

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE ELCHAHID HAMMA lakhdar



Faculté des technologies

Département d'hydraulique et de génie civil

Filière d'hydraulique

MEMOIRE :

*Présente en vue de l'obtention du diplôme de master professionnel en
Hydraulique*

Option : Conception et diagnostic du système d'AEP et d'Assainissement

THEME :

**DIAGNOSTIC ET DIMENSIONNEMENT
DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA
VILLE DE ROBBAH (W.ELOUED).**

Présenté par :

Mr TERA BILAL

Mr TIDJANI M^{ed} SEGHIR

Promoteur :

Mr GHOMRI ALI

Devant le jury composé de :

Président : Mr RIGUET Ferhat

Examineur : M^{me} KHATER Ibtissem

Octobre 2015

∞ Remerciements ∞

*Nous tenons à exprimer nos remerciements les plus vifs
au docteur **Ali Ghomri**, qui a su nous guider et nous aider dans
ce travail avec beaucoup de tact et de gentillesse*

*Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont
participé, à titre professionnel ou personnel à la réalisation de ce
travail.*

*Nos remerciements iront également vers tous ceux qui ont accepté avec
bienveillance de participer au jury de ce mémoire.*

BILAL -M^{ed} SEGHIR

Résumé:

Le but de notre étude est d'améliorer le fonctionnement du système de drainage afin de répondre aux besoins de l'homme de tous les jours et le maintien de sa santé, ainsi que l'organisation de la vie quotidienne et indépendamment des eaux usées des localités.

Dans le but d'atteindre les objectifs soulignés on doit suivre les deux étapes non séparées, dans la première phase c'est un diagnostic du réseau existant, Dans la deuxième phase une évaluation et dimensionnement du réseau d'assainissement.

Mots clés : Diagnostic , Réseau , Assainissement , Les eaux usées

Abstract :

The aim of our study is to improve the functioning of the drainage system to meet human needs every day and maintain their health, and the organization of daily life, regardless of wastewater locations.

In order to achieve the objectives outlined we should not follow the two separate stages, the first phase is a diagnostic, in the second phase an evaluation and design the network of sanitation.

Keywords : diagnosis, network, sanitation, Wastewater.

ملخص:

ان الهدف من دراستنا هو تحسين سير نظام الصرف لكي يلبي حاجيات الانسان اليومية و المحافظة على صحته و كذلك تنظم حياته اليومية و ذلك بصرف المياه المستعملة التي يطرحها التجمع السكاني.

لغرض تحقيق الاهداف المسطرة نتبع مرحلتين مهمتين و غير منفصلتين ، المرحلة الاولى نهتم بتشخيص شبكة التطهير اما المرحلة الثانية فنقوم بتقييم و تصميم شبكة الصرف الصحي.

الكلمات المفتاحية: تشخيص، شبكة، التطهير، المياه المستعملة.

Liste des tableaux

Chapitre I

Présentation de la ville.

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles.....	7
Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles	8
Tableau I.3 : Evaporations moyennes mensuelles	9
Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents.....	10
Tableau I.5 : Répartitions mensuelles de la pluviométrie	11
Tableau I.6 : Recensements de la population de ROBBAH	11
Tableau I.7 : Taux d'accroissement	11
Tableau I.8 : Ressources en eau	12
Tableau I.9 : Caractéristiques des forages.....	13

Chapitre II

Diagnostic du réseau existant

Tableau II.1 : Caractéristiques du réseau existant	15
Tableau II.2 : les collecteurs en mauvais états dans le réseau existant	17
Tableau II.3 : Etat des regards.....	18

Chapitre III

Différents systèmes et schémas du réseau d'assainissement

Tableau III.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	24
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux	27
Tableau III 3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	32
Tableau III 4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :.....	32
Tableau III 5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population	33
Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	33
Tableau III.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins	34
Tableau III.8 : Nombre d'habitants	35

Chapitre IV

Evaluations des débits.

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque SB.....	39
Tableau IV.2 : Détermination des débits de pointe d'eaux usées	41

Chapitre V

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement.

Tableau V.1 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 1)	46
Tableau V.2 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 2)	47
Tableau V.3 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 3)	48
Tableau V.4 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 4)	49
Tableau V.5 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 5)	50
Tableau V.6 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 6)	51
Tableau V.7 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 7)	52
Tableau V.8 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 8)	53
Tableau V.9 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 9)	54
Tableau V.10 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 10)	55
Tableau V.11 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 11)	56
Tableau V.12 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (Intercepteur)	57

Chapitre VI

Elements constitutifs du resaux d'egout.

Tableau VI.1:diamètres des conduites circulaires équivalents des conduites ovoïdes	60
Tableau VI.2 : Caractéristiques du tuyau en béton armé	64

Liste des figures et photos

Chapitre I

Présentation de la ville

Fig.I.1 : Situation géographique de la région d'El Oued	03
Fig.I. 2 : Présentation de la zone d'étude.....	04
Fig.I. 3 : Répartition mensuelle de la température (2000/2013).....	07
Fig.I. 4 : Répartition d'humidités moyennes mensuelles (2000/2013).....	08
Fig.I. 5 : Répartition Moyenne mensuelle d'évaporation de (2000/2013).....	09
Fig.I. 6 : Répartition des vitesses moyennes mensuelles des vents de (2000/2013).....	10
Fig.I. 7 : Répartition mensuelles de la pluviométrie de (2000/2013).....	11

Chapitre II

Diagnostic du réseau existant

Fig II.1 : type des regards à branchement non réguliers	18
Fig II.2 : type des regards mal réalisé.	19
Fig II.3 : type des regards n'est pas en service.....	19
Fig II.4 : type des regards à Ferrailage désastreuse	20
Fig II.5 : type des regards avec des ouvertures fermées.....	20
Fig II.6 : type des regards chargés du sable.....	21
Fig II.7 : Station de relevage	21

Chapitre III

Différents systèmes et schémas du réseau d'assainissement

Fig.III.1 : Différents schémas d'évacuation	26
Fig.III.2 : Schéma perpendiculaire	30
Fig.III.3 : Schéma par déplacement latéral	30
Fig.III.4 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....	31
Fig.III.5 : Schéma à Collecteur Etagé	31
Fig.III.6 : Schéma de Type Radial	31

Chapitre VI

Eléments constitutifs du réseau d'égout

Fig.VI.1 : Conduites en béton non armé	61
Fig.VI.2 : Conduites en PRV	62
Fig.VI.3 : Conduites en PVC	62
Fig.VI.4 : Branchements	66
Fig.VI.5 : Différents type des regards	67

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Présentation de la ville	
Introduction	2
I.1 Situation géographique	3
I.2 Données naturelles du site	4
I.2.1 Topographie	5
I.2.2 Géologie	5
I.2.3 Sismicité	5
I.2.4 Situation climatique	6
I.2.4.1 Climat	6
A-Température	6
B-Humidité	8
C-L'évaporation potentielle	8
D-Les vents dominants	9
E-Pluviométrie	10
I.3 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes	11
I.3.1 Population	11
I.3.2 Encombrement du sous sol	12
I.3.3 Situation hydraulique	12
I.3.3.1 Alimentation en eau potable	12
A) Réseau de distribution	12
B) Stockage	13
I.3.3.2 Assainissement	13
Conclusion	13
Diagnostic du réseau existant	
II.1 Introduction	14
II.2 Objectif de l'étude de diagnostic	14
II-3 Description du réseau d'assainissement de la ville de Robbah	15
II-3-1 Principale cause de la dégradation des ouvrages	15
a)- Phénomènes endogènes	16
b)- Phénomènes exogènes	16
A) Etat des conduites	16
B) Etat des regards	18
II-4 Station de relevage	21
II-4-1 Autres équipements	22
A) Panier dègrilleur	22
B) Vanne à l'entrée de la station	23
C) Dispositif anti-bélier	23
D) Obstruction du refoulement	23
E) Agitation	23
F)Aération	23
Conclusion	

