

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU 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 de MASTER
Spécialité : Génie Civil
Option : Construction Hydraulique et
Aménagement*



THEME :

*Etude hydraulique et hydrostatique de bassin d'aération de
la station d'épuration de oued falli*

Proposer et diriger par :
Mr: DEHMOUS.H.

Présenté par :
Mr : CHEKLAT Youcef

PROMOTION 2014/2015

REMERCIEMENT

Tout d'abord je remercie Dieu, de m'avoir donné la force, le courage, la santé et la patience de pouvoir accomplir ce modeste travail,

J'adresse mes vifs remerciements à mon promoteur Mr DEHMOUS.H.

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

Je tien à exprimer tout au fond de mon cœur la reconnaissance à ma famille qui ma offert toujours un appui par leurs soutiens et leurs encouragements.

Mes plus vifs remerciements vont également à tous mes amis(es),

A tous ceux qu'ont contribués de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

A toute la promotion CHA 2014/2015, Etudiants(es), et Enseignants(es),

Merci

Dédicaces

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

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

A mes chers frères et sœurs

A tout mes amis sans exception

Sommaire

Introduction Générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I Présentation de la région d'étude

I. Introduction.....	2
I.1. Situation géographique	2
I.2. Population	2
I.3. Hydrologie	4
I.3.1. Climatique	4
I.3.2. Température	4
I.3.3. Précipitation	5
I.4. Conclusion	7

Chapitre II Etude géotechnique

II. Introduction	8
II.1. But de l'étude géotechnique	8
II.2. Séismicité.....	8
II.3. Situation topographique du terrain	8
II.4. Reconnaissance géotechnique	8
II.4.1. Sondage carottée.....	9
II.4.2.Essais de pénétration dynamique.....	10
II.4.2.1.Principe de l'essai de pénétration dynamique	10
II.4.2.2.Résultats des essais.....	10
II.4.2.3. Le travail du sol.....	11
II.5. Analyses chimiques	12
II.6. Conclusion et recommandation	13

Chapitre III Calcul hydraulique

III. Introduction.....	14
III.1. Estimation des besoins en eau potable	14

III.2.Estimation des débits rejetés en eaux usées	15
III.2.1.Estimation des débits rejetés en eaux usées	15
III.2.2. Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab)	15
III.3. Calcul des charges hydrauliques et charges polluantes	16
III.3.1. Calcul des charges hydrauliques	16
III.3.1.1. Débit moyen horaire des eaux usées	16
III.3.1.3.Débit de pointe par temps de pluie	17
III.3.1.4.Débit maximal des eaux usées entrant à la STEP	17
III.3.2.Calcul des charges polluantes	17
III.3.2.1. Charges en DBO5	18
III.3.2.1.1.Concentration (mg/l)	18
III.3.2.1.3.Rendement épuratoire	18
III.3.2.2.Charge en MES	18
III.3.2.2.1. Concentration	18
III.3.2.2.2. Rendement épuratoire	19
III.4. Conclusion.....	19

Chapitre IV Procédé d'épuration

IV. Introduction	20
IV.1. Les différentes étapes de traitements des eaux usées.....	20
IV.1.1. Les prétraitements	20
IV.1.1.1. Le dégrillage	20
IV.1.1.1.1. Les grilles manuelles	20
IV.1.1.1.2. Les grilles mécaniques	20
IV.1.1.2. Le tamisage	21
IV.1.1.3. Le dessablage	21
IV.1.1.4. Le dégraissage – déshuilage.....	21
IV.1.2. Le traitement primaire de décantation	22
IV.1.3. Le traitement secondaire : les boues activées	22
IV.1.3.1. Principe du traitement biologique	22
IV.1.3.2.Traitement avec les boues activées	22
IV.1.3.2.1.Avantage	23

IV.1.3.2.2. Inconvénients	23
IV.2. Paramètre de fonctionnement d'un réacteur biologique (bassin d'aération)	24
IV.2.1. La charge massique	24
IV.2.2. Charge volumique	24
IV.2.3. Age des boues	25
IV.2.4. Besoin en oxygène	26
IV.3. Traitement des boues résiduelles	26
IV.3.1. Epaissement	26
IV.3.2. La déshydratation	26
IV.3.3. La stabilisation	27
IV.4. Conclusion	27

Chapitre V Dimension du bassin d'aération

V. Introduction	28
V.1. Dimension du bassin d'aération	28
V.1.1. Calcul du volume de bassin d'aération	28
V.1.2. Calcul de la surface de chaque bassin d'aération	28
V.1.3. Calcul de diamètre intérieur chaque bassin d'aération	29
V.1.4. Calcul du rayon de chaque bassin d'aération	29
V.1.5. Calcul l'épaisseur de radier	29
V.1.6. Calcul l'épaisseur de la paroi	29
V.1.6. Calcul de temps de séjours (Ts)	29
V.2. Décente de charge	30
V.2.1. Présentation du bassin d'aération de la step	31
V.2.2. Calcul de poids du bassin	32
1. Poids de paroi circulaire	32
2. Poids de la Ceinture supérieur	32
3. Poids de la Ceinture inférieure	33
4. Poids de radier	33
5. Poids du béton de propreté	34
6. Poids de l'eau	34
7. Poids des terres derrière les parois	35

8. Poids de dispositif d'aération	35
9. Poids d'étanchéité	35
V.3.Conclusion.....	36

Chapitre VI Caractéristique des matériaux

VI. Le béton.....	37
VI.1. Résistance caractéristique à la compression	37
VI.2. Résistance caractéristique à la traction	37
VI.3. Contraintes limites	37
VI.3.1. Les états limites	37
a) Etat limite ultime	38
b) Etat limite de service.....	38
VI.3.2. Diagramme contraintes déformations	9
VI.3.3. Contrainte tangente conventionnelle	40
VI.4. Module de déformation longitudinale.....	40
VI.4.1. Module de déformation instantanée (Art A – 2 .1. 21 BAEL91).....	40
VI.4.2. Module de déformation différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)	41
VI.5. Module de déformation transversale	41
VI.6.Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91	41
VI.7. Les aciers	41
VI.7.1.Limite d'élasticité longitudinale	42
VI.7.2.Coefficient de poisson des aciers	42
VI.7. 3.La limite élastique garantie Fe	42
VI.7.4.Diagramme contrainte déformation	42
VI.7.2.Contrainte limite de l'acier	42
VI.7.2.1. Etat limite ultime (ELU)	42
VI.7.2.2. Etat limite de service (E L S)	43
VI.7.3.Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)	44

Chapitre VII Calcul de la paroi

VII. Introduction	45
VII.1. Vérification de la paroi à la compression	45
VII.2. Sollicitation sous la poussée des terres	46
VII.3. Sollicitation sous la poussée hydrostatique	46
VII.3.1. Calcul des armatures circulaire circulaires (cerces)	47
VII.4. Vérification de la condition de non fragilité (CNF)	50
VII.5. Calcul du moment à l'encastrement paroi-radier	53
VII.6. Calcul des armatures vertical	55
VII.6.1. Vérification de la condition de non fragilité (CNF)	58
VII.7. Conclusion	59

Chapitre VIII Calcul du radier

VIII. Introduction	61
VIII.1. Vérification de l'épaisseur du radier circulaire	61
VIII.1.2. Vérification de diamètre du radier circulaire	62
VIII.2. Vérification de la stabilité de l'ouvrage	62
VIII.4. Calcul des efforts internes dans le radier	63
VIII.5. Calcul des armatures	68
VIII.6. Conclusion	71
Conclusion générale	72
Bibliographie	
Annexe	

Liste des figures

Figure I.01: Plan de situation de la station projetée

Figure IV.01 : Schéma général du procédé de traitement des eaux usées par Boues activées

Figure V.01 : Présentation du bassin d'aération de la step

Figure VI.1 : Diagramme parabole rectangle

Figure VI.2 : diagramme linéaire

Figure VI.03: Diagramme contrainte déformation

Figure VII.01 : Poussée de la terre et la poussée hydrostatique

Figure VII.02 : Diagramme de ((HANGAN SOARE))

Figure VII.7.1 : Ferrailage transversal (circulaires)

Figure VII.7.2 : Ferrailage verticale sur un mètre linéaire de la paroi

Figure VIII.01 : Diagramme des moments à (ELU)

Figure VIII.02 : Diagramme des moments à (ELS)

Figure VIII.03 : Diagramme des efforts tranchants à (ELS) et à (ELU)

Figure VIII.04 : Section du radier de longueur d'un mètre

Figure VIII.5 : Armatures radial et tangentiel du radier

Liste des tableaux

Tableau I.01 : Evolution de la population

Tableau I.02 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant lapériode [1990-2006].

Tableau I.03 : Série pluviométrique (1975 - 2005)

Tableau II.01 : Résultats de l'analyse chimique

Tableaux III.01 : Estimation des besoins en eau potable

Tableau III.02 : Normes de rejet de l'OMS

Tableau III.03. : Récapitulatif du calcul hydraulique

Tableau IV.01 : Différents procédés par boues activées selon leurs charges massiques(Cm) et leurs charge volumique (Cv)

Tableau IV.02 : Différents systèmes de traitement selon le rendement épuratoire

Tableaux V.01 : Récapitulatif du dimensionnement du bassin d'aération

Tableau V.02 : Récapitulatif des poids des différents éléments de bassin d'aération

Tableau VI.01 : Caractéristiques des aciers utilisés

Tableau VII.01 : pression de terres agissant sur chaque zone

Tableau VII.02 : Armature circulaires à (ELU et ELS) sous la poussée des terres

Tableau VII.03 : pression hydrostatique agissante sur chaque zone

Tableau VII.04 : Armature circulaires à (ELU et ELS) sous la poussée hydrostatique

Tableau VII.05 : Ferrailage transversal (circulaires)

Tableau VII.06 : Ferrailage verticale

Tableau VIII.01 : représente les moments radiaux et tangentiels à (ELS)

Tableau VIII.02 : représente les moments radiaux et tangentiels à (ELU)

Tableau VIII.03 : représente les efforts tranchant à (ELS) et (ELU)

Tableau VIII.04 : Armatures radial et tangentiel

Introduction Générale

Introduction Générale

La dépollution des eaux usées nécessite une succession d'étapes faisant appel à des traitements physiques, physico-chimiques et biologiques. En dehors des plus gros déchets présents dans les eaux usées, l'épuration doit permettre au minimum d'éliminer la majorité de la pollution.

Une station d'épuration doit être dimensionnée, construite et exploitée de manière telle qu'elle puisse recevoir et traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs charges de référence.

En considérant la population réellement raccordée au réseau d'assainissement en l'occurrence :

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

L'objectif de ce projet est de dimensionner la nouvelle station de oued Falli, en particulier nous allons nous intéresser au bassin d'aération .

Chapitre I

Présentation de la région d'étude

I. Introduction

Avant d'entamer l'étude de la réalisation d'une station d'épuration des eaux usées, il est nécessaire de faire une présentation globale de la zone d'implantation; la ville de **Tizi-ouzou**.

I.1. Situation géographique

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

Ses limites sont matérialisées par :

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



Figure I. 01: Plan de situation de la station projetée

I.2. Population

La population réellement raccordée au réseau d'assainissement qui est acheminé vers la station de oued Falli est :

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

Le calcul de la croissance géométrique de la population future s'effectue par la formule dite des « Intérêts composés ». Elle s'écrit comme suit :

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

Avec :

P: Population future à l'horizon considéré : année 2043

P : Population à l'année de référence : année 2007

t: Taux d'accroissement annuel de la population : 2,18%.

n: l'écart d'année entre l'année de référence et l'année de l'horizon considéré

La population à différents horizons du calcul sont reportés dans le tableau suivant :

Localité	Horizon Année de référence 2007	Horizon 2043
Lotissement sud ouest	5640	12258,8984
Lotissement Loggar	1459	3171,2292
Lotissement Anar-Amellal	2585	5618.66175
Nouveau pôle Urbain de Tizi-Ouzou	-	196000
Equipement Publics d'accompagnement avec un taux de 30% de la population	2906	61436,9673
Total (habitant)	12590	282163,462

Tableau I.01 : Evolution de la population

L'estimation de la population dans le nouveau pôle urbain, est calculée en fonction du nombre de logements prévues à construire (7500 à court terme et 28000 logements à long terme). Dans le cadre de cette étude nous considérons 28000 logements à long terme et que le taux d'occupation est de 7 habitants par logement.

I.3. Hydrologie

I.3.1. Climatique

La zone d'étude s'inscrit dans l'étage bioclimatique humide qui reçoit une hauteur d'eau atteignant 1000mm. Cette quantité abondante est justifiée par la présence d'une chaîne montagneuse de Djurdjura constituant une barrière qui freine les perturbations venant du Nord et du Nord-est, ce climat est de type méditerranéen caractérisé par deux périodes :

L'une humide avec un hiver doux, dont la moyenne des températures est de l'ordre de 12°C et l'humidité relative est de 80%.

L'autre est relativement sèche avec une moyenne des températures enregistrée au mois d'Août est de l'ordre de 27°C est une humidité de 54%.

Les données utilisées sont recueillies au niveau de l'agence nationale des ressources hydriques (ANRH) de Tizi Ouzou et qui proviennent des mesures effectuées par la station de DBK vue qu'elle est proche et qu'elle présente le même relief que le site d'étude.

I.3.2. Température

La température est un élément primordial dans les phénomènes d'évaporation et d'évapotranspiration, elle constitue un paramètre clé dans la définition de l'état hydrique des sols.

Les données récupérées auprès des services météorologiques sont celle de la période allant de 1990-2006, elles sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
T _{moy} c°	10,5	11,3	14,4	16,2	20,7	26	29,3	29,7	25	21,4	15,4	11,7	19,3
T _{max} c°	15,8	17,5	21	22,8	28	33,8	37,7	38	33,4	28,4	21,2	16,9	26,21
T _{min} c°	6,3	6,9	9	10,6	14,9	19,4	22,3	23,2	18,9	16,3	11,2	7,8	13,9

Tableau I.02 : Températures mensuelles moyennes, maximales et minimales durant la période [1990-2006]

I.3.3. Précipitation

L'étude des précipitations constitue un élément essentiel pour l'analyse des ressources en eau, la connaissance des pluies journalières et des intensités maximales est primordiale pour les aménagistes afin de pouvoir dimensionner certains ouvrages hydrauliques. On peut citer, les réseaux d'égouts, les drains urbains, les caniveaux d'évacuation des eaux pluviales ainsi que l'estimation des coûts pour la réalisation des réseaux de drainage.

