de pointe par temps de pluie (m^3/h)

$t_s = \frac{810X60}{540}$ = 90 min

t_s= 90min

b. Au temps sec :

$t_s = \frac{V}{Q_{pts}}$

avec:

- Q_{pts} : débit de pointe par temps sec (m^3/h)

$t_s = \frac{180 \times 60}{540}$ = 20 min

Le tableau suivant regroupe les résultats du dimensionnement du décanteur primaire N°2 :

Désignation	**unité**	**quantité**
Nombre d'ouvrage	U	01
Type d'ouvrage	/	circulaire
Surface horizontale(S_h)	m^2	216
Volume	m^3	810
Rayon	m	8.30
Diamètre	m	16.6
Hauteur	m	3.75
Temps de séjour en temps de pluie (t_s)	mn	90
Temps de séjour en temps sec	mn	20

Tableau III.4 : récapitulatif des résultats de dimensionnement du décanteur primaire N°2

Donc en plus du décanteur primaire N°1 de la première phase on a ajouté un autre décanteur primaire N°2 avec la deuxième phase mais qui a des dimensions différentes et se placera en parallèle avec le premier.

III.6.OUVRAGE DE TRAITEMENT SECONDAIRE :

III.6.1. le bassin d'aération :

Les bassins d'aération sont les réacteurs biologiques dans lesquels s'effectue la transformation de la matière organique par les micros organiques aérobies.

L'oxygénation nécessaire aux bactéries épuratrices sont assurées par des aérateurs de surface, la puissance spécifique de l'aérateur permet de provoquer une intense turbulence, cette dernière assure d'une part le maintien en suspension des boues activées et d'autre part de renforcer de l'eau brute avec les bactéries d'épuration.

III.6.1.1.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 = 2100kg/j ($charge\ polluante\ en\ DBO5\ à\ l'entré(kg/j)$

C_v = 1.2 kg/ DBO5/ m^3/j

$$V_b = \frac{charge\ polluante\ en\ DBO5\ à\ l'entré(kg/j)}{charge\ volumique} = \frac{L_0}{Cv}$$

$$V_b = \frac{2100}{1.2} = 1750\ m^3$$

$$\mathbf{V_b = 1750 m^3}$$

Pour une meilleure gestion et la facilité de l'entretien, et au vu du volume important du bassin (V_b) en prévoit deux bassins d'oxydations de même volume.

$$V_{b1}=V_{b2}=\frac{V_b}{2}$$

Avec V_{b1}, V_{b2} : volume unitaire d'un bassin (m^3).

$$V_{b1}=V_{b2} = \frac{1750}{2} = 875\ m^3$$

$$\mathbf{V_{b1}=V_{b2} = 875\ m^3}$$

III.6.1.2.Calcul de la surface unitaire de chaque bassin d'aération :

$$\mathbf{S_b = \frac{V_{b1}}{H} = \frac{V_{b2}}{H}}$$

Avec :

- S_b : surface unitaire de chaque bassin (m^3)
- V_{b1} ,V_{b2} : Volume unitaire de chaque bassin (m^3)
- H : Hauteur de chaque bassin prise égale à 4 m.

$$\mathbf{S_b = \frac{875}{4} = 218.75\ m^2}$$

III.6.1.3.Calcul de la largeur et la longueur de chaque bassin ≪ *l*; *L* ≫:

Le bassin d'aération qu'on adopte est de forme rectangulaire de longueur **L**, et de largeur **l.**

On a : $l = \frac{S_b}{L}$ avec L=2.l

$l = \sqrt{\frac{S_b}{2}} = \sqrt{\frac{218.75}{2}} = 10.45$ m

l= 10.45m

Donc la largeur (L) du bassin est de :

L= 20,90 m

III.6.1.4.Calcul des temps de séjour (T_s) :

Pour le débit de pointe par temps de pluie :

$T_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{1750}{1350} = 1.29$h = 89min

T_s= 1h et 29 min

Pour le débit de pointe par temps sec :

$T_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{1750}{450} = 3.88$h

T_s= 3h 52min

Le tableau suivant regroupe les résultats du dimensionnement du bassin d'aération :

Désignation	Unité	Quantité
Charge polluante à l'entrée de BA (l_0)	kgDBO_5/j	2100
Charge volumique (C_v)	kg/ DBO5/ m^3/j	1.2
Volume total du bassin (V_b)	m^3	1750
Volume unitaire de chaque bassin (V_{b1}=V_{b2})	m^3	875
Surface horizontale unitaire	m²	218.75
La hauteur de chaque bassin (H_b)	m	4
La longueur de chaque bassin (L)	m	20.90
La largeur de chaque bassin (l)	m	10.45
Temps de séjour pour Q_{ptp}	heures	1.29
Temps de séjour pour Q_{pts}	heures	3.88

Tableau III.5 récapitulatif des résultats du dimensionnement du bassin d'aération.

III.7. LE CLARIFICATEUR : «DECANTEUR SECONDAIRE»

Le clarificateur est un ouvrage qui permet la séparation du floc biologique(les boues) et de l'eau épurée.

Le mélange est admet dans une jupe appelée jupe centrale, l'eau épurée est évacuée par un déversoir, les boues sont récupérées sur le radier ou une pente aménagée pour faciliter leur reprise.

Un pont racleur permet d'une part de récupérer rapidement les boues aufond de l'ouvrage et de les orienter vers le puits central de reprise, et d'autre part de récupérer les flottants et de les diriger vers une fosse.

III.7.1.Calcul de la surface horizontale:

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

Avec :

- S_h : surface horizontale du décanteur (m^2)

- V_a : vitesse ascensionnelle prise égale à 2.5m/h
- Q_{ptp} : Débit de pointe par temps sec (m^3 /h)

- **Application numérique**

$S_h = \frac{135}{2.5} = 540$ m² **S_h = 540 m²**

III.7.2. Calcul du volume du clarificateur

V= $S_h \times H$

Avec :

- V : volume du clarificateur (m^3)
- S_h : surface horizontal du clarificateur (m²)
- H : hauteur du clarificateur

- **Application numérique**

V= $540 \times 3 = 1620$ m^3

V=1620 m^3

Pour une meilleure gestion et une grande souplesse d'exploitation, nous proposons deux décanteurs d'égal volume.

Volume unitaire : $V_1 = V_2 = \frac{V}{2} = 810$ m^3

Surface unitaire horizontale : $S_{h1} = S_{h1} = \frac{V}{2} = 270$ m²

III.7.3. Calcul du diamètre du clarificateur :

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

- **Application numérique :**

$D = \sqrt{\frac{4.270}{3.14}} = 18.54$ m **D=18.54m**

III.7.4. Calcul du rayon du clarificateur :

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

- **Application numérique :**

R= 18.54/2 =9.27 m

R= 9.27m

III.7.4. Calcul du temps de séjours :

a. Pour le débit de pointe par temps de pluie :

$t_s = \frac{V}{Q_{ptp}} = \frac{1620}{1350}$ = 1.2 heures

t_s= 1.2 heures

b. Pour le débit de pointe par temps sec :

$t_s = \frac{V}{Q_{pts}} = \frac{1620}{450}$ = 3.6 heures

t_s = 3.6 heures

Le tableau suivant regroupe les résultats du dimensionnement du décanteur secondaire :

Désignation	Unité	Qunatité
Nombre de décanteur	U	2
Forme de décanteur	---	Circulaire de type caclé
Volume total du décanteur secondaire (V)	m^3	1620
Volume unitaire de chaque décanteur secondaire (V_1=V_2)	m^3	810
Surface total (S_h)	m²	540
Surface unitaire de chaque décanteur secondaire (S_1=S_2)	m²	270
Hauteur du décanteur secondaire (H)	m	3
Rayon du décanteur secondaire (R)	m	9.27
Diamètre du décanteur secondaire (D)	m	18.54
Temps de séjour pour Q_{ptp}	h	1.2
Temps de séjour pour Q_{pts}	h	3.6

Tableau III.6: Récapitulatif des résultats du dimensionnement du décanteur secondaire.

III.8.TRAITEMENT TERTIAIRE (DESINFECTION) :

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 (t_s) est de 10 à 15 minutes.

III.8.1.Calcul du volume du bassin de désinfection :

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

Avec :

- V_d : volume du bassin de désinfection (m^3)
- Q_{ptp} : Débit de pointe par temps de pluie (m^3/h)
- t_c : temps de contact (mn) pris = 12mn

$V_d = \frac{135\ x0,2}{60} = 270 m^3$

V_d= 270 m^3

III.8.2. Calcul de la surface horizontale du bassin de désinfection (S_d) :

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

Avec :

- S_d : Surface horizontale du bassin de désinfection (m^2)
- V_d : Volume du bassin de désinfection (m^3)
- Hauteur du bassin de désinfection (m), prise=3m.

- **Application numérique**

$S_d = \frac{270}{3} = 90\ m^2$

S_d= 90m^2

III.8.3. Calcul de la longueur du bassin de désinfection (L_d) :

On prend un bassin de désinfection de forme rectangulaire :

On a :

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

Avec :

- S_d : Surface horizontale du bassin de désinfection (m²)
- Ld : Longueur de désinfection (m)
- L_d : largeur du bassin de désinfection (m) (L_d=2l_d)

Donc

$$l = \sqrt{\frac{S_d}{2}} = \sqrt{\frac{90}{2}} = 6.7m$$

l=6.7m on la prend **l = 7m**

D'où

$$L_d = 2\ l_d = 2.\ 7 = 14m$$

L_d= 14 m

Afin de permettre un meilleur contact des eaux avec la solution désinfectante, un certain nombre de chicanes seront construites à l'intérieur du bassin pour augmenter le parcours des eaux.

De ce fait, nous proposons 10 chicanes ayant une longueur de 14m et une largeur de 7m.

Le tableau suivant résume les résultats du dimensionnement du bassin de désinfection

Désignation	Unité	Quantité
Volume du bassin de désinfection (V_d)	m^3	270
Surface horizontale ($S_{d)}$	m²	90
Longueur (L_d)	m	14
Largeur (l_d)	m	07
Hauteur (H)	m	3
Nombre de chicane	u	10
Longueur de chicane	m	07
Largeur de chicane	m	1.4

Tableau III.7 : récapitulatif des résultats du dimensionnement du bassin de désinfection :

III.9. TRAITEMENT DES BOUES :

Les résultats dépuration ne peuvent être abandonnés dans le milieu naturel sans traitement vu leur nocivité. Il est donc nécessaire de la traiter avant de les déposer en décharge ou autre.

Le choix de type de traitement des boues est basé particulièrement sur les avantages économiques qu'elle peut présenter. Pour cela, nous proposons la chaine de traitement qui s'établit par les étapes suivantes :

1. Un épaississement.
2. Une digestion aérobie.
3. Une déshydratation naturelle sur lit de séchage.

L'épaississeur constitue la première étape des filières de traitement, son but est de rendre les boues plus concentrées en réduisant leurs volumes.

III.9.1.Dimensionnement de l'épaississeur :

Le dimensionnement de l'épaississeur est basé sur les charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

Le dimensionnement de l'épaisseur (1er étape de traitement des boues) est basé sur les charges polluantes éliminées dans le décanteur primaire et secondaire.

III.9.1.1. Calcul de la surface de l'épaississeur :

Le calcul de la surface horizontale est donné par la relation suivante :

$$S_h = \frac{B_t}{C_m}$$

Avec :

- B_t : poids journalier total des boues dans l'épaississeur (kg/j),
- C_m : Charge massique des boues prises égale à 45kg/m²/j.
- S_h : Surface horizontale de l'épaississeur.

On a les données de base comme suit :

- B_t = 5356.50 kg/j, Poids journalier total dans l'épaississeur (kg/j).
- C_m=45kg/m²/j, charge massique des boues.

D'où :

$$S_h = 119.09 m^2$$

III.9.1.2.- Rayon de l'épaississeur (R) :

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

Avec :

R : Rayon de l'épaississeur (m),

S_h : Surface horizontale de l'épaississeur (m^2).

D'où : **R=6.15 m**

III.9.1.3.- Volume de l'épaississeur (V_{ep}) :

$$\mathbf{V_{ep} = S_h . H}$$

Avec :

V_{ep} : Volume de l'épaississeur (m^3),

H : Hauteur de l'épaississeur donnée de base H = 4m,

S_h : Surface horizontale de l'épaississeur (m).

D'où : **V_{ep} = 476.12m^3**

III.9.2. Déshydratation des boues par le filtre presse + quelque lit de séchage :

Il faut prévoir un certain nombre de lits de séchages qui fonctionneront si la déshydratation mécanique est défectueuse (filtre presse à bande est en panne).

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

1ère couche : (15 – 20cm) de gros graviers de diamètre (10-40mm) ,

2ème couche : (05 – 10cm) de graviers fins de diamètre (5-10cm) ,

3ème couche : (10 – 20cm) de sable lavés de diamètre (0,5 – 1,5mm)

« en contact avec la boue ».

Pour une bonne exploitation de lit de séchage, l'épaississeur des boues dépendues soit compris entre 15à40cm, le fond du lit est équipé d'un drain qui permettra l'évacuation des eaux.

III.9.2.1.Surface de lit de séchage total : (si la déshydratation mécanique n'est pas prévue)

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 15éq/hab.

Donc :

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

Avec :

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

N : Nombre d'équivalent habitant égale 20 000éq/hab

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

D'où :

$$\mathbf{S_t = 1333.33\ m^2}$$

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

III.9.2.2.Calcul du nombre de lit se séchage :

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

Avec :

S_t : Surface totale de lit de séchage (m²),
S_u : Surface unitaire d'un lit de séchage (m²),
N_L: Nombre de lits de séchage.

N_L = 5 lits

Donc, nous proposons 5 lits de séchage ayant chacun les dimensions suivantes :

- une longueur L = 30 m,
- une largeur l = 10m,
- une hauteur de H_t = 0,8m.

Où :

H_t : hauteur total du lit de séchage,

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

Avec :

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

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

H_S : épaisseur de la couche de sable, (H_s = 0,15m),

H_B : épaisseur des boues l'épandues ; (H_B = 0,40m).

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

Désignation	**Unités**	**Quantités**
L'épaississeur		
Volume (V_{ep})	m^3	476.12
Surface (S_h)	m^2	119.03
Hauteur (H)	m	04
Rayon (R)	m	6.15
Les lits de séchage		
Volume (V)	m^3	1066.66
Surface (S)	m^2	1333.33
Nombre de lit de séchage	U	05
Longueur (L)	m	30
Largeur (l)	m	10
Hauteur total du lit de séchage (H_t)	m	0,80

Tableau.III.10 : récapitulatif des résultats du dimensionnement des ouvrages de traitement des boues

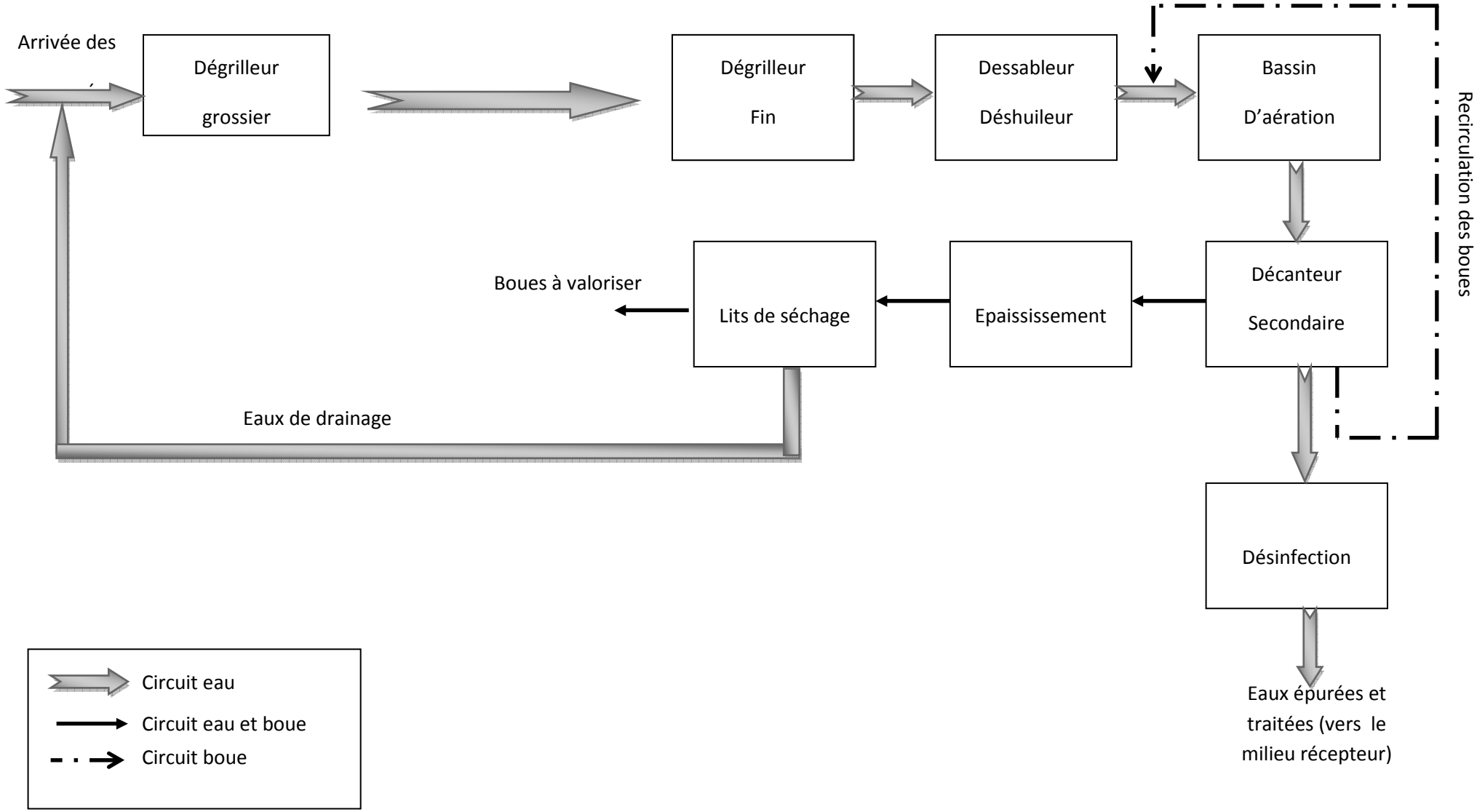


Schéma de la filière de traitement de la station d'épuration projetée

III.10. CONCLUSION :

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

Chapitre IV
Etude Géotechnique

IV.1. INTRODUCTION :

Pour réaliser correctement une étude de fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance des lieux et de déterminer de façon précise les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

IV.2. BUT DE L'ETUDE GEOTECHNIQUE:

- Détermination de la nature de sol ainsi que les caractéristiques géotechniques et géologiques.
- Déterminer l'agressivité du sol par rapport au béton afin de prévoir les mesures adéquates.
- Constater et prévoir les éventuels risque naturels (tassement, infiltration…..etc.)

IV.2.SEISMICITE :

La région de Draa El Mizan, est classée en zone IIb, zone de moyenne séismicité selon le RPA révisé en 2003.

IV.3. SITUATION ET TOPOGRAPHIE DU TERRAIN :

Le site se trouve dans la commune de Draa El Mizan, wilaya de TIZI OUZOU. Ses limites sont matérialisées comme suit :

- Au Nord : par le complément du terrain.
- A l'Ouest : par la route de wilaya reliant Draa El Mizan a TIZI OUZOU.
- A l'Est : par un terrain d'olivier.
- Au Sud : par une piste.

IV.4. PROGRAMME D'INVESTIGATION:

La compagne de reconnaissance géotechnique in situ a porté sur :

- Trois (03) sondage carottés ;
- Treize (13) essais de pénétration dynamique.

IV.4.1. Sondages carottés:

Les sondages carottés profonds chacun de 12.00m ont été réalisé à l'endroit où sont implantés les équipements projetés, comme le montre le plan d'implantation en annexe (01). En annexe 02, on trouvera un exemple de coupe lithologique résultante de description visuelle d' échantillon intacte, remonté au jour.

IV.4.1.1 Aperçu géologique :

La structure des massifs kabyles est marquée par des plis modères, d'orientation variable suivant les régions, d'âge tertiaire. On observe de l'aquitanien transgressif repose

dans la plus part des cas sur des termes élevés des phyllades anciennes, ce qui traduit la relative stabilité tectonique, du socle kabyle depuis un temps très ancien.

L'ensemble cristallophyllien, aquitanien, parfois aussi nappe de flysch a été affecté par une technique tardive notable. En grande Kabylie, plis E-W noyau gneissique, avec déversement vers le Nord, affectant le grand anticlinal de fond kabyle, qui sépare le synclinal de Boghni, garni de flyschsallochtènes.

Le domaine de la dorsale kabyle est exceptionnellement étroit. Il n'a jamais plus de 10Km (Djurdjura occidental) ; il faut cependant rappeler que le bord interne de la chaine calcaire est occupé sur une largeur n'excède jamais 5-8 Km par du paléozoïque supérieur qui n'affecte pratiquement pas le métamorphisme, cet ensemble à dominance schisteuse parait constituer la couverture normal du cristallophyllien kabyle. Le site présente en surface une formation d'alternance de calcaires fossilifères, de marnes et de dolomites. L'examen visuel des matériaux prélevés, révèle la présence d'un lit d'oued, avec des formations alluvionnaires, constituée de sable et galets.