Différents systèmes et schémas du réseau d'assainissement

Introduction	24
III.1 Situation démographique	24
III.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	24
III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales	25
III.3.1 Systèmes fondamentaux	25
• Système séparatif	25
• Système unitaire	25
• Système pseudo séparatif	25
III.4 Choix du système d'évacuation	25
III.5 Schémas d'évacuation	29
III.5.1 Schéma perpendiculaire	29
III.5.2 Schéma par déplacement latéral	29
III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique	30
III.5.4 Schéma à collecteur étagé	30
III.5.5 Schéma de type radial	30
III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation	31
III.7 Choix du coefficient de ruissellement	31
III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	31
III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	32
III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces	32
III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population	33
III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	33
III.7.6 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	33
III.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	34
III.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré	34
III.8.2 Calcul de la densité partielle	34
Conclusion	35

Evaluation des débits à évacuer

Introduction	36
IV.1 Evaluation des débits des eaux usées	36
IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer	36
A. Les eaux usées d'origine domestique	36
- Qualité des eaux usées	36
- Quantité à évacuer	36
B. Eaux des services publics	37
C. Eaux claires parasites	37
IV.2 Estimation des débits	37
IV.2.1 Estimation des débits des eaux usées	37
IV.2.2 Estimation des débits des eaux claires parasites	37
IV.2.3 Estimation des débits des eaux usées domestiques	38
IV.2.3.1 Evaluation du débit moyen journalier	38
IV.2.3.2 Evaluation du débit de pointe	38
Conclusion	41

Calcul hydraulique

Introduction	42
V.1 Conditions d'implantation des réseaux	42
V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement	42
V.3 Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques	43
V.3.1. Diamètre minimal	43
V.3.2. Calcul de la pente	43
V.3.3. Vitesse d'écoulement	43
V.3.4. Paramètre hydraulique	44
V.4- vérification de la condition d'auto curage de réseau d'assainissement	45
Conclusion	59

Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction	60
VI.1 Ouvrages principaux	60
VI.1.1 Canalisations	60
VI.1.2 Matériaux des canalisations	60
A) Conduites en fonte	60
B) Conduites en béton non armé	61
C) Conduites en béton armé	61
D) Conduites en PRV	61
E) Conduites en PVC	62
F) Conduites en matières plastiques	63
VI.1.3 Choix du type de canalisation	63
a. Propriétés mécaniques et physiques	63
b. Propriétés chimiques	63
c. Qualités économiques	63
VI.1.4 Différentes actions supportées par la conduite	63
A) Actions mécaniques	63
B) Actions statiques	64
C) Actions chimiques	64
VI.1.5 Protection des conduites	64
VI.1.6 Essais des tuyaux préfabriqués	65
a) Essai à l'écrasement	65
b) Essai d'étanchéité	65
c) Essai à la corrosion	65
VI.2 Ouvrages annexes	65
VI.2.1 Branchements	65
VI.2.2 Regards	66
- Regard de jonction	66
- Regard de visite	66
- Regard simple	66
- Regard latéral	66
- Regard de chute	66
Conclusion	67

Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

Introduction	68
VII.1 Connaissance du réseau	68
VII.2 Surveillance du réseau	68
VII.2.1 Nature des effluents	68
VII.2.2 Mesure des débits	69
VII.3 Travaux d'entretien courant	69
VII.3.1 Curages journaliers	69
VII.3.2 Possibilité d'obturation	69
VII.3.3 Travaux périodiques divers	69
VII.3.3.1 Canalisation	69
VII.3.3.2 Bassins de dessablement	70
VII.4 Travaux spécifiques	70
VII.4.1 Désodorisation	70
VII.4.2 Détection des eaux parasites	70
VII.4.2.1 Visite de terrains et mesures instantanées	71
VII.4.2.2 Mesures en continu	71
VII.4.2.3 Control par dispositif fumigène	71
VII.4.2.4 Contrôle par injection de colorant	71
VII.4.2.5 Inspection télévisée	71
VII.5 Réhabilitation des réseaux	72
VII.5.1 Fraisage des obstacles intérieurs	72
VII.5.2 Injection de produits comatants	72
VII.5.3 Tubage intérieur	72
VII.5.4 Gainage intérieur	72
VII.6 Gestion informatique du réseau	73
VII.7 Hygiène et sécurité	73
VII.8 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau	73
Conclusion	74
CONCLUSION GENERALE	75
BIBLIOGRAPHIE	



introduction générale

L'eau , c'est la vie, les êtres vivants ne peuvent être en vie sans eau ; notre rôle est de la préserver et de l'utiliser raisonnablement pour devenir un don aux pleines mains des générations prochaines.

Alors que le domaine d'hydraulique est de présenter des solutions adéquates, tel que l'assainissement qu'il s'agit d'une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique au plus bas prix, le plus rapidement possible et sans stagnation des eaux usées de différentes origines, provenant d'une agglomération humaine ou généralement d'un centre d'activité ,de telle façon que les produits évacués ne puissent souiller l'environnement, chose qui n'est pas réalisable qu'au moyen d'une station d'épuration implantée à l'aval de l'agglomération.

Parmi les problèmes actuels c'est la proximité du niveau de la nappe phréatique engendre le phénomène d' intrusion des eaux parasites dans le réseau d'évacuation et l'extrusion des rejets domestiques dans la nappe superficielle, ainsi le réseau d'évacuation devient instable.

Donc l'objectif de notre travail dans ce mémoire consiste à faire un diagnostic d'un réseau d'évacuation des eaux usées domestiques de la ville de Robbah d'une part, et d'autre part de dimensionner le réseau d'assainissement de la ville de Robbah et de vérifier les caractéristiques de l'écoulement.



Chapitre I

Présentation de la ville

Introduction :

L'assainissement d'une agglomération est un problème très complexe pour se prêter à une solution uniforme suivant des règles rigides .Il est commandé par de nombreux facteurs qui peuvent conduire à des conclusions contradictoires entre lesquelles un compromis est à dégager. Le responsable de la définition des ouvrages à construire doit donc analyser ces différents facteurs qui influent sur la conception du projet.

Cette analyse conduit à étudier :

1. Les données naturelles du site :

- La pluviométrie de la région ;
- La topographie ;
- L'hydrographie et le régime des nappes souterraines ;
- La géologie.

2. Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

- Nature des agglomérations ;
 - 1- Les agglomérations purement rurales ;
 - 2- Les agglomérations à activités industrielles prépondérantes ;
- Importance de l'agglomération ;
- Mode d'occupation du sol.

3. Les données relatives au développement futur de l'agglomération :**4. Les données propres à l'assainissement :**

- Les conditions de transport des eaux usées ;
 - 1- Les effluents d'origine domestique ;
 - 2- Les effluents d'origine industrielle ;
- Les problèmes d'exploitation ;
 - 1- Problèmes d'exploitation des réseaux ;
 - 2- Problèmes d'exploitation des stations d'épuration.

I.1 Situation géographique :

La commune de Robbah est située à environ 10 Km au Sud-Est du centre de la wilaya d'El Oued ; c'est une région saharienne à nature agricole (Souf).