La série des pluies observées à la station de DBK peut être considérée comme représentative de la zone d'étude étant donné sa taille (30ans).

	s	o	n	d	j	f	m	a	m	j	jt	a	total
1975	30,4	20,2	314,5	64,5	69,9	210,6	64,0	74,5	96,1	8,2	37,8	0,0	990,7
1976	7,5	103,4	103,7	138,3	101,3	39,3	12,0	76,2	25,7	4,6	1,3	7,5	620,8
1977	1,5	17,9	94,4	13,9	114,6	36,3	97,3	128,6	89,4	0,3	--	0,4	594,6
1978	3,8	70,7	77,6	39,1	47,9	161,5	98,0	59,9	11,4	6,3	7,0	2,1	585,3
1979	94,5	80,3	150,1	37,3	137,2	32,3	143,0	121,7	21,0	--	--	2,5	819,9
1980	2,0	57,7	82,3	267,2	35,6	65,7	97,3	73,5	31,2	--	--	44,3	756,8
1981	2,3	52,2	25,3	116,0	224,9	152,2	29,5	20,0	43,0	7,6	--	2,6	675,6
1982	135,	96,0	201,2	161,5	2,0	62,9	44,9	12,4	11,5	--	--	32,7	760,1
1983	0,5	38,4	77,6	56,0	123,5	138,1	78,0	31,7	?	--	--	--	792
1984	48,5	108,8	26,7	180,6	118,5	33,5	241,4	11,3	70,4	0,0	3,0	--	842,7
1985	37,2	76,0	70,5	63,5	80,4	110,3	210,2	49,7	2,0	18,6	4,6	3,1	726,1
1986	11,8	41,0	101,5	254,7	179,5	213,2	68,1	3,2	17,9	5,5	0,0	3,6	900,0
1987	31,0	19,8	113,6	47,0	46,8	56,1	72,9	60,1	10,1	29,3	25,0	0,0	511,7
1988	54,4	8,6	74,4	261,8	46,7	37,9	15,7	107,6	2,6	13,8	5,2	9,2	637,9
1989	21,7	20,0	74,2	33,7	66,7	0,0	33,3	55,3	68,7	21,8	26,8	0,0	422,2
1990	6,2	55,0	43,3	167,6	103,9	130,5	67,3	38,8	20,0	2,7	0,0	1,5	636,8
1991	4,8	131,7	36,7	13,7	143,8	51,4	86,5	137,4	53,1	22,7	2,9	0,0	684,7
1992	2,8	58,0	111,3	160,0	37,9	53,8	20,2	103,6	47,6	0,0	0,2	5,8	601,2
1993	57,3	35,6	63,2	93,3	99,5	70,2	3,8	46,9	7,3	0,6	0,0	20,1	497,8
1994	71,3	77,2	29,4	121,1	251,2	56,2	98,2	33,4	1,2	16,5	0,2	25,4	781,3
1995	10,5	27,1	36,3	63,2	174,1	200,7	62,4	139,9	46,3	19,2	6,4	9,9	796,0
1996	34,4	97,0	54,4	51,4	38,1	14,2	26,0	79,9	20,8	4,6	0,0	10,7	431,5
1997	45,6	79,7	215,8	127,8	43,3	129,5	64,1	103,7	243,8	0,3	0,0	3,6	1057,2
1998	22,7	76,5	113,1	88,5	116,6	102,8	75,1	16,7	24,0	0,1	0,0	1,5	637,6
1999	22,7	21,2	141,1	235,5	18,3	7,1	5,4	29,5	32,3	7,0	0,6	0,0	520,7
2000	5,9	71,7	83,5	56,6	252,4	74,8	2,5	31,7	30,0	--	--	1,7	610,8
2001	16,3	1,6	25,1	57,7	76,9	26,8	42,0	54,0	35,3	1,2	--	19,2	356,1
2002	13,0	33,4	192,3	259,7	271,7	90,2	55,4	120,8	32,4	--	--	--	1068,9
2003	18,7	46,5	72,3	181,0	115,3	48,9	115,8	74,0	134,7	6,7	1,3	7,3	822,5
2004	35,1	30,8	86,9	167,0	140,1	115,8	23,6	54,8	1,8	--	0,6	0,5	657,0
2005	16,8	52,9	71,1	94,3	121,0	168,8	31,1	20,0	61,7	2,7	1,5	2,7	644,6

Tableau I.03: Série pluviométrique (1975 - 2005)

I.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires pour la suite de notre étude entre autres la topographie, la climatologie, la situation hydraulique et la démographie.

Chapitre II

Etude géotechnique

II. Introduction

La géotechnique couvre un grand champ d'activité qui va de la reconnaissance des sols au calcul et à l'exécution des ouvrages en passant par les essais de sols en laboratoire ou en place. Les normes algériennes adoptées dans le domaine de la géotechnique sont relatives aux modes opératoires et des essais de sols couramment réalisés au laboratoire dans le cadre des études géotechniques.

II.1. But de l'étude géotechnique

- Détermination de la nature de sol ainsi que les caractéristiques géotechniques et géologiques.
- Evaluer le comportement du sol par rapport aux fondations afin de prévoir des mesures spécifiques.
- L'identification des éventuels risques naturels (stabilité des talus et des remblais)
- Préserver l'environnement et les ressources naturelles.

II.2. Séismicité

Selon le RPA 99 version 2003 la région de **oued falli**, est classée en zone (IIa), zone de moyenne séismicité.

II.3. Situation topographique du terrain

Le terrain présente un relief topographique plat, néanmoins à la périphérie nord on observe le passage d'un oued qui longe le terrain dans la direction est-ouest

II.4. Reconnaissance géotechnique

Les travaux de reconnaissance géotechniques réalisés dans le cadre de ce projet sont :

- Trois (03) sondages carottée (SC-1, SC-2, SC-4)
- Treize (07) essais de pénétration dynamique (P1, P2, P3, P4, P10, P11, P12)

II.4.1. Sondage carottée

Trois (03) sondages carottés nommés SC-1, SC-2, SC-4 ont été réalisés sur la nouvelle assiette du terrain conformément au plan d'implantation [00]. Le sondage SC-3 est réalisé en dehors de la nouvelle assiette.

Le but de ses sondages carottés sont ;

- Fixer le niveau d'appui des fondations
- Déterminer certaines caractéristiques physiques et mécaniques au laboratoire
- Définir la nature lithologique du terrain.

L'examen visuel des échantillons récupérés à partir des sondages carottés montrent que le terrain est constitué par :

-SC-1

- Une couche graveleuse (**de 0-3m**)
- Une couche de **TVO** constitués par des galets et des cailloux arrondis dans une matrice sablo-argileuse (**de 3-12m**)

-SC-2

- une mince couche de remblai (**de 0-1m**)
- une couche d'argiles limoneuses peu sableuse (**de 1-2.5m**)
- une couche de TVO constitué de sable moyens à grossier (**de 2.5-12m**)

-SC-4

- une puissante couche de remblai (**de 0-4.5m**)
- une couche de TVO constitué de sable moyens à grossier (**de 4.5-10m**)

NB : les sondages effectués n'ont pas montré la présence d'eau, néanmoins une couche sableuse horizontale dans les 12m de profondeur. Le site peut être classé dans la catégorie S3 site meuble.

II.4.2.Essais de pénétration dynamique

Les essais de pénétration dynamique (P1, P2, P3, P4, P10, P11, P12) ont été réalisés de façon à couvrir tout le site d'implantation de la station, ces essais permettent de :

- Déterminer et analyser la résistance du sol à la pénétration en fonction de la profondeur
- Evaluer l'homogénéité du sol.
- Localiser une profondeur potentielle d'assise des fondations.

II.4.2.1.Principe de l'essai de pénétration dynamique

Il s'effectue à l'aide d'un pénétromètre dynamique, il consiste à enfoncer dans le sol un pieu muni d'une pointe conique, ce dernier sera enfoncé par battage à l'aide d'un mouton tombant d'une hauteur fixe (H), et mesurer le nombre de coups (N) nécessaire pour un enfoncement, afin de les introduire dans la formule de battage dite (du Hollandais). La résistance dynamique de pointe, R_d du sol en fonction de profondeur est donnée par :

$$R_d = \frac{1}{A} \times \frac{(M^2.H)}{M+P} \times \frac{N}{L}$$

M : masse de mouton.

N : nombre de coups nécessaire pour un enfoncement de 20cm.

L : enfoncement de référence =20cm

P : masse des tiges.

A : section droite de la pointe.

H : hauteur de chute.

Les résultats des résistances seront représentés sur des courbes appelées pénétrogramme

II.4.2.2.Résultats des essais

De l'observation et l'analyse des pénétrogrammes obtenus on peut distinguer deux zones :

- zone nord
- zone sud

- ❖ **Zone sud** : (P1, P2, P3, P4) : Les couches constituant le sol opposent des résistances au battage moyen (**Rd=6 à 15bars**) sur les premier 1.5m de profondeur. Au-delà de 1.5m, les résistances au battage augmentent progressivement avec la profondeur
- ❖ **Zone nord** (P10, P11, P12) : Les couches constituant le sol opposent des résistances au battage moyen (**Rd=20 à 30bars**) sur les premier 6.5m de profondeur. Au-delà de 6.5m, les résistances au battage augmentent progressivement avec la profondeur.

II.4.2.3. Le travail du sol

La contrainte admissible pour les fondations superficielles est donnée comme suit :

$$Q_{adm} = \frac{R_{dmin}}{\alpha}$$

Avec :

Q_{adm} : contrainte du sol

R_{dmin} : résistance de pointe dynamique minimale enregistrée par l'ensemble des essais

α : coefficient réducteur égale à 20

❖ **Zone sud** (P1, P2, P3, P4)

En considérant des fondations superficielles, ancrées de 3.4m dans le bon sol avec une résistance de pointe dynamique moyenne de 40bars on aura :

$$Q_{adm} = \frac{R_{dmin}}{\alpha} = \frac{40}{20} = 2bars$$

❖ **Zone nord** (P10, P11, P12)

En considérant des fondations superficielles, ancrées de 4.90m par rapport à la cote du terrain naturel avec une résistance de pointe dynamique moyenne de 24bars on aura :

$$Q_{adm} = \frac{R_{dmin}}{\alpha} = \frac{24}{20} = 1.2bars$$

II.5. Analyses chimiques

Trois (03) échantillons de sol prélevés à partir de sondages carottés ont été analysés chimiquement afin de déterminer les potentiels d'ions agressifs dans le terrain. Le tableau ci-dessous montre les résultats obtenus :

sondages	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄	chlorures CL	Carbonates CaCO ₃
SC1	3.40--3.60	0.08	0.013	-
SC2	1.60--1.70	0.10	0.01	-
SC3	5.00--5.30	0.10	0.06	-

Tableau II.01 : Résultats de l'analyse chimique

Les sulfates sont présents en faible quantité, ce qui révèle une agressivité nulle pour le béton armé hydraulique selon la norme NFP 18-011 du 06/92

II.6. Conclusion et recommandation

D'après la reconnaissance effectuée et les résultats obtenus, on opte pour des fondations superficielles pour l'ensemble des ouvrages.

❖ Les ouvrages qui seront implanté dans la zone nord

- un dégagement des remblais sur toute la zone d'environ 4.5m à compter de la cote du terrain naturel
- un ancrage des fondations à partir de -0.5m dans le sol localisé sous les remblais
- le taux de travail sera de 1.2bar

❖ Les ouvrages qui seront implanté dans la zone sud

- le taux de travail sera de 2bar
- un ancrage des fondations à partir de 3.4m à compter de la cote du terrain naturel.

❖ Recommandation

- Vu la présence d'un important oued au nord du site, il est recommandé de prévoir des murs de soutènement pour les risques d'éventuelles inondations.
- soutenir les berges du oued sebaou contre l'affouillement.

Chapitre III

Calcul hydraulique

III. Introduction

Une station d'épuration doit être dimensionné, construit et exploité de manière telle qu'elle puisse recevoir et traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs charges de référence.

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

III.1. Estimation des besoins en eau potable

La dotation moyenne journalière par habitants pour la ville de Tizi-Ouzou est de:150 l/hab/j. Le nombre d'habitants à l'horizon 2043 est de : 282163,46 hab. Le débit moyen journalier est calculé par la formule suivante :

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

Avec :

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

P : Nombre d'habitants : 282163,46 hab

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

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Horizons (années)	Population (habitants)	Dotation (l/hab/j)	Consommation totale (m^3/j)
2007	12 590	150	1888,5
2043	282163,46	150	42324.52
2043	282163,46+25000+ (0,3*25000) = 314663.46	150	47199.52

Tableaux III.01. Estimation des besoins en eau potable

Compte tenu du fait que la capacité de la station de boukhalfa est actuellement dépassée, une étude d'extension de cette station est nécessaire pour 25000 habitants à l'horizon 2043. Cette

extension n'étant pas possible pour des raisons de surface, le surplus sera orienté vers la station objet de notre étude (source DRE) .

III.2.Estimation des débits rejetés en eaux usées

III.2.1.Estimation des débits rejetés en eaux usées

Les eaux usées domestiques sont conditionnées par la consommation de l'eau et la densité du tissu urbain. Le débit moyen journalier des eaux usées est donné comme suit :

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

Avec :

Q_{moyjEU} : Débit moyen journalier total des eaux usées

K_r : Coefficient de rejet pris égal à 100% de la quantité d'eau potable consommée

C : Consommation moyenne journalière (C=P.D)

- P : nombre d'habitants
- D : dotation journalière

$$Q_{\text{moyj.EU}} = 47199.52 \times 1 = 47199.52 \text{ m}^3/\text{j}$$

Remarque : Dans la littérature il est mentionné que le coefficient de rejet est de l'ordre de 80%, cependant selon la recommandation de la DRE on a pris la valeur de 100%.

III.2.2. Calcul de l'équivalent habitant (Eq/hab)

L'équivalent habitant est une unité de mesure des charges polluantes, produite par habitant et par jour exprimée en gramme d'oxygène. Elle permet d'évaluer la capacité d'une station d'épuration. On détermine alors l'équivalent habitant à l'horizon 2043 comme suit :

$$[\text{Eq/hab}]_{2043} = \frac{Q_{\text{moyj.EU}} \cdot 1000}{K_r \cdot D}$$

Avec :

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

K_r : Coefficient de rejet 100%

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

$$[\text{Eq/hab}]_{2043} = \frac{47199.52 \cdot 1000}{1 \cdot 150} = 314664 \text{ Eq/hab}$$

Donc la capacité de la station d'épuration de Oued Falli projetée est de : 314664 Eq/hab.

Remarque : Dans la suite de notre travail, nous présenterons les calculs pour une station de 100 000 Eq/hab. Cette démarche est motivée par le fait que la station sera constituée de trois filières de 100 000 Eq/hab chacune qui seront réalisées par étape et non pas au même temps.

III.3. Calcul des charges hydrauliques et charges polluantes

III.3.1. Calcul des charges hydrauliques

III.3.1.1. Débit moyen horaire des eaux usées

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

$$Q_{\text{moyh.EU}} = \frac{N \cdot D \cdot K_r}{24 \cdot 1000}$$

Avec :

N : l'équivalent habitant = 100 000 eq-hab

K_r : Coefficient de rejet = 100%

D : Dotation théorique = 150 l/hab/j .

$$Q_{\text{moyh.EU}} = \frac{(100000 \times 150 \times 1)}{24 \times 1000} = 625 \text{ m}^3/\text{h}$$

IV.4.1.2. Débit de pointe par temps sec :

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

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

Avec :

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

C_p : coefficient de pointe ;

Q_{moyh} : Débit moyen horaire.

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

On a: Q_{moyh} = 173.61 l/s > 2,8 l/s

$$\text{Donc : } C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{173,61}} = 1,6$$

$$Q_{\text{pts}} = 1,6 \times 625 = 1000 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.3.1.3. Débit de pointe par temps de pluie

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

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

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

Avec :

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

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

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

$$Q_{ptp} = 3 \times 1000 = 3000 \text{ m}^3/\text{h}$$

III.3.1.4. Débit maximal des eaux usées entrant à la STEP

Le débit maximal des eaux usées entrant à la STEP est donné par :

$$Q_{max} = (2 \times Q_{moyh})$$

$$Q_{max} = 2 \times 625 = 1250 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$Q_{max} \leq Q_{ptp}$$

NB : la station sera dimensionnée avec un débit de pointe en temps de pluie $\ll Q_{ptp} \gg$. Et pour la surcharge dans la station, cette dernière sera dotée d'un déversoir d'orage à l'entrée.