IV.4.2. Essais de pénétration dynamique:

Les essais au pénétromètre dynamique lourd BORRO ont été réalisés sur site conformément au plan joint en annexe.

Les essais de pénétration dynamique ont été réalisés sur site de façon à couvrir toute la partie destinée à recevoir le futur de la station. Ces essais permettent d'avoir une idée sur la variation de la résistance du sol à la pénétration en fonction de la profondeur.

Ils permettent aussi d'avoir une idée sur le degré d'homogénéité du sol en profondeur et de déterminer les anomalies pouvant exister en profondeur.

IV.4.2.1.Principe de l'essai de pénétration dynamique :

L'essai de pénétration dynamique consiste à faire pénétrer dans le sol un train de tiges précédé d'une pointe conique, et de relever le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement de 20cm.

Ce dernier sera pris en compte dans la formule de battage dite ≪des Hollandais≫ pour avoir la résistance dynamique (Rd) du sol en fonction de la profondeur :

$$R = \frac{N}{L} \times \frac{M \times H^{2}}{P+M} \times \frac{1}{A}$$

M : masse du mouton ;
N : nombre de coups nécessaires pour un enfoncement ;
L : enfoncement de référence = 20 cm ;
P : masse des tiges ;
A : section droite de la pointe ;
H : hauteur de chute.

A la fin, les résistances seront représentées sur des courbes généralement appelées PENETROGRAMMES avec les valeurs de résistance en ABSCISSE exprimées en bars et la profondeur en ORDONEES exprimées en mètre.

IV.4.2.2.Résultats des essais

Les Pénétrogrammes obtenus montrent que les sols accuses en général une très bonne résistance de pointe à la pénétration dynamique à partir 2.00 mètres, avec une évolution en général progressive en fonction de la profondeur. Les valeurs de Rd sont supérieures à 36 bars à partir de deux mètres de profondeur.

Les résultats des essais sont représentés sous forme de courbes visualisant la résistance dynamique du sol <Rd> en fonction de la profondeur.

IV.4.2.3.Taux de travail du sol :

Selon **Sanglérat**, la contrainte admissible du sol (Q_{adm}), déduit des essais de pénétration dynamique, c'est au vingtième de la valeur moyenne minimale de la résistance dynamique enregistrée par les essais.

D'où nous avons :

$$Q_{adm} = \frac{\text{Rdmin}}{20} = \frac{36}{20} = 1.80 bars$$

IV.5. ESSAIS DE LABORATOIRE :

Les caractéristiques d'identification physique et de comportement mécanique des couches considérant le terrain ont été mesurés par les échantillons prélevés à différentes profondeurs dans les sondages S1,S2.

IV5.1.Caractéristiques physiques :

Les essais d'identification physique ont consisté en :

- La détermination de la teneur en eau (W %) et du degré de saturation (S_r %) ;
- La mesure de la densité sèche δd (T/M^3) ;
- L'analyse granulométrique et sédimentométrique ;
- La mesure des limites d'Atterberg (Wl,Ip) ;

Sur le tableau ci-dessous, sont présentées les valeurs minimales et maximales des principales caractéristiques.

Eléments Φ≤80µ	W (%)	S_r (%)	δd (T/M^3)	Wl (%)	Ip
77.5-78	26	89- 100	1.52- 1.88	34- 54	19- 28

Tableau III.1 : Les *Caractéristiques physiques du sol*

Il en ressort de ces résultats que le sol présente une densité moyenne, un état détrempé.

Les limites d'Atterberg permettent de classer le sol dans la catégorie des argiles inorganiques de moyenne plasticité.

IV.5.2. Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques du sol sont obtenues à partir des essais suivants :

- Essais de compressibilité à l'oedomètre pour la détermination des coefficients de Compressibilité (Ct) et de gonflement (Cg).

- Essais de cisaillement rectiligne à la boite de Casagrand du type consolidé, non drainé (CU) en vue de mesurer les valeurs de la résistance au cisaillement du sol à savoir l'angle de frottement (ω) et de cohésion (C).

Les résultats de ces essais sont représentés sur le tableau ci-après :

Ct	Cg	C (bar)	ϕ (°)
0.05 - 0.06	0.009 - 0.012	0.4 - 0.9	11 - 21

Tableau III.2 : Les *Caractéristiques mécaniques du sol*

IV.5.3. Contrainte admissible de sol :

Le taux de travail du sol est déterminé par l'expression de Terzaghi pour une semelle filante de largeur B, ancrée à une profondeur D par rapport à la cote terrain naturel par l'expression suivante

$$Q_{adm} = \gamma_h D + 1/3\left[0{,}5\gamma_h . B\ N_\gamma + \gamma_h\, D\left(N_q - 1\right) + C\ N_c\right]$$

B : est la largeur de la semelle

L : est la longueur de la semelle

γ_h : densité humide du sol.

D : profondeur d'ancrage de la semelle.

C : cohésion.

On propose des semelles filantes de largeur B=2.00m. On obtiendra, ainsi pour une cohésion de 0.4bar et un angle frottement de 11° un taux de travail de sol de 2.04 bars.

IV.5.4 Calcul des tassements absolus du sol :

Le tassement de consolidation du sol calculé au droit du sondage S3 par la méthode des tranches est donnée par :

$$\Delta H = \sum_{1=1}^{i=n} \Delta Hi = = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\Delta e}{1 + \mathrm{e0}} \quad \mathrm{Hi}$$

Avec:

ΔH: tassement total;

$\Delta H_{i:}$ tassement de la couche considérée « i » ;

Δ_e : variation de l'indice des vides ;

e_0 : indice des vides initial ;

H_i : épaisseur de la couche considérée « i ».

Le calcul de tassement de consolidation a été effectué pour des semelles filantes de 2.00m de largeur, ancrées de 2.00m et chargées à 1.80bars. Les valeurs sont représentées sur le tableau ci-après :

Type de fondation	**Largeur (m)**	**Ancrage (m)**	**q_{adm}(bar)**	**Tassement absolu (cm)**
filante	B=2.00	2.00	1.8	4.94

Tableau III.3

IV.5.5.Analyse chimique du sol :

Les échantillons de sol ont été soumis à des analyses chimiques afin de déterminer le potentiel d'ions agressifs présents dans le terrain. Les sulfates sont présentes en faible quantité, ce qui révèle une agressivité nulle selon la norme NFP 18-011 du 06 /92.

Sondage N°	Profondeur(m)	Sulfates $SO4^{--}$	Chlorures Cl^{-}	Carbonates CaCO3
SC01	2.0 - 2.8	0.07	0.07	Traces
SC01	2.0 - 3.0	0.09	0.05	17.92
SC03	2.0 - 2.8	0.10	0.02	10.70

Tableau III.4 :

IV.6. CONCLUSION ET RECOMMANDATION :

Compte tenu des reconnaissances effectuées et des résultats obtenus, le terrain étudié est constitué d'une formation alluvionnaire recouverte d'une formation argileuse de faible épaisseur. On peut aussi rencontrer des passages de blocs rocheux. Ainsi, Nous préconisions :

- Des fondations superficielles de type semelles filantes radier général pour les réservoirs
- L'ancrage sera à partir de 2.00m de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel.
- Le taux de travail sera de 1.80bars.

Le terrain étudié est constitué essentiellement d'une formation alluvionnaire, compacte (lit d'oued), donc c'est un site meuble, il sera classé à la catégorie S3 selon RPA 2003.

V.1. INTRODUCTION:

Le béton, matériau réalisé par mélange de sable, de gravier, de ciment et d'eau. Le béton armé est un matériau que l'on obtient en associant du béton et de l'acier. Le béton sert à la construction d'un grand nombre d'ouvrage (fondation, dalles,...), pour améliorer la résistance du béton en traction, on l'associe à du fer (ferraillage) pour obtenir un béton armé. Il présente une masse volumique généralement prise égale à 2500 kg/m^3. Dans notre étude, nous utiliserons le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL91** complété en 1999, les règles parasismiques Algériennes **RPA 2003**, ainsi que le **CBA93.** La fissuration est considérée comme très préjudiciable.
Le règlement **BAEL** est basé sur les états limites définis ci-dessous:

V.2. NOTIONS D'ETATS LIMITES:

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 limites :

V.2.1. Etat limite de services (ELS):

Les États Limites de Service (ELS) correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités ou à des conditions au-delà 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 courants : déformations, vibrations, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine.

Les États Limites de Service courants concernent :

- La limitation des contraintes

- La maîtrise de la fissuration
- La limitation des flèches

V.2.2. Etat limite ultime (ELU):

Les États Limites Ultimes (ELU) 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.

Ils correspondent au maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou d'un de ses éléments par :

- perte d'équilibre statique,

- rupture ou déformation plastique excessive,

- instabilité de forme (flambement …).

V.3. LE BETON :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liant (ciments) et d'eau 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/m^3** de béton mis en œuvre, au-dessous de 300 kg/m^3 les règles **CBA93** ne sont plus applicables dans notre cas de dosage est pris de 400 kg/m^3

V.3.1. Composition du béton:

- **Ciment (cpj45)**

La teneur en ciment dépend de la résistance souhaitée, pour la majorité des ouvrages hydrauliques, le béton armé contient généralement 400 kg/m^3 de ciment.

- **Granulats**

Les granulats utilisés sont des graviers issus de carrières, ou blocs de roche concassés, la taille de granulat est indiquée par deux chiffres; la plus grande dimension des éléments et la plus petite dimension, on utilisera de graviers 5/15, et 15/25

- **Sable :**

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont le diamètre inférieur à 5mm.

- **Eau :**

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

- **Adjuvants**

Ils modifient la vitesse de prise des bétons. Il existe de divers produits entre autres :

- Les retardateurs de prise
- Les accélérateurs de prise

Les accélérateurs sont parfois utilisés pour le béton destiné aux travaux sous l'eau, décoffrage rapide. Les retardateurs sont utilisés pour le transport du béton sur de longues distances.

Il existe plusieurs méthodes de composition de béton qui ont été proposées par différents auteurs ; Méthode de Faury, Lezy, Dreux-goriss, Abrams (1918), etc…
Pour obtenir une résistance à 28 jours de 25 MPa, on utilisera pour 1 m^3 de béton la composition suivante :

- Ciment Portland avec ajout (CPJ): 400kg
- Sable : 400 l (diamètre : $d \leq 5mm$).
- Gravier : 800 l (diamètre : $5 \leq \Phi \leq 25mm$).
- Eau : 200 I.

Le béton obtenu aura une masse volumique d'environ 2500 kg/m^3.

V.3.2. Résistance caractéristique à la compression (article A2.11):

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci notée f_{c28}, choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permet de vérifier qu'elle est atteinte.
Dans le cadre de cette étude On considère : **f_{c28} = 25MPa**

Le « **BAEL 91»** donne la résistance à la compression «**fcj »** en fonction du temps **j** par les formules suivantes :

- pour j ≤28 jours :

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0,95\, j} f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

- pour j >28 jours :

$$f_{cj} = 1,1\, f_{c28} \qquad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Avec : f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression **j^ème^** jour

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

V.3.3. Résistance caractéristique à la traction (article A.2.12 du BAEL91):

Le BAEL 91 donne la résistance à la traction par la relation suivante :

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

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

V.3.4. Module de Déformation longitudinale (article A.2.1,21 du BAEL91):

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

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

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

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

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

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

V.3.5. Module de déformation transversal:

La valeur du module de déformation transversal est donnée par:

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

ν: coefficient de poisson donné par l'article **A.2.1.3 DU CBA93:**

$\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations (béton fissuré ELU)

$\nu = 0.2$ Pour le calcul des déformations (béton non fissuré ELS)

V.3.6. Contraintes limites:

a) 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 donné par le BAEL91 par :

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

Avec :

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

$\theta =$

1 Si la durée est supérieure à 24 heures

0.9 Si la durée comprise est entre 1 et 24 heures

0.85 Si la durée est inférieure à 1 heure.

0.85 : coefficient tenant compte de l'altération du béton en surface et de la durée d'application des charges.

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

γ_b = { **1.5** En situation durable ou transitoire (SDT).
1.15 En situation accidentelle (SA).

Pour notre cas: θ = 1 ⟹ f_{bu} = { 14,17MPa en SAD
18,48MPa en SA

- **Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU**

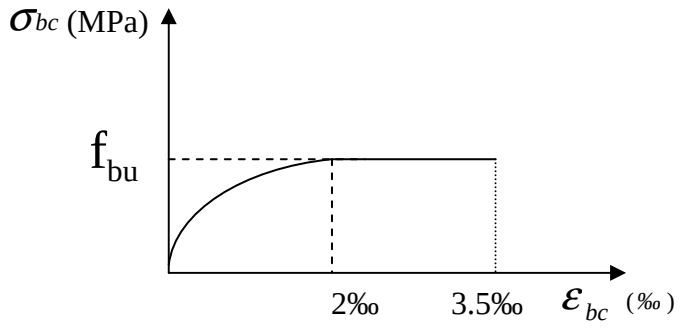


Fig V.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELU

- **A l'ELS:**

L'état limite de service existe quand les conditions normales d'exploitation et de durabilité ne sont plus satisfaites, et qui comprennent les états limites de fissuration et de déformations.

La contrainte limite de compression du béton à l'ELS est donnée par le BAEL 91 comme suit : $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6\, f_{c28}$

$$\Longrightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$$

- **Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS**

Le diagramme correspond a un comportement linéaire élastique **(** $\sigma_{bc} = \varepsilon_{bc}.E_b$ **)** Car les contraintes sont proportionnelles aux déformations relatives.

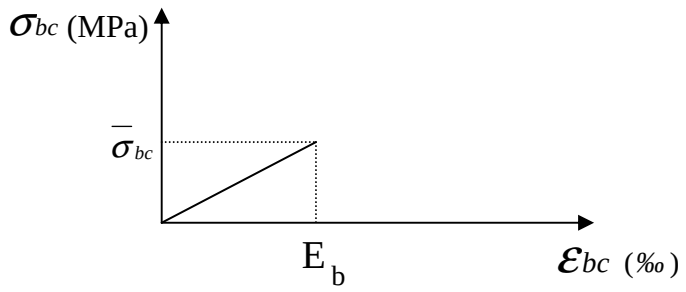


Fig V.2 : Diagramme contrainte – déformation du béton à l'ELS

b) Cisaillement article A.5.1.2.1 du CBA93:

La contrainte de cisaillement ultime **(** τ_u**)** pour les armatures droites (α=90°) est donnée par les expressions suivantes:

- Dans le cas d'une fissuration peut nuisible:

$$\overline{\Gamma}_u = \min\left(\frac{0{,}2\ f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 4\text{MPa}$$

- Dans le cas d'une fissuration préjudiciable et très préjudiciable:

$$\overline{\Gamma}_u = \min\left(\frac{0{,}2\ f_{cj}}{\gamma_b}, 4MPa\right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 3\text{MPa}$$

V.4. LES ACIERS (ARTICLE A.2.2 DU CBA93):

Les aciers associés au béton servent à reprendre les efforts de traction et les éventuels efforts de compression.

Les armatures sont composées essentiellement de fer avec un très faible taux de carbone, on distingue deux types d'aciers:

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ACIERS durs pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie distinguée par F_e :

TYPE	**NUANCE**	**Fe (MPa)**	**Emploi**
Ronds lisse	FeE 22 Fe E 24	215 235	Emploi courant Epingle de levage des pièces Préfabriquées
Barre HA Type 1 et 2	Fe E 40 Fe E 50	400 500	Emploi courant
File tréfile (HA) Type 3	Fe TE 40 Fe TE 50	400 500	Emploi sous forme de barres Droites ou de treillis
FILE tréfile lisses Type 4	TL 50 &/6mm TL 52 &/6mm	500 520	Treillis soudés uniquement Emploi courant

Tab: V.1

Dans notre cas on utilise:

- Des aciers de haute adhérence (HA) de nuance FeE40, caractérisé par leur limite élastique fe = 400MPa
- Treillis soudé Ø≥6mm fe = 520MPa
- Acier doux (ronds lisses) fe = 215MPa

Le diagramme contrainte déformation à considérer dans le calcul à l'**ELU** est défini conventuellement comme suite:

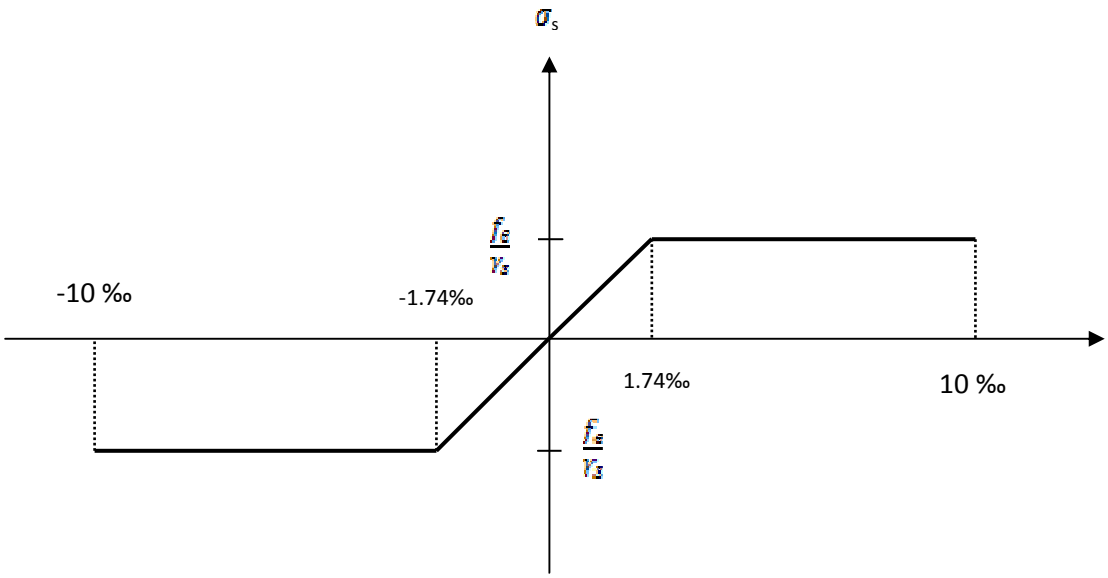


Fig V.3. Le diagramme contrainte déformation

- Le module d'élasticité « $\mathbf{E_s}$ »est défini par la pente de la droite passante par l'origine et est pris égale à: $\mathbf{E_s = 2\times 10^5\ MPa}$
- Le coefficient γ_b vaut:
  - 1.5 en situation durable ou transitoire (SDT).
  - 1.15 en situation accidentelle (ST).

Les contraintes de traction:

- **A l'ELU**

$\overline{\sigma}_s =$
- 348MPa en **(SDT).**
- 400MPa en **(SA).**

- **A l'ELS**

Elle dépend de l'état de fissuration:

- ❖ $\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ ⟶ **FPN.**
- ❖ $\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right)$ ⟶ **FP.**
- ❖ $\overline{\sigma_s} = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3}f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\tau f_{t28}}\right)\right)$ ⟶ **FTP.**

Avec:

η: coefficient de fissuration :
- **η** = 1 → Acier rond lisse (acier doux).
- **η** = 1.6 → Acier à haute adhérence.

D'ou :

- $\overline{\sigma}_s$ = 348MPa en **FPN.**
- $\overline{\sigma}_s$ = 201.6MPa en **FP.**
- $\overline{\sigma}_s$ = 161.30 en **FTP.**

V.5. LES HYPOTHESES DE CALCUL:

a)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.

b) 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:

  ε_{bc} **= 3.5‰** en flexion simple et ε_{bc}**= 2‰** en compression simple.

- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à ε_s = 10‰.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barre tendues ou comprimées.
- Le diagramme contrainte ─ déformation du béton est «parabole ─ rectangle».

Autres 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 comme appliquées avant 90 jours.

V.6. ACTION ET SOLLICITATIONS:

V.6.1. Les actions:

Ce sont toute les forces et les couples qui s'exercent sur une structure, soit d'une manière directe, soit qui résultent de déformation imposées à la structure (tassement différentiel d'appuis, effet thermique...). Les actions sont classées en trois groupes:

a)Actions permanentes "G":

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

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

b) Actions variables "Q":

Dont l'intensité varie de manière importante dans le temps, on peut citer:

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatiques (ex: la neige...).
- Les charges appliquées au cours d'exécution.

c) Actions accidentelles "Fa":

Ce sont les actions rares et de courte durée, on peut citer:

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

V.6.2. 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 ou tranchant) et de moment (de flexion ou de torsion).

- **Combinaisons d'action a l'ELU:**
  - **Situation durable et transitoire "SDT"**

$$1.35G_{max} + G_{min} + \delta_1 Q_1 + \sum 1.3 \times \Psi_{oi} \times Q_i$$

G_{max}: actions permanentes défavorables.

G_{min}: ensembles des actions favorables.

Q_1: action variable dite de base.

Q_i: autres actions variable dites d'accompagnement.

δ_1 = 1.5 dans la cas général.

δ_1 = 1.2 cas de neige.

δ_1 = 1.3 cas du vent.

- **Situation accidentelle "SA":**

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{2i} \times Q_i$$

F_A : valeur nominale de la situation accidentelle.