La commune de Robbah est délimitée administrativement comme suit :

- ▶ Au Nord par la commune d'El Bayada ;
- ▶ Au Sud par la commune de Douar EL Ma et Bennaseur (Wilaya de Ouargla) ;
- ▶ A l'Est par la commune d'El Ogla ;
- ▶ A l'Ouest par la commune d'Oued El Alenda.

La wilaya d'El Oued est limitée au Nord par la wilaya de Biskra, la wilaya de Tébessa et la wilaya de Khenchela, au Sud et au Ouest par la wilaya d'Ouargla et à l'Est par la république Tunisienne (Figure I.1).

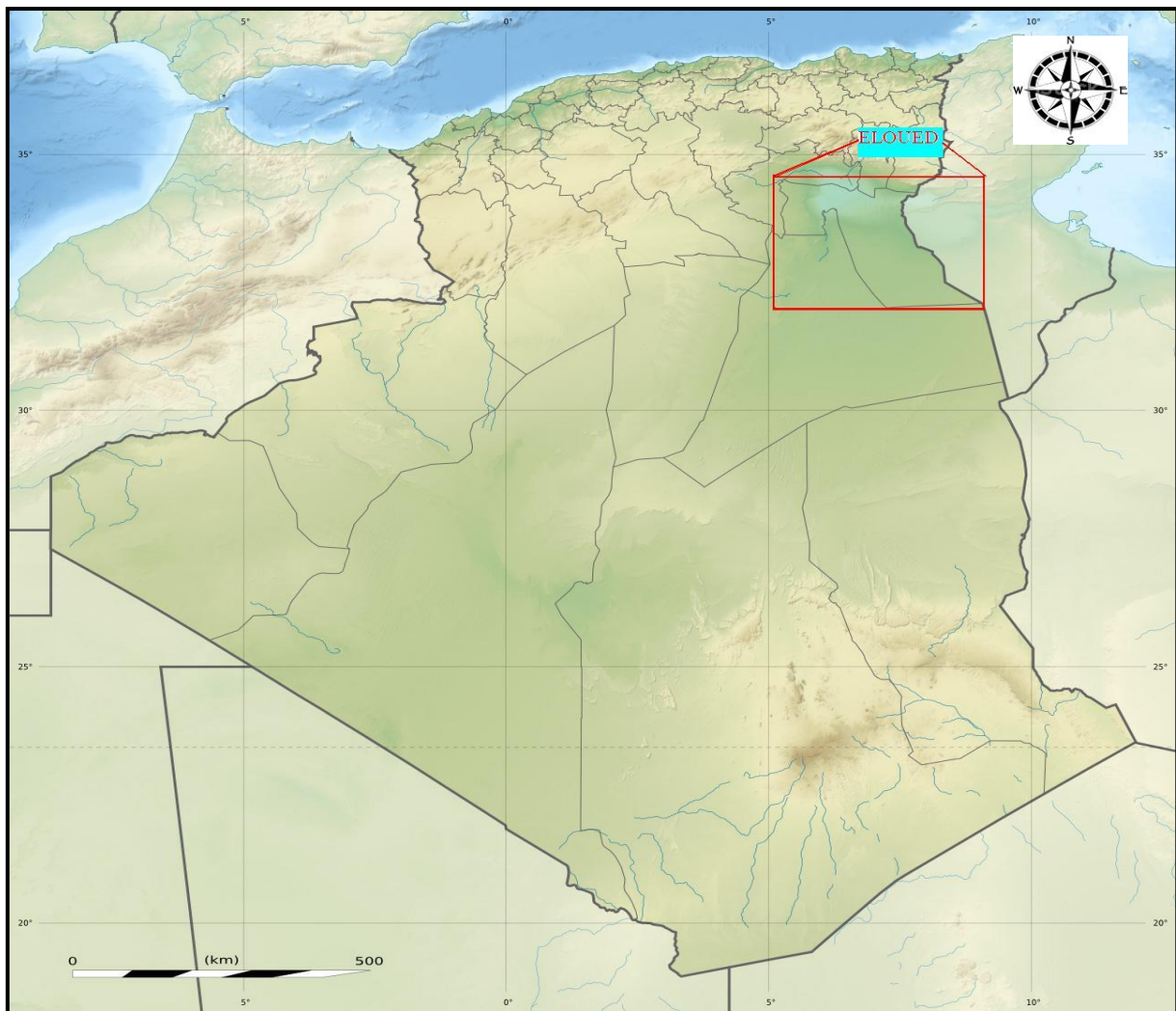


Figure I.1 Situation géographique de la région d'El Oued (Larousse, 2009).

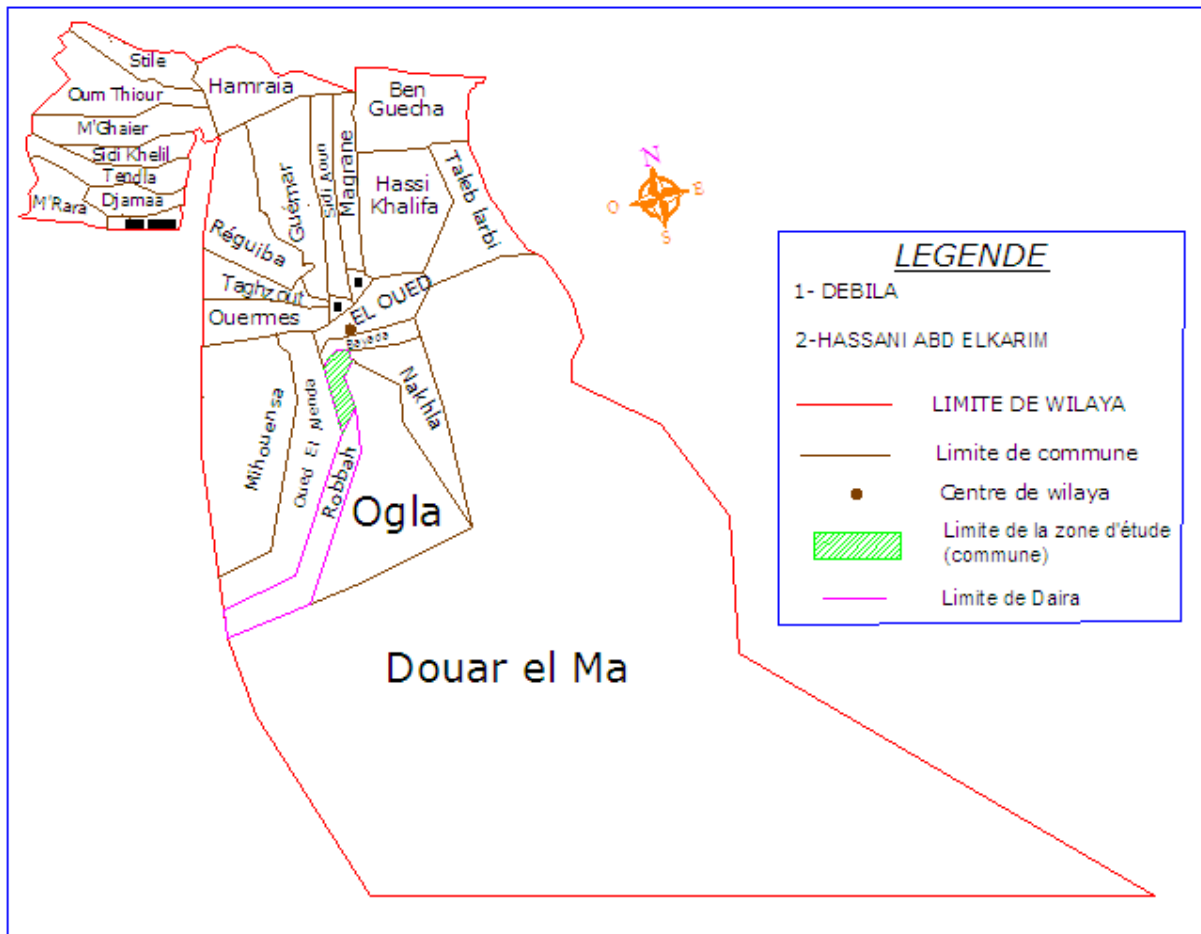


Figure I.2 Présentation de la zone d'étude (APC ROBBAH)

I.2 Données naturelles du site :

La vallée du Souf souffre actuellement des conséquences négatives de la remontée des eaux de la nappe phréatique, qui a engendré l'inondation de la quasi-totalité des ghouts (cratères abritant des palmeraies) ainsi que les zones basses de la ville et sa périphérie.