III.3.2. Calcul des charges polluantes

Les normes internationales selon l'organisation mondiale de la santé sont résumées dans le tableau suivant :

Paramètres	Unités	Normes de rejets
Températures	°C	30
Matière en suspension (MES)	mg/l	30
Demande biochimique en oxygène (DBO)	mg d'O ₂ /l	30
Demande biochimique en oxygène (DBO)	mg d'O ₂ /l	90
Azote totale	mg/l	40 à 50
Phosphate	mg/l	02
Huile et graisses	mg/l	20
Huile et graisses	mg/l	20

Tableau III.02. Normes de rejet de l'OMS

III.3.2.1. Charges en DBO₅

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

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

Avec :

N : Nombre d'équivalent habitant de dimensionnement = 100 000 eq-hab

$$\text{La charge en DBO}_5 = 100000 \times 50 \times 10^{-3} = 5000 \text{ Kg/j}$$

III.3.2.1.1. Concentration (mg/l)

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

$$[\text{DBO}_5] = \frac{5000 \times 10^6}{15000 \times 10^3} = 333,33 \text{ mg/l}$$

III.3.2.1.3. Rendement épuratoire

Le rendement est donné par la formule suivante :

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

Avec :

C_i : Concentration en DBO₅ à l'entrée de la station (333,33 mg/l)

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

$$R = \frac{333,33 - 30}{333,33} \times 100 = 91 \%$$

III.3.2.2. Charge en MES

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

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

Avec :

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

$$\text{La charge en MES} = 100000 \times 60 \times 10^{-3} = 6000 \text{ Kg/j}$$

III.3.2.2.1. Concentration

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

$$[\text{MES}] = \frac{6000 \times 10^6}{15000 \times 10^3} = 400.00 \text{ mg/l}$$

III.3.2.2.2. Rendement épuratoire

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

Avec :

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

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

$$R = \frac{400-30}{400} \times 100 = 92\%$$

	Quantités
Type du réseau	Unitaire
Horizon	2043
Equivalent habitants	10000 eq-hab
Charges hydrauliques	
Débit moyen journalier Q_{moyj}	15000 m ³ /j
Débit moyen horaire Q_{moyh}	625 m ³ /h
Débit de pointe par temps secs Q_{pts}	1000m ³ /h
Débit de pointe par temps de pluie Q_{ptp}	3000m ³ /h
Débit maximal entrant à la STEP Q_{max} ou Q_{ptp} ??	3000 m ³ /h
Charges polluantes	
charge en DBO ₅ par jour par habitant est estimée	50 g/hab/j
La charge en DBO ₅	5000 kg DBO ₅ /j
Concentration en DBO ₅ à l'entrée de la station	333,33 mg/l
Rendement épuratoire	91%
charge en MES par jour par habitant	60 g/hab/j
La charge en MES	6000 kg/j
Concentration en MES a l'entrée de la station	400 mg/l
Rendement épuratoire	92%

Tableau III.03. : Récapitulatif du calcul hydraulique

III.4. Conclusion

Après le calcul des charges polluantes DBO et MES, les résultats montrent que les rendements épuratoires de la station pour ces derniers sont de l'ordre de 91% et 92%.

Chapitre IV

Procédé d'épuration

IV. Introduction

La dépollution des eaux usées nécessite une succession d'étapes faisant appel à des traitements physiques, physico-chimiques et biologiques. En dehors des plus gros déchets présents dans les eaux usées, l'épuration doit permettre au minimum d'éliminer la majeure partie de la pollution carbonée. Selon le degré d'élimination de la pollution et les procédés mis en œuvre, trois niveaux de traitements sont définis, les prétraitements, les traitements primaires et les traitements secondaires.

IV.1. Les différentes étapes de traitements des eaux usées**IV.1.1. Les prétraitements**

Les prétraitements des séries destinées à éliminer les matières les plus grossières et les éléments susceptibles de gêner le déroulement. Ces étapes sont :

- Le dégrillage
- Le tamisage
- Le dessablage
- Le dégraissage et le déshuilage

IV.1.1.1. Le dégrillage

Le dégrillage est destiné à débarrasser les eaux usées des matières grossières susceptibles de provoquer un bouchage dans les différentes installations, par passage à travers une grille en fonction de la taille des détritiques à éliminer on distingue trois types de dégrillages :

- Pré dégrillage : les barreaux des grilles sont espacés de 30 à 100 mm.
- Dégrillage moyen : de 10 à 30 mm
- Dégrillage fin : de moins de 10 mm

Les grilles doivent être raclées régulièrement.

IV.1.1.1.1. Les grilles manuelles

Elles sont réservées aux très petites installations, leur nettoyage se fait à l'aide de râpeaux

IV.1.1.1.2. Les grilles mécaniques

Elles sont destinées aux grandes installations, leur nettoyage se fait par des grappins ; des râpeaux et aussi par des brosses dures.

IV.1.1.2. Le tamisage

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

- le macro tamisage : dimension des mailles $>25\mu\text{m}$.
- le micro tamisage : $30\mu\text{m} < \text{vide des mailles} < 150\mu\text{m}$.

Pour les dispositifs utilisés il y a :

- des tamis rotatifs : dont la vitesse de filtration 40 cm/s, avec des pertes de charges 20cm d'eau, ils doivent être décolmatés en permanences.
- 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.

IV.1.1.3. Le dessablage

Le dessablage débarrasse les eaux usées des sables et des graviers par sédimentation. L'écoulement de l'eau à une vitesse réduite de 0.3m/s dans un bassin appelé « dessableur » entraîne leurs dépôts au fond de l'ouvrage.

Le dessablage a pour objectif de :

- éviter les dépôts dans les canalisations induisant leur bouchage.
- Protéger les pompes et autres organes mécaniques contre l'abrasion.
- Eviter de perturber les autres stades de traitements, en particulier le réacteur biologique.
- Réduire la production des boues.

IV.1.1.4. Le dégraissage – déshuilage

C'est une opération qui permet la réduction des graisses et des huiles (organique ou minérale) car elle présente plusieurs inconvénients à plusieurs niveaux

- Elles diminuent le rendement du traitement biologique
- La formation d'un film isolant à la surface de l'eau empêchant les transferts air-eau et donc empêchant l'activité aérobie
- Mauvaises sédimentation
- Risque de bouchages des canalisations et des pompes.

La réduction est basée sur la séparation gravitaire et améliorée par insufflation d'air.

IV.1.2. Le traitement primaire de décantation

La décantation vise à éliminer les matières plus lourdes que l'eau par simple gravité, l'eau usée passe par le décanteur avec une vitesse lente afin que les matières plus lourdes que l'eau tombent au fond, La couche déposées au fond du bassin, est dite boue primaire.

Une bonne décantation primaire permet d'éliminer 30 à 35 % de la DBO₅, 60 % des MES et 90 % des matières décantables.

On distingue deux (02) types principaux de décanteurs

- Les décanteurs à flux vertical pour les petites installations
- Les décanteurs à circulation horizontale de forme rectangulaire ou circulaire.

La décantation processus essentiel du traitement primaire, a pour but :

- De retenir une fraction importante de la pollution organique,
- D'alléger la charge du traitement biologique ultérieur,
- De réduire les risques de colmatage des systèmes de traitement biologique par culture fixes « lits bactériens, disques biologiques »,

IV.1.3. Le traitement secondaire : les boues activées

IV.1.3.1. Principe du 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 organique 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.

IV.1.3.2. Traitement avec 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 procédé 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.

IV.1.3.2.1. Avantage

- Adaptées pour toutes taille de collectivités (sauf les très petites),
- Bonne élimination de l'ensemble des paramètres de la pollution (MES, BDO5, DCO, Azote)
- Adapter pour la protection des milieux récepteurs sensibles,
- Facilité de mise en œuvre d'une déphosphatation simultanée.

IV.1.3.2.2. Inconvénients

- Coûts d'investissement assez important,
- Consommation énergétique importante,
- Nécessité de personnel qualifié et d'une surveillance régulière,
- Forte production de boues qu'il faut concentrer.

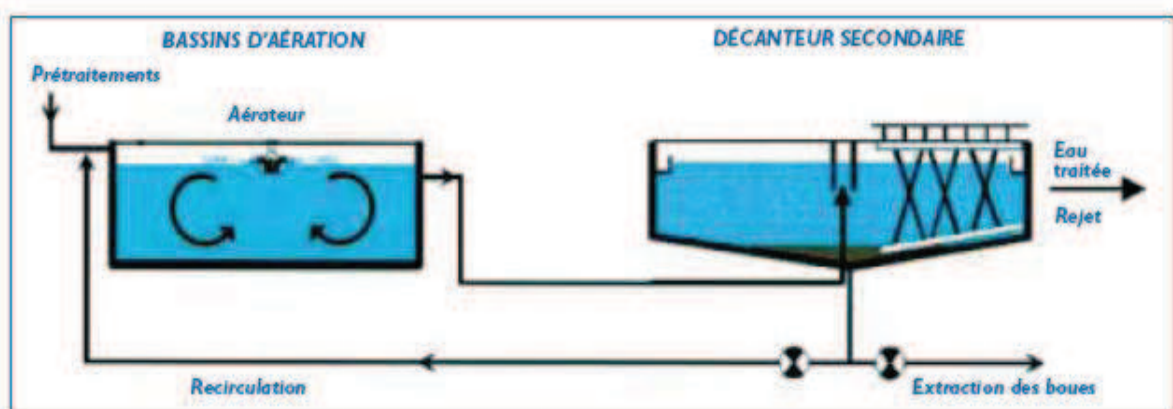


Figure IV.01. Schéma général du procédé de traitement des eaux usées par Boues activées

IV.2. 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.

IV.2.1. La charge massique (Cm)

La charge massique ou facteur de charge exprime le rapport entre la masse du substrat polluant (DBO₅) entrant quotidiennement et la masse de boues contenues dans le réacteur ; elle est exprimée en kg DBO₅/kg de matière sèche par jour et donnée par la relation suivante :

$$C_m = \frac{Q \times S_0}{X_t \times V}$$

Avec :

Q = le débit journalier.

S₀ = la concentration en substrat.

X_t = la concentration en MES dans la boue.

V = volume du réacteur.

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

IV.2.2. Charge volumique (Cv)

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

$$C_v = \frac{Q \times S_0}{V}$$

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

Charge	Charge massique (C_m) Kg de DBO5 / kg boue / J	Charge volumique (C_v) Kg DBO5 / m3 / J
Très faible	< 0.07	< 0.35
Faible	0.07 < C_m < 0.2	0.35 < C_v < 0.6
Moyenne	0.2 < C_m < 0.5	0.6 < C_v < 1.5
Forte	> 0.5	> 1.5

Tableau IV.01. Différents procédés par boues activées selon leurs charges massique (C_m) et leurs charge volumique (C_v).

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 IV.02. Différents systèmes de traitement selon le rendement épuratoire

IV.2.3.Age des boues (A)

L'âge des boues est la durée d'aération subie par la boue avant son élimination. Il se définit comme étant le rapport entre la quantité de boue dans le bassin et celle extraite quotidiennement. Il précise le temps de séjour moyen des boues dans l'aérateur.

$$A = \frac{V \times X}{Q_w \times X_w}$$

V = volume de la liqueur mixte (m^3).

X = concentration en solide (ou solide volatil) de la liqueur mixte (Kg/m^3).

Q_w = concentration en solide (ou solide volatil) des boues (Kg/m^3).

A = âge des boues (h).

L'âge des boues est inversement proportionnel à la charge massique.

IV.2.4. Besoin en oxygène

Afin de garantir aux micro-organismes 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 quel que soit la charge.

IV.3. Traitement des boues résiduaires

Les boues extraites du décanteur ont une teneur en eau avoisine 99 %, on l'exprime généralement en siccité (1 %).

Les traitements appliqués aux boues « brutes » ont plusieurs objectifs : Ils visent, selon la dévolution finale des boues, à réduire leur volumes, leur pouvoir de fermentation liée à leur teneur en matières organique, ou éventuellement à les hygiéniser, c'est-à-dire en éliminer les bactéries et les parasites présents.

Ces traitements permettent de limiter les nuisances olfactives, les risques sanitaire, mais aussi faciliter leur stockage, avant leur élimination ou leur valorisation.

Trois premières étapes se succèdent généralement :

IV.3.1. Épaississement

C'est le premier stade de traitement des boues, son principe consiste à enlever une partie plus ou moins importante de l'eau contenue dans les boues. L'épaississement peut être gravitaire, ou s'effectue par flottation, par égouttage ou par centrifugation. Il a pour objectif de réduire le volume des boues et d'augmenter la concentration des matières (résultat : 3 à 8 % de siccité selon les techniques utilisés). L'épaississement facilite en particulier les traitements ultérieurs.

IV.3.2. La déshydratation

Elle peut intervenir avant ou après la stabilisation, elle permet de pousser plus loin la réduction du volume des boues. Elle est effectuée sur des boues épaissies, stabilisés ou non, et vise à éliminer d'une façon plus ou moins poussée leur humidité.

La déshydratation recourt à trois grandes familles de techniques : La filtration, la centrifugation et le lit de séchage (technique de moins en moins utilisée sous sa forme

rustique). Ces procédés nécessitent un conditionnement préalable des boues généralement par un réactif floculant permettant d'agglomérer les matières solides et de favoriser ainsi la séparation liquide -solide.

Résultat : 12 à 40 % selon les boues et les matières utilisées.

IV.3.3.La stabilisation

Elle permet de diminuer le pouvoir de fermentation des boues, c'est à- dire, soit de dégrader les matières organiques qu'elles contiennent, soit de bloquer leurs réactions biologiques. Cette opération peut aussi assurer une fonction d'hygienisation partielle, c'est-à-dire élimination des agents pathogènes présents dans les boues. Elle permet, puisqu'elle évite la fermentation des boues de limiter les nuisances olfactives.

La stabilisation peut être obtenue par des moyens biologiques, chimiques ou thermiques. Si elle intervient après l'épaississement, la stabilisation est souvent obtenue par digestion anaérobie lorsqu'elle est mise en œuvre.

Après déshydratation, elle est réalisée par chaulage (ajout de chaux), compostage ou séchage

IV.4.Conclusion

L'objectif de ce chapitre est la présentation des différentes étapes d'épuration des eaux usées urbaines par le procédé de boues-activées à moyenne charge. Le choix de ce procédé est motivé par l'importance de l'effluent.

Chapitre V

Dimensionnement du bassin d'aération

V. Introduction

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

L'oxygénation nécessaire aux bactéries épuratrices est assurée par des réacteurs de surface, la puissance spécifique de réacteur 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.