$\Psi_{11} \times Q_1$: valeur fréquente d'action variable.

$\Psi_{2i} \times Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

- **Combinaison de calcul a l'ELS:**

$$G_{max} + G_{min} + Q_i + \sum \Psi oi \times Q_i$$

V.7. FERRAILLAGE MINIMUM "A_{MIN}" :

- **En traction simple (condition de non fragilité)**

$$A_{min} \geq B \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

B: la section du béton

- **En compression simple**

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

U: le périmètre de la section du béton

- **En flexion simple**

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

b: la largeur de la bande.

d: distance entre la fibre la plus comprimée et les aciers tendus.

- **En flexion composée**

Si N est un effort de compression:

$$A_{min} \geq \left[0.23 f_{tj} \times b_0 \times d \times \frac{e_0 - 0.455}{e_0 - 0.185d}\right] / f_e$$

Si $e_0 = 0.183d \Rightarrow A_{min} = 0.23 f_{tj} \times b_0 \times d / f_e$

Si N est un effort de traction:

$$A_{min} \geq \left[0.23 f_{tj} \times b_0 \times d \times \frac{e_0 + 0.455}{e_0 + 0.185d}\right] / f_e$$

Avec:

e_0**:** L'excentricité maximale.

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

A_s: étant la section d'acier déterminée

- **La longueur de scellement droit "l_s"**

Par définition, la longueur de scellement droit est la longueur nécessaire pour réaliser un ancrage total.

$l_s = 40\Phi$ pour les aciers HA Fe E 400

$l_s = 50\Phi$ pour les aciers HA Fe E 500

V.8. CONCLUSION :

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

VI.1. INTRODUCTION :

Le clarificateur désigne un grand réservoir où sédimentent les matières organiques en suspension. Il est souvent équipé de racloirs mécaniques rassemblant les résidus solides dans le but de les retirer du fond du réservoir.

Le rôle de la décantation secondaire est d'assurer une séparation satisfaisante de la biomasse de l'eau traitée et de permettre par ailleurs un premier épaississement des boues biologiques décantées.

Les clarificateurs ou décanteur secondaire doivent avoir une grande efficacité. Recevant une liqueur mixte de boues activées à une concentration voisine de 3 à 4 g /l en matières en suspension, ils doivent restituer une eau clarifiée ne comprenant plus que 30mg/l au maximum, soit un rendement d'épuratoire de 91%.

On cherchera toujours en outre à réaliser des clarificateurs dans les boues séjournent le moins lentement possible de façon à éviter l'anoxie, voire l'anaérobiose des boues biologiques décantées qui doivent être recyclées le plus rapidement possible dans le bassin d'aération.

Le temps de séjour des boues dépend d'une part de leur vitesse de sédimentation et d'autre part du mode de collectes qui doit être particulièrement bien étudié.

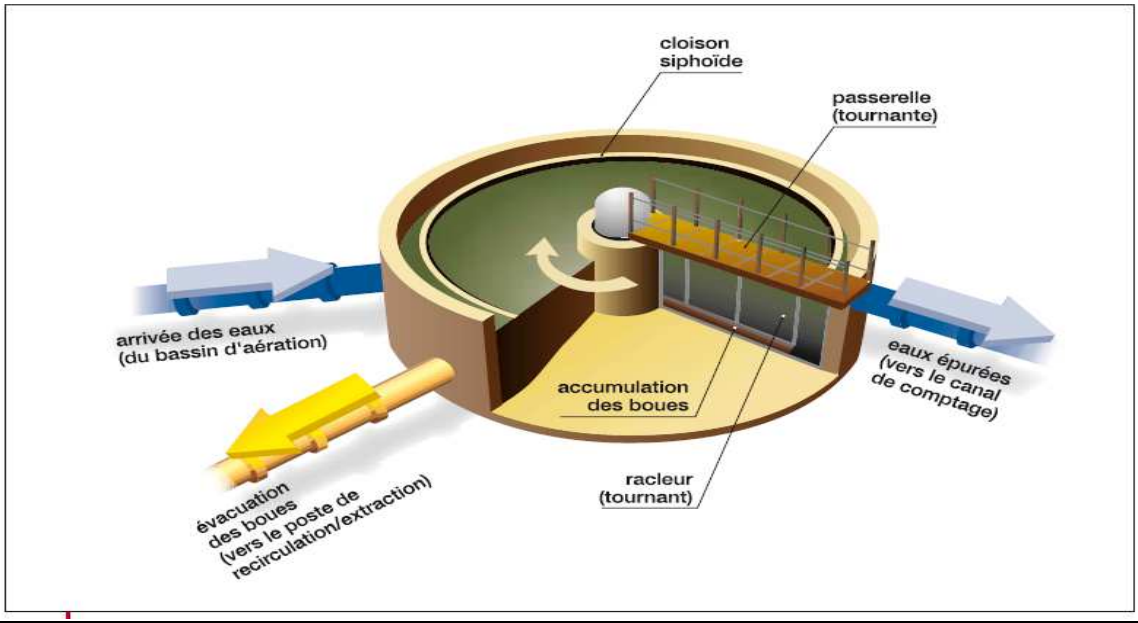


fig. VII.1

VI.2. PRESENTATION DES DIFFERENTS ELEMENTS DU CLARIFICATEUR :

- Les différents 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.3. DESCRIPTION DU PONT RACLEUR :

Le pont racleur est un ouvrage en charpente métallique composé de deux racleurs : un racleur de surface et l'autre de fond solidaires 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 prende appuis 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.4. DIMENSIONS DU CLARIFICATEUR :

Le décanteur qu'on va étudié, est un bassin circulaire semi enterré constitué de deux (2) parties :

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

a. Partie cylindrique :

- **Dimensions du cylindre**

Paramètres	Mesure
Hauteur du voile périphérique	3 (m)
Hauteur d'eau utile	2,5 (m)
Diamètre intérieur	18,5 (m)
Diamètre extérieur	19,10 (m)
Hauteur D'enterrement	2,2 (m)
Matériaux de construction	Béton armé
Inclinaison du Radier	15 %
Epaisseur	0,3 (m)

Tableau VI.1 : les dimensions de la partie cylindrique

b. Partie cylindro-conique :

- **Dimensions du cylindro-conique**

Paramètres	**Mesure**
Hauteur du voile périphérique	0,9 (m)
Diamètre intérieur	2 (m)
Diamètre extérieur	3 (m)
Complètement enterré	/
Matériaux de construction	Béton armé
Radier circulaire horizontal.	/

Tableau 2.VI: les dimensions de la partie cylindro-conique

VI.5. DECENTE DE CHARGE :

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

VI.5.1. Description du réservoir :

Le réservoir à étudier est composé :

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

VI.5.2. Poids des parois du réservoir :

La paroi du réservoir est un voile cylindrique semi enterré,

On calcule le poids de ces parois comme suit :

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

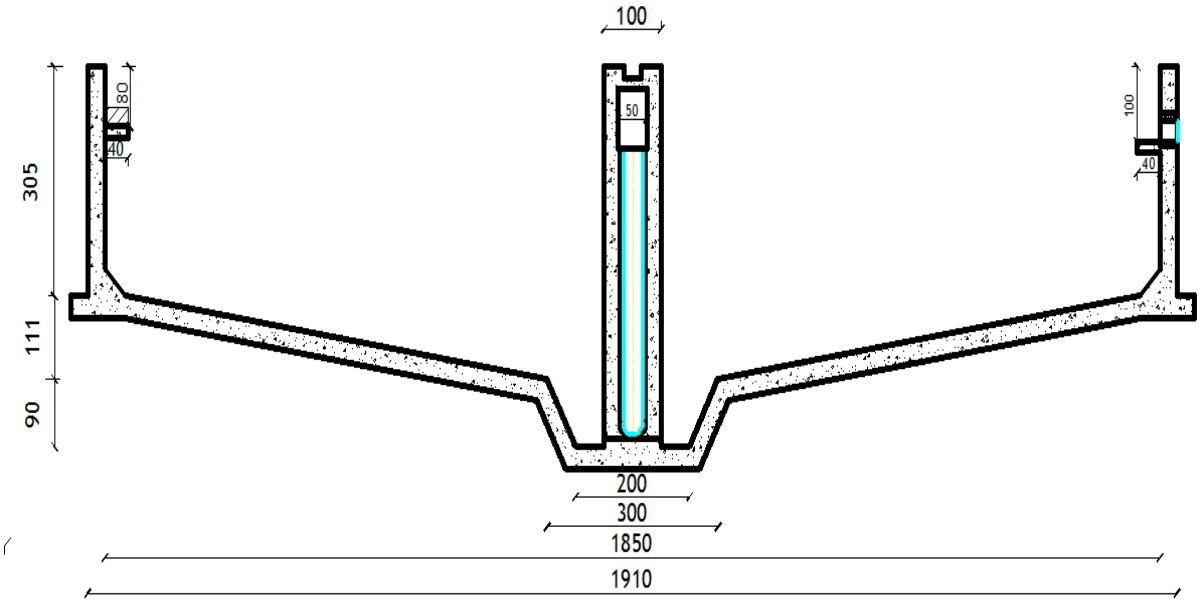


Figure N° : VI .2

a. poids du voile :

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

Avec:

- Diamètre extérieur D_{ext} = 19.10m
- Diamètre intérieur D_{int} = 18.5 m
- Hauteur H = 3m
- Masse volumique du béton γ_b = 2.5 t/ m^3

AN :

$$P_{voile} = \left[\frac{(19.10^2 - 18.5^2) \times \pi}{4} \times 3\right] \times 2.5$$

P_{voile} =132.82 t

Donc le poids du voile est égal :

P_{voile}= 132.82 t

b. Poids de la goulotte :

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

Notre calcul se fera sur la base des données ci-après :

- Diamètre extérieur D_{ext} = 18.50 m
- Diamètre intérieur D_{int} =17.70m
- Hauteur du voile H =0.15 m
- Masse volumique du béton γ_b = 2.5 t /m^3

$$P_{goulotte} = \left[\frac{(18.5^2 - 17.7^2) \times \pi}{4} \times 0.15\right] \times 2.5$$

$P_{goulotte}$ =8.52 t

$P_{parois} = \sum P_i = P_{parois} + P_{goulotte}$

P_{parois} = 132.82 + 8.52

Donc le poids des parois est égal : P_{parois} = 141.34 t

VI .5.3. Poids de la fondation :

VI .5.3.1.Poids du radier circulaire :

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

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

Volume du radier : $V_{radier} = V_{ext} - V_{int} = 88.60\ m^3$

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

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

AN :

$$P_{radier} = 88.60 \times 2.5$$

Donc le poids du radier est égal à : $P_{radier} = 221.50\ t$

VI.5.3.2. 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 a un cône tronconique. On applique la formule suivante pour le calcul du volume :

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

$$V_{puisard} = V_{ext} - V_{int} = 3.17\ m^3$$

Le poids du radier est donnée par le produit du volume et de la masse volumique du béton :

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

$P_{puisard} = 3.17 \times 2.5$

$P_{puisard} = 7.925\ t$

- **Calcul du poids de la fondation**

Donc à la fin le poids de la fondation sera égal au poids du radier additionné au poids du puisard

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

$P_{fondation} = 221.50 + 7.925$ $\boxed{P_{fondation} = 229.42t}$

VI .5.3.3.Poids de la jupe centrale :

Nous assimilerons la jupe centrale à un poteau circulaire évidé avec une dalle circulaire en haut, nous utiliserons la formule suivante pour le calcul du volume:

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

Notre calcule se fera sur la base des données ci-après :

- Diamètre extérieur $D_{ext} = 1$ m
- Diamètre intérieur $D_{int} = 0.45$ m
- Hauteur du voile sans inclure l'épaisseur de la dalle circulaire $h_0 = 4.69$m
- Masse volumique du béton $\gamma_b = 2.5$ t / m^3

AN :

$$V_{jupe} = \pi\left[\frac{(1^2 - 0.45^2)}{4} \times 4.69 + \left(\frac{1^2}{4}.0.30\right)\right]$$

Le volume de la jupe est égal à : $V_{jupe} = 3.17m^3$

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

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

AN :

$P_{jupe} = 3.17 \times 2.5 = 7.925t$

Le poids de la jupe est égale à : $\boxed{P_{jupe} = 7.925t}$

VI.5.4. 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 effluant.
Le volume du clarificateur on l'a déjà calculé dans la partie hydraulique
$V_{clarificateur} = 810\ m^3$

Masse volumique de l'effluant : γ_e = 1.1 t /m^3

$P_{effluant}$ = 810 × 1.1 = 891 t

Peau =891 t

VI.5.5. Poids des terres derrière les parois :

$$V = \pi \times (\frac{D_{ext}^2 - D_{int}^2}{4})\, h$$

AN: $V = \pi \times \frac{(19.6^2 - 19.1^2)}{4} \times 2.0$

V = 30.38 m^3

$$P_{terre} = V \times \gamma_{terre}$$

AN:

P_{terre}= 51.65 t

VI.5.6. 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 propre » d'où son nom. Il évite également le contact de la terre avec le béton de fondation. Non structurel, il est coulé sur des épaisseurs ne dépassant pas 5 à 10 cm.

$$P = V \times \gamma_{beton\ de\ propreté}$$

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

AN :

P= 32.20 × 2.2

Donc le poids du puisard es égale à : P= 70.70 t

Elément	Poids de l'élément [t]	Charge d'exploitation [t]
Parois (voile + goulotte)	141.34	2
Radier circulaire	221.50	---
Puisard	7.925	---
Jupe centrale	8.45	2
L'eau	891	----
Les terres derrière les parois	51.65	----
Béton de propreté	70.70	----
Poids total	1392.56	4

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

VI.6. CONCLUSION

Le poids de l'ouvrage à vide est de : 501.56t

Le poids de l'ouvrage plein est de : 1392.56t

VII- INTRODUCTION:

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

- La poussée hydrostatique du coté interne tendant à dilater la paroi dans le sens radial.
- La poussée des terres du coté externe par un effort de compression sur la paroi.

On divise la paroi en viroles horizontales de 0.50 m de hauteur à partir du bas. sous l'effet de la pression du liquide et la poussée des terres.

VII.1 SOLLICITATION SOUS LA POUSSEE DES TERRES:

Dans notre cas, on divise la paroi en quatre bandes. Chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors de calcul.

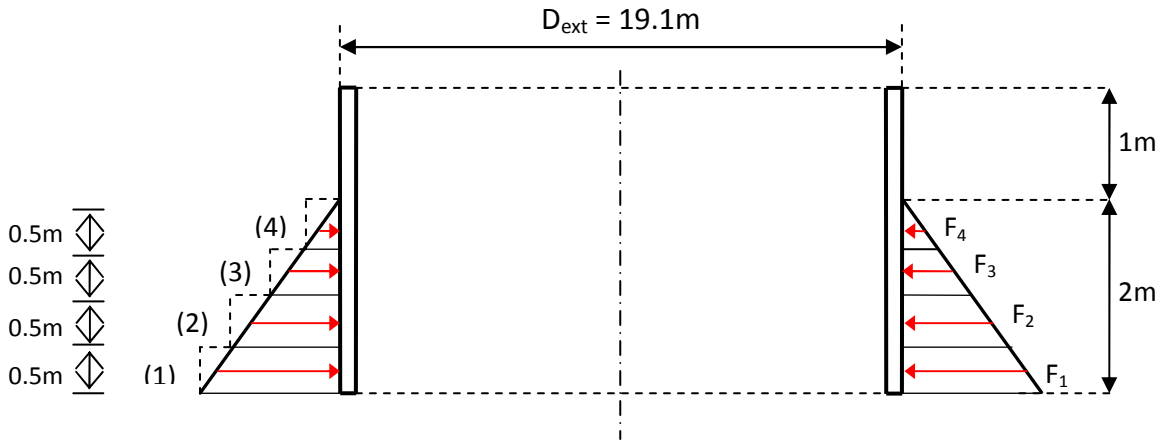


Fig. (VII.1) Sollicitation sous la poussée des terres

II.1.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi:

$$q_{ti} = \gamma_t \times h_i \times ka$$

- Poids volumique du sol: γ_t= 1700kg/m^3
- Angle de frottement sol-sol: ϕ = 16°
- Diamètre extérieur D_{ext}: D_{ext} = 19.1m
- Hauteur des terres: d = 2m
- le coefficient de poussée: $k_a = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0.569$
- h_i : hauteur de la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante:

$$Q_{ti} = \frac{(q_{i+1}+q_i)}{2}$$

Sous l'action des pression Q_i chaque bande (i) sera tendue avec un effort de traction F_i tel que :

$$F_{iu} = 1.5 \times Q_i \times \frac{D_{ext}}{2}$$

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

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

i	Pression h_i (m)	$q_{ti} = \gamma_t.h_i .ka$ (kg/m^2)	$Q_i = (q_{i+1}+q_i)/2$ (kg/m^2)	F_{iu} = 1,5Q_i.Dext/2 (kg/ml)	$F_{is} = Q_i$. Dext/2 (kg/ml)
1	2	1934,6	1692,775	24249,00188	16166,00125
2	1,5	1450,95	1209,125	17320,71563	11547,14375
3	1	967,3	725,475	10392,42938	6928,28625
4	0,5	483,65	241,825	3464,143125	2309,42875

Tableau (VII.1) Pression agissant sur chaque zone

VII.2 SOLLICITATION SOUS LA POUSSEE HYDROSTATIQUE:

Dans notre cas en divise la paroi en cinq bandes. Chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors de calcul.

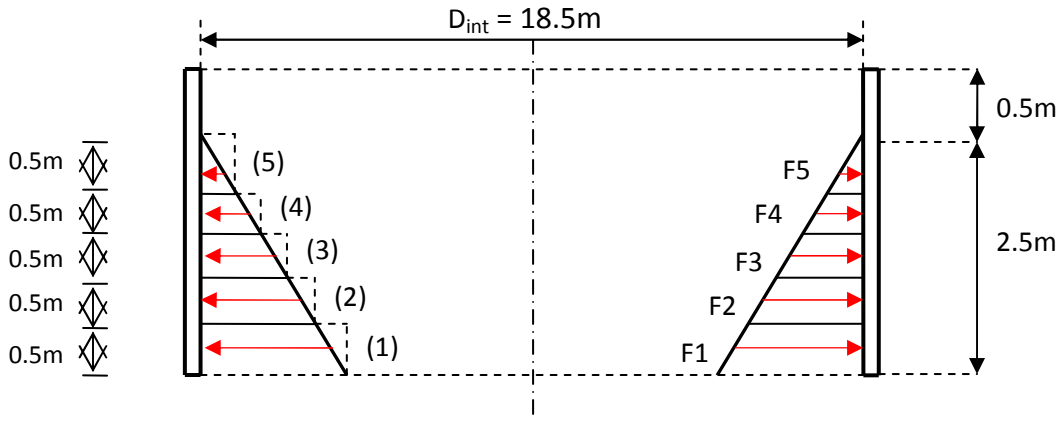


Fig. (VII.2) sollicitation sous la poussée hydrostatique

VII.2.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi:

$$q_i = \rho \times h_i$$

- Poids volumique de l'eau: ρ= 1100kg/m^3
- Diamètre extérieur D_{int}: D_{int}= 18.5m
- Hauteur de l'eau: h_e = 2.5m
- h_i : hauteur de la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein La pression moyenne sur chaque zone
-

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante:

$$Q_i = \frac{(q_{i+1}+q_i)}{2}$$

Sous l'action des pression Q_i chaque bande (i) sera tendue avec un effort de traction F_i tel que :

$$T_{iu} = 1.5 \times Q_i \times \frac{D_{int}}{2}$$

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

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

Tranche i	**Pression h_i (m)**	**$q_i = \rho \cdot h_i$ (kg/m^2)**	**$Q_i = (q_{i+1}+q_i)/2$ (kg/m^2)**	**$T_{iu} = 1{,}5Q_i.D_{int}/2$ (kg/ml)**	**$T_{iS} = Q_i \cdot D_{int}/2$ (kg/ml)**
1	2,5	2750	2475	34340,625	22703,75
2	2	2200	1925	26709,375	17806,25
3	1,5	1650	1375	19078,125	12718,75
4	1	1100	825	11446,875	7631,25
5	0,5	550	275	3815,625	2543,75

Tableau (VII.2) Pression agissant sur chaque zone

VII.3 VERIFICATION DE LA PAROI A LA COMPRESSION:

Une charge ponctuelle dynamique de 2 tonne qui agissent sur la paroi.

VII.3.1 Calculs de l'effort

Nous allons tenir compte d'un coefficient de pondération de 1.2 (cf art 2 et 7 C.C.B.A 68)

q = 2000 x 1.2 = 2400 kg

$$P_u = q \times 1.35 = 3240kg$$

$$P_s = q \times 1.5 = 3600kg$$

- **Calcul des contraintes dans la béton:**

$$\boldsymbol{\sigma_b = \frac{p}{s} \leq \overline{\sigma_b}}$$

avec : S = 20 x20 cm^2 (la surface de contacte avec la parois)

- **ELU:**

$$\boldsymbol{\sigma_{bu} = 0.8MPa < \overline{\sigma_b} = 15MPa}$$

- **ELS:**

$$\boldsymbol{\sigma_{bs} = 0.9MPa < \overline{\sigma_b} = 15MPa}$$

Nous remarquons que $\boldsymbol{\sigma < \overline{\sigma_b}}$, donc la condition de la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

VII.4.FERRAILLAGE DE LA PAROI DE LA CUVE :

L'effort horizontal sera repris par un ferraillage transversal (cerces) et l'effort vertical par un ferraillage longitudinal.