Les premières apparitions de ce phénomène remontent à l'année 1969 et ont pris de l'ampleur dans les années 80, en raison d'une forte expansion démographique et d'un développement urbain anarchique venant perturber l'équilibre naturel qui existait auparavant.

En plus de cet usage d'irrigation naturelle, la nappe phréatique était l'unique ressource pour l'approvisionnement en eau potable de la population et les animaux, ainsi que pour l'arrosage des cultures vivrières (10.000 puits traditionnels environ).(DHW El Oued)

Les causes de la remontée des eaux de la nappe phréatique du Souf sont multiples, dont les principales sont: l'accroissement des besoins en eau potable et les rejets des eaux usées(fosses septiques), le transfert des eaux des nappes profondes vers les nappes superficielles par l'intermédiaire de la vétusté des forages anciens, l'irrigation, et le manque d'exutoire naturel proche de la région.

I.2.1 Topographie :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitairement. La pente du terrain est faible, et va du Ouest vers l'Est. L'altitude varie de 76 à 96 m. (PDAU : plan directeur d'aménagement et urbanisme)

I.2.2 Géologie :

La commune de Robbah se trouve dans la partie du grand Erg Oriental, qui se caractérise par un ensemble de dunes de sable d'origine Continental et d'âge quaternaire. Ces dunes sont déposées longitudinalement portant la dénomination du (SIF) dépassant parfois 60 mètres de hauteur.

Entre les cordons dunaires se forment les "Sahanes" ou les plateaux déprimés, souvent assez étendus et parfois caillouteux ou recouverts par des vieilles formations d'encroûtements gypseux du quaternaire .L'étude du type de sol (les couches de terre) et leur composition sont très importantes dans la construction du réseau d'assainissement. Le type de sol de la commune étudiée est un sol sablonneux.

I.2.3 Sismicité :

Selon le degré des intensités maximales observées dans la wilaya d'El Oued sur l'échelle MERCALI; la ville de Robbah est considérée parmi les régions sismiques qui présente une intensité sismique très faible. (PDAU : plan directeur d'aménagement et urbanisme)

I.2.4 Situation climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car la connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air, le vent des jours de sirocco et de gèle, nous permettent de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages.

Le climat est de type saharien et désertique et se caractérise par des variations très importantes de température et les précipitations sont très faibles. La moyenne pluviométrique annuelle varie entre 70 mm et 80 mm. Les températures sont très élevées en été (50°C) et peuvent descendre jusqu'à 3°C en hiver.

I.2.4.1 Climat :

Parmi les plus importantes contraintes, on peut citer:

- ▶ La faiblesse des précipitations (71 mm/an) ;
 - ▶ La fréquence pendant presque toute l'année des vents violents ;
 - ▶ Le chihili (ou sirocco) provoque des dégâts très sévères (dessèchement, déshydratation) ;
- Les vents de sable freinent considérablement l'activité socio-économique et envahissent les cultures.
- ▶ Les fortes températures estivales accélèrent le processus d'évaporation ;
- (Plus de 2600 mm/an) dépassant ainsi les quantités de précipitations reçues en une année, ce qui cause un important déficit en eau. (ONM, 2013).

A. Température :

Le Souf a des étés brûlants qui sont aussi durs que ceux observés dans le Sahara Central. En hiver par contre, les températures peuvent être très basses, ou le thermomètre indique jusqu'à 3°C et jusqu'à 50°C en été.

La distribution de la température durant l'année est présentée dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : températures moyennes mensuelles : (ONM, 2013).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T(c°) moy	11.3	16.07	24.1	29	33.8	34.4	31	27.1	22	18	12.7	10.37

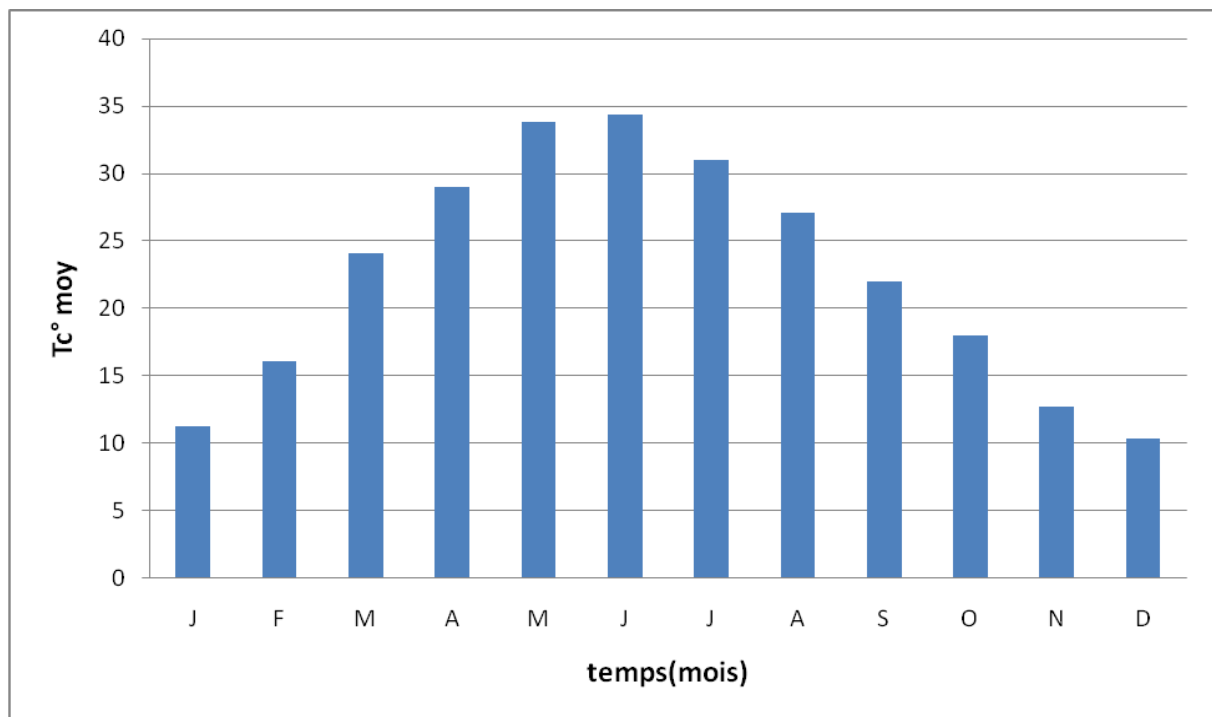


Figure I.3: Répartition mensuelle de la température (2000/2013).

B. Humidité :

L'humidité de l'air est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles : [ONM, 2013].