V.1. Dimension de bassin d'aération

V.1.1. Calcul du volume de bassin d'aération

Le bassin d'aération dimensionné sur la base de la charge polluante massique et la charge polluante volumique :

$$V_b = \frac{\text{charge polluante massique en DBO}}{\text{charge volumique}}$$

C_m = charge polluante massique en $\text{DBO}_5 = 5000 \text{ kg/j}$

C_v = charge polluante volumique en $\text{DBO}_5 = 1.2 \text{ kg/m}^3/\text{j}$

$$V_b = \frac{5000}{1.2} = 4166.66 \text{ m}^3$$

Remarque : Vu le volume important du bassin d'aération, on prévoit trois (03) bassins de même volume

$$V_{b1} = V_{b2} = V_{b3} = \frac{V_b}{3} = 1388.88 \text{ m}^3 \quad \Leftrightarrow \quad V_b = 1388.88 \text{ m}^3$$

V.1.2. Calcul de la surface de chaque bassin d'aération

$$S_b = \frac{V_b}{H}$$

Avec :

S_b = surface du bassin

H = hauteur de bassin : 5m

V_b = volume de chaque bassin d'aération

$$S_b = \frac{138,888}{5} = 277.77 \text{ m}^2$$

V.1.3. Calcul de diamètre intérieur chaque bassin d'aération

On a :

$$S_b = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = \sqrt{\frac{4S_b}{\pi}} \Rightarrow D = 19.00 \text{ m}$$

V.1.4. Calcul du rayon de chaque bassin d'aération

$$R = \frac{D}{2} = 9.5 \text{ m}$$

V.1.5. Calcul l'épaisseur de radier

L'épaisseur de radier est donnée par la formule de la flèche suivante :

$$E_{\text{rad}} = \frac{R}{25} \Rightarrow E_{\text{rad}} = 0.38 \text{ m} : \text{ On opte pour une épaisseur de 40cm}$$

V.1.6. Calcul l'épaisseur de la paroi

L'épaisseur est donnée par les formules suivantes :

1. $E_p \geq \frac{H_{\text{max}}}{20} \Rightarrow E_p \geq 25 \text{ cm}$ On opte pour une épaisseur de 30cm
2. $E_p = \frac{H_e D}{4} = \frac{4.5 \times 19}{4} = 21.37 \text{ cm}$ On opte pour une épaisseur de 30cm

V.1.6. Calcul de temps de séjours (T_s)

Pour le débit de pointe par temps de pluie :

$$T_s = \frac{V_t}{Q_{\text{ptp}}} = 4166.66/3000 = 1.388 \text{ h} = 83.4 \text{ min}$$

Pour le débit de pointe par temps sec :

$$T_s = \frac{V_t}{Q_{pts}} = 4166.66/1000 = 4.166h = 250.2min$$

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

Désignation	unité	Quantité
charge massique a l'entre du step	kgDBO ₅ /j	5000
charge volumique DBO ₅	Kg/DBO ₅ /m ³ /j	1.2
volume total de bassin d'aération	m ³	4166.66
volume de chaque bassin d'aération	m ³	1388.88
Hauteur totale du bassin	m	5
Hauteur utile dans le bassin	m	4.5
surface de chaque bassin d'aération	m ²	416.66
Diamètre de chaque bassin d'aération	m	19.00
Rayon du bassin d'aération	m	9.5
temps de séjours (T _s) Pour Q _{ptp}	heures	1.39
temps de séjours (T _s) Pour Q _{pts}	heures	4.17

Tableaux V.01. Récapitulatif du dimensionnement du bassin d'aération

V.2.Décence de charge

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

V.2.1. Présentation du bassin d'aération de la step

- Une paroi circulaire
- Ceinture supérieure
- Un radier porteur de la paroi circulaire
- Ceinture intermédiaire (gousset)
- Dispositif d'aération

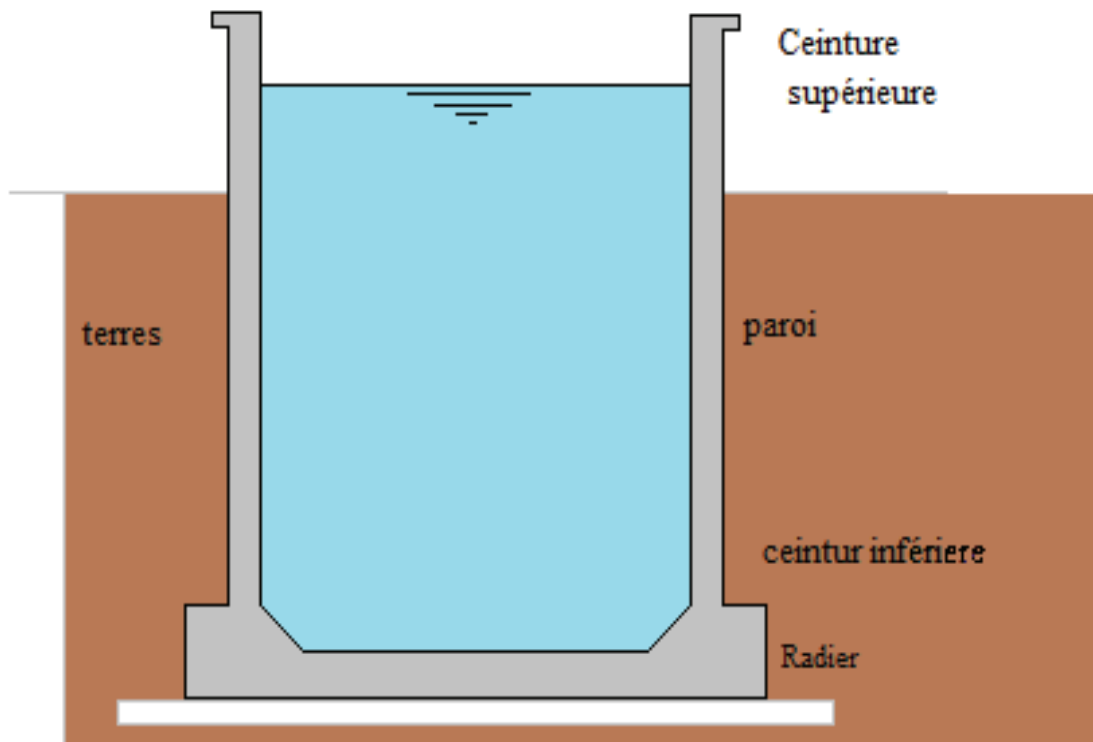


Figure V.01. Présentation du bassin d'aération de la step

V.2.2. Calcul de poids du bassin

1. Poids de paroi circulaire

La paroi du réservoir est un voile cylindrique semi enterré,

$$P_{\text{paroi}} = [(D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times \pi \times H / 4] \times b$$

Hauteur $H = 4.45\text{m}$,

Masse volumique du béton $b = 2.5 \text{ t/ m}^3$

Diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 19.60\text{m}$

Diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 19.00\text{m}$

- **ELS**

$$P_{\text{paroi}} = [(19.6^2 - 19^2) \times 3.14 \times 4.45 / 4] \times 2.5 = 202.25\text{t} \Rightarrow P_{\text{paroi}} = 202.25\text{t}$$

- **ELU**

$$P_{\text{paroi}} = [(D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times \pi \times H / 4] \times b \times 1.35 \Rightarrow P_{\text{paroi}} = 273.04\text{t}$$

2. Poids de la Ceinture supérieur

$$P_{\text{cent-sup}} = [(D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times \pi \times e_{\text{c-sup}} / 4] \times b$$

Epaisseur ceinture supérieure $e_{\text{c-sup}} = 0.15\text{m}$,

Masse volumique du béton $b = 2.5 \text{ t/ m}^3$

Diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 19.90\text{m}$

Diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 19.00\text{m}$

- **ELS**

$$P_{\text{cent-sup}} = [19.90^2 - 19^2] \times \pi \times 0.15 / 4 \times 2.5 = 10.30\text{t} \Rightarrow P_{\text{cent-sup}} = 10.30\text{t}$$

- **ELU**

$$P_{\text{cent-sup}} = [(D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times \pi \times e_{\text{c-sup}} / 4] \times b \times 1.35 \Rightarrow P_{\text{cent-sup}} = 10.30 \times 1.35 = 13.9\text{t}$$

3. Poids de la Ceinture inférieure

$$P_{\text{cent-inf}} = \frac{\pi}{4} [(D_{\text{rad}}^2 - D_{\text{int1}}^2) + (D_{\text{ext2}}^2 - D_{\text{int2}}^2)/2] e_{\text{c-inf}} \times b$$

Avec:

Epaisseur ceinture inférieure $e_{\text{c-inf}} = 0.40\text{m}$,

Masse volumique du béton $\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

Diamètre $D_{\text{rad}} = 20.40\text{m}$ $D_{\text{int}} = 19.00\text{m}$

$D_{\text{ext}} = 19.00\text{m}$ $D_{\text{int2}} = 18.20\text{m}$

- **ELS**

$$P_{\text{cent-inf}} = \frac{\pi}{4} [(D_{\text{ext1}}^2 - D_{\text{int1}}^2) + (D_{\text{ext2}}^2 - D_{\text{int2}}^2)/2] 0.4 \times b \Rightarrow P_{\text{cent-inf}} = 54.98\text{t}$$

- **ELU**

$$P_{\text{cent-inf}} = [(D_{\text{ext1}}^2 - D_{\text{int}}^2) + (D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int2}}^2)/2] e_{\text{c-inf}} \times 4 / \pi \times b \times 1.35 \Rightarrow P_{\text{cent-inf}} = 74.22\text{t}$$

4. Poids de radier

Le poids de radier est donnée par la relation suivante :

$$P_{\text{rad}} = \frac{\pi}{4} [D_{\text{rad}}^2 \times e_r] \times b$$

Avec:

Epaisseur de radier $e_r = 0.4\text{m}$,

Masse volumique du béton $b = 2.5 \text{ t/m}^3$

Diamètre de radier $D_{\text{rad}} = 20.40\text{m}$

- **ELS**

$$P_{\text{rad}} = 326.68\text{t}$$

- **ETU**

$$P_{\text{rad}} = \frac{\pi}{4} [D_{\text{rad}}^2 \times e_r] \times b \times 1.35 \Rightarrow P_{\text{rad}} = 441.01\text{t}$$

5. Poids du béton de propreté

Le béton de propreté est un béton faiblement dosé en ciment d'une épaisseur de 5 à 10cm. Il est étalé sur le sol afin de créer une surface de travail plane. Il protège le sol des intempéries, et évite le contact du sol avec les fondations.

$$P_{bp} = \frac{\pi}{4} [D_{bp}^2 \times e_{bp}] \times b$$

Avec:

Epaisseur de béton de propreté $e_{bp} = 0.10m$,

Masse volumique du béton $b = 2.5 \text{ t/ m}^3$

Diamètre de radier $D_{bp} = 21m$

- **ELS**

$$P_{bp} = 60.58t$$

- **ELU**

$$P_{bp} = \frac{\pi}{4} [D_{red}^2 \times e_{bp}] \times b \times 1.35 \Leftrightarrow P_{bp} = 82.14t$$

6. Poids de l'eau

Le poids de l'eau est donné par la relation suivante :

$$P_{eau} = v_b \times \gamma_{eau} = D_{int}^2 \times \frac{\pi}{4} \times H_e \times 1.1 = 1402.75t$$

La masse volumique des eaux $\gamma_{eau} = 1.1 \text{ t/ m}^3$

- **ELS**

$$P_{eau} = 1402.75t$$

- **ELU**

$$P_{eau} = 2104.13t$$

7. Poids des terres derrière les parois

$$P_{\text{ter}} = \frac{\pi}{4} [(D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times h_{\text{ter}}] \times \gamma_{\text{terre}}$$

Avec:

Diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 20.40\text{m}$

Diamètre intérieur $D_{\text{int}} = 19.60\text{m}$

La masse volumique des terres $\gamma_{\text{terre}} = 1.7 \text{ t/m}^3$

Hauteur des terres $h_{\text{ter}} = 4\text{m}$

- **ELS**

$$P_{\text{ter}} = [20.4^2 - 19.6^2] \times 3.14 \times 4 / 4 \times 1.7 = 170.81\text{t}$$

- **ELU**

$$P_{\text{ter}} = [(D_{\text{ext}}^2 - D_{\text{int}}^2) \times \pi \times h_{\text{ter}} / 4] \times \gamma_{\text{terre}} \times 1.35 \Rightarrow P_{\text{ter}} = 230.6\text{t}$$

8. Poids de dispositif d'aération

- **ELS**

$$P_{\text{aérateur}} = 1\text{t}$$

- **ELU**

$$P_{\text{aérateur}} = 1 \times 1.35 = 1.35\text{t}$$

9. Poids d'étanchéité

On a deux couches d'étanchéité interne et externe, de 2cm d'épaisseur pour chacune, (1cm d'épaisseur $\rightarrow 20\text{kg/m}^2$) (**DTR ; charges et surcharges**).

$$P_{\text{étanchéité}} = P_{\text{ext}} + P_{\text{int}} = \pi \times D_{\text{int}} \times H_{\text{total}} \times \rho + \pi \times D_{\text{ext}} \times H_{\text{total}} \times \rho$$

$$H_{\text{total}} = 5\text{m}$$

$$\rho = 40 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{DTR})$$

- **ELS**

$$P_{\text{étanchéité}} = 24.23 \text{ t}$$

- **ELU**

$$P_{\text{étanchéité}} = 24.23 \times 1.35 = 32.71 \text{ t}$$

Dans le tableau qui suit, nous présentons les poids des différents éléments du bassin

Elément	Poids d'élément à ELS	Poids d'élément à ELU
Paroi circulaire	202.25	273.04
Poids d'étanchéité	24.23	32.71
ceinture supérieure	10.30	13.9
ceinture inférieure	54.98	74.22
Radier circulaire	326.68	441.01
Béton de propreté	60.58	81.78
Poids de réacteur (turbine)	1.00	1.35
Les eaux	1402.75	2104.12
Les terres derrière la paroi	170.81	230.6
Poids total de l'ouvrage	2253.58	3252.73

Tableau V.02.Récapitulatif des poids des différents éléments de bassin d'aération

V.3.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons estimé les poids des différents éléments du bassin. Ces charges serviront pour le calcul des efforts et du ferrailage.

ELS

- Poids de l'ouvrage à vide est de : 850.83 t
- Poids de l'ouvrage plein est de : 2253.58 t

ELU

- Poids de l'ouvrage à vide est de : 1148.61 t
- Poids de l'ouvrage plein est de : 3252.73 t

Chapitre VI

Caractéristiques des matériaux

VI. Le béton

Le béton est un matériau fabriqué suivant une étude de composition établie par le laboratoire. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance qui varie avec la granulométrie, le dosage en ciment, la qualité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Dans le cas courant, le béton utilisé est dosé à 250 Kg/m^3 de ciment portland artificiel (CPA).

VI.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est défini par la valeur de sa résistance mécanique à la compression à l'âge de 28 jours notée f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvettes normalisées (16X32) par compression axiale après 28 jours de durcissement.

Pour l'étude de ce projet on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, car il est facile à obtenir sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.

La résistance caractéristique à la compression à $j \leq 28$ jours est définie par :

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

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de **fc28= 25 MPa**.

VI.2. Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique du béton à la traction à j jours noté f_{tj} est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{avec : } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa ; dans laquelle } f_{tj} \text{ et } f_{cj} \text{ sont exprimés en [MPa]}$$

à $t = 28$ jours, $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

VI.3. Contraintes limites

VI.3.1. Les états limites

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour les quels une structure est calculée.

a) Etat limite ultime

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa} \quad (\text{Art 4-3 .41 BAEL91})$$

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante.

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

b) Etat limite de service

L'état limite de service est l'état au delà du quel les condition normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ [Mpa]}.$$

VI.3.2. Diagramme contraintes déformations

Dans le calcul du béton armé relatif aux états limites, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels suivants :

➤ **A l'état limite ultime**

La relation contrainte –déformation est illustrée dans la figure suivante

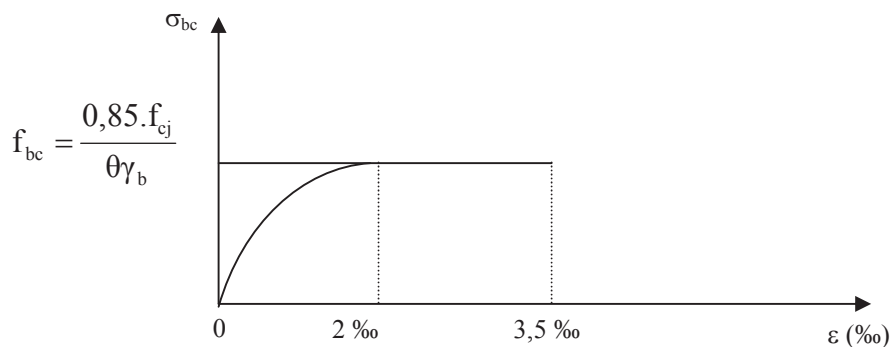


Figure VI.01 : Diagramme parabolique rectangle

Le diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangle (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit «parabole rectangle ».