Le béton est en contact permanent avec l'eau, les sollicitations sont plus importantes dans le cas de la cuve pleine.

La fissuration est très préjudiciable.

VII.4.1.Ferraillage transversale (cerces) :

Les contraintes limites de traction du béton et de l'acier sont :

$\overline{\sigma bt}$ = 1.1θ ft_{28} =2,31 MPa ; Avec: (θ =1 ; ft_{28}=2.1MPa).

- **ELS:**

$$\overline{\sigma_s} = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3}f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\tau f_{t28}}\right)\right) = 161.06 \text{ MPa } \textbf{(FTP)}$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T_{is}}{\overline{\sigma_s}}$$

- **ELU:**

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2MPa \qquad \begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa \qquad \begin{cases} f_e = 400\ MPa \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T_{iu}}{\overline{\sigma_s}}$$

VII.5.CONDITION DE NON FRAGILITE :

$$A_{min} = \frac{Bft_{28}}{fe}$$

As = Max (Aser, Amin)

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

Les résultats de ferraillage transversal sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tranche i	Xi (m)	Riu	Ris	Aiu terre (cm²)	Ais terre (cm²)	Aiu eau (cm²)	Ais eau (cm²)	CNF (cm²)	A adopt (cm²)
1	2.5	- 10 853,37	- 7 235,58	6,75	9,71	9,87	14,19	7,88	14,19
2	2	- 10 254,91	- 6 836,61	4,98	7,16	7,93	11,40	7,88	11,40
3	1.5	- 9 304,45	- 6 202,96	2,99	4,30	5,66	8,14	7,88	8,14
4	1	- 8 353,98	- 5 569,32	1,00	1,43	3,40	4,88	7,88	7,88
5	0.5	- 3 939,38	- 2 626,25	/	/	1,13	1,63	7,88	7,88

Tab.VII.5. Les résultats de ferraillage transversal

Tranche i	Xi	A adopt (cm²)	Nombre de barre	St (cm)
1	2.5	14,19	12T14	15
2	2	11,40	10T14	20
3	1.5	8,14	10T14	20
4	1	7,88	10T14	20
5	0.5	7,88	10T14	20

TabVII.6 : Valeurs des sections d'aciers pour les tranches

VII.6. VERIFICATION DES CONTRAINTES LIMITES DANS LE BETON ET L'ACIER : (1ERE TRANCHE)

$$\sigma_{bt} = \frac{Nser}{15Aser + B} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{bt}}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bt} = \frac{22,89 \times 10^{-2}}{15 \times 14,19 \times 10^{-4} + 0.3} = 0,712 \text{ MPa} \leq 2,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{Nser}{Aser} \leq \overline{\sigma s}$$

$$\Rightarrow \sigma s = \frac{22,70 \times 10^{-2}}{14,19 \times 10^{-4}}. = 159.97 \text{ MPa} \leq \mathbf{161,06MPa}$$

Donc les contraintes sont vérifiées pour la 1ère tranche

les tranches 2, 3, 4 et 5 sont vérifiées car la 1ere tranche est la tranche la plus défavorable.

VII.7.FERRAILLAGE LONGITUDINAL :

La section à la base de la paroi de la cuve est la Plus critique, en effet l'encastrement Paroi-ceinture inférieure crée un moment de flexion associée à l'effort normal de compression déjà existant et produisent une flexion composée.

Pour calculer le moment à l'encastrement on a recours à la méthode de « **HANGAN SOARE** » exposée dans l'ouvrage de **GUERRIN (tome 6–page228)** qui considère l'encastrement

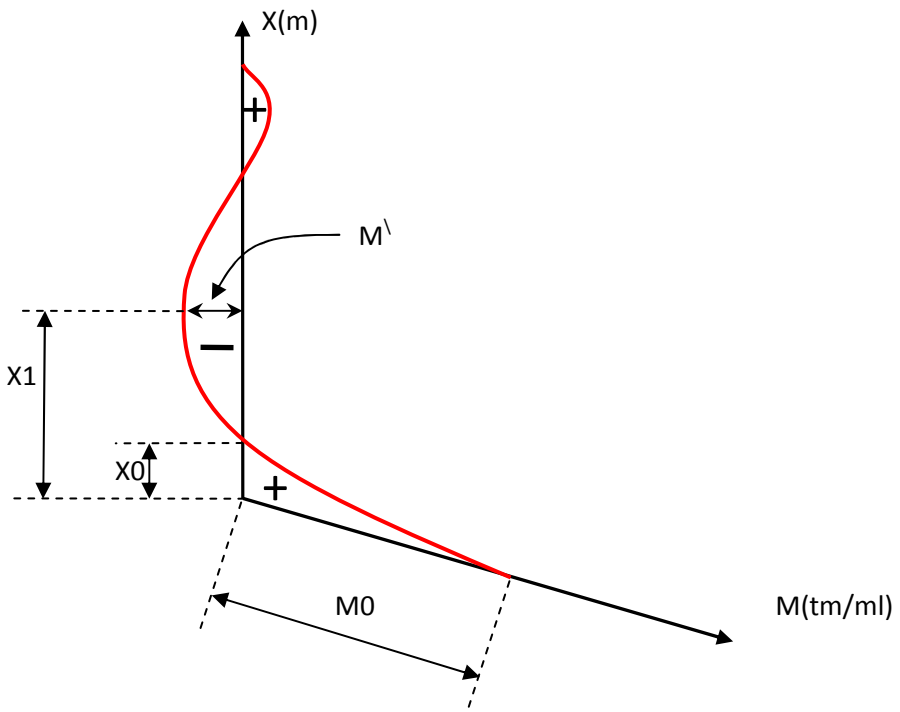
comme étant élastique Pour le calcul des moments et leurs abscisses **« cuve »** respectives, on définit les paramètres de calcul

Suivants :

- Hauteur de l'eau : h = 2.5 m
- rayon : R = 9.25 m
- $e_r = e_p = 0.3$ m = e
- μ : coefficient du poisson $\boldsymbol{\mu = 0}$ (calcules des sollicitations).

VII.7.1.Diagramme des moments :

D'après la méthode de << **HANGAN - SOARE** >> l'allure du diagramme des moments est comme suit:



M_0 : moment à l'encastrement $\mathbf{M_0 = K.\ \gamma_w.\ H^3}$

* **X_0 :** abscisse du moment de flexion nul $\mathbf{X_0 = k_0.H}$

* **M' :** moment de flexion négatif maximal $\mathbf{M' = -K'.\ \gamma_w.\ H^3}$

* **X_1 :** abscisse du moment de flexion négatif maximal $\mathbf{X_1 = k_1.H}$

(γ_w : poids volumique de l'eau =1,1t/m^3)

Les valeurs des coefficients : k, k_0, k' et k_1 sont déduites soit à partir des abaques (pages229, 230, 231,232) dans l'ouvrage de **GUERRIN** en fonction de βh et $\frac{e}{e'}$, soit par les formules exposées dans le même ouvrage.

- **Calculs de k:**

$$k = \frac{1}{2\times(\beta h)^2} \times (1 - \frac{1}{\beta h})$$

avec:

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3\times(1-\mu^2}}{\sqrt{R\times e}} = 0.79$$

$$\Rightarrow k = 0.06$$

- **Calculs de M_0 :**

$$M_0 = k \times \gamma_e \times h^3$$

$$M_0 = 1{,}03 \ \text{t.m/ml}$$

- **Calcul de l'abscisse X_0 :**

$$X_0 = K_0 \times h$$

Avec :

$$K_0 = \frac{\Psi_0}{\beta \times h} = \frac{\text{Arc tg}\,[\,2k\,(\beta \times h^2)]}{\beta \times h}$$

$$K_0 = \frac{\text{Arc tg}\,[\,2 \times 0{,}06 \times\ (0{,}79 \times 2{,}5^2)]}{0{,}79 \times 2{,}5}$$

K_0= 0,22

D'où :

$X_0 = 0{,}22 \times 2{,}5$

$X_0 = 0{,}55$ m

- Calcul de l'abscisse X_1

$$X_1 = K_1 \times h$$

Avec :

$$K_1 = \frac{\pi}{4 \times \beta \times h} + K_0$$

$$K_1 = \frac{\pi}{4 \times 0{,}79 \times 2{,}5} + 0{,}22$$

$$K_1 = 0{,}618$$

D'où :

$$X_1 = 0{,}618 \times 2{,}5$$

$$X_1 = 1{,}545$$

- Calcul du moment M`

$$M` = -K` \times \gamma_e \times h^3$$

Avec :

$$K` = -K \times e^{-\beta \times X_1} \left[\cos(\beta \times X_1) - \frac{1}{2K(\beta \times h)^2} \times \sin(\beta \times X_1)\right]$$

$$K` = -0{,}06 \times e^{-1{,}22} \left[\cos(1{,}22) - \frac{1}{2 \times 0{,}06(0{,}79 \times 2{,}5)^2} \times \sin(1{,}22)\right]$$

$$K` = 0{,}0139$$

D'où :

$$M` = -0{,}0139 \times 1{,}1 \times 2{,}5^3$$

$$M` = -0{,}2389 \text{ t.m/ml}$$

VII.7.2.Effort normal de compression à l'encastrement :

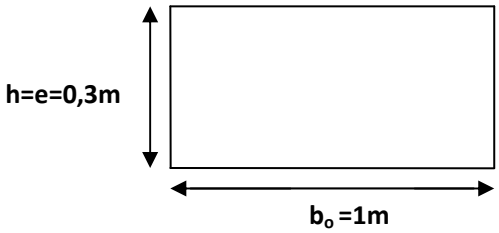
Nser = Tser = $= 63{,}594 \times 10^{-2} MN/ml$

On travaille sur une bande de 1m de largeur

le moment à l'encastrement est : $\mathbf{M_{ser}} = \boldsymbol{M_0 = 1{,}03 \times 10^{-2} MN.m/ml}$

L'excentricité : $e_0 = \frac{Mser}{Nser} = \frac{1{,}03\times10^{-2}}{63{,}594\times10^{-2}} = 0{,}016$ m

$$\frac{h}{5} = 0{,}10m$$



$\boldsymbol{e_0 = 0{,}10}$ **m** $\Rightarrow$ Le centre de pression se trouve dans le noyau central.

La section du béton est donc entièrement comprimée (SEC).

- **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Nser}{B} + \frac{Mser}{I} \times v$$

Avec: $v = \frac{h}{2} = 0{,}25m$

$$I = \frac{b_0 . h^3}{12} = 0{,}00225\ m^4$$

$$B = b_0 \times h = 1 \times 0{,}3 = 0{,}3m^2$$

$\sigma_{bc}(+\frac{h}{2}) = \sigma_{bc}^{max}$ = 2.806 MPa <0.6fc_{28}= 15MPa.

$\sigma_{bc}(-\frac{h}{2}) = \sigma_{bc}^{min}$ =1.433 MPa <0.6fc_{28}= 15MPa.

Les contraintes de compression sont **vérifiées** donc le béton seul peut reprendre les efforts de compression largement sans risque de dépassement de contrainte, on adopte néanmoins un ferraillage minimum défini par :

A_{min} = Max (4U ; $\frac{B}{1000}$)= Max (10.40 ; 3)

Amin = 10.40 cm²

On choisie **10T14 /ml (11.00cm²)** disposée en deux nappes de **5T14** espacées de

St = 20cm chacune

Les dispositions des ferraillages cers et barres longitudinal sont représenté dans les figures ci-dessus

Vue en plans:

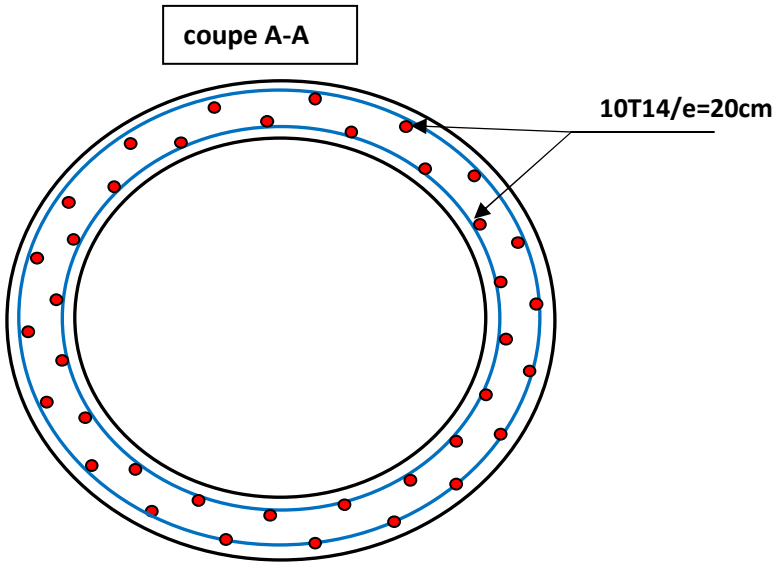


fig.VII.4 : Ferraillages des parois

Vue horizontale:

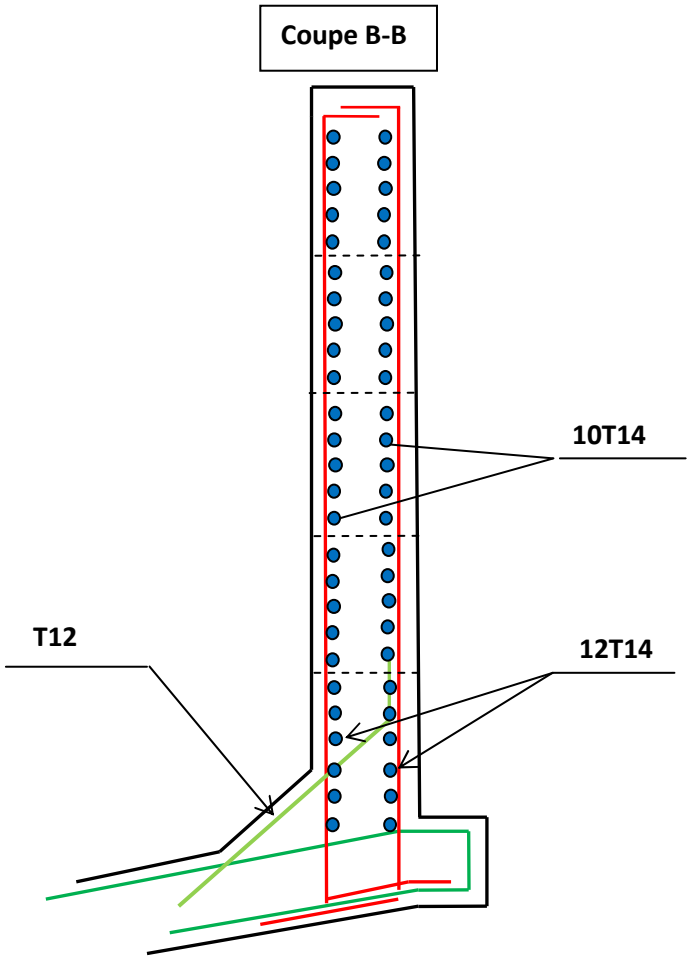


fig.VII.5: Ferraillages des parois

VII.8. CONCLUSION

Le ferraillage ainsi déterminé n'est pas définitif car il faudra le comparer à l'étude hydrodynamique qui sera traité dans le chapitre 10.

VIII.1 INTRODUCTION:

Le radier du réservoir est un voile, tronconique enterré, soumis à la pression hydrostatique.

Le tronc de cône se calcule par anneaux unitaires soumis à une pression interne provenant du poids propre de l'anneau 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.VII.1).

En décomposant le poids propre "**P**" suivant l'horizontale et suivant le tronc de cône, avec les Pressions Hydrostatiques " $\mathbf{Q_i}$" qui sont perpendiculaires sur la paroi du radier. (fig.VII.1.1 et fig.VII.1.2).

VIII.2 SOLLICITATION SOUS LA POUSSEE HYDROSTATIQUE ET LE POIDS PROPRE:

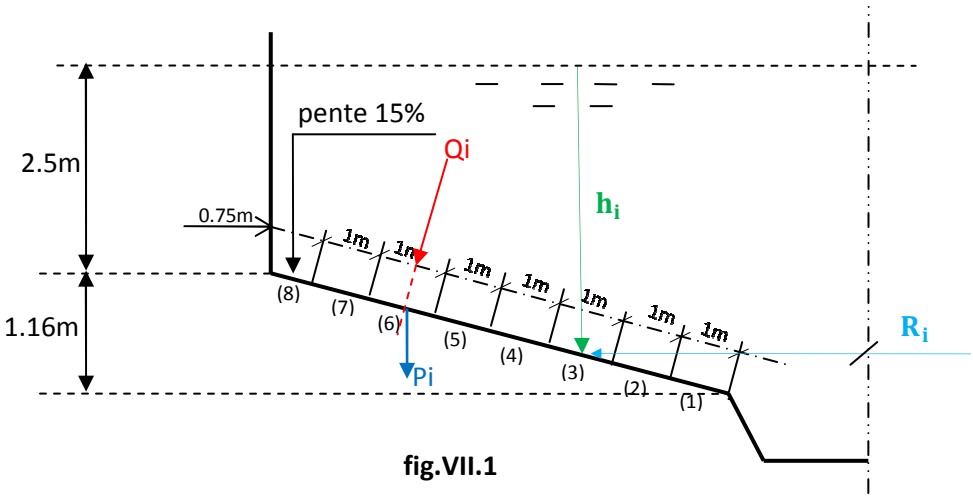


fig.VII.1

Projections des Poids:

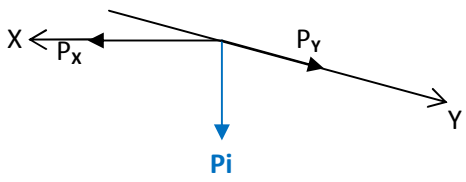


fig.VII.1.1

pressions hydrostatiques ⊥ à la parois:

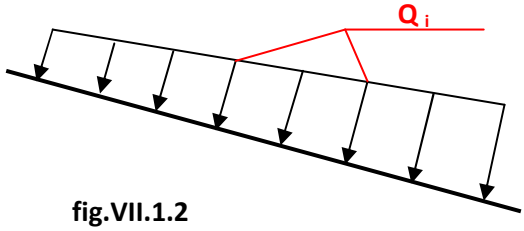


fig.VII.1.2

VIII.2.1 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi:

$$q_i = \rho \times h_i$$

- Poids volumique de l'eau: ρ = 1100kg/m^3
- Rayon moyen: R_i moy
- Hauteur de l'eau max: h_e = 3.66m
- hauteur de la bande (i) h_i
- longueur de la bande (i) ΔL_i

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante:

$$Q_i = \frac{(q_{i+1}+q_i)}{2}$$

VIII.2.2 Calcul des poids unitaire sur chaque bande :

$$P = (e \times 1) \times \gamma_b$$

- Poids volumique du béton: γ_b = 2500kg/m^3
- Rayon moyen: R_i moy
- Hauteur de l'eau max: h_e = 3.66m
- hauteur de la bande (i): h_i
- longueur de la bande (i): ΔL_i
- L'angle d'inclinaison du radier : $\alpha = 8.53°$
- Epaisseur du radier: e = 0.3m

En décomposant le poids propre "**P**" suivant l'horizontale et suivant le tronc de cône:

Suivant X:

$$P_X = (e \times \Delta L_i) \times \gamma_b \times cotg(\alpha)$$

Suivant Y:

$$P_Y = (e \times \Delta L_i) \times \gamma_b \times \frac{1}{\sin \alpha}$$

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

Tranche i	Ri moy (m)	hi(m)	pression qi (kg/m²)	Qi kg/ml	Pi(kg/ml)	Pix(kg/ml)	Piy(kg/ml)
1	2	3,66	4026	3943,5	750,00	5000,45	5056,4
2	3	3,51	3861	3778,5	750,00	5000,45	5056,4
3	4	3,36	3696	3613,5	750,00	5000,45	5056,4
4	5	3,21	3531	3448,5	750,00	5000,45	5056,4
5	6	3,06	3366	3283,5	750,00	5000,45	5056,4
6	7	2,91	3201	3118,5	750,00	5000,45	5056,4
7	8	2,76	3036	2953,5	750,00	5000,45	5056,4
8	9,25	2,61	2871	2810,5	750,00	5000,45	5056,4
/	/	2,5	2750	/	/	/	/

tableau. VIII.1. Calculs des pression et des poids unitaires sur chaque bande

VIII.3 CALCUL DES EFFORTS DE TRACTION ET DE COMPRESSION:

VIII.3.1 Effort de traction:

$$T_i = (1.35P_X + 1.5Q_i) \times R_{i\,moy}$$

VIII.3.1 Effort de compression:

$$F_i = (1.35P_Y + 1.5Q_i) \times R_{i\,moy}$$

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

		effort de traction		effort de compression	
Tranche i	Li(m)	Tiu(kg/ml)	Tis(kg/ml)	Fiu (kg/ml)	Fis (kg/ml)
1	1	25 331,72	17887,9	25482,78	17999,8
2	2	37 255,07	26336,85	37481,67	26504,7
3	3	48 683,43	34455,8	48985,56	34679,6
4	4	59 616,79	42244,75	59994,45	42524,5
5	5	70 055,15	49703,7	70508,34	50039,4
6	6	79 998,50	56832,65	80527,23	57224,3
7	7	89 446,86	63631,6	90051,12	64079,2
8	7,75	101 438,81	72251,2875	102137,483	72768,825

tab. VIII.2. Les efforts agissants sur chaque zone

VIII.4.FERRAILLAGE DU RADIER :

L'effort horizontal sera repris par un ferraillage transversal (cerces) sous l'effort "$\mathbf{T_i}$" et l'effort suivant le tronc de cône par un ferraillage longitudinal sous l'effort "$\mathbf{F_i}$" .