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité %	3.57	54.28	45.85	46.4	37	33.42	30.28	35.57	47	51.57	60.28	68.14

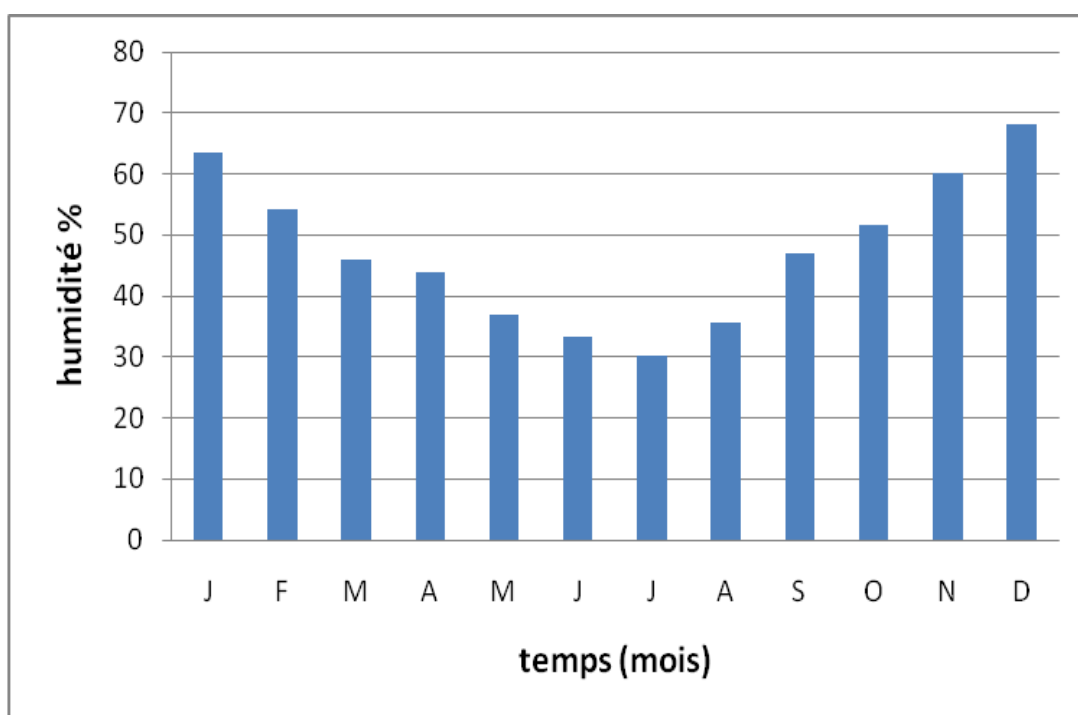


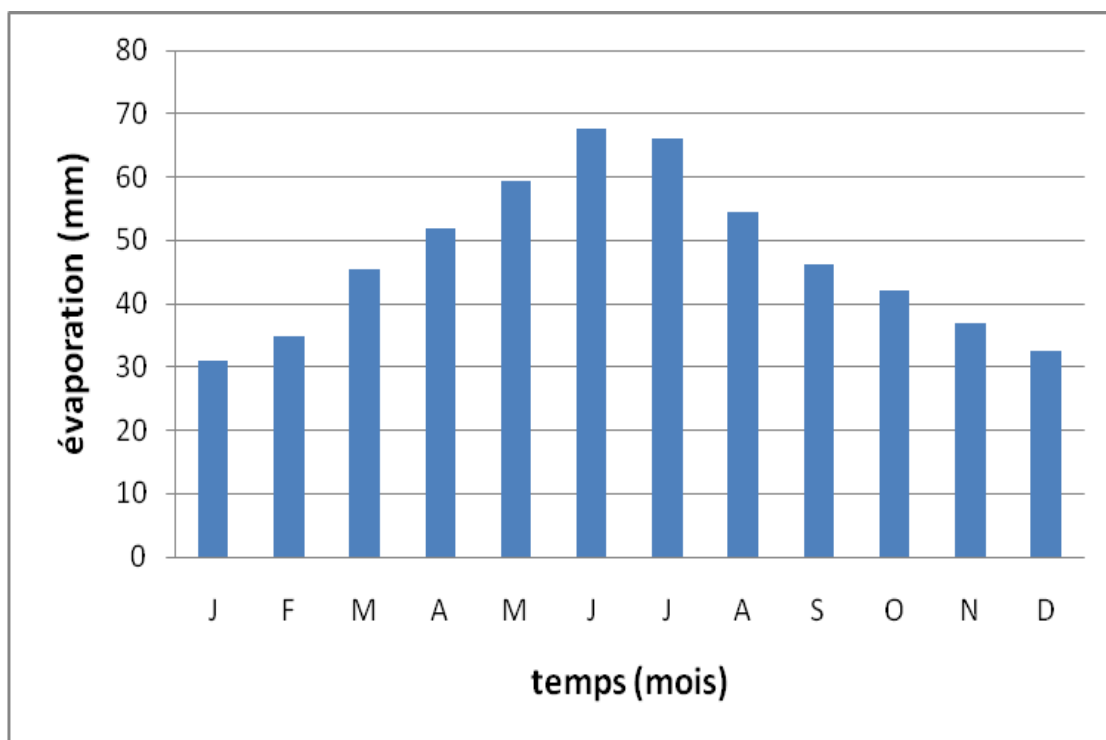
Figure I.4: Répartition de l'Humidité moyenne mensuelle (2000/2013).

C. L'évaporation potentielle :

L'évaporation est importante, atteint dans la vallée du Souf une ampleur considérable car ce phénomène physique rencontre ici les conditions nécessaires optimales : la moyenne annuelle est de 47,40 mm. Le maximum est atteint en période de mois de juin avec une moyenne de 67,7 mm. Les minimums sont enregistrés durant le mois de janvier (31 mm).

Tableau I.3 : Moyenne mensuelle d'évaporation de 2000 à 2013: [ONM, 2013]

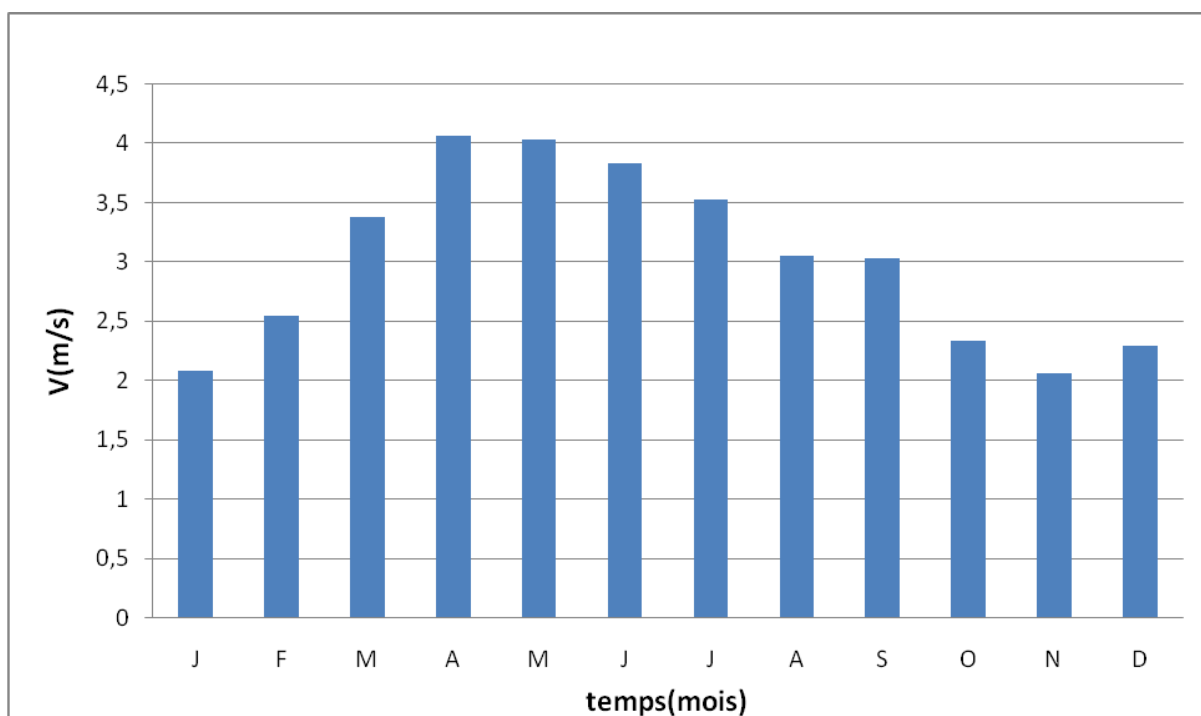
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne (mm)	31	34.5	45.5	52	59.4	67.7	66.1	54.6	46.3	42	37	32.5