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} 10^3 \varepsilon_{bc} (4 - 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} = f_{bc}$$

➤ **A l'état limite de service**

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante

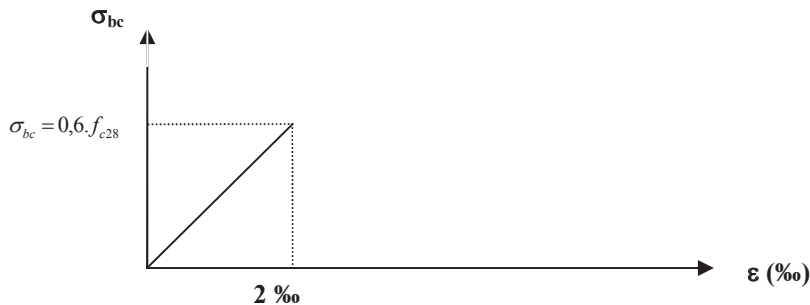


Figure VI.02 : diagramme linéaire

VI.3.3. Contrainte tangente conventionnelle

Elle est donnée par la formule suivante : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$ (Art A – 5.1.21. BAEL91)

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} , 5)$ MPa pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} , 4)$ MPa pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

VI.4. Module de déformation longitudinale

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

VI.4.1. Module de déformation instantanée (Art A – 2 .1. 21 BAEL91):

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

D'où: pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$

VI.4.2. Module de déformation différée (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$ en MPa

D'où : $E_{vj} = 10818,86$ MPa.

VI.5. Module de déformation transversale

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante:

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

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

VI.6. Coefficient de poisson (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service

$\nu = 0$ à l'état limite ultime

VI.7. Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520($\Phi < 6$)	T S	520	1,3	1

Tableau VI.01 : Caractéristiques des aciers utilisés

VI.7.1.Limite d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200000 \text{ MPa}$ (Art II 1 BAEL99)

VI.7.2.Coefficient de poisson des aciers

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

VI.7.3.La limite élastique garantie f_e

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

VI.7.4.Diagramme contrainte déformation

Le diagramme contrainte déformation est illustré dans la figure suivante (art A 2.2.2 BAEL91)

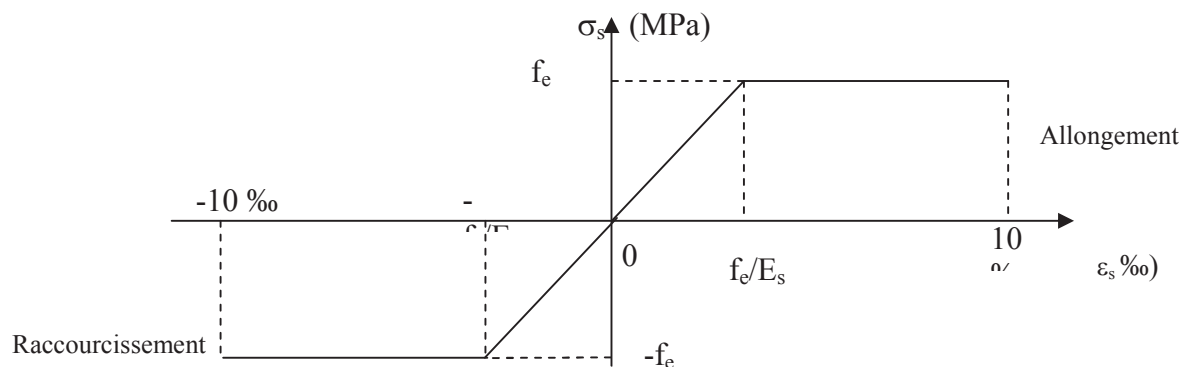


Figure VI.03: Diagramme contrainte déformation

VI.7.2.Contrainte limite de l'acier**VI.7.2.1. Etat limite ultime (ELU)**

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (Art A 4.3.2 BAEL91)

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad \text{où} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

VI.7.2.2. Etat limite de service (E L S)

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible (BAEL91 / Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1,00$ pour les RL

$\eta = 1,6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

Ainsi on obtient :

$$\bar{\sigma}_s = 156 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \quad \text{pour les H.A}$$

c) Fissuration très préjudiciable (BAEL91 / Art 4-5-34)

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas ,la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

Avec: η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$pour les RL.

$\eta = 1.6$pour les HA.

On obtient ainsi :

$$\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa} \quad \text{pour les HA.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 130 \text{ MPa} \quad \text{pour les RL.}$$

VI.7.3. Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **c ≥ 3 cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- **c ≥ 1 cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

Chapitre VIII

Calcul du radier

VII. Introduction

La paroi du bassin d'aération est un voile, cylindrique semi enterré, soumis simultanément à :

- La poussé hydrostatique du coté interne tendant à dilater la paroi dans le sens radial.
- La poussée des terres du conté externe par un effort de compression sur la paroi.
- Une traction au niveau de la paroi provoqué par la pression hydrostatique
- Une compression au niveau de la paroi provoqué par la pousser des terres.

On devise la paroi en bandes horizontales de 1.00m de hauteur à partir du bas, sous l'effet de la pression du liquide et la poussée des terres.

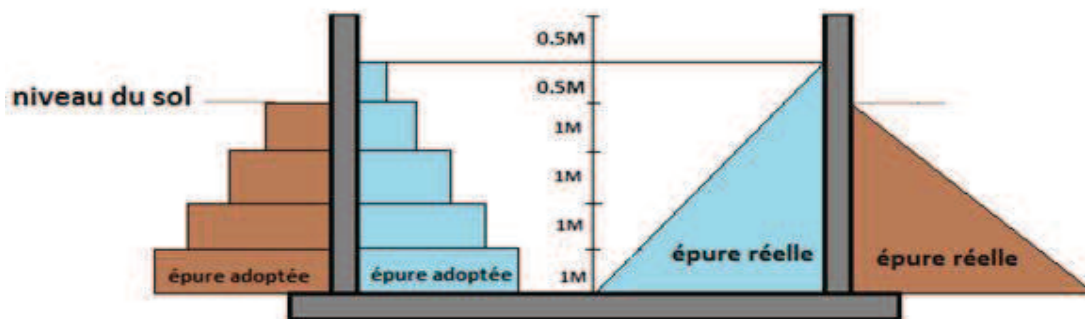


Figure VII.01. Poussée de la terre et la poussée hydrostatique

VII.1.Vérification de la paroi à la compression

La paroi cylindrique se trouve comprimée par les efforts normaux agissants sur elle, le seul effort est due au poids de la ceinture supérieure.

Calcul des contraintes dans le béton

La condition à vérifier est :

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{S}$$

$S = 3000\text{cm}^2$: la section d'un mètre de longueur de la paroi cylindrique d'épaisseur de 30cm.

$$P = P_{\text{cent-sup}}$$

- **ELU**

$$P_{\text{cent-sup}} = 13.9 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{S} = \frac{139000}{300000} = 0.4633 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc} \quad \text{condition est vérifiée}$$

- **ELS**

$$P_{\text{cent-sup}} = 10.30 \text{ t}$$

$$\sigma_b = \frac{P}{S} = \frac{103000}{300000} = 0.3433 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc} \quad \text{condition est vérifiée}$$

VII.2. Sollicitation sous la poussée 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 du calcul.

- **Pressions unitaire sur chaque bande de la paroi**

$$Q_{ti} = \gamma_t \cdot h_i \cdot k_a$$

Avec :

Poids volumique des terres $\gamma_t = 1700 \text{ kg/m}^3$

Coefficient de poussée $k_a = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.569$

Profondeur de chaque bande h_i

Angle de frottement $\varphi = 16^\circ$

Diamètre extérieur $D_{\text{ext}} = 19.6 \text{ m}$

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

$$Q_i = (Q_{i+1} + Q_i) / 2 \quad (\text{kg/m}^2)$$

Sous l'action des pressions Q_i chaque bande (i) sera compresser avec un effort de compression T_i que :

- ELU

$$T_{iu} = 1.35 Q_i \cdot D_{\text{ext}} / 2 \quad (\text{kg/ml})$$

- ELS

$$T_{is} = Q_i \cdot D_{\text{ext}} / 2 \quad (\text{kg/ml})$$

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

Bande i	Profondeur h_i	$Q_{ti} = \gamma_t \cdot h_i \cdot k_a$ kg/m^2	$Q_i = (Q_{i+1} + Q_i) / 2$ (kg/m^2)	$T_{iu} = 1.35 Q_i \cdot D_{\text{ext}} / 2$ (kg/ml)	$T_{is} = Q_i \cdot D_{\text{ext}} / 2$ (kg/ml)
1	4	3869.2	3385550	44790826,5	33178390
2	3	2901900	2418250	31993447,5	23698850
3	2	1934600	1450950	19196068,5	14219310
4	1	967300	483652,5	6398722,575	4739794,5

Tableau VII.01 : pression de terres agissant sur chaque zone

VII.2.1. Calcul des armatures circulaire (cerces)

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

La section d'armatures circulaires se calcul comme suite :

- ELU

$$A_u = \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec :

$$\frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

- ELS

$$A_S = \frac{T_S}{\sigma_S}$$

$$\sigma_S = 0.8[\min(\frac{2}{3}f_e), \max(0.5f_e, 110\sqrt{nf_{t28}})]$$

$$F_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$N = 1.6 \quad \text{HA}$$

$$\sigma_S = 161.3 \text{ Mpa}$$

Les calculs faits se résument dans le tableau suivant

bande i	profondeur H _i	Q _{TI} = Y _t .H _i .K _a K _g /M ³	Q _I =(Q _{i+1} + Q _i)/2 (KG/M ²)	T _{IU} =1.35Q _i .D _{ext} / 2 (KG/ML)	T _{IS} =Q _i .D _{ext} / 2 (KG/ML)	A _U	A _S
1	4	3869,2	3385,55	44790,8265	33178,39	12,88	20,57
2	3	2901,9	2418,25	31993,4475	23698,85	9,20	14,69
3	2	1934,6	1450,95	19196,0685	14219,31	5,52	8,82
4	1	967,3	483,65	6398,6895	4739,77	1,84	2,94

Tableau VII.02 : Armature circulaires à (ELU et ELS) sous la poussée des terres

VII.3.Sollicitation sous la poussée hydrostatique

Dans notre cas on divise la paroi en cinq (5) bandes. Chaque bande est soumise à une charge trapézoïdale, que l'on admet rectangulaire lors du calcul.

- Pression unitaire sur chaque bande de la paroi

$$Q_i = p \cdot h_i$$

$$\text{Masse volumique de l'eau} \quad p = 1100 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Diamètre intérieur} \quad D_{\text{int}} = 19.00 \text{ m}$$

$$\text{Hauteur de l'eau} \quad H_e = 5 \text{ m}$$

Profondeur de la bande h_i / 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 :

$$Q_i = (Q_{i+1} + Q_i) / 2$$

Sous l'action des pressions Q_i chaque bande (i) sera tendue avec un effort de traction $F_{i\text{ que}}$:

$$T_{iu} = 1.5Q_i \cdot D_{int} / 2 \quad (\text{kg/ml})$$

$$T_{is} = Q_i \cdot D_{int} / 2 \quad (\text{kg/ml})$$

Les applications numériques nous donnent les résultats résumés dans le tableau suivant

bande i	profondeur hi	Qt _i = p,hi (kg/m ³)	Q _i =(Q _{i+1} + Q _i)/2 (kg/m ²)	F _{iu} =1.5Q _i .D _{int} /2 (kg/ml)	F _{is} =Q _i .D _{int} /2 (kg/ml)
1	4,5	4950	4400	62700	41800
2	3,5	3850	3300	47025	31350
3	2,5	2750	2200	31350	20900
4	1,5	1650	1100	15675	10450
5	0,5	550	275	3918,75	2612,5

Tableau VII.03 : pression hydrostatique agissante sur chaque zone

VII.3.1. Calcul des armatures circulaire circulaires (cerces)

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

La section d'armatures circulaires se calcul comme suite :

- ELU

$$A_u = \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{Avec : } \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

- ELS

$$A_s = \frac{T_s}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 0.8 [\min(\frac{2}{3}f_e), \max(0.5f_e, 110\sqrt{nf_{t28}})] = 161.3 \text{ Mpa} \quad \text{FTP}$$

$$F_e=400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1 \text{ Mpa}$$

$$N=1.6 \text{ HA}$$

Les calculs faits se résument dans le tableau suivant

bande i	profondeur h _i	Q _{ti} = p _i 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)	A _U	A _S
1	4,5	4950	4400	62700	41800	18,03	25,91
2	3,5	3850	3300	47025	31350	13,52	19,44
3	2,5	2750	2200	31350	20900	9,01	12,96
4	1,5	1650	1100	15675	10450	4,51	6,48
5	0,5	550	275	3918,75	2612,5	1,13	1,62

Tableau VII.04 : Armature circulaires à (ELU et ELS) sous la poussée hydrostatique

VII.4.Vérification de la condition de non fragilité (CNF)

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

$$B=e_p \cdot ml=0.3 \cdot 1=0.3 \text{ m}^2=3000 \text{ cm}^2$$

$$F_e=400 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min}=3000 \times \frac{2.1}{400} = 15.75 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$\text{Adopté}=\max (A_{iu}; A_{is}; A_{cnf})$$

Le tableau suivant montre les résultats de ferrailage transversal (circulaires)

bande i	Profondeur hi (m)	A _{iu} terre (cm ²)	A _{is} terre (cm ²)	A _{iu} eau (cm ²)	A _{is} eau (cm ²)	A (cnf) (cm ²)	A adopté (cm ²)	A _{réel}	Esp	ferrailage
1	5	12,88	20,57	18.03	29,91	15.75	20,57	21,54	15	14T14
2	4	9,20	14,69	13.52	19.44	15.75	15.75	15.83	15	14T12
3	3	5,52	8,82	9.01	12.96	15.75	15.75	15.83	15	14T12
4	2	1,84	2,94	4.51	6.48	15.75	15.75	15.83	15	14T12
5	1	//	//	1.13	1.62	15.75	15.75	15.83	15	14T12

Tableau VII.05 : Ferrailage transversal (circulaires)

Remarque : Comme la paroi du bassin est en repos lorsque le bassin est plein, donc le choix des armateurs sera dans le cas où le bassin sera vide (le cas plus défavorable).

Recommandation : *le bassin ne doit pas être rempli d'eau avant le remblaiement des terres derrière la paroi.*

VII.5. Calcul du moment à l'encastrement paroi-radier

La section à la base de la paroi est la plus critique, en effet l'encastrement paroi-radier crée un moment de flexion associée à l'effort normal de compression.

Pour le calculer le moment à l'encastrement on a recours à la méthode de ((HANGAN-SOARE)) qui considère l'encastrement comme étant élastique pour le calcul des moments et leurs abscisses,

La figure ci-après illustre la variation de moment en fonction de la profondeur.