Le béton est en contact permanent avec l'eau, les sollicitations sont plus importantes dans le cas de la cuve pleine.

La fissuration est très préjudiciable.

VIII.4.1.Ferraillage sous T_i (cerces):

- **ELS:**

$\bar{\sigma_s} = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\tau f_{t28}}\right)\right)$ = 161.06 MPa **(FTP)**

La section d'acier est donnée par :

$$A_s \geq \frac{T_i}{\bar{\sigma_s}}$$

- **ELU:**

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2MPa \qquad \begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa \qquad \begin{cases} f_e = 400\ MPa \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_s \geq \frac{F_i}{\bar{\sigma_s}}$$

VIII.4.2.Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{Bft_{28}}{fe}$$

As = Max (Aser, Amin)

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

- **Ferraillage sous T_i (cerces):**

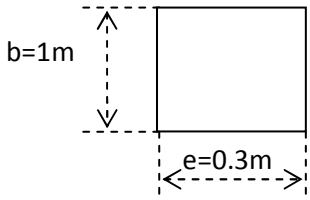
Aiu (cm²)	Ais (cm²)	A(CNF) (cm²)	Ai,max	Choix des barres / ml	espacement (cm)
7,28	11,09	15,75	15,75	7T12	12
10,71	16,33	15,75	16,33	8T12	12
14,00	21,36	15,75	21,36	9T12	12
17,14	26,19	15,75	26,19	9T14	12
20,14	30,81	15,75	30,81	10T14	10
23,00	35,23	15,75	35,23	10T16	10
25,72	39,45	15,75	39,45	10T16	10
29,16	44,79	15,75	44,79	10T16	10

tab. VIII.3. Ferraillage à la traction

VIII.4.3.Ferraillage sous F_i (barres longitudinal):

L'effort normal du à la compression est repris par les armatures longitudinales.

La section de la tranche: $B = 1 \times 0.3 = 1.3m$



- **ELS:**

$\bar{\sigma_s} = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3}f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\tau f_{t28}}\right)\right)$ = 161.06 MPa **(FTP).**

La section d'acier est donnée par :

$$A_{is} = \frac{F_i - (B \times 0.85 f_{c28})/\gamma_b}{\bar{\sigma_s}}$$

- **ELU:**

$$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2MPa \qquad \begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa \qquad \begin{cases} f_e = 400\ MPa \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$$

La section d'acier est donnée par :

$$A_{iu} = \frac{F_i - (B \times 0.85 f_{c28})/\gamma_b}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Les application numériques nous donnent les résultats résumés dans les deux tableau qui suivent :

Tranche i	Aiu (cm²)	Ais (cm²)
1	-11,49	-25,23
2	-11,14	-24,71
3	-10,81	-24,2
4	-10,49	-23,71
5	-10,19	-23,25
6	-9,9	-22,8
7	-9,63	-22,38
8	-9,28	-21,84

tableau. VIII.4. Ferraillage à la compression

Remarque:

$A_i < 0$ Le béton seul peut reprendre l'effort de compression suivant l'axe Y

Le BAEL prévoitune section minimale.

- **Calculs de la section minimale Amin:**

Amin = max $\left\{ \frac{0.8}{100} \times (e \times b); \frac{8}{100} \times (e + b) \right\}$

Tranche i	Aiu (cm²)	Ais (cm²)	Amin (cm²)	Aimax (cm²)	Choix des barres par ml	espacement (cm)
1	-11,49	-25,23	24	24	8T14	12
2	-11,14	-24,71	24	24	8T14	12
3	-10,81	-24,2	24	24	8T14	12
4	-10,49	-23,71	24	24	8T14	12
5	-10,19	-23,25	24	24	8T14	12
6	-9,9	-22,8	24	24	8T14	12
7	-9,63	-22,38	24	24	8T14	12
8	-9,75	-22,59	24	24	8T14	12

tableau. VIII.5. Ferraillage final à la compression

Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage du radier:

			choix des barres par ml		Espacement
			Pour chaque nappe		
Type de barre	Bande i	Ai max(cm²)	Ai cm²	Ø	ep (cm)
Armatures transversales	1	15,75	7,92	7T12	15
	2	16,33	9,05	8T12	12
	3	21,36	10,18	9T12	12
	4	26,19	10,77	9T14	12
	5	30,81	15,39	10T14	10
	6	35,23	20,1	10T16	10
	7	39,45	20,1	10T16	10
	8	37,86	20,1	10T16	10
Armatures longitudinales	1	24,00	12,31	8T14	12
	2	24,00	12,31	8T14	12
	3	24,00	12,31	8T14	12
	4	24,00	12,31	8T14	12
	5	24,00	12,31	8T14	12
	6	24,00	12,31	8T14	12
	7	24,00	12,31	8T14	12
	8	24,00	12,31	8T14	12

Tab. VIII.6 Tableau récapitulatif des résultats

VIII.5. CONCLUSION:

Dans ce chapitre, les parois et le radier du réservoir ont été ferraillés. Le ferraillage de la jupe centrale avec la goulotte feront l'objet du chapitre suivant.

IX.1. INTRODUCTION :

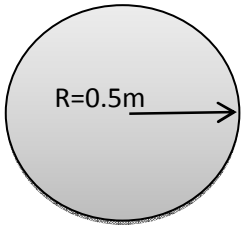
La jupe centrale est composée d'une dalle circulaire pleine qui repose sur le voile de la jupe qui est un élément porteur et fonctionnel de décanteur secondaire, elle est évidée en son milieu par le passage d'un tuyau, et immergée dans l'eau donc elle est soumise à un effort hydrostatique, son calcul sera similaire à celui du voile périphérique.

IX.2. ETUDE DE LA DALLE CIRCULAIRE :

IX.2.1.Les dimensions de la dalle :

La dalle possède les dimensions suivantes

- Rayon =0.5m
- Epaisseur = 0.3m



IX.2.2. Calcule des charges :

a) charge permanente

$$P_{dalle} = \pi \times \frac{D^2}{4} \times e \times \gamma_{beton}$$

AN :

$$P_{dalle} = 0{,}588t$$

G= 0.750t/m²

b) Charge d'exploitation

$$Q = \frac{q}{s} = \frac{2}{0{,}785}$$

Q = 2.55t/m²

IX.2.3 Combinaison de charge :

c) L'ELU

$$P_u = 1{,}35G + 1{,}5Q$$

AN :

$$P_u = 1{,}35\ 0{,}750 + 1{,}5\ .\ 2{,}55$$

$$P_u = 4.84t/m^2$$

d) L'ELS

$$P_{serv} = G + Q = 0.75 + 2.55$$

$$P_{serv} = 3.3\ t/m^2$$

IX.2.4 .Calcul des moments :

Pour le calcul des dalles et des parois, nous utilisons les tables de BARRES qui nous donnent les expressions des moments fléchissants radiaux (Mr) et tangentiels (Mt)
Par les formules suivantes :

a) Moments radiaux M_r

$$M_r = \frac{pa^2}{16}[-(3+\mu).\rho^2 + (1+3\mu).\beta^2 + 2(1-\mu) - 4(1+\mu) \times \beta^2.Ln\beta]$$

b) Moments tangentiels M_t

$$M_t = \frac{pa^2}{16}[(1+3\mu).(\beta^2 - \rho^2). + 2(1-\mu) - 4(1+\mu).\beta^2.Ln\beta]$$

Avec :

μ = coefficient de poisson égal à 0 pour le calcul des sollicitations à l'ELU et à L'ELS.

Donc on peut écrire les relations comme suit :

c) Moments radiaux :

$$M_r = \frac{pa^2}{16}[-3.\rho^2 + \beta^2 + 2 - 4.\beta^2 Ln\beta]$$

d) Moments tangentiels M_t

$$M_t = \frac{pa^2}{16}[\beta^2 - \rho^2 + 2 - 4.\beta^2 Ln\beta]$$

Avec :

- $\rho = \frac{r}{a}$: *distance relative du point étudié*
- μ : *coefficient de poisson* ..... $\begin{cases} \mu = 0 \text{ à } l'ELU \\ \mu = 0 \text{ à } l'ELS \end{cases}$
- Charge $p = \begin{cases} P_u = 4.84\ MN/m^2 \text{ à } l'ELU \\ ps = 3{,}30\ MN/m^2 \text{ à } l'ELS \end{cases}$

Les valeurs des moments radiaux et tangentiels sont données dans les tableaux suivants :

			MR MN/ml		Mt MN/ml	
A	r (m)	ρ	ELS	ELU	ELS	ELU
0,86	00	00	0,39	0,57	0,39	0,57
0,86	0,25	0,29	0,35	0,51	0,38	0,55
0,86	0,50	0,58	0,23	0,34	0,34	0,49
0,86	0,75	0,84	0,07	0,10	0,28	0,41
0,86	1,00	1,16	- 0,23	- 0,33	0,18	0,27

Tableau I.1 : Sollicitations dans la dalle circulaire de la jupe centrale

IX.2.5. Ferraillage de la dalle de la jupe :

D'après le BAEL 91, le ferraillage se fait par un calcul en flexion simple d'une section rectangulaire de largeur b0 = 1m, la fissuration étant très préjudiciable (FTP). L'enrobage est pris égal à 3cm.

h =0,30m =300mm

$\emptyset_{r,t} \leq (h/10) \longrightarrow \emptyset_{r,t} \leq 30mm$

On prend : $\emptyset_{r,t} = 8mm$

$dr = h - c - (\emptyset_r/2) \longrightarrow dr = 30 - 3 - (0.80/2) \longrightarrow dr = 26.6.cm$

$dt = h - c - (\emptyset_r/2) \longrightarrow dt = 30 - 3 - (0.80/2) - 0.8 \longrightarrow dr = 26.6.cm$

IX.2.5.1.Calcul des armatures radiales

a) l'état limite ultime :

	L'ELU	
Armatures radiales	**Armatures inférieures**	**Armatures supérieures**
Mru (MN.m/ml)	0,57* 10^{-2}	-0,33*10^{-2}
$\mu_{bu} = \frac{M_{ru}}{b_0 . d_r^2 . f_{bu}}$	0.0057	0.0033
$\boldsymbol{\mu_{bu} < \mu_{ab} = 0.186} \longrightarrow$ **pivot A ;**		$\boldsymbol{A'_{ru} = 0}$
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	0.071	0.042
$Z = d_r(1 - 0.4\alpha)$	0.258	0.257
$A = \frac{M_{ru}}{Z . \sigma_{st}}$ (cm^2)	0.634	0.365

Avec :

$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2MPa$ $\quad \begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa$ $\quad \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \\ f_e = 400\ MPa \end{cases}$

b) l'état limite de service :

	ELS	
Armatures Radiales	**Armatures inférieures**	**Armatures supérieures**
$\boldsymbol{M_{r\ service}\ (MN.m/ml)}$	0.39x 10^{-2}	0.23x10^{-2}
$\alpha_r = \frac{15 . \overline{\sigma_{bc}}}{15\ \sigma_{bc} + \overline{\sigma_s}}$	0.582	0.582
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2}\left[1 - \frac{\alpha_r}{3}\right]$	0.235	0.235
$M_{rb} = \mu_{rb} b_0\ d_r^2 . \overline{\sigma_{bc}}$	0.150 (MN/ml)	0.150 (MN/ml)
$\boldsymbol{M_{rb} > M_{ser}} \longrightarrow$ $\boldsymbol{A'_{r\ service}}$		
$Z = d_r(1 - \frac{\alpha_r}{3})$	0.214 (m)	0.210 (m)
$A = \frac{M_{r\ service}}{Z . \sigma_{s10}}$	1.130 (cm²)	0.65 (cm²)

$f_{c28} = 25\ MPa$

$f_{t28} = 0.6 + 0{,}06\ .\ f_{c28} = 2.1\ MPa$

$\overline{\sigma_s} = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\tau f_{t28}}\right)\right.$ …….(FTP)

AN: $\overline{\sigma_s} = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3}\ 25\ , \max\left(\frac{400}{2}; 110\sqrt{1{,}6\ \times 2{,}1}\right)\right.$

$\overline{\sigma_s} = 161.06MPa$

c) Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.023 \times b_0 \times d_r \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

AN: $A_{min} = 0{,}023\ .\ 1\ .\ 0{,}26\ .\frac{2{,}1}{400} = 0.314 cm^2/ml$

$$\boldsymbol{A_r^{max} = max(A_{rs}\ , A_{ru}\ , A_{min})}$$

$A_r^{max} = 1.137\ cm^2$

Soit : 3T8 /ml (1,50cm²/ml)

Espacement st ≤ Min (2h; 25cm) ; h = 30 cm ⇒ st ≤ 25 cm

Remarque:

3T8 donne st ⟶ 33.33 > 20

Donc on adopte un ferraillage de 5T8 avec St = 20 cm

IX.2.5.2. Calcul des armatures tangentielles (cerces):

a) l'état limite ultime :

Calcul des armatures tangentielles à L'ELU:

M_{tu} (MN.m/ml)	$0.57\ .10^{-2}$
$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b_0 . d_t^2 . f_{bu}}$	0.00642
$\boldsymbol{\mu_{bu} < \mu_{ab} = 0.186}$ ⟶ **pivot A;** $\boldsymbol{A'_{r\,u} = 0}$	
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$	0.0079
$Z = d_t(1 - 0.40\ \alpha)$	0.257
$A = \frac{M_{r\ service}}{Z . \overline{\sigma_s}}$	0.64 (cm²)

$f_{bu} = \frac{0{,}85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2MPa$ $\begin{cases} \gamma_b = 1{,}5 \\ f_{c28} = 25\ MPa \end{cases}$

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.82MPa$ $\begin{cases} f_e = 400\ MPa \\ \gamma_s = 1.15 \end{cases}$

b) A l'état limite de service :

Calcul des armatures tangentielles à ELS:

M_{tu} $MN.m/ml$	$0.39\ 10^{-2}$
$\alpha_r = \frac{15.\overline{\sigma_{bc}}}{15\ \overline{\sigma_{bc}} + \overline{\sigma_s}}$	0.583
$\mu_{rb} = \frac{\alpha_r}{2}\left[1 - \frac{\alpha_r}{3}\right]$	0.235
$M_{tb} = \mu_{rb} b_0\ d_t^2.\overline{\sigma_{bc}}$	0.225
$M_{tb} > M_{ser}$ ⟶	$A'_{r\ service} = 0$
$Z = d_t(1 - \frac{\alpha_r}{3})$	0.240
$A = \frac{M_{t\ service}}{Z.\sigma_s}$	1.01 (cm²)

Soit : 3T8 /ml (1.50cm²/ml)

Remarque:

3T8 donne st =33 > 20

Donc on adopte un ferraillage de 5T8 avec St = 20 cm

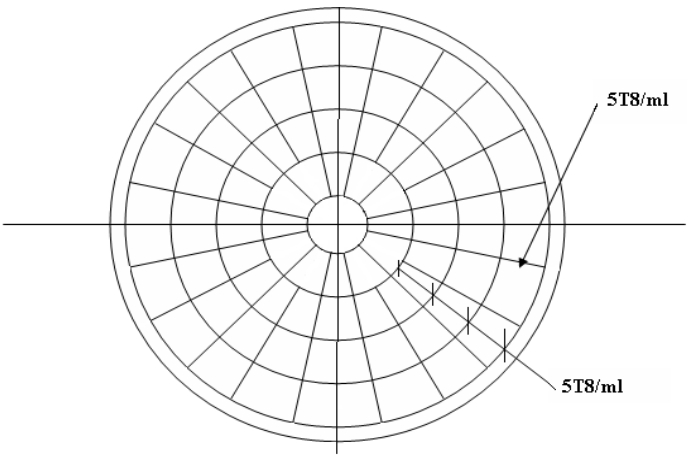


Figure IX.1 : Féraillage de la dalle circulaire

IX.3. JUPE CENTRALE :

IX.3.1. Calcul des sollicitations du 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 :	γ_{eau} = 1.1 T/m^3
Rayon moyen du voile :	a= 1 m
Hauteur total de la jupe :	d= 5.06 m
Epaisseur du voile :	h= 0.275 m
Hauteur d'eau utile :	4.56m

Dans notre cas en divise la paroi en cinq bandes. Chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors de calcul.

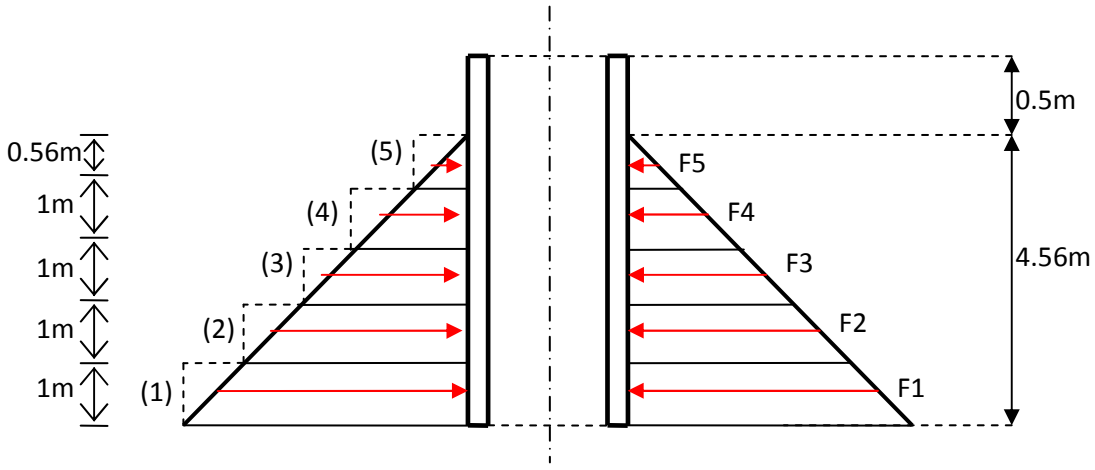


Fig. IX.2 : Sollicitation sous la poussée hydrostatique

IX.3.2 Pression unitaire sur chaque bande de la paroi:

$$q_i = \rho \times h_i$$

- Poids volumique de l'eau: γ_t= 1100kg/m^3
- Diamètre extérieur D_{int}: D_{ext} = 1m
- Hauteur de l'eau: h_e = 4.56m
- h_i : hauteur de la bande (i) considérée jusqu'au trop-plein La pression moyenne sur chaque zone

La pression moyenne sur chaque zone (i) est donnée par la relation suivante:

$$Q_i = \frac{(q_{i+1}+q_i)}{2}$$

Sous l'action des pressions Q_i chaque bande (i) sera tendue avec un effort de traction F_i tel que :

$$T_{iu} = 1.5 \times Q_i \times \frac{D_{ext}}{2}$$

$$T_{is} = Q_i \times \frac{D_{ext}}{2}$$

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

i	**Pression h_i (m)**	**$q_i = \rho$. h_i (kg/m^2)**	**$Q_i = (q_{i+1}+q_i)/2$ (kg/m^2)**	**T_{iu} = $1{,}5Q_i.D_{int}/2$ (kg/ml)**	**$T_{is} = Q_i . D_{int}/2$ (kg/ml)**
1	4.56	5016	4466	3349.5	2233
2	3.56	3916	3366	2524.5	1683
3	2.56	2816	2266	1699.5	1133
4	1.56	1716	1166	874.5	583
5	0,56	616	308	231	154

Tableau (IX.1) Pression agissant sur chaque zone

IX.3.3. Ferraillage de la jupe centrale :

c) L' ELU :

$$A_{is} \geq \frac{T_{iu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

- $f_e = 400MPa$
- $\gamma_s = 1.15$

d) L'ELS :

$$A_s \geq \frac{T_{is}}{\overline{\sigma_{st}}}$$

Avec :

- $\overline{\sigma_s} = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3} f_{c28}, \max\left(\frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\tau f_{t28}}\right)\right.$

$$\overline{\sigma_s} = 0.8 \times \min\left(\frac{2}{3}\ 25\ , \max\left(\frac{400}{2}; 110\sqrt{1{,}6\ \times 2{,}1}\right)\right.$$

$$\overline{\sigma_s} = 161.30MPa$$

e) Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq B \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

Avec :

- B= 1x 275 =275 m².
- f_{t28}= 2.1 MPa
- f_e =400 MPa

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

Aiu (cm²)	Ais (cm²)	Amin (cm²)	Choix des barres par ml		espacement (cm)
12,56	13,84	1,44	13,84	7 T 16	15
9,47	10,43	1,44	10,43	7 T14	15
6,37	7,02	1,44	7,02	5 T 14	15
3,28	3,61	1,44	3,61	5 T10	15
0,87	0,95	1,44	0,95	5 T 8	15

Tableau (IX.2): Ferraillage de la jupe

Les armatures transversales sont utilisées pour éviter le flambement et maintenir les armatures longitudinales.