**Figure I.5:** Répartition Moyenne mensuelle d'évaporation de 2000 à 2013.**D. Les vents dominants :**

Nous remarquons que les vents sont fréquents durant toute l'année. les vitesses, les plus élevées sont enregistrées durant la période du mois du Mars jusqu' au mois d'Août, avec un maximum de 4.06 m/s durant le mois d'Avril.

Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents : [ONM, 2013]

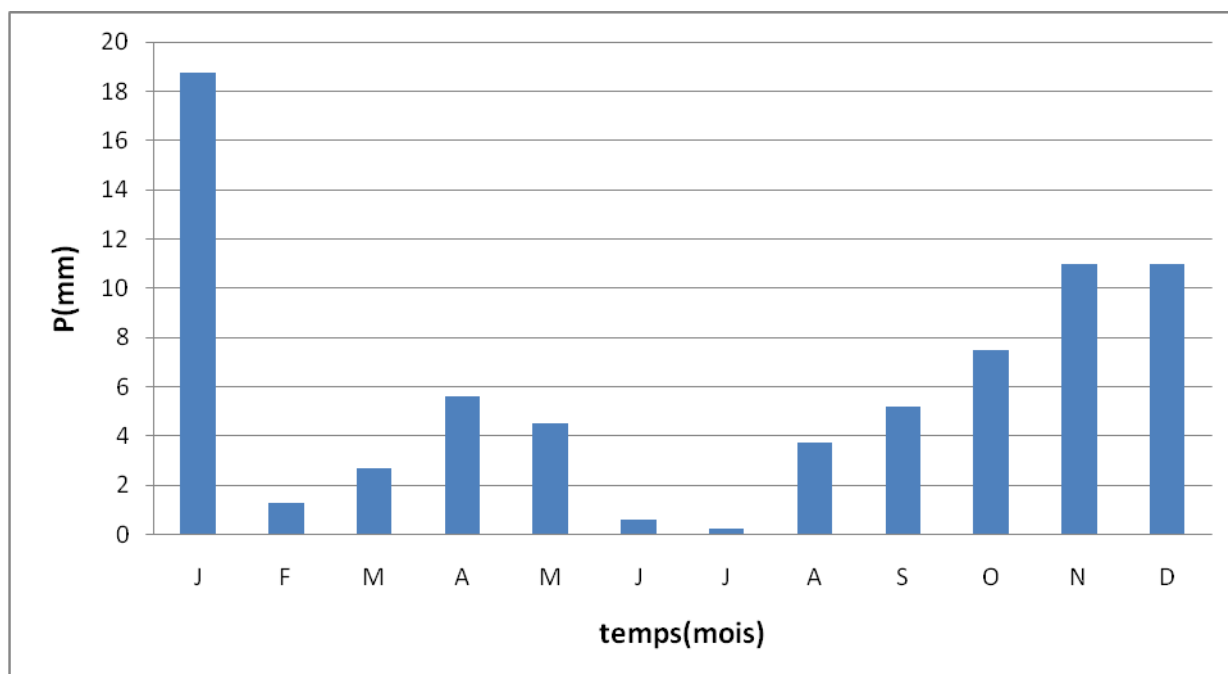
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V (m/s)	2.08	2.55	3.38	4.06	4.03	3.83	3.53	3.05	3.03	2.33	2.06	2.29

**Figure I.6:** Répartition des vitesses moyennes mensuelles des vents de 2000 à 2013.**E. Pluviométrie :**

L'étude pluviométrique présente un intérêt considérable dans l'hydro climatologie qui sert à obtenir une description des régimes pluviométriques d'une part et d'autre part son rôle sur l'écoulement, ainsi l'évaluation globale de la lame d'eau tombée qui a une influence sur la variation du niveau d'eau souterraine à travers le territoire d'étude compte tenu de l'aridité du climat, la précipitation moyenne mensuelle serait de l'ordre de 6,00 mm/mois. La période pluvieuse s'étend du mois de septembre au mois d'avril avec un maximum de 18,74 mm durant le mois de janvier.

Tableau I.5 : Répartition mensuelle de la pluviométrie : [O.N.M, 2013]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P (mm)	18.74	1.28	2.68	5.63	4.51	0.62	0.22	3.71	5.19	7.51	11	10.96

**Figure I.7: Répartition mensuelle de la pluviométrie de 2000 à 2013.**

I.3 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

I.3.1 Population :

La population concentrée dans l'agglomération chef lieu de commune a marqué une légère augmentation dans son évolution durant la période (1966 – 1977) par rapport à la période (2008-2015).

Tableau I.6 : Evaluation de la population de Robbah : (APC de Robbah).

Années	1966	1977	2008	2015
Nombre d'habitants	2420	5238	12677	16129

Tableau I.7 : Taux d'accroissement : (APC de Robbah).

Années	1966/1977	1977/1988	1988/2008	2008/2015
Taux d'accroissement	1.055	1.054	1.5	3.5

I.3.2 Encombrement du sous sol :

Mis à part les plans du réseau d'assainissement, le service de l'hydraulique de la wilaya d'El Oued nous a fourni les plans de recollement des réseaux souterrains y compris les réseaux d'AEP, Téléphone, Gaz, et Electricité.

I.3.3 Situation hydraulique :

I.3.3.1 Alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable d'une population se fait par l'utilisation des conduites construisent les réseaux. Ces réseaux peuvent être maillés ou bien ramifiées...etc.

A) Réseau de distribution :

Il existe un réseau maillé pour alimenter la commune de Robbah en eau potable qui est en acier avec des diamètres de Ø 60 à Ø 250 mm, le réseau est alimenté par trois réservoirs en eaux potables en provenance de trois forages F1, F2 et F3 dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant:

Ce réseau est de type maillé, à long terme, il nous faudra à vérifier si ce dernier répondra aux besoins de la population future.

Tableau I.8 : Ressources en eau: (service hydraulique de Robbah).

Forage	Site	Profondeur (m)	Débit de forage (l/s)	Débit de la pompe (l/s)	1ere mise en service	Observation
F1	Robbah Nord	243	32	27	1989	Fonctionnement normal
F2- F2'- F2''	Robbah Centre	277-240-245	27-30-30	20	1989	Fonctionnement normal
F3	Robbah Sud	250	30	24	2003	Récemment réalisé

B) Stockage :

Actuellement l'agglomération de Robbah est alimentée par trois réservoirs (12h/24). Les caractéristiques des réservoirs sont mentionnées dans le tableau ci- après :

Tableau I.9: Caractéristiques des forages (service hydraulique de Robbah).