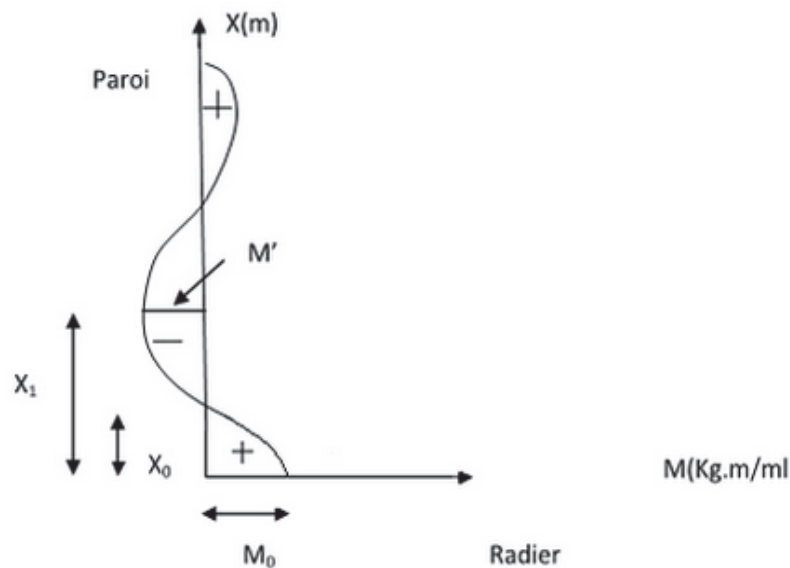


Figure VII.02 : Diagramme de ((HANGAN SOARE))

Avec :

$$M_0 : \text{moment à l'encastrement} \quad M_0 = K \cdot \gamma_w \cdot H_e^3$$

$$X_0 : \text{abscisse du moment de flexion nul} \quad X_0 = k_0 \cdot H_e$$

$$M_1 : \text{moment de flexion négatif maximal} \quad M' = -K' \cdot \gamma_w \cdot H_e^3$$

$$X_1 : \text{abscisse du moment de flexion négatif maximal} \quad X_1 = k_1 \cdot H_e$$

Avec :

$$h_e = 4.5 \text{ m} \quad \text{Hauteur d'eau utile}$$

R=9.5m

μ : Coefficient de poisson ($\mu=0$ à ELU) ($\mu=0.2$ à ELS)

$e_p=30\text{cm}$ Epaisseur de la paroi

$e_r=40\text{cm}$ Epaisseur de radier

K est tiré de l'équation suivante :

$$\left(\frac{e_p}{e_r}\right)^3 k^{3/2} + \frac{3}{2\beta H_e} k - \frac{3}{4(\beta H_e)^3} \left(1 - \frac{1}{\beta H_e}\right) = 0$$

Pour: $x = \sqrt{K}$

$$AX^3 + BX^2 + C = 0 \dots\dots\dots(*)$$

$$\beta = \frac{\sqrt[4]{3(1-\mu^2)}}{\sqrt{\frac{D}{2} \cdot e_p}}$$

$$\begin{cases} \text{ELS} \rightarrow \mu = 0.2 \rightarrow \beta = 0.771 \\ \text{ELU} \rightarrow \mu = 0 \rightarrow \beta = 0.779 \end{cases}$$

La résolution de cette équation (*) est faite sur un site internet

$$K = \begin{cases} \text{ELS} \rightarrow K = 0.0286 \\ \text{ELU} \rightarrow K = 0.0291 \end{cases}$$

1. Calcul de moment à l'encastrement

$$M_0 = K \cdot \gamma_w \cdot H_e^3$$

ELS

$$M_{0S} = 2866.79 \text{ kg.m/ml}$$

ELU

$$M_{0U} = 2916.91 \text{ kg.m/ml}$$

2. Calcul l'abscisse ((X₀)) où le moment de flexion est nul

$$X_0 = k_0 \cdot H_e$$

$$k_0 = \frac{\arctg[2K(\beta H_e)^2]}{\beta H_e}$$

- **ELS**

$$k_{0s} = 0.173 \quad \rightarrow \quad X_{0s} = 0.778\text{m}$$

- **ELU**

$$k_{0u} = 0.176 \quad \rightarrow \quad X_{0u} = 0.792\text{m}$$

3. Calcul l'abscisse ((X₁)) où le moment de flexion est maximal

$$X_1 = k_1 \cdot H_e$$

$$k_1 = \frac{\pi}{4\beta h_e} + k_0$$

- **ELS**

$$K_{1s} = 0.34 \quad \rightarrow \quad X_{1s} = 1.53\text{m}$$

- **ELU**

$$K_{1u} = 0.40 \quad \rightarrow \quad X_{1u} = 1.80\text{m}$$

Calcul de K'

$$K' = -K \cdot e^{-\beta X_1} \left[\cos \beta X_1 - \frac{\sin \beta X_1}{2k(\beta H_e)^2} \right]$$

- **ELS**

$$K'_s = 0.0085$$

- **ELU**

$$K'_u = 0.0088$$

4. Calcul de moment négatif maximal M'

$$M' = -K' \cdot \gamma_w \cdot H_e^3$$

- ELS

$$M'_s = -852.01 \text{ kg.m/ml}$$

- ELU

$$M'_u = -862.04 \text{ kg.m/ml}$$

VII.6. Calcul des armatures vertical

- Etat limite ultime (ELU)

1. Au bord du moment positif maximal M_{ou}

A l'encastrement (sur la face interne) sous le moment M_{ou} la section de la paroi est donc soumise à la flexion simple.

On a:

$$M_{ou} = 2916.91 \text{ kg.m/ml}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_{ou}}{b_o \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0033$$

$$\mu = 0.0033 < 0.186 = \mu_{ad} \rightarrow \text{pivot } A_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0041$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \mu) = 0.249$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{ou} = \frac{M_{ou}}{Z \cdot \sigma_{st}} = 3.36 \text{ cm}^2$$

2. Au bord du moment négatif maximal M'_u

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M'_u

On a :

$$M'_u = -862.04 \text{ kg.m/ml}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M'_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0.0097$$

$$\mu = 0.0097 < 0.186 = \mu_{ad} \rightarrow \text{pivot } A_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0122$$

$$Z = d(1 - 0.4 \cdot \mu) = 0.248$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{ou} = \frac{M'_u}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = 9.99 \text{ cm}^2 \approx 10 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service (ELS)**

1. Au bord du moment positif maximal M_{0s}

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M_{0s}

On a :

$$M_{0s} = 2866.79 \text{ kg.m/ml}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 0.8[\min(\frac{2}{3}f_e), \max(0.5f_e, 110\sqrt{n}f_{t28})] = 161.30 \text{ Mpa} \quad \text{FTP}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0.582$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.234$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 21937.5 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_r > M_{0s} \quad (\text{SSA}) \quad A_{sc} = 0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.20 \text{ m}$$

$$A_{os} = \frac{M_{0s}}{Z \cdot \sigma_s} = 8.88 \text{ cm}^2$$

2. Au bord du moment négatif maximal M'_s

La section est soumise à la flexion simple sous le moment M'_s

$$M'_s = -862.04 \text{ kg.m/ml}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 0.8 \left[\min\left(\frac{2}{3}f_e\right), \max(0.5f_e, 110\sqrt{n}f_{t28}) \right] = 161.30 \text{ Mpa} \quad \text{FTP}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0.582$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.234$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 21937.5 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_r > M'_s \quad A_{sc} = 0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.20 \text{ m}$$

$$A_{os} = \frac{M'_s}{Z \cdot \sigma_{st}} = 2.67 \text{ cm}^2$$

VII.6.1.Vérification de la condition de non fragilité (CNF)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 3.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopte}} = \max(A_{\text{ELS}}, A_{\text{ELU}}, A_{\text{CNF}})$$

Moments	A_{ELU} (cm^2)	A_{ELS} (cm^2)	A_{CNF} (cm^2)	$A_{\text{ADOPTÉ}}$ (cm^2)	$A_{\text{réel}}$	Ferrailages
Positif	3.05	8.88	3.01	8.88	15.83	14T12
Négatif	10.00	2.67	3.01	10	15.83	14T12

Tableau VII.06 : Ferrailage verticale

VII.7. CONCLUSION

Les armateurs transversal et vertical adoptes sont les suivants.

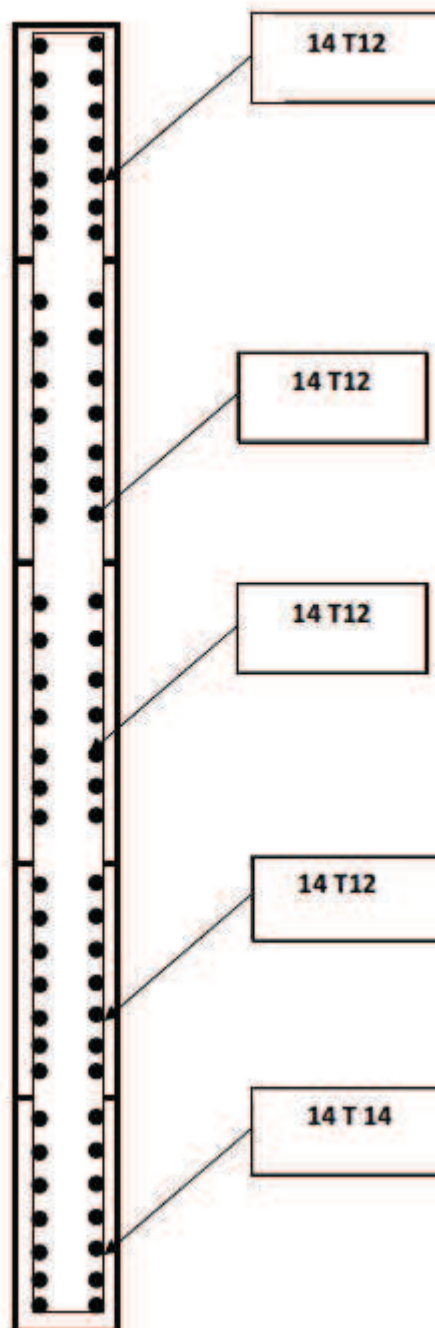


Figure VII.7.1 : Ferrailage transversal (circulaires)

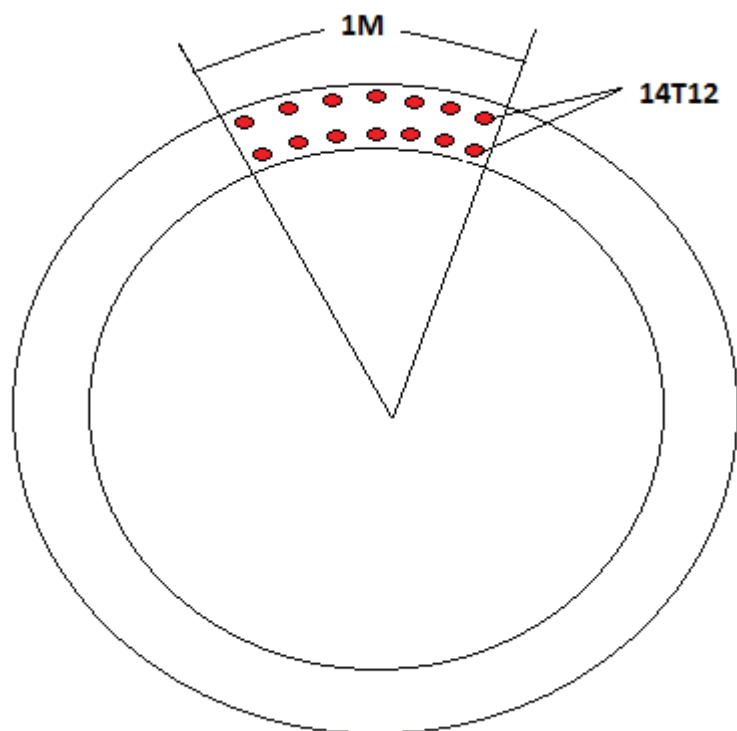


Figure VII.7.2 : Ferrailage verticale sur un mètre linéaire de la paroi

Chapitre VIII

Calcul du radier

VIII. Introduction

Pour assurer une bonne répartition des charges sur le sol, et éviter les tassements différentiels, la forme la plus adaptée pour ce genre de construction lourde est un radier général de forme circulaire.

VIII.1. Vérification de l'épaisseur du radier circulaire

L'épaisseur du radier sera déterminée à partir de la condition de non poinçonnement donnée par le BAEL 91.

La vérification se fait à l'état limite ultime (ELU)

$$Q_u \leq 0.045 \times e_r \times u_c \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

U_C : périmètre de contour au niveau du feuillet moyen

$$U_C = 2 \times \pi \times R_{moy} = 2 \times 3.14 \times 9.65 = 60.60 \text{ m}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa.}$$

$$Q_u = 1,35.G$$

$$G = (P_{ter} + P_{aérateur} + P_{cent-inf} + P_{cent-sup} + P_{paroi} + P_{étanchéité})$$

$$Q_u = 625.82 \text{ t}$$

$$e_r \geq \frac{Q_u \times \gamma_b}{0.045 \times U_C \times f_{c28}}$$

$$e_r \geq 14.00 \text{ cm} \quad \text{condition est vérifié.}$$

Pour des raisons de sécurités on opte pour un diamètre de 40cm

VIII.1.2. Vérification de diamètre du radier circulaire

$$\sigma_{su} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{su} = \frac{4P_{\text{ouvrage}}}{\pi D_r^2}$$

Avec :

σ_{su} : contrainte exercée par l'ouvrage sur le sol

σ_{sol} : contrainte de sol est égale à 2 bars

$$P_{\text{ouvrage}} = P_{\text{paroi}} + P_{\text{ceint.sup}} + P_{\text{ceint.inf}} + P_{\text{radier}} + P_{\text{bét.prop}} + P_{\text{terr}} + P_{\text{réacteur}} + P_{\text{étanchéité}} + P_{\text{eau}}$$

$$P_{\text{rad}} = \frac{\pi}{4} [D_{\text{red}}^2 \times e_r] \times \gamma \times 1.35$$

$$P_{\text{cent-inf}} = \frac{\pi}{4} [(D_{\text{rad}}^2 - D_{\text{int1}}^2) + (D_{\text{ext2}}^2 - D_{\text{int2}}^2)/2] e_{c-\text{inf}} \times \gamma b$$

Après avoir simplifié les calculs

$$D_r \geq \sqrt{\frac{4P_{\text{ouvrage}}}{\pi \sigma_{\text{sol}}}}$$

$$D_r \geq \sqrt{\frac{9483880}{5 \cdot 4120}} = 14.00 \text{ m}$$

On opte pour un diamètre égal de 20.40 m

VIII.2. Vérification de la stabilité de l'ouvrage

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

M_S : moment stabilisant

M_R : moment renversant

Comme le moment renversant est négligeable et radier est bien encre dans le sol donc la condition de non soulèvement est vérifiée

VIII.4. Calcul des efforts internes dans le radier

Le calcul du radier se fait dans le cas où le bassin est vide, et il est soumis à une charge uniformément répartie (q), cette dernière qui engendre les efforts suit :

- **M_r : moment fléchissant radial**

$$M_r = \frac{q}{16} [r^2 (1 + \mu) - x^2 (3 + \mu)]$$

- **M_t : moment fléchissant tangentiel**

$$M_t = \frac{q}{16} [r^2 (1 + \mu) - x^2 (1 + 3\mu)]$$

- **T : effort tranchant**

$$T(x) = \frac{qx}{2}$$

Calcul des charges à vide « q » :

$$q = \frac{4 P}{\pi D_r^2}$$

- **ELU**

$$q_u = 1,35 \times 4 (P_{\text{paroi}} + P_{\text{étanchéité}} + P_{\text{ceint.sup}} + P_{\text{ceint.inf}} + P_{\text{terr}} + P_{\text{aérateur}}) / \pi D_r^2$$

$$q_u = 1915.66 \text{ kg / m}^2$$

- **ELS**

$$q_s = 4 \times (P_{\text{paroi}} + P_{\text{ceint.sup}} + P_{\text{ceint.inf}} + P_{\text{terr}} + P_{\text{réacteur}}) / \pi D_r^2$$

$$q_s = 1419.00 \text{ kg / m}^2$$

Les moments fléchissant:

$$M_r = \frac{q}{16} [r^2 (1 + \mu) - x^2 (3 + \mu)]$$

$$M_t = \frac{q}{16} [r^2 (1 + \mu) - x^2 (1 + 3\mu)]$$

Avec :