IX.3.4. Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq min \begin{cases} 15Q_l \\ 40cm \ avec\ a\ epaisseur\ du\ voile\ (cm) \\ a + 10 \end{cases}$$

$$s_t = min \leq \begin{cases} 15cm \\ 40cm \\ 37.5cm \end{cases}$$

On prend S_t= 15cm

Nombre de cerces

$$n = h_{voile}/S_t$$

AN : $n = \frac{476}{15} = 32\ cerces$

Nous ajouterons des aciers de répartition au niveau du périmètre intérieur qui serviront aussi d'armatures pour se prémunir du risque de fissuration parasite.

IX.3.5. Vérification du flambement :

D'après les règles BAEL91 le calcul se fait uniquement à l'ELU, le voile est soumis aux charges suivantes :

- g= poids propre du voile
- G=g =7.925t
- Q= 2t charge d'exploitation

IX.3.6.Combinaisons de charges :

N_u= 1.35G+1.5Q= 1,35 x7.92 + 1,5x2 = 13.692 t

IX.3.7. Calcul de la longueur de flambement

La longueur de flambement dépend de la longueur de l'élément l_0 et de la nature des liaisons à ses extrémités, dans notre cas le voile est un poteau encastré à une extrémité et libre à l'autre, donc d'après le BAEL91 :

$L_f = 2l_0$, $l_0 = 5.06m$ donc $L_f = 10.12m$

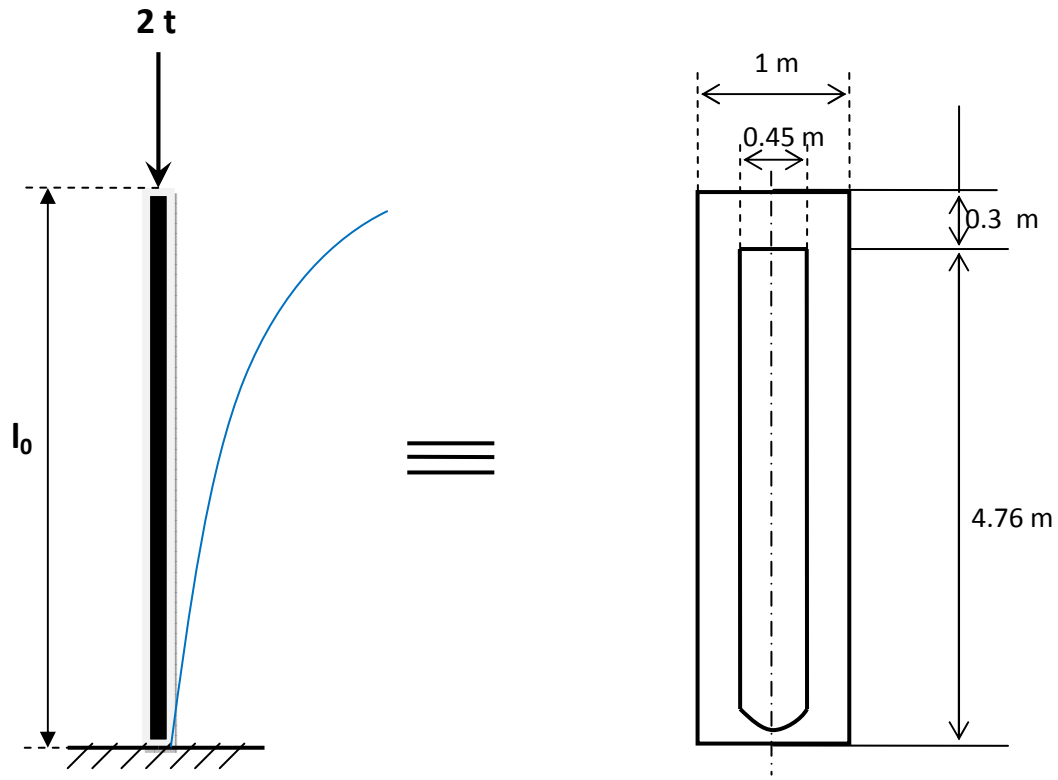


Figure IX.3 : Vérification au flambement

IX.3.8.Calcul de l'élancement :

Par définition l'élancement est le rapport de la longueur de flambement l_f au rayon de giration minimal de la section droite du béton, (i) c'est le paramètre qui définit la susceptibilité au flambement

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec} \quad i = \sqrt{\frac{I_{min}}{B}}$$

Avec :

- **I**= moment d'inertie minimal de la section du béton par rapport à l'axe qui passe par le centre de gravité et parallèle au plan de flambement
- **B**= aire de la section du béton
- **i**= le rayon de giration

Dans notre cas, la section du béton est une couronne circulaire de diamètre extérieur D_{ext}=1m et de diamètre intérieur D_{int}= 0.45m

$$I = \frac{\pi}{64} \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2) = \frac{\pi}{64} \times (1^2 - 0{,}45^2) = 0.039m^4$$

$$B = \frac{\pi}{4} \times (D_{ext}^2 - D_{int}^2) = \frac{\pi}{4} \times (1^2 - 0.45^2) = 0.626m^2$$

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{0.039}{0.626}} = 0.25\text{m}$$

$\lambda = \frac{10.12}{0.25} = 40.48 \ < 50$

Donc le calcul au flambement est inutile. La théorie de la compression centrée est applicable.

IX.3.9. Détermination des armatures longitudinales :

L'effort normal résistant N_u doit être au plus égal à

$$N_u \leq N_{résist} = \Delta \left[B_r \times \frac{F_{c28}}{0.9\,\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec

Δ : Coefficient de minoration qui tient compte de de l'excentricité additionnelle et comme λ>50 .

$$\Delta = \frac{0{,}85}{1 + 0.2\left(\frac{\gamma}{35}\right)^2} = \ 0.670$$

B_r : section réduite du béton qui tient compte des imperfections de réalisation, donc en retranchant (2cm) sur toute la périphérie de la section du voile.

On a: $B_r = \frac{\pi}{4}[(D_{ext} - 0.02)^2 - (D_{int} + 0.02)^2]$

$$B_r = 0.608\ m^2$$

- **Situation accidentelle**

$$N_u \leq N_{résist} \longrightarrow \quad N_u \leq \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0{,}9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma s}\right]$$

$$\longrightarrow \quad A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e}\left[\frac{N_u}{\Delta} - B_r \frac{f_{c28}}{0{,}9\,\gamma_b}\right]$$

$$\longrightarrow \quad A_s = -\,0.031 m^2$$

As < 0 donc le béton lui seul peut reprendre l'effort de compression.

- **Calcul de la section minimale** :

Selon le BAEL 91 :

$$A_{min} \geq max\begin{cases} 4U \\ \dfrac{B_r}{1000}\,(cm^2) \end{cases}$$

Avec :

- U : périmètre moyen du voile $U = \pi \times D_{moy}$
- B : section du béton en (cm²) $B_r = \frac{\pi}{4} \times [D_{ext}^2 - D_{int}^2]$

AN :

U= 3.17 X 0.725 = 2.30 cm²

4U= 9.2 cm²

$B_r = \frac{\pi}{4} \times [100^2 - 45^2]$ = 6260.37 cm²

$$A_{min} \geq \max(9.2\,,6.26) = 9.2\ cm^2$$

Donc on : $A_S = A_{min}$ = 9.20 cm²

Donc on choisit : 10T12 (9.42cm²) avec st=20 cm, disposées en deux nappes.

			choix des barres par ml		Espacement cm
type de barre	Bande i	Ais max (cm^2)	Ai	Ø	15
Armatures transversales	1	13,84	14,07	7T16	15
	2	10,84	10,77	7T14	15
	3	7,02	7,7	5T14	15
	4	3,61	3,93	5T10	15
	5	0,95	2,51	5T8	15
Armatures longitudinales	/	9,2	9,42	10T12	15

IX.3. Tableau récapitulatif des résultats de ferraillage :

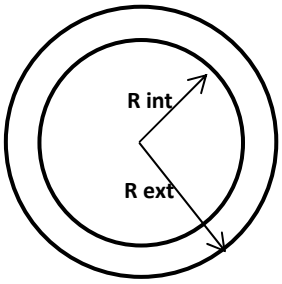
IX.4. CALCUL DE LA GOULOTTE

IX.4.1. Introduction

La goulotte est un élément en console, encastré tout au long du voile périphérique du clarificateur.

IX.4.2. Dimension de la goulotte

- Largeur : 0.4m
- Epaisseur : 0.15m
- Rayon intérieur : 8.85m
- Rayon extérieur : 9.25m



IX.4.3. Ferraillage de la Goulotte

Le calcul se fait à la flexion simple (ELU)

$P_{\text{de la goulotte}} = 8.52t$

$P_{eau} = 3t$

IX.4.4. Combinaisons de charges à l'ELU :

La combinaison de charge est : **1.35 *G* + 1.5 *Q***

q_u=1,35.G+ 1,5 Q = 1,35 8.52+1.5 3 =16 t

- **Calcul de l'effort tranchant :** 0 ≤ x ≤ 0,40 m

$$\sum \boldsymbol{F_V} = \mathbf{0}$$

$$\Longrightarrow \quad T_y = -64 + 160x \qquad \begin{cases} x = 0 & T_y = -64KN \\ x = 0{,}40 & T_y = 0 \end{cases}$$

- **Calcul du moment fléchissant :** 0 ≤ x ≤ 0.40 m

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{160 \times 0.4^2}{2} = 12.8KNm$$

Calcul du moment réduit μ_b **:**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2MPa.$$

AN :

$$\mu_b = \frac{12.8 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14.2} = 0.062 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \textbf{SSA}$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (A_C=0).

$$\mu_b = 0.062 \longrightarrow \beta = 0.968$$

Section d'armatures :

$$As = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa.$

AN :

$$A_S = \frac{12{,}8 \times 1000}{0.744 \times 12 \times 348} = 4.12\ cm^2$$

Soit: $\boldsymbol{As = 4HA10 = 4.52cm^2}$ avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25\ cm$

- **Armatures de répartition :**

$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13\ cm^2$

Soit : **4HA8=2.01 cm²** avec un espacement $S_t = \frac{100}{4} = 25cm$

→ **Vérifications à l'état limite ultime (ELU) :**

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2/BAEL91)**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- $A_{min} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{2.1}{400} = 1.449 cm^2$
- A= 4HA12 = 4.52cm² > $A_{min} = 1.449 cm^2$ ⟶ **Condition vérifiée**

- **Vérification au cisaillement:**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$ Avec $V_u = 64\ kN$

$\tau_u = \frac{64}{1000 \times 120} \times 10^{+3} = 0.53$ MPa

et $\bar{\tau}_u = \min \left\{ (0.15 \frac{fc_{28}}{\gamma_b} ; 4\ MPa) \right\}$; Donc : $\bar{\tau}_u = 2.50$ Mpa

$\tau_u = 0{,}530 < \bar{\tau}_u = 2.5$ ⟶ **Condition vérifiée**

- **Espacement des armatures :**

Armatures principales :

$S_t < \min(4h;33cm) \Rightarrow S_t = 25\,cm < 33\,cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

Armatures de répartition :

$S_t < \min(4h;45cm) \Rightarrow S_t = 25\,cm < 45\,cm$ ⟶ **Condition vérifiée**

IX.4.5.Calcul à l'état limite de service (ELS):

La combinaison de charge est : ***G + Q***

q_s=G+ Q = 8.52+ 3 = 11.52 t

- **Calcul de l'effort tranchant :** 0 ≤ x ≤ 0,40 m

$$\sum \boldsymbol{F_V} = \mathbf{0}$$

$$\Longrightarrow \quad T_y = -46.08 + 46.08x \qquad \begin{cases} x = 0 & T_y = 46.06KN \\ x = 0{,}40 & T_y = 0 \end{cases}$$

- **Calcul du moment fléchissant :** 0 ≤ x ≤ 0.40 m

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{115.2 \times 0.4^2}{2} = 9.216KNm$$

→ **Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

- **Contrainte dans l'acier :**

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 12} = 0.376$$

$\rho_1 = 0.376$ ⟶ k_1=37.94 ⟶ β_1=0.905

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.53 \times 10^3}{0.905 \times 10 \times 4.52} = 110.74MPa$$

$\sigma_{st} = 110.74MPa \leq \overline{\sigma}_{st} = 348MPa$ ⟶ **Condition vérifiée**

- **Contrainte dans le béton :**

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

$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{158.20}{41.82} = 3.78\,MPa$

$\sigma_{bc} = 3.78\,MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15\,MPa$ ⟶ **Condition vérifiée**

→ **Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures : (Art.5.3,2/BAEL91)**

$\sigma_{\mathrm{st}} \leq \overline{\sigma_{st}} = 0.8\,min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$

La fissuration est considérée préjudiciable.

$\overline{\sigma_{st}} = 0{,}8\,min\left\{\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} = 161.30MPa$

$\overline{\sigma_{st}} = 161.30MPa > \sigma_s = 110{,}74MPa$ ⟶ **Condition vérifiée**

IX.5. CONCLUSION :

A travers ce chapitre, nous avons calculé le ferraillage de la jupe et de la goulotte ainsi que la vérification des armatures obtenues.

X.1.INTRODUCTION :

L'étude hydrodynamique consiste à prendre en compte les sollicitations exercées sur les parois par le séisme, car lorsque le réservoir partiellement rempli est soumis à l'effort sismique, le fluide se mettra en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface.

X.2.BUT DE L'ETUDE HYDRODYNAMIQUE :

L'étude a pour but de déterminer la hauteur maximale des vagues dans un réservoir partiellement repli ainsi que les moments crées par l'éclatement de ces dernières sur les parois.

X.3.JUSTIFICATION DU CHOIX DE LA METHODE :

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 PREISTLEY : ces méthodes s'apparentent à celle de HOUZNER en ce sens qu'elles établissent toutes des formules de calculs simples appliquées pour deux type 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 préférable d'utiliser la méthode de HOUZNER 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 HOUZNER donne des résultats approchés à 10%, c'est pourquoi il est commode dans ce cas d'utiliser la méthode de HUNT et PREISTLET, elle est plus exacte.

Calcul du taux de remplissage :

$$\begin{cases} h = 4.56m \\ R = 9.25m \end{cases} \quad \frac{4.56}{9.25} = 0.493 < 1.5$$

Donc nous allons utiliser la méthode de HOUZNER.

X.4. HYPOTHESES DE LA METHODE DE HOUZNER :

- Le réservoir est lié rigidement à son sol de fondation
- Le liquide dans le réservoir est considéré comme incompressible
- La dissipation d'énergie due à la viscosité du fluide dans le réservoir est négligée.

X.5. MODELISATION SELON HOUZNER :

HOUZNER a 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.

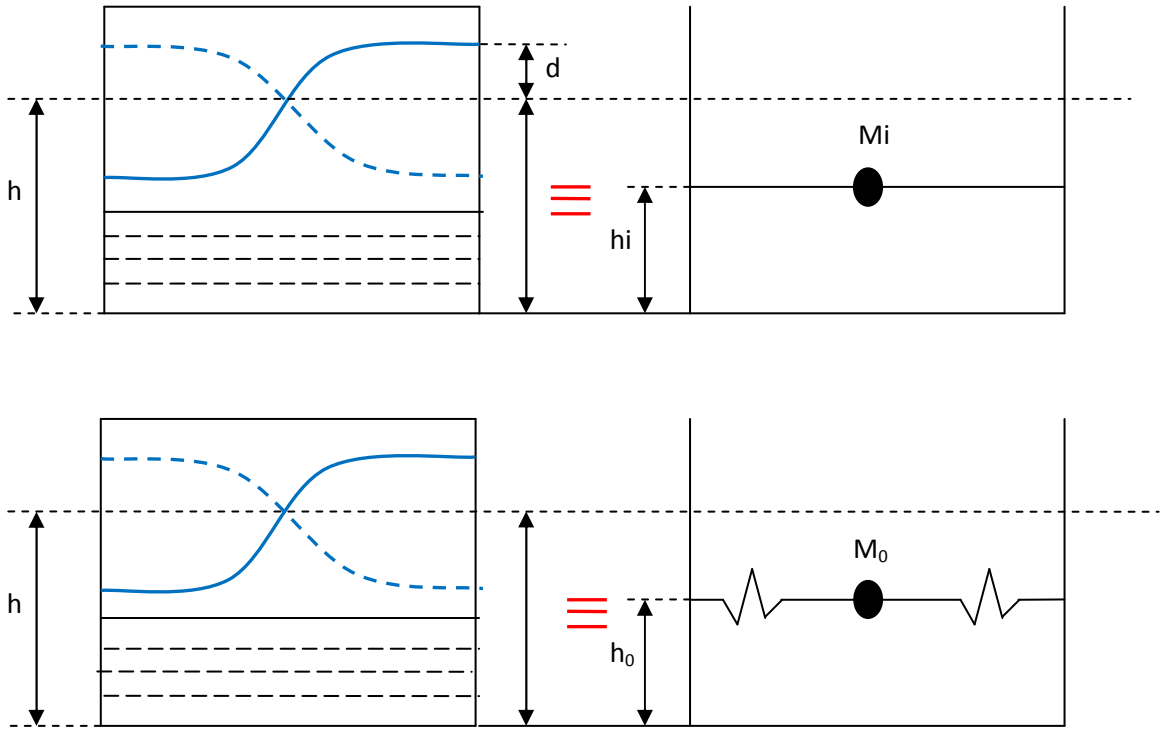


fig. X.1. Equivalent mécaniques des pression d'oscillation

(Action sur la parois)

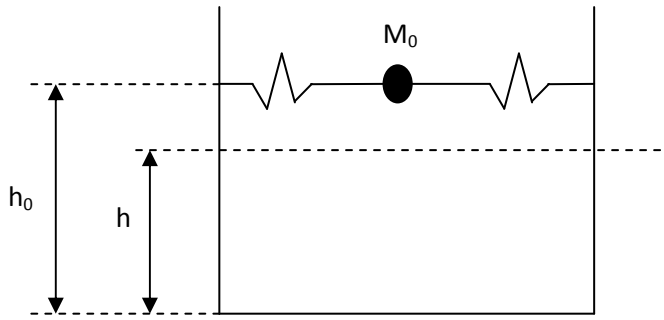


fig. X.2. Equivalent mécaniques des pression d'oscillation

(Action sur la parois et sur la base)

X.6. ETAPES ET APPLICATION DE LA METHODE :

➢ Coefficient d'accélération de la zone «A» :

A : est le coefficient de zone, il est 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 Draa El Mizan, est classée en zone II_b, zone de moyenne séismicité selon le RPA99 révisé en 2003.
  Ce qui nous donne A= 0.25

➢ Coefficient de correction d'amortissement : «η»

Il est donné par la relation suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7$$

Avec :

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique, il est en fonction de la nature du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'apres le RP99 révisé en 2003 on a

ξ= 10 (voile en béton armé)

AN: $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 > 0.7$

➢ 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, classer par le RPA de catégorie 3 dans ce cas R=3.50

- Période caractéristique :

Site	S_1 Site rocheux	S_2 Site ferme	S3 Site meuble	S_4 Site très meuble
T_1	0.15	0.15	0.15	0.15
T_2	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau N° X.1: les différentes périodes caractéristiques

T_1 et T_2 sont les périodes caractéristique associe aux sites S_i

Donc on a :

$$\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T_2 = 0{,}50s \end{cases}$$

- Facteur de qualité : «Q»

  - Q : facteur de qualité de la structure donnée la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^{6} P_{q_i}$$

Dans cette relation P_{q_i} désigne les pénalités à retenir selon le critère de qualité satisfait ou non.

Les différents critères sont récapitulés dans le tableau si dessus:

N°	Critère	Observé	Non observé
01	Condition minimales sur les files 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 N° X.2: Les différents critères de qualité

NB : les deux premiers critères ne s'appliquent pas sur les réservoirs

AN : Q= 1+ (0+0+0,5+0)= 1.05

- Calcul de la période fondamentale : «T»

  Elle est donnée par la relation suivante :

$$T = 1.79 \times H_t^2 \times \sqrt{\frac{P}{g \times EI}}$$

  Avec :

  - E : Module d'élasticité du béton
  - I : Moment d'inertie de la paroi par rapport à l'axe horizontal
  - P : poids du réservoir
  - H_t : hauteur total du réservoir

  Relation empirique proposée par PS69 révisé en 82, c'est la seule relation qui fait appelle à la rigidité flexionnelle (EI)

AN:

- $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \times \sqrt[3]{25}$

$$E_{ij} = 32164.20\ MPa$$

- $I_x = I_y = \frac{\pi}{64} \times (D_{ext}^4 - D_{Int}^4) = \frac{\pi}{64} \times (19.1^4 - 18.5^4) =$

$$I_X = I_Y = 782.61 m^4$$

- P= 501.56.10 KN

$$T = 1.79 \times 5.36^2 \times \sqrt{\frac{501{,}56.10}{9.81 \times 32164.20 \times 782.61}}$$

Donc

T=0,232 s

La période est faible cela veut dire que le comportement est rigide.