Réservoir	Site	Capacité (m3)	Hauteur de la tour (m)	1ere mise en service	Observation
R1	Robbah Nord	750	29.4	1991	bon état
R2	Robbah Centre	1500	28.04	1991	bon état
R3	Robbah Sud	500	20	1991	bon état

I.3.3.2 Assainissement :

Le réseau d'assainissement de la ville de Robbah est réalisé reste à procéder au diagnostic afin de soulever les problèmes qui se présentent et de dimensionner ce réseau en but de la rentabiliser.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique.



Chapitre II

Diagnostic du réseau existant

II-1 Introduction :

Ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles d'écoulement ainsi que la qualité des eaux usées de la ville de Robbah, afin de proposer un assainissement adéquat jusqu'à l'horizon 2040. Il est envisagé aussi de prendre les mesures qui permettent de créer un milieu sain pour la population concernée. Le secteur affecté par l'étude concerne une population estimée à 16.129 habitants.

Conformément aux termes de référence, le présent rapport de ce chapitre est résumé comme suit : diagnostic des installations existantes.

D'après les données et documents fournis par les services techniques, concernant le réseau existant de la ville et la mission de reconnaissance à effectuer sur le site, nous établirons une étude antérieure de base, qui permettra de cerner la problématique du réseau existant et de satisfaire une population à desservir jusqu'à l'horizon d'étude 2040.

II-2 Objectif de l'étude de diagnostic:

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement. Pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau d'assainissement de la ville de Robbah à savoir :

- *Reconnaissance détaillée des lieux et détermination des zones d'extensions.
- * Enquête sur le réseau existant.

II-3 Description du réseau d'assainissement de la ville de Robbah:

Les missions de reconnaissance, qui ont été effectuées sur le site par les agents de gestion de la ville de Robbah, nous ont permis de faire les observations suivantes :

Le réseau en question est de type unitaire avec une structure radial. Il est destiné à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux de vannes et eaux ménagères). Maintenant, le réseau d'assainissement de la ville de Robbah s'étend sur une superficie de «160 ha ». Il est de type unitaire avec un schéma d'évacuation radial, Il est composé de 550 regards de visite ; Ce réseau est composé de collecteurs circulaires de diamètres 250 mm, Il occupe un linéaire d'environ 20640,5 ml. Le PVC est un matériau qui a l'avantage d'offrir une bonne résistance à l'agression d'ordre Chimique.

Tableau II.1: **Caractéristiques du réseau existant**

Paramètres	Quantité	Forme	Matériau
collecteurs	20640,5 ml	circulaire	PVC (à joint 6 bars)
Regards	550 (Unité)	carré	Ciment(CRS) ou HTS ; concentration 400kg/m3. Fer T12

II-3-1 Principale cause de la dégradation des ouvrages:

D'après les observations faites à l'issue des visites du réseau d'assainissement, les causes provoquant les anomalies, dégâts et défauts de fonctionnement décrites ci-dessus, peuvent être répertoriées selon deux types de phénomènes différents à savoir : les phénomènes endogènes et les phénomènes exogènes.

a)- Phénomènes endogènes : ^[2]

Les causes principales de ces phénomènes endogènes sont :

- l'érosion des radiers (décrochement, disparition et affouillement) dû au drainage d'eaux chargées en produits solides et particules de sable à des vitesses élevées dans des collecteurs à forte pente.
- Le manque des périodes d'entretien et de nettoyage des collecteurs.
- La mauvaise qualité des bétons et des produits de revêtements intérieurs des collecteurs dû à l'éventualité du non respect des normes de dosage des agrégats lors de leur mise en œuvre.
- La dégradation du génie civil des regards de visite.

b)- Phénomènes exogènes : ^[2]

Les causes principales des phénomènes exogènes sont :

- la variation des contraintes statiques ou dynamique exercées sur la structure (glissement de terrain, terrassement près des réseaux principaux , tel que remblais non prévu provoquant des surcharges sur la conduite.
- Présence possible d'eaux étrangères diverses (cassure ,fissuration).
- La mauvaise évaluation des poussées latérales ou axiales des sols et des surcharges ponctuelles lors de la réalisation.
- Manque d'avaloirs au niveau des branchements qui sont quasiment bouchés.

A. Etat des conduites :

Les conduites du réseau existant de la ville de Robbah est en bon état sauf quelques tronçons signalés dans ce tableau :

Tableau II.2: les collecteurs en mauvais états dans le réseau existant

Tronçons	Nature	Etat
C27-a.C27-b	PVC	bouchée
C27-b. C27-c	PVC	bouchée
C27-c. C27-d	PVC	bouchée
C6-a. C6-b	PVC	bouchée
B37-e.B37-f	PVC	bouchée
B37-f. B37-g	PVC	bouchée
B26-g. B26-h	PVC	bouchée
B26-h. B26-i	PVC	bouchée
B19-f. B19-g	PVC	bouchée
B19-h. B19-i	PVC	bouchée
B19-n4.B19-n5	PVC	bouchée
C6-e5. C6-e6	PVC	bouchée
C6-e6. C6-e7	PVC	bouchée
C6-e12. C6-e13	PVC	bouchée
C6-e13. C6-e14	PVC	bouchée
B30-e. B30-f	PVC	bouchée
B30-f. B30-g	PVC	déboitement
B30-g. B30-h	PVC	déboitement
B30-h. B30-i	PVC	déboitement

B. Etat des regards:

Le réseau d'assainissement de la ville de Robbah renferme dans sa totalité 550 regards en béton armé de type carré. La profondeur maximale est de 5,28 m et la distance entre les regards varie de 8 m à 54 m.

Tableau II.3: Etat des regards

L'état de regards	nombre	total
Regards en bon état	502	550
Regards en mauvais état	38	
Regards hors échelle	3	
Regards n'est pas en service	7	

La majorité des regards sont en bon états par contre quelque regards sont envasés ceci est dû au manque d'entretien. De plus, ces regards ne sont pas munis d'échelles

- **Branchement non réguliers:** branchement irrégulier fait par les entrepreneurs ou les habitants.

**Figure II-1** type des regards à branchement non réguliers

➤ **Regards mals réalisés:**



Figure II-2 type des regards mals réalisés

➤ **Regard n'est pas en service :**



Figure II-3 type des regards n'est pas en service

- **Résolution et désagrégation du béton (Ferrailage désastreux) :**



Figure II-4 type des regards a Ferrailage désastreux

- **Fermeture du trou de regard : les ouvertures des tompons fermeés**



Figure II-5 type des regards avec des ouvertures fermeés

➤ **Regard chargé du sable :**



Figure II-6 type des regards chargés du sable

II-4 Station de relevage :



Figure II-7 Station de relevage

Les nouvelles stations de pompage seront équipées de groupes électropompes immergés spécifiquement conçus pour les eaux usées essentiellement domestiques.

Les stations seront systématiquement équipées d'un groupe électropompe de secours, inclus dans les permutations à chaque démarrage.

Le débit de dimensionnement de la station est le débit de pointe des effluents à l'horizon 2040 arrivant dans la bache d'aspiration.

Sur les stations de pompage importantes, le projet prévoit pour le débit de pointe, deux pompes se trouvent simultanément en fonctionnement (trois pompes au total).

Le corps principal de la station de pompage est constitué d'un parallélépipède de section rectangulaire dont les arêtes sont de 3m, 4m ou 6 m, en fonction du débit qui définit le volume de la bache de pompage, et de la profondeur d'arrivée de la canalisation. La profondeur maximale tolérée pour les stations de pompage est de l'ordre de 8m.