$r = 9.5\text{m}$ rayon de réservoir

μ : coefficient de poisson ($\mu = 0$ à ELU) ($\mu = 0.2$ à ELS)

Pour $x = r$ (à l'encastrement)

$$M_r(r) = -\frac{qr^2}{8}$$

$$M_t(r) = -\frac{\mu qr^2}{8}$$

Pour $x = 0$

$$M_r(0) = M_t(0) = \frac{1+\mu}{16} qr^2$$

L'effort tranchant:

$$T(x) = \frac{qx}{2}$$

Pour $x = 0$: $T(0) = 0$

Pour $x = r$: $T(r) = \frac{qr}{2}$

Les différents résultats des moments fléchissant et les efforts tranchant sont illustrés dans les tableaux suivant:

R(x)	Mt (ELS)	Mr (ELS)
0	9604,86	9604,86
2	9037,26	8469,66
4	7334,46	5064,06
6	4496,46	-611,94
8	523,26	-8558,34
9.5	-3201,62	-16008,09

Tableau VIII.01 : représente les moments radiaux et tangentiels à (ELS)

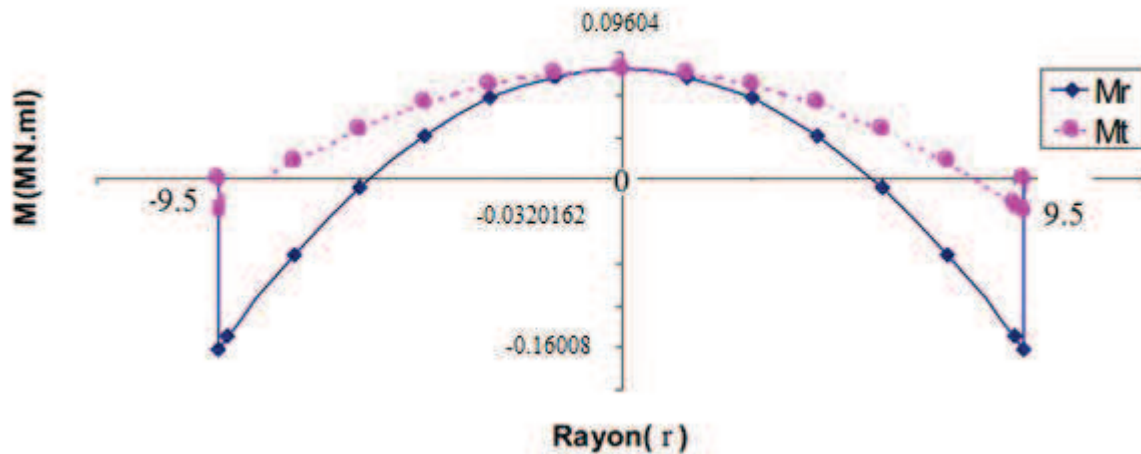


Figure VIII.01 : Diagramme des moments à (ELS)

R(x)	Mt (ELU)	Mr (ELU)
0	10805,52	10805,52
2	10326,60	9368,77
4	8889,86	5058,54
6	6495,28	-2125,19
8	3142,88	-12182,40
9.5	0,00	-21611,04

Tableau VIII.02 : représente les moments radiaux et tangentiels à (ELU)

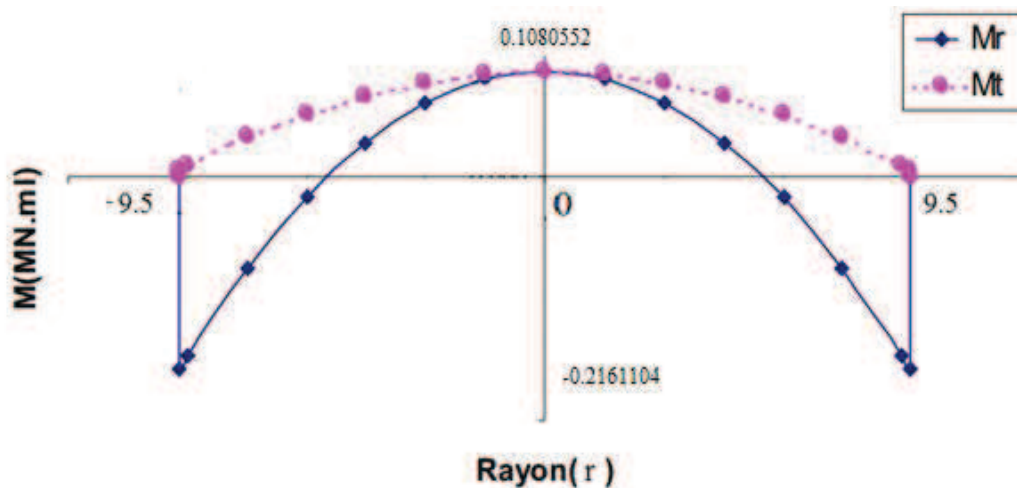


Figure VIII.02 : Diagramme des moments à (ELU)

R(x)	T (ELS) kg.ml	T (ELU) kg.ml
0	0.00	0.00
2	1419,00	1915,66
4	2838,00	3831,32
6	4257,00	5746,98
8	5676,00	7662,64
9.5	6740,25	9099,39

Tableau VIII.03 : représente les efforts tranchant à (ELS) et (ELU)

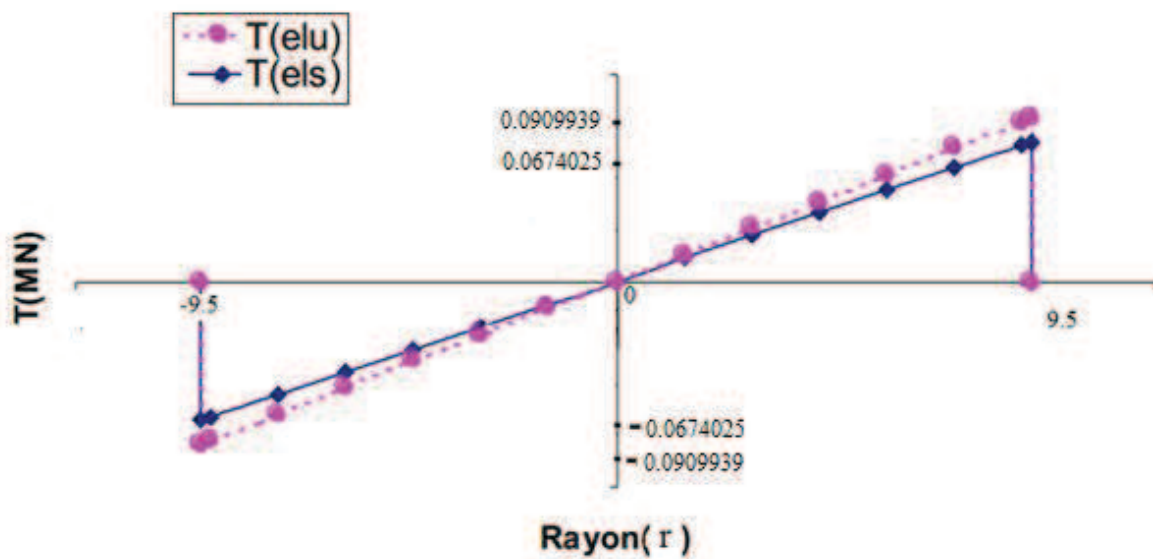


Figure VIII.03 : Diagramme des efforts tranchants

VIII.5.CALCUL DES ARMATURES

Les armatures se calcul en fonction des moments M_{ru} et M_{tu} , il s'agit de ferrailer une tranche de section de 1m de largeur soumise à la flexion simple.

La fissuration est considérée très préjudiciable. L'enrobage est $c = 5$ cm

$$b = 1\text{m.}$$

$$e_r = 0,40\text{m.}$$

$$d = 0,35\text{m.}$$

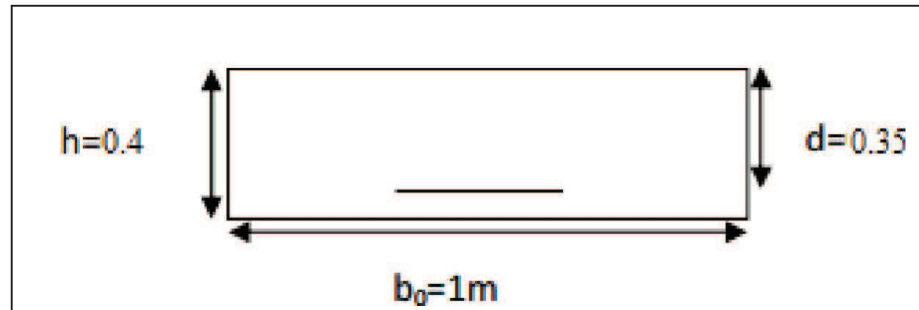


Figure VIII.04 : Section du radier de longueur d'un mètre

Armatures supérieurs

- radial et tangentiel à ELU

$$M_{ru} = M_{tu} = 10805,52\text{kg.m} = 0.1080552\text{MN.m}$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0.582$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.234$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 42997.5 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_r > M_{ru} \quad A_{sc} = 0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.20\text{m}$$

$$A_{ou} = \frac{M_{ru}}{Z \cdot \sigma_{st}} = 15.52 \text{ cm}^2$$

Armatures inférieures• **radial à ELU**

$$M_{ru} = 21611,04 \text{ kg.m} = 0.2161104 \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0.582$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.234$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 42997.5 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_r > M_{ru} \quad A_{sc} = 0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.20 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{ru} = \frac{M_{ru}}{Z \cdot \sigma_{st}} = 31.05 \text{ cm}^2$$

• **tangentiel à ELS**

$$M_{ts} = 3201,62 \text{ kg.m} = 0.0320162 \text{ MN.m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 0.8 \left[\min\left(\frac{2}{3}f_c\right), \max(0.5f_c, 110\sqrt{n}f_{t28}) \right] = 161.30 \text{ Mpa} \quad \text{FTP}$$

$$\alpha_r = \frac{15\sigma_{bc}}{15\sigma_{bc} + \sigma_s} = 0.582$$

$$\mu_r = \frac{\alpha_r}{2} \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.234$$

$$M_r = \mu_r \cdot b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc} = 42997.5 \text{ kg.m/ml}$$

$$M_r > M_{ts} \quad A_{sc} = 0$$

$$Z = d \cdot \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = 0.20 \text{ m}$$

$$A_{ts} = \frac{M_{ts}}{Z \cdot \sigma_s} = 09.92 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité (CNF)

$$A_{\min} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_c = 4.22 \text{ cm}^2$$

Armatures radial et tangentiel sont illustrées dans les tableaux suivant:

Nappe	Armatures cm ²	A _{CNF} cm ²	A _{adopte} cm ²	A _{reel} cm ²	espacement cm	ferrailage	
Sup	Radial	15.52	4.22	15.52	21.98	15	7T20
	tangentiel	15.52	4.22	15.52	21.98	15	7T20
Inf	Radial	31.05	4.22	31.05	34.34	15	7T25
	tangentiel	09.92	4.22	09.92	10.77	15	7T14

Tableau VIII.04 : Armatures radial et tangentiel

VIII.6.CONCLUSION

Les armateurs du radier sont illustrés sur le schéma suivant.

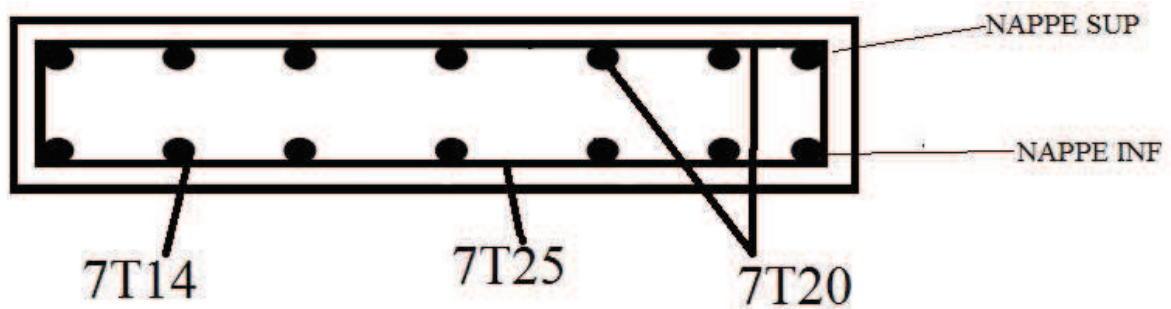


Figure VIII.5. Armatures radial et tangentiel du radier

Conclusion Générale

Conclusion Générale

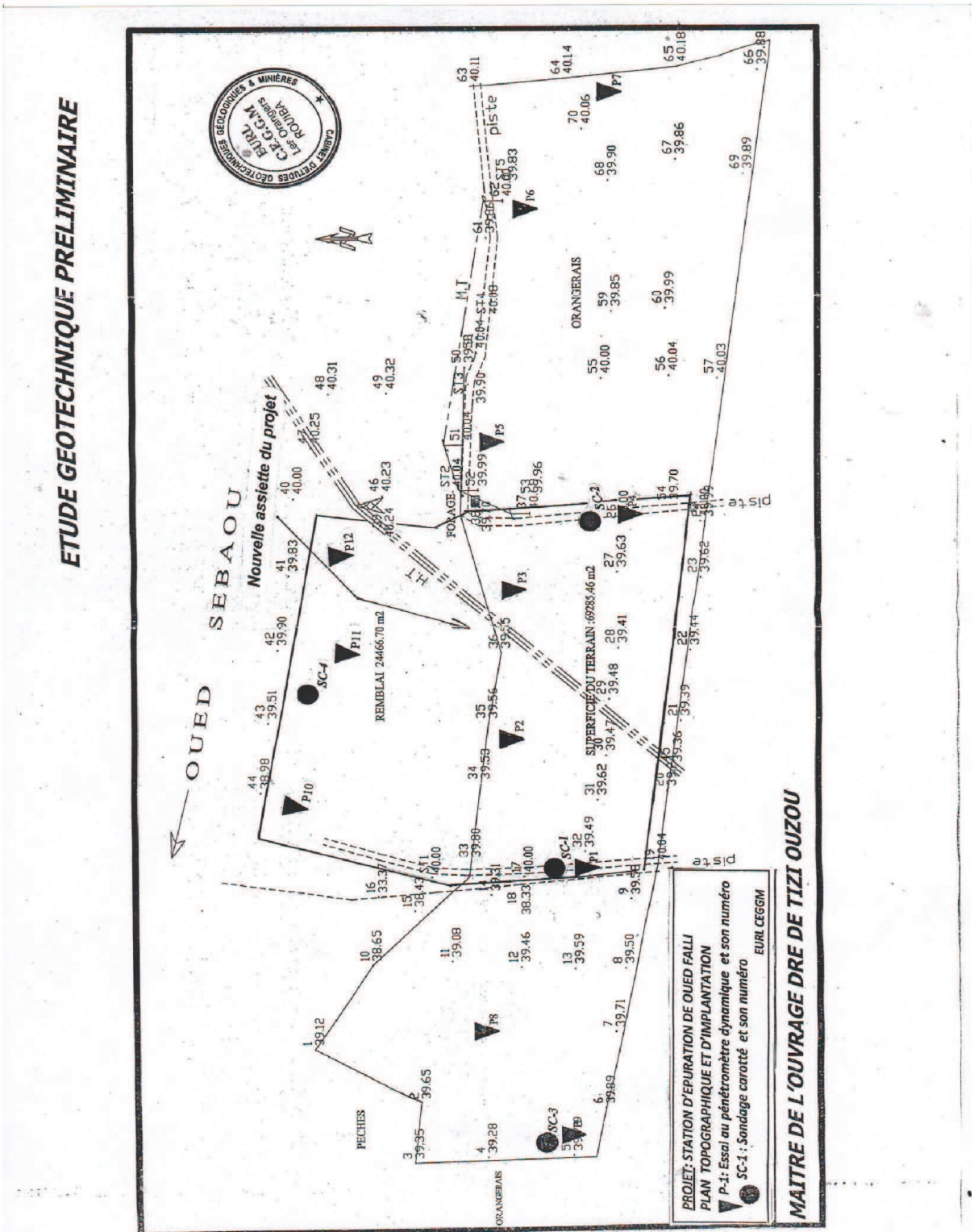
« Une station d'épuration doit être dimensionné, construit et exploité de manière telle qu'elle puisse recevoir et traiter les flux de matières polluantes correspondant à leurs charges de référence. »

Partant de ce principe, nous avons suivi dans le cadre de ce travail une méthodologie de dimensionnement axée sur deux aspects : d'une part un aspect hydraulique et d'autre part un aspect génie civil.