- **Calcul de l'action d'impulsion :**

$$P_i = M_i \times a_m$$

Avec :

- M_i : masse d'inertie, elle est donnée par la relation suivante

$$M_i = Me \times \frac{th(\sqrt{3}\frac{R_i}{H_e})}{\sqrt{3}\frac{R_i}{H_e}}$$

AN: M_i= 253.14 t

- a_m : c'est l'accélération, d'après le RPA on peut l'écrire par cette relation :

  $\frac{a_m}{g} = 2.5\eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right)$ Car $0.15 \leq T \leq 0.5$

  AN : a_m = 1.75 m/s²

  Donc là on peut calculer :

  P_i= 253,14 x 1,75

  P_i= 442,34 KN

X.6.1.Calcul des actions d'oscillations :

La résultante de pression hydrodynamique horizontale est donnée par la relation suivante :

$$P_0 = 1.2 \times M_0 \times g \times \emptyset_0$$

Avec :

- g : la pesanteur
- M_0 : c'est la masse d'eau qui se mit au mouvement, on la calcule par cette relation

$$M_0 = M_e \times 0.318 \times \frac{R_i}{H_e} \times th(1.84 \times \frac{H_e}{R_i})$$

AN : $M_0 = 891 \times 0.318 \times \frac{9.25}{4.56} \times th(1.84 \times \frac{4.56}{9.25})$

M_0=413,66 t

- $\emptyset_0$: c'est l'angle max d'oscillation de la surface libre qui est exprimé en fonction du spectre d'accélération «a_m», on la calcule par cette relation

$$\emptyset_0 = 0.83 \times \frac{a_m}{g}$$

AN : $\emptyset_0$= 0.83x $\frac{1.75}{9.81}$

$\emptyset_0$ = 0.147 rad

D'où: P_0 = 719,94 KN

- **calcul du moment de flexion:**
  - **de la force d'impulsion**

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'impulsion est donné par la relation suivante :

$$M_{fi} = P_i \times h_i$$

Avec :

- h_i : c'est le niveau d'application des pressions d'impulsion par rapport au radier, il est donné par la relation suivante :

$$h_i = \frac{3}{8} \times He$$

AN : h_i =1,71 m

M_{fi} = 756,41 KN.m

- **Action d'oscillation :**

Le moment de flexion sur les parois sous l'action d'oscillation s'écrit comme suit :

$$M_{fo} = P_o \times h_o$$

Avec :

- h_0 : est le niveau d'application des pressions d'oscillation par rapport au radier, il est donné par la relation suivante

$$h_o = H_e[1 - \frac{1}{1.84 \times th\left(1.84 \times \frac{H_e}{R_i}\right)} + \frac{1}{1.84 \times \frac{H_e}{R_i} \times sh(1.84 \times \frac{H_e}{R_i}}]$$

Avec :

- M_e : la masse d'eau dans le réservoir, calculée dans le chapitre descente de charge, M_e= 891t.
- H_e : la hauteur d'eau utile dans le réservoir.

AN :

$$h_0 = 5.06\ (1 - \frac{1}{1.84 \times th(1.84 \times \frac{4.56}{9.25})} + \frac{1}{1.84 \times \frac{4.56}{9.25} \times sh(1.84 \times \frac{4.56}{9.25})})$$

$$h_0 = 5{,}96\ m$$

Donc : $M_{f0} = 719.94 \times 5.96$

D'où: $M_{f0} = 4295{,}18$ KN. m

X.6.2. Calcul du moment de renversement

- **de la force d'impulsion**

$$M_{Ri} = P_i \times h_i^*$$

Avec : $h_i^* = \frac{3}{8} h_e + 1/2 \left[\left(\frac{\sqrt{3}\frac{R_i}{h_e}}{th\sqrt{3}\frac{R}{h_e}} - 1 \right) \right]$

AN : $h_i^* = \frac{3}{8} \times 4.56 + 1/2 \left[\left(\frac{\sqrt{3} \times \frac{9.25}{4.56}}{th\sqrt{3} \times \frac{9.25}{4.56}} - 1 \right) \right]$

$h_i^* = 2.96m$

Donc : $M_{Ri} = 442.34 \times 2.96$

$M_{Ri} = 1313{,}709\ KNm$

- **de la force d'oscillation :**

$$\boldsymbol{M_{r0} = P_0 \times h_0^*}$$

Avec : $h_0^* = h_e \left[1 - \frac{ch\left(1.84 \times \frac{h_e}{R_i}\right) - 2}{1.84 \times sh\left(1.84 \times \frac{h_e}{R_i}\right)} \right]$

AN :

$$h_0^* = 4.56 \left[1 - \frac{ch\left(1.84 \times \frac{4.56}{9.25}\right) - 2}{1.84 \times sh\left(1.84 \times \frac{4.56}{9.25}\right)} \right]$$

D'où : $h_0^* = 5.89\ m$

Donc: $M_{r0} = 719.94 \times 5{,}89$

D'où $M_{r0} = 4246{,}11\ KNm$

- les moments résultants :
  - Le moment de flexion résultant

$$M_f = M_{fi} + M_{fo} = 756.41 + 4295{,}18 = 5051.6\ KNm$$

  - Le moment de renversement résultant :

$$M_R = M_{Ri} + M_{R0} = 1313{,}709 + 4246{,}11 = 5559{,}83\ KNm$$

  - L'effort tranchant :

$$P = P_i + P_0 = 442.34 + 719{,}94 = 712.133 KNm$$

- Calcul de hauteur maximale des vagues :

$$D_{max} = \frac{0.408 R_i}{\left(\frac{g}{W_0^2 \times \Phi_0 \times R_i} - 1\right) th\left(1.84 \times \frac{h_e}{R_i}\right)}$$

Avec :

W_0 : la pulsation fondamentale de vibration du liquide elle est donnée par cette relation :

$$W_0^2 = \frac{g}{R} \times \sqrt{\frac{27}{8}} \times th\left(\sqrt{\frac{27}{8}} \times \frac{h_e}{R}\right)$$

AN : $W_0^2 = 1.404\ (rad/s)^2$

D'où $D_{max} = 01.28\ m > 0.5m$

cela veut dire que la vague va dépasser le seuil du réservoir donc on doit augmenter la hauteur des parois de 1m.

- Vérification vis-à-vis des efforts dus à la pression hydrodynamique :

- La stabilité au renversement :

Pour que l'ouvrage soit stable il faut satisfaire la condition suivante :

$$K = \frac{moment\ stabilisant}{moment\ renversant} > 1.5$$

Le moment stabilisant :

$$M_{st} = P_t \times R_m$$

Avec :

- P_t : poids du réservoir vide+ poids de l'eau.
- R_m : rayon moyenne du voile.

D'où : M_{st}= 1392.56 x 9.55 = 13107.948 KNm

On aura alors : $K = \frac{13107.948}{5559.83} = 2.350 > 1.5$

Donc le réservoir est stable au renversement vis-à-vis de l'effort du séisme.

X.7. VERIFICATION DE DE LA SECTION D'ENCASTREMENT :

D'après le RPA2003, cette vérification consiste en la satisfaction de la condition ci-après:

$$\tau_u = \tau_{statique} + \tau_{hydrodynamique} < \overline{\tau_u}$$

Ou : $\overline{\tau_u} = 0.07\ f_{c28}\ /\gamma_b$

$$\begin{cases} f_{c28} = 25MPa \\ \gamma_b = 1.15\ situation\ \ accidentelle \end{cases}$$

$\overline{\tau_u} = 1.83\ MPa$

$$\tau_{u\ statique} = \frac{V_u^{max}}{b_0\ d} = \frac{1.5\ Q}{b_0\ d}$$

d= 09 h

Q : la poussée de la terre maximale à la base du réservoir

$$\tau_{u\ statique} = \frac{1.5\ \times\ 0{,}16166}{1\ .\ 0.3\ 0{,}9} = 0{,}891\ MPa$$

$$\tau_{u\ hydrodynamique} = \frac{P}{S} = \frac{P_I + P_0}{\pi(R_{ext}^2 - R_{int}^2)}$$

AN :

$$\tau_{u\ hydrodynamique} = \frac{4{,}722}{\pi(9.55^2 - 9.25^2)} = 0.540\ MPa$$

$$\pi_u = 0{,}891 + 0{,}540 = 1.431\ MPa\ \ <\ \ 1{,}83\ MPa$$

Conclusion : La contrainte de cisaillement est vérifiée donc la section d'encastrement résiste à l'effort tranchant.

X.8. FERRAILLAGE DE LA PAROI AU SEISME :

X.8.1. Les armatures longitudinales

La paroi est sollicitée par un effort de compression du à son poids propre et moment de flexion hydrodynamique.

C'est le cas d'une situation accidentelle (séisme) on est en présence d'une flexion composée le calcul se fera à l'ELU.
A l'encastrement, le moment est l'effort normal sont très importants donc la combinaison la plus défavorable est :

$M_u = M_{fi} + M_{f0} = 756.41 + 4295.18$

$M_U = 5{,}0516\ MN.m$

Pour avoir la distribution de moment fléchissant par mètre linéaire, on divise M_u par le périmètre moyen du voile.

$P_m = 2\ \times \pi \times R_m$

Avec :

- R_m : rayon moyen du voile

AN :

$P_m = 2\pi \times 9{,}4 = 59.032m$

➢ Le moment de flexion hydrodynamique par mètre linéaire :

$$M_u = \frac{M_u}{P_m}$$

AN :

$$M_u = 0{,}085MN.m/ml$$

Calcul de l'effort de compression :

$$N_u = (G + 0{,}75Q)/2\pi R$$

Avec :

- G : poids du réservoir vide = 501.56t
- Q : charge d'exploitation = 2t

D'où

$N_u = 0.110\ MN$

N_u est un effort de compression donc on doit vérifier le flambement.

- **Vérification du flambement** :

$$\frac{l_f}{h} \leq max\left(15, \frac{20\ e_1}{h}\right)$$

$l_0 = 3m$

l_f: Longueur de flambement = 0,707 L_0 = 2,121

h : hauteur de la section = 0.3m

e_0 : excentricité $= \frac{M_u}{N_u} \longrightarrow e_0 = 0{,}772$ m

e_a : excentricité additionnelle due aux imperfections géométriques.

$$e_a = max\left(2cm, {}^{l_0}/_{250}\right) = 2cm$$

$e_1 = e_0 + e_1$ = 0.77+ 0.002 = 0.772m

$\frac{l_f}{h} = 7{,}07 < max(15; 22{,}1)$ C'est vérifier.

Donc y a pas de risque de flambement le calcul se fera en flexion composée sans flambement.

On doit introduire l'excentricité supplémentaire e_2

$$e_2 = \frac{6\ l_f^2}{10^4\ h(1+a)}$$

$$a = {(\sum M_{GI} + \sum \Psi_{2i}\ M_{Qi})}/{(\sum M_{GI} + M_{QI} + \sum \Psi_{Oi} M_{Qi})} = {M_G}/{M_G} = 1$$

Avec $0 \leq a \leq 1$

$e_2 = 0.0045m$

D'où : $e = e_1 + e_2$

$e = 0{,}776m$

$M_{uA} = N_u(e + d - {h}/{2})$= 0.096 MN.m/ml

$f_{bu} = \dfrac{0{,}85\, f_{c28}}{\gamma_b} = 18{,}5\ 0\ MPa$

$\mu_{buA} = {M_{uA}}/{b_0.\, d^2.\, f_{bu}} = {0{,}096}/{1.0.25^2.\, 18{,}5}$

$\mu_{buA} = 0.083 < 0.48$ Section partiellement comprimée (SPC)

Calcul en flexion simple :

$a = 1{,}25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{buA}}\right) = 0.1084$

$\sigma_{s10} = \dfrac{f_e}{\gamma_s} = \dfrac{400}{1} = 400MPa$

$Z = d(1 - 0{,}4\alpha) = 0{,}25(1 - 0.4 \times\ 0{,}1084) =\ 0{,}239m$

Donc :

$A_{u(Fs)} = \dfrac{M_{uA}}{Z \times \sigma_{s10}} =\ 10{,}04\ cm^2$

X.8.2. Ferraillage choisi :

Les armatures sont disposées en deux nappes

5T12 (5.65cm²) avec st=20 cm

Ce ferraillage n'est pas final on doit le comparer avec les résultats qu'on a obtenus dans le chapitre 7.

Comparaison des résultats :

Ferraillage obtenu par la statique	Ferraillage obtenu par l'hydrodynamique
5T14	5T12

Tableau.X.3 : Tableau comparatif

Le ferraillage adopté :

On adopte le ferraillage obtenu par l'étude statique : 5T14(7.7cm²) avec espacement e=20cm.

X.9. CONCLUSION :

Compte tenu du fait que la station objet de notre étude est déjà réalisé nous tenons à signaler que la hauteur des parois réalisées n'est pas suffisante pour contenir la vague d'eau en cas d'un séisme. En effet lors de la réalisation une hauteur de sécurité de l'ordre de 0.50 m a été prise en compte alors que le calcul montre que la hauteur $D_{max} = 1.28$, cela veut dire que la vague va dépasser le seuil du réservoir donc on doit augmenter la hauteur des parois réalisées de 0.80m.

XII.1. INTRODUCTION :

Les critères de réussite dans la conduite d'une station d'épuration sont de trois ordres :

- obtenir les performances épuratoires du cahier des charges,
- 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 de l'infrastructure et équipement présents dans la station d'épuration qui permettent par une exploitation optimale de la station, d'atteindre ce critère de réussite et 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 préposés 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'un sense de responsabilité car leur mission touche à la santé publique.

XI.2. CONTROLE 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 ans 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 a exiger une attention distinctive afin d'assurer de façon continue l'épuration conforme des effluents. Elle doit s'exercer à plusieurs niveaux :

- **Contrôles journaliers** :

Ces contrôles peuvent être effectués par l'exploitant, différentes épreuves ou observations permettent d'apprécier la rationalisation de la conduite de la station d'épuration :

- le test de décantabilité et de turbidité,
- les odeurs,
- les couleurs des boues,
- le manque d'oxygène se fait sentir par une odeur désagréable, et une couleur de boue grise noire, on peut dire que c'est un indice optique et odorant.

Afin de permettre des contrôles périodiques plus précis, il est important que l'exploitant tienne un journal de bord sur lequel il consignera les résultats des tests et les observations faites.

- **Contrôles périodiques** :

Le but essentiel de ces contrôles est d'attribuer aux résultats détenus préalablement des solutions fiables et d'apporter au maître de l'ouvrage les conseils nécessaires à une bonne exploitation en proposant toutes les améliorations ou rectifications qui s'imposent.

Les investigations complémentaires qu'il est souhaitable de mener dans le cadre de ces visites sont :

- une mesure de l'oxygène dans le bassin d'aération,
- une analyse des boues prélevées dans le bassin d'aération après un fonctionnement de **15** à **20** mn des aérateurs, ayant pour objet de déterminer : la décantabilité, la teneur en MES, la teneur en MVS.
- une analyse de l'effluent épuré sur un prélèvement instantané, considérant que la quantité de l'effluent épuré varie généralement très peu dans une journée sur une station d'épuration,
- une visite bilan au moins une fois par an qui consistera à effectuer un diagnostic complet du fonctionnement de la station, en effectuant notamment :
- des analyses sur l'effluent reçu par la station en 24h à partir des prélèvements des échantillons moyens représentatifs afin de mesurer les débits et les différents

paramètres de pollution tel que la DBO, la DCO, le MES, l'azote, le phosphates….etc,

- des analyses sur l'effluent épuré qui pourront s'effectuer à partir des prélèvements effectués toutes les heures, visant à déterminer les mêmes paramètres en fonction du débit.

XI.3. MESURE DES PARAMETRES DE FONCTIONNEMENT DE LA STATION :

Mesure de la turbidité :

Ce test nous permet d'avoir le degré d'épuration atteint après la décantation secondaire.

L'épreuve la plus couramment utilisée est cependant l'évaluation de la transparence de l'effluent traité à l'aide d'un disque de SECHEL. Ce disque de 0,50 cm, sera plongé lentement dans l'eau. Le niveau d'eau (**h**) repéré sur la tige métallique graduée fixée au centre du disque, nous renseignera sur la qualité de l'eau selon ces données.

- h< 20cm l'eau est mauvaise
- 40<h<50 l'eau est bonne
- H<60 l'eau est très bonne

Mesure de la teneur en oxygène dissous :

La mesure de la teneur en oxygène dissous est réalisée à l'aide d'une sonde palarographique (sonde à oxygène) dans le bassin d'activation **15** mn après la mise en route des systèmes d'aération. Le but de cette opération est de :

- mesurer une concentration moyenne en oxygène dissous comprise entre 0,50 et 2 mg/l,
- suivre l'évolution de la teneur en oxygène dissous après l'arrêt des dispositifs d'aération.

Mesure de pH et température :

La mesure de pH est indispensable et cela pour connaître le degré d'alcalinité et d'acidité du milieu.

La mesure du pH doit être faite à l'entrée de la station et cela pour prendre toutes les mesures pour le bon fonctionnement des ouvrages.

Pour maintenir la température nécessaire aux bactéries et surtout durant la période froide la mesure de la température est très recommandée.

XI.4. ENTRETIEN DES OUVRAGES :

Le dégrilleur :

- les déchets seront évacués quotidiennement, le nettoyage des parois des grilles se fait par un jet d'eau et l'enlèvement des matières adhérentes putrescibles par les râteaux,
- noter les quantités de refus journaliers,
- vérifier le niveau d'huile et de graisse des chaînes d'entraînement,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement électromécanique de l'installation.

Déssableur-déshuileur :

- maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement de l'installation,
- vérifier et assurer quotidiennement le bon fonctionnement du pont roulant et des procédés de raclage, suivi du déroulement complet d'un cycle de fonctionnement,
- faire fonctionner 24h/24h le pont roulant et l'insufflation d'air.

Désinfection des eaux épurées :

- maintenir le poste en état de propreté,
- respecter les procédures de mise en marche et d'arrêt des installations fournies par les constructeurs,
- faire fonctionner régulièrement le circuit de secours de chloration,
- ne jamais utiliser l'eau dans les circuits véhiculant du chlore,
- au cours de toute intervention dans les locaux de stockage et dosage, respecter les consignes de sécurité.

Lits de séchage :

- préalablement à l'épandage des boues liquides, le lit de sable devra être soigneusement désherbé et ratissé afin de détasser la masse filtrante et la régulariser,
- les quantités de boues à admettre sur les lits de séchage ne devront pas dépasser une épaisseur de 40 cm,
- après deux à trois utilisations du lit, la couche superficielle est renouvelée par un sable propre,
- tous les deux ans, il faut changer les lits de séchage (les lits seront 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.

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, indice de « MOHLMAN » et la concentration des boues dans le bassin.

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 pompages des écumes,
- analyser contractuellement l'eau après clarification (DBO, DCO, MES),
- sa vidange nécessaire par intervention, vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôle et entretien des structures immergées.

Epaississeur :

- maintenir quotidiennement le poste en état de propreté,
- mesurer quotidiennement la hauteur du voile de boue, le garde boue ne doit pas être inférieur à 2 m,
- contrôler et noter chaque jour le pH des eaux surversées et des boues épaissies,
- relever les volumes des boues soutirées des épaississeurs,
- vidanger tous les 5 ans les ouvrages pour contrôler les structures immergées.

XI.5. HYGIENE ET SECURITE 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 dés la conception des ouvrages de traitement car le respect des normes de fonctionnement et règlement doivent être de vigueur. Le personnel d'exploitation doit perpétuer ces soucis en favorisant des habitudes saines et mettant des consignes de nature à se et à protéger tous les effectifs.

Risques liés au travail :

Les risques de traumatismes sont nombreux dans les stations de traitements et dans les ouvrages qui leur sont associés tels que les égouts et les stations de pompage. On distinguera :

a. Les risques banals :

Parmi les risques banals on citera :

- les lésions au dos, les foulures, fractures et contusions,
- les coupures, écorchures,
- la pénétration d'un corps étranger dans l'œil,
- la chute d'un objet sur le pied,
- les blessures à la tête.

Ces risques banals peuvent être évité par un entretien ménager adéquat des lieux de travail et par le port de tenue de travail approprié (casques, gants, chaussures…etc.).

b. Les risques spécifiques :

Les risques d'infection associés aux eaux usées proviennent du contact avec ces eaux. Les boues ou les dispositifs souillés par ces eaux. Ce contact peut entraîner des infections telles que le tétanos, la fièvre typhoïde, dysenterie, diarrhée,…etc, Il faut donc :

- éviter tout contact avec les eaux usées et les boues,
- après une intervention quelconque auprès des appareils de traitements des eaux usées, se laver les mains et la figure,
- éviter de boire ou de manger dans le voisinage des ouvrages de traitement des eaux usées,
- se vacciner obligatoirement contre le tétanos, la tuberculose, la typhoïde,
- laver fréquemment ses vêtements,
- désinfecter immédiatement et protections des plaies, brûlures et autres.

Risques associés aux gaz, vapeurs et poussières :

Parmi les risques spécifiques, il y a ceux liés aux gaz vapeurs et poussières. En effet,

plusieurs réactifs chimiques gazeux tels que l'oxygène, le chlore, l'ozone, le dioxyde de chlore et le dioxyde de soufre sont utilisées pour traiter les eaux.

La fermentation anaérobie des eaux usées dans les égouts et puits de pompage occasionne le dégagement des gaz suivants :

- le méthane, CH_4,
- le sulfure d'hydrogène, H_2S,
- le dioxyde de carbone CO_2 auxquels s'ajoutent des traces d'hydrogène et d'ammoniac,

La plupart de ces gaz sont inflammables et hautement toxiques.

c. Autres risques :

Les autres risques auxquels le personnel exploitant la station est exposé sont :

- les risques liés à l'électricité,
- les risques d'incendie,
- les risques mécaniques,
- les risques en laboratoire,
- les risques de chute dans les bassins.

XI.6. DISPOSITION GENERALE :

Le préposé à l'exploitation d'une station de traitement à la responsabilité d'assurer à son personnel un milieu de travail sur et salubre. Parmi les moyens à caractère général qu'il doit prendre, il convient de signaler les suivants :

- conserver un dossier précis et complet sur chaque accident de travail,
- assurer la disponibilité et le bon ordre de tous les dispositifs de protection jugés nécessaire à la sécurité y compris les trousses de premiers soins,
- mettre 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.

XI.7. CONCLUSION :

Gérer et exploiter une STEP reposent essentiellement sur deux (02) critères que l'exploitant doit impérativement respecter et appliquer rigoureusement :

1- l'entretien permanent de l'ensemble des ouvrages de la STEP permet d'exploiter la station dans de très bonnes conditions et contribuer ainsi à ses performances et à l'augmentation de sa durée de vie, 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 présenté, nous a permis de mettre en pratique une bonne partie de nos connaissances théorique acquises durant notre formation et nous initier à d’autre 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 ouvrage 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 incité 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 comprendre que la formation d’un ingénieur se complète avec la pratique, et de l’expérience et d'autre part nous avons constaté que l’étude génie civil nécessite une bonne attention au niveau des calculs, pour cela le suivi et le contrôle des résultats doivent être soigneusement traité sans oublier le suivi pendant la réalisation pour assurer le respect du rendement du projet .

Nous attirons l'attention des autorités que la hauteur des parois réalisées n'est pas suffisante pour contenir la vague d'eau en cas d'un séisme.

BIBLIOGRAPHIE

- **J.P BECHAC-P BOUTINE-B MERCIER-P.NUER(1983)**
  « Traitement des eaux usées » édition EROLLES
- **C G OMMELA, HGERREE (1981)**
  « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines au rural »
- **A.E.K.GAID**
  « Traitement des eaux usées urbaines »
- « **L'assainissement des agglomération : techniques d'épuration actuelles et évolutions »**
  Document réalisé par les agences de l'eau et de ministère de l'Environnement France 1994
- **JEAN PIERRE MOUGIN**
  « B.A.E.L »
- **DEGREMENT**
  « Mémento technique de l'eau », Paris , 1978. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **GURIN**
  « Traité de béton armée tome6,8 »
- **R.BARRES**
  « table pour le calcul des dalles et des parois », Edition dunod 1969.
- **RPA2003**
  « Règles parasismique algériennes ».
- **RAPPORT DE LA DHW-TIZI OUZOU.**
- **RAPPORT GEOTECHNIQUE.**
- **Cours et travaux dirigés de L'UMMTO (MDS, Béton, DDS, RDM).**
- **UNE SERIE DES ANNALES DES MINES «** Réalités industrielles ».
- **Memoire de fin d'étude en ingéniorat en CHA et Hydraulique.**

Etudes De Sols Et Fondations Spéciales
SARL G.E.R.B.A.S.O.F
02 Rue de La Palestine . Rouiba. Tel : 021 85 50 51 Fax : 021 85 50 83 Mob : 070 61 60 80

ETUDE : STATION D'EPURATION
LIEU : DRAA EL MIZAN
CLIENT : SARL INTER ENTREPRISE

Sondage N°: SC01

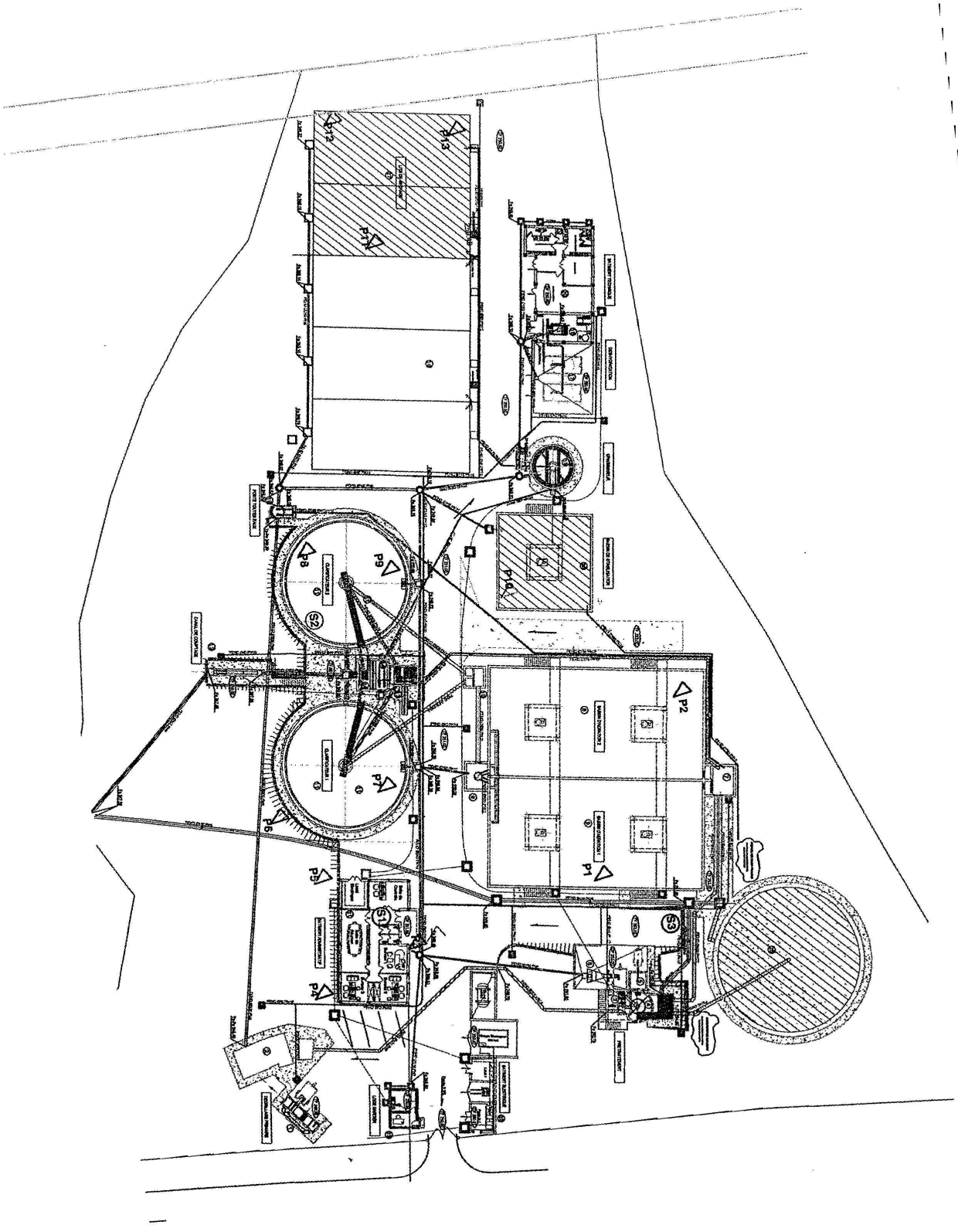
DATE DEBUT : AVRIL 2010
DATE FIN : AVRIL 2010
NIVEAU NAPPE : 3,00 m

PROFONDEUR TOTALE : 12 ML
COORDONNEES : X = Y =
Z =

BOUE DE FORAGE : EAU
TYPE FORAGE : ROTATIF
TYPE DE MACHINE : BOTEC

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 200)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	φ_u (°)	W_n %	γ_d t/m³	I_p %	Class LPC	Type Sol
1,0									REMBLAI							
									0,80							
2,0									SABLE GRAVELEUX GRISATRE,DANS UNE MATRICE FAIBLEMENT ARGILEUSE.							
3,0									3,00							
4,0																
5,0																
6,0	-65%-															
7,0									SABLE GRAVELEUX GRISATRE INTERCALE PAR DES PASSAGES DE GALETS ET ROCHE							
8,0																
9,0																
10,0																
11,0																
12,0									12,00							
13,0																
14,0																
15,0																
16,0																
17,0																
18,0																
19,0																
20,0																

Annexe

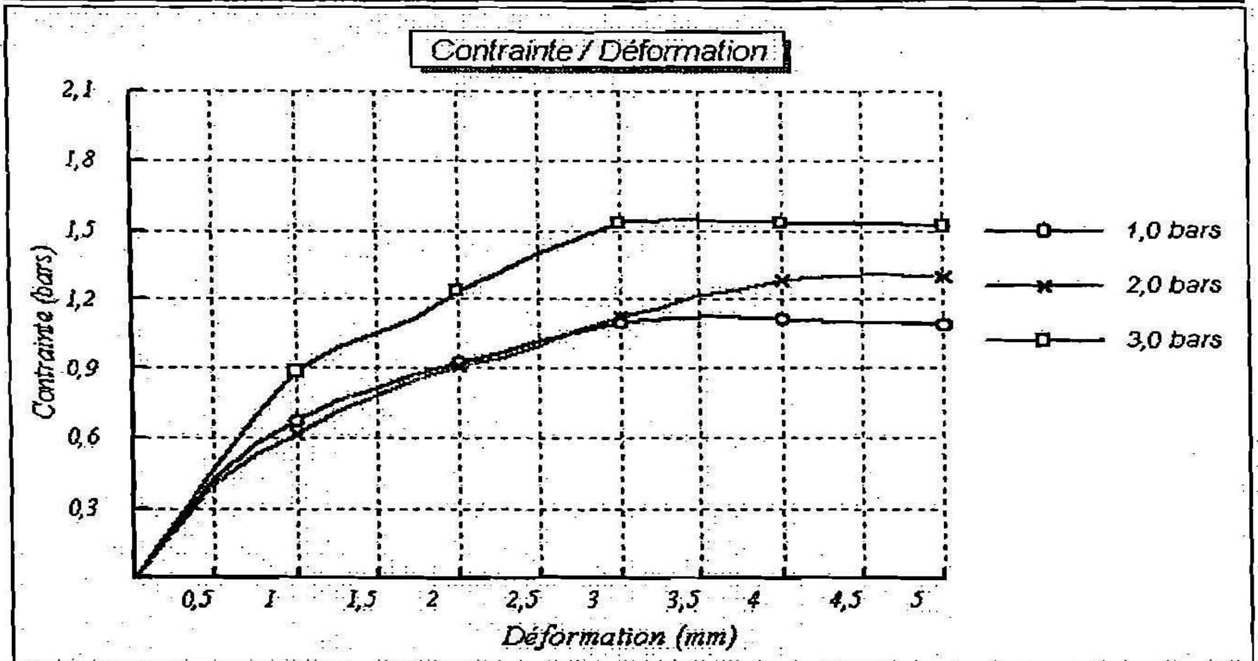


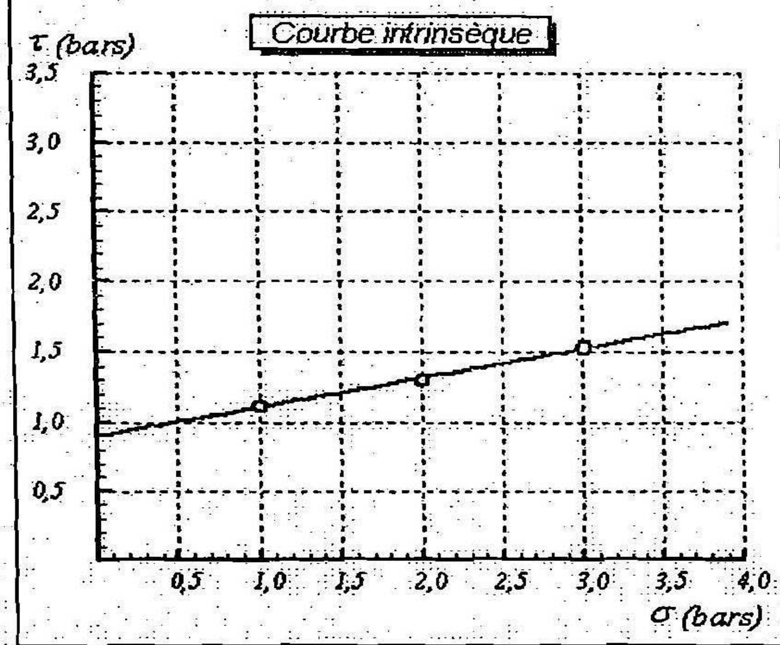
Annexe plan de masse

Etudes De Sols Et Fondations Spéciales
SARL G.E.R.B.A.S.O.F
02 Rue de La Palestine . Rouiba Tel : 021 85 50 51 Fax : 021 85 50 83 Mob : 070 61 60 80

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE
Selon NF P94-071-1

Etude : STATION D'EPURATION Dossier N° : 20-2010 N° Sond : SC02 Prof : 2.00 à 3.00 m Nature sol : ARGILE JAUNATRE	Date essai : AVRIL 2010 Type d'essai : CU Vitesse de cisaillement : 0,5 mm/mn Opérateur :





Cohésion = 0,9 bars
Frottement = 11,72 degrès

σ_1 = 1,0 bars —> τ_1 = 1,12
σ_2 = 2,0 bars —> τ_2 = 1,30
σ_3 = 3,0 bars —> τ_3 = 1,53

Programme «Collects». Email: georeal_dz@yahoo.fr

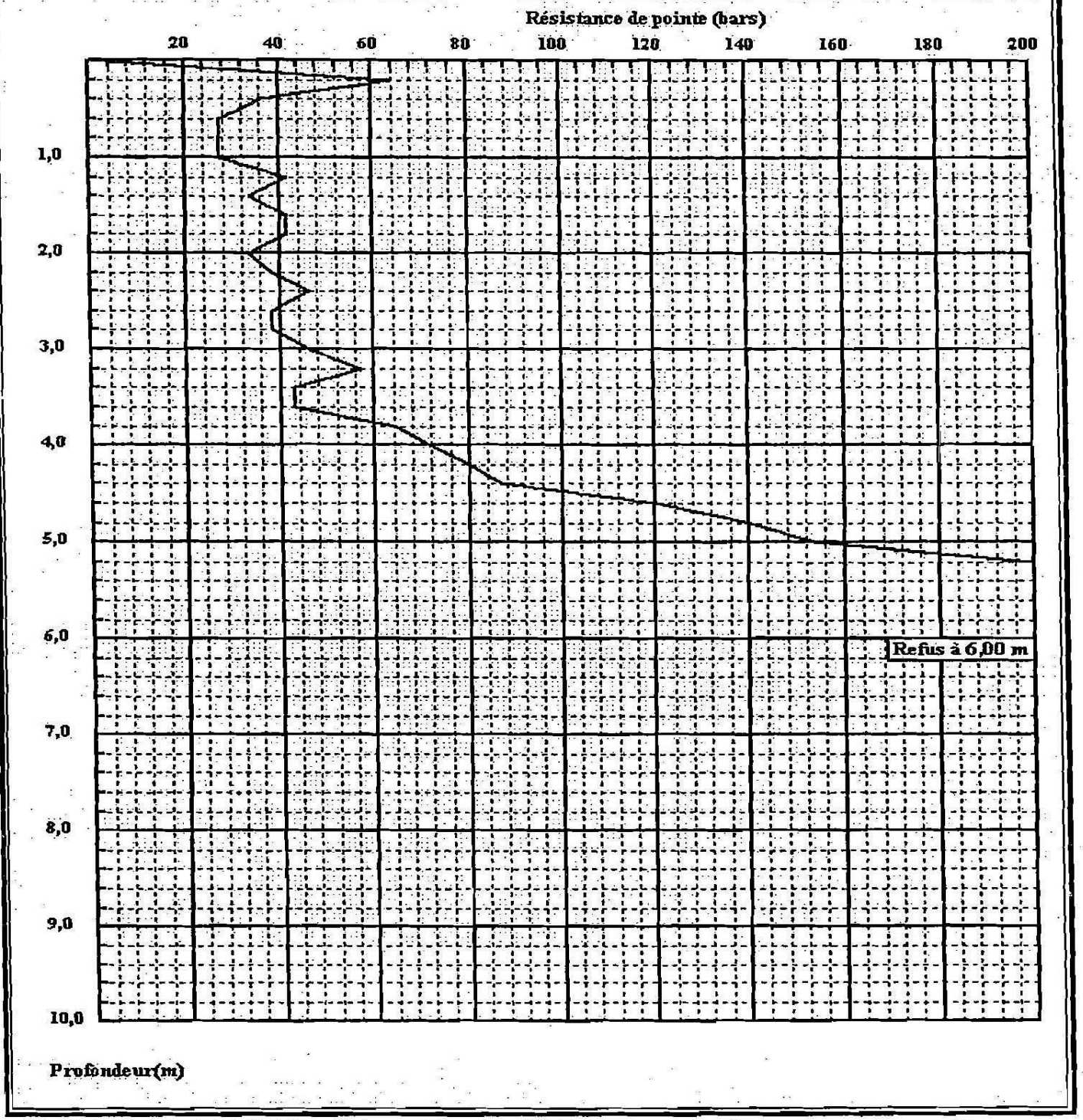
Annexe

Etudes De Sols Et Fondations Spéciales
SARL G.E.R.B.A.S.O.F
02 Rue de La Palestine . Rouiba Tel : 021 85 50 51 Fax : 021 85 50 83 Mob : 070 61 60 80

INTITULE : STATION DEPURATION
LIEU : DRAA EL-MIZAN
CLIENT : SARL INTER-ENTREPRISE
DATE ESSAI : 29/03/2010

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: 3



Annexe

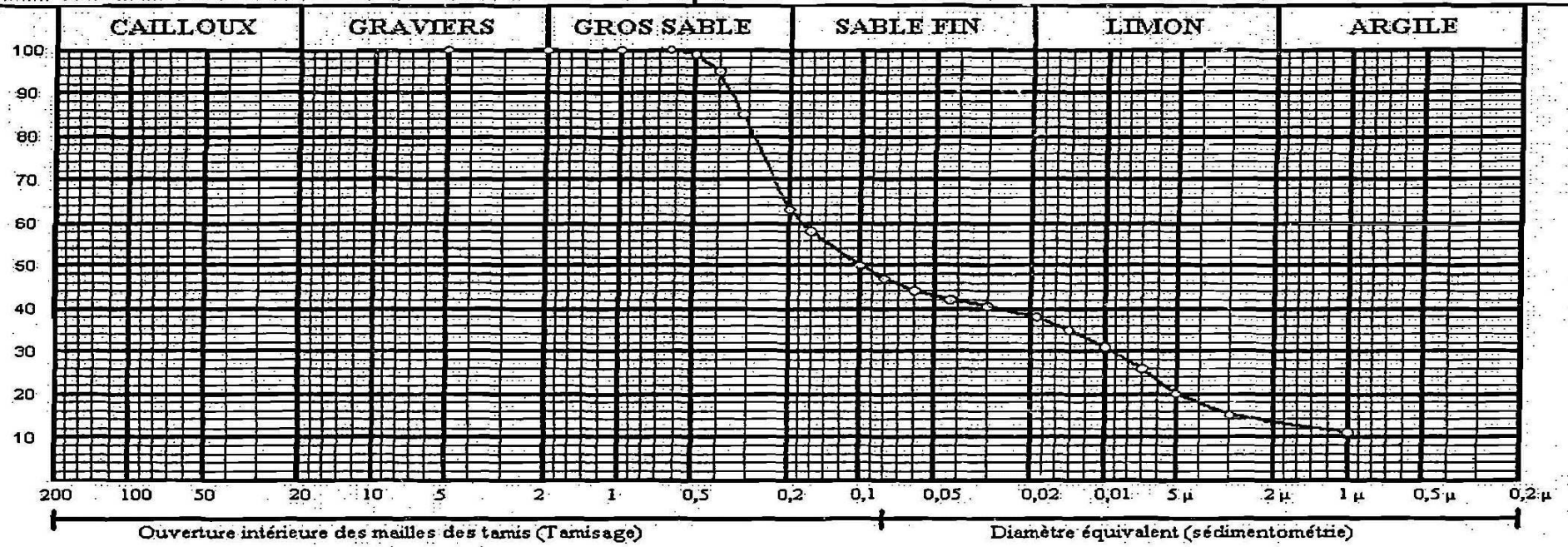
Etudes De Sols Et Fondations Specials
SARL GERBASOF
02 Rue de La Palestine. Rouiba
Tel : 021. 85.50.51
Fax 021 .85.50.83

ETUDE : STATION D'EPURATION
CLIENT : SARL INTER ENTREPRISE
LIEU : DRAA EL MIZAN
DATE ESSAIS : AVRIL 2010

ANALYSE GRANULOMETRIQUE

Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

S 02 Prof : 2.00-3.00m



Echantillon	< 80 µ (%)	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)						
Ech 1	47,00 %	54 %	24 %	30 %	SA	0,175	0,009			

Annexe