Chacune de ces 3 arêtes correspond à une configuration de type donnée dans les plans, et correspond aux dispositions et aménagement suivants :

La bache de pompage est fermée sur sa partie supérieure par une dalle en béton dans laquelle est pratiqué un puit pour la manipulation des pompes. Au-dessus de ce puit est prévu un dispositif de levage des pompes qui est mobile, pour les stations d'arêtes 3m et 4m, se trouve constitué d'un rail fixé au plafond avec des poulies mobiles pour les stations d'arête 6m. La hauteur du plafond est de 4,3 m.

Le puit est recouvert d'un caillebotis amovible.

Contre la bache de pompage est aménagée une pièce de manutention et d'entreposage, dont l'accès extérieur est une porte à deux vantaux de largeur minimale 2 m et de hauteur 3 m.

A l'arrière de la bache de pompage est aménagé le regard de réception des eaux usées, muni d'une vanne.

II-4-1 Autres équipements :

A) Panier dégrilleur :

Chaque station est équipée d'un panier dégrilleur de maille 5 cm max. et de dimensions adaptées à la canalisation d'arrivée. Il n'a pas été prévu de dégrilleur automatique car les stations de grande taille qui pourraient éventuellement en nécessiter un, se trouvent à l'aval d'autres stations de pompage où les eaux sont déjà dégrillées.

B) Vanne à l'entrée de la station :

L'arrivée des canalisations dans la station de pompage est contrôlée par une vanne (pneumatique). La régulation de cette vanne peut être assurée par un compresseur d'air prévu dans le local TGBT .En option la vanne pneumatique peut être remplacée par une vanne commandée par un servomoteur électrique, ou à commande semi-automatique.

C) Dispositif anti-bélier :

L'emplacement pour un dispositif anti-bélier de quelques m³ est prévu pour chaque station. L'entreprise est chargée de préciser et de justifier ses caractéristiques dans les études d'exécution.

D) Obstruction du refoulement :

Les pompes seront équipées de pressostat de telle sorte qu'il n'y ait pas de refoulement dans une conduite obturée.

E) Agitation :

Les bâches de pompage seront munies d'un agitateur immergé (1 kw) afin de conserver les particules solides en suspension et d'éviter les dépôts de fermentations et de mauvaises odeurs.

F) Aération :

Afin de limiter la production de H₂S, l'eau sera oxygénée dans la bêche . Des stations de refoulement qui sont situées à l'exutoire d'une agglomération (et connectées sur le réseau de transfert).

Pour notre réseau d'assainissement, le maître d'ouvrage propose la réalisation d'une station de relevage qui a pour but de refouler des eaux usées vers un point haut dans un autre réseau afin de véhiculer ces eaux usées par gravité vers la station d'épuration de Kouinine.

Conclusion:

L'étude de diagnostic nous a permis de faire une mise au point sur l'état et les conditions d'exploitation et le fonctionnement du réseau existant. les techniques de réhabilitation sont nombreuses leur choix est fonction des caractéristiques du réseau (nature, matériau, de l'importance et de la fréquence des désordres de structure). Le procédé choisi devra également tenir compte de critères économiques...etc.

A cet effet, un schéma directeur du réseau d'assainissement de la ville sera présenté à la prochaine phase. Ce schéma directeur tiendra compte de toutes les observations et les remarques faites dans cette phase et également des paramètres urbanistiques pour les différents horizons.



Chapitre III

Différents systèmes et schémas du réseau d'assainissement

Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et de l'estimation du nombre d'habitants à l'horizon 2040, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre des sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.1 Situation démographique :

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \quad \text{III.1}$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2015 ($P_0=16129$ hab.).

T : taux d'accroissement égal d'après l'APC de Robbah est de 3.5% pour notre région.

N : écart d'années entre les deux horizons (2015-2040) $N = 25$ ans.

Donc on aura :

$$P_{2020} = 16129 \times (1 + 3.5/100)^5 = 19156 \text{ habitants ;}$$

$$P_{2040} = 19156 \times (1 + 3.5/100)^{20} = 38118 \text{ habitants ;}$$

Tableau III.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2015	2020	2040
Estimation	16129	19156	38118

III.2 : Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :^[5]

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveau ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.^[3]

III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales : ^[1]

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses ;
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis à changer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule en général gravitairement.

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire ;
- Système séparatif ;
- Système pseudo séparatif.

III.3.1 Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge. On distingue :

➤ **Système séparatif :**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

➤ **Système unitaire :**

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau. généralement pourvu des déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

➤ **Système pseudo séparatif :**

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

III.4 Choix du système d'évacuation :

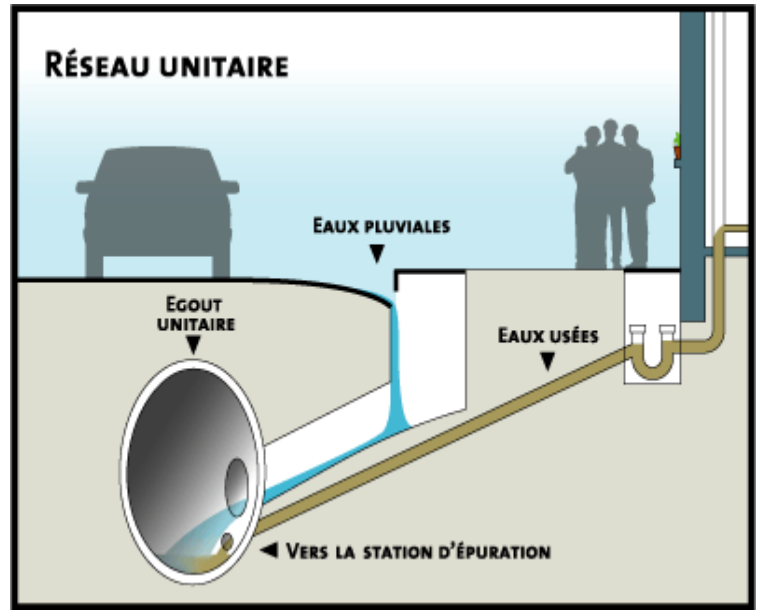
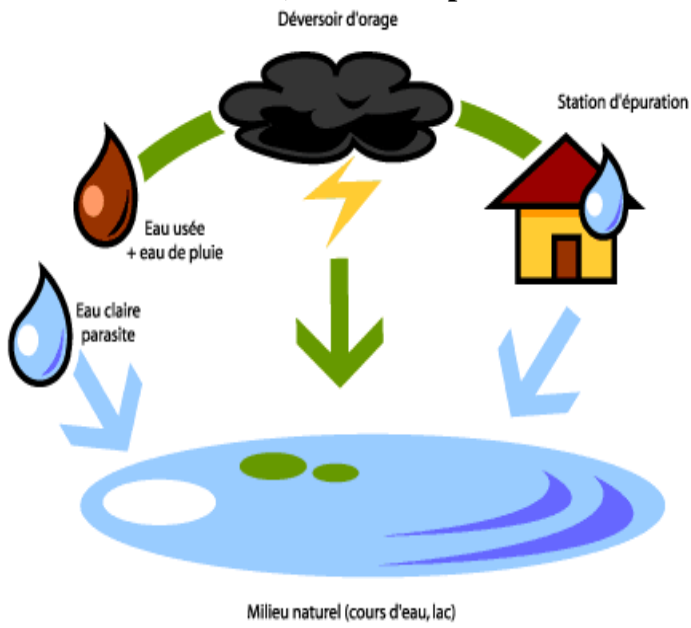
Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire ;
- Il faut tenir compte les conditions de rejet ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- La topographie du terrain naturel.

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté le système unitaire avec un schéma par déplacement radial, car notre terrain est plat.

a) Schéma explicatif des différents branchements du réseau unitaire



b) Schéma explicatif des différents branchements du réseau séparatif