Cette démarche nous a permis de considérer la pluridisciplinarité d'un dimensionnement d'une station d'épuration.

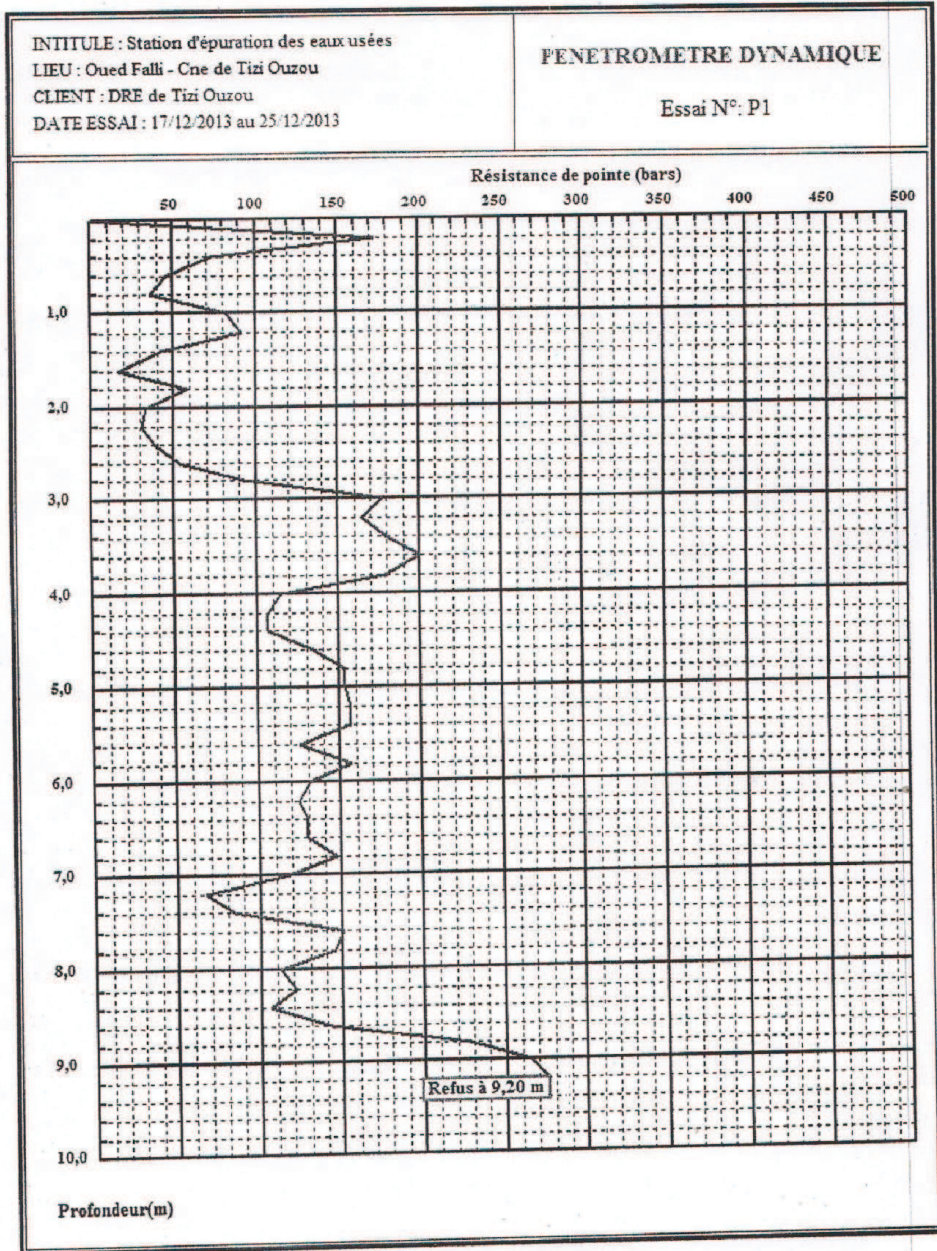
Annexe

Annexe 01 ; plan de situation de la step oued falli



Annexe 02 : essai P01 de pénétrogramme

CABINET D'ETUDES GEOTECHNIQUES, GEOLOGIQUES ET MINIERES
EURL C. E. G. G. M - ROUIBA.
Coopérative immobilière Ibn khaldoune - Les Orangers - Rouiba



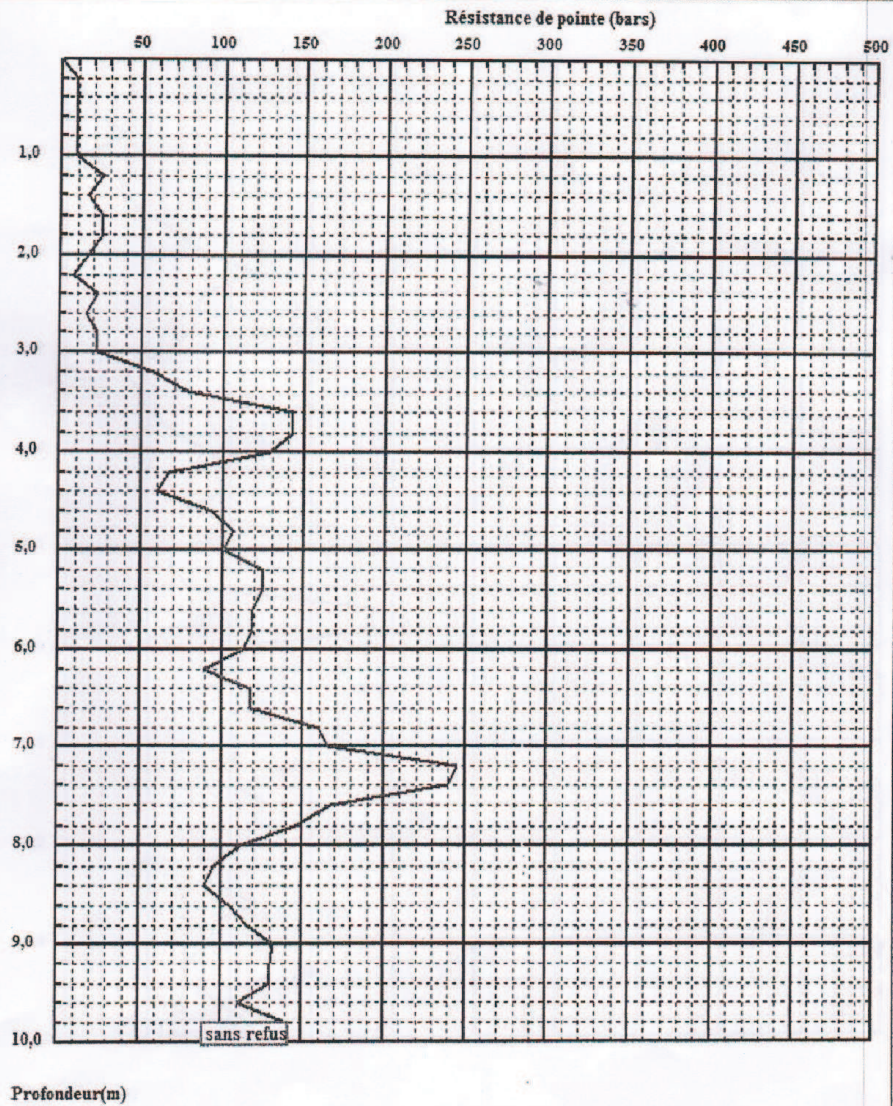
Annexe 03 : essai P02 de pénétrogramme

CABINET D'ETUDES GEOTECHNIQUES, GEOLOGIQUES ET MINIERES
EURL C. E. G. G. M - ROUIBA.
Coopérative immobilière Ibn khaldoune - Les Orangers - Rouiba

INTITULE : Station d'épuration des eaux usées
LIEU : Oued Falli - Cne de Tizi Ouzou
CLIENT : DRE de Tizi Ouzou
DATE ESSAI : 17/12/2013 au 25/12/2013

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: P2



Annexe 04 : sondages carottée SC-1

CABINET D'ETUDES GEOTECHNIQUES, GEOLOGIQUES ET MINIERES
EURL C. E. G. G. M - ROUIBA.

Coopérative immobilière Ibn khaldoune - Les Orangers - Rouiba

Log de Sondage N° : SC1

ETUDE : STATION D'EPURATION DES EAUX USEES

LIEU : OUED FALLI - Cne de TIZI OUZOU PROFONDEUR TOTALE : 12 ML

CLIENT : DRE DE TIZI OUZOU

COORDONNEES : X = Y = Z =

DATE DEBUT : 22/12/2013

DATE FIN : 22/12/2013

NIVEAU NAPPE : - / - m

Diamètre extérieur du carottier (SC) : 101 mm

Diamètre extérieur du carottier (SPT) : mm

Diamètre extérieur du carottier (SH) : 101 mm

BOUE DE FORAGE : - / -

TYPE FORAGE : SONDAGE CAROTTE

TYPE DE MACHINE : FORACO

Diamètre extérieur du forage : 101 mm

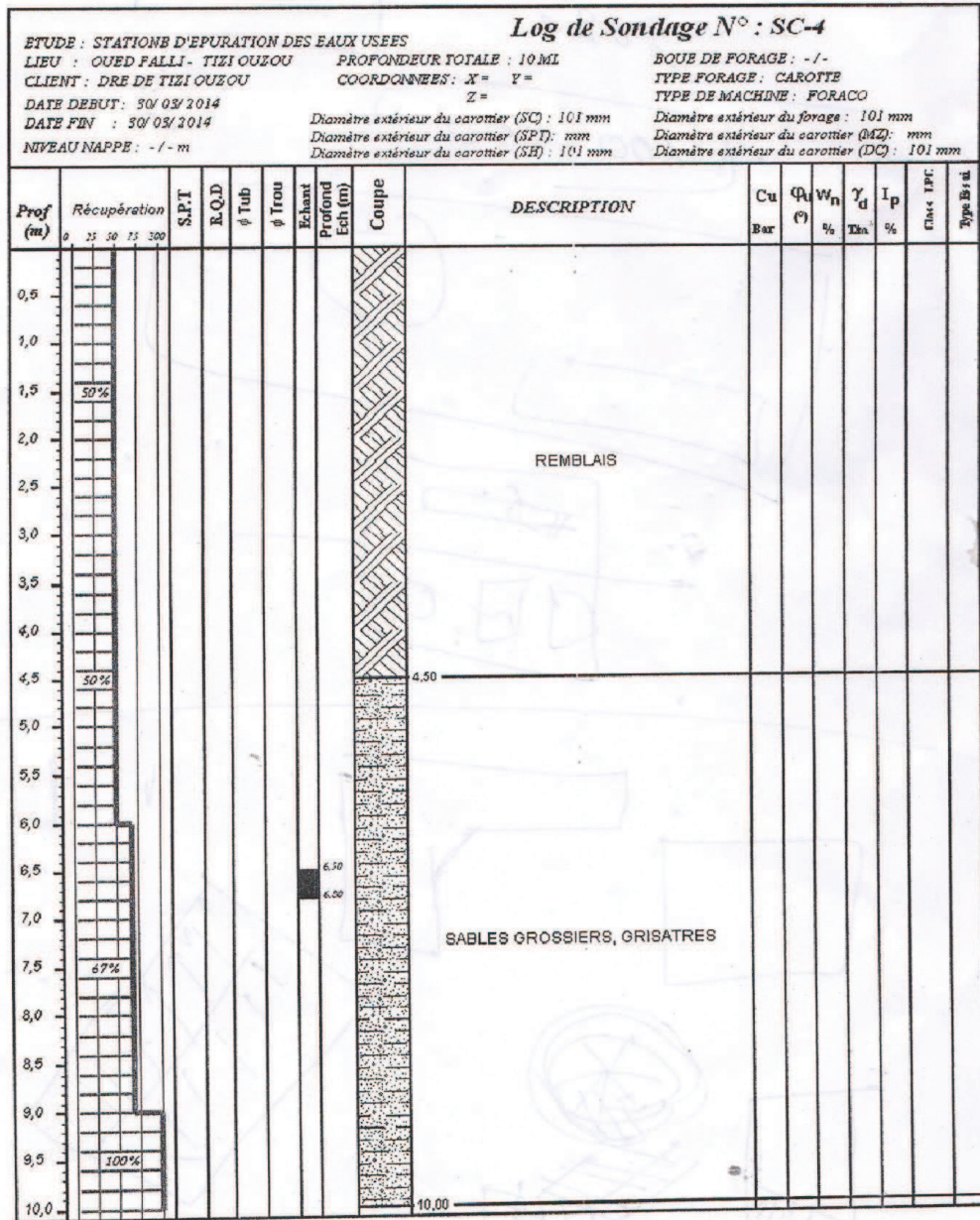
Diamètre extérieur du carottier (MZ) : mm

Diamètre extérieur du carottier (DC) : 101 mm

Prof (m)	Récupération	S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Trou	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION	Cu Bar	Φ _u (°)	w _n %	γ _d Tm ³	I _p %	Classe SPT	Type Humid
0	25 50 75 100															
1,0									ARGILES CAILLOUTEUSES, GRAVELEUSES, VERDATRES A BRUNATRES							
2,0																
3,0																
4,0																
5,0																
6,0																
7,0									TVO (GALETS ET CAILLOUX ARRONDIS A SUBARRONDIS DANS UNE MATRICE SABLO-ARGILEUSE)							
8,0																
9,0																
10,0																
11,0																
12,0																
13,0																
14,0																
15,0																
16,0																
17,0																
18,0																
19,0																
20,0																

Annexe 05 : sondages carottée SC-4

CABINET D'ETUDES GEOTECHNIQUES, GEOLOGIQUES ET MINIERES
EURL C. E. G. G. M - ROUIBA,
 Coopérative immobilière Ibn khaldoune - Les Orangers - Rouiba



Bibliographie

A.E.K.GAID « Traitement des eaux usées urbaines » ;

GUERRIN « traité de béton armée ». Tome6, Tome8 ;

Jean-Pierre MOUGIN« B.A.E.L 91 » ;

«Règlement Parasismique Algérienne » RPA99 version 2003 ;

Mémoires de fin d'étude en master CHA ;

Rapport de la DHW de Tizi-Ouzou ;

Cours et travaux dirigée: ouvrage hydraulique, aménagement hydraulique, RDM,
Hydraulique urbaine,...). UMMTO.

Documentation électronique: INTERNET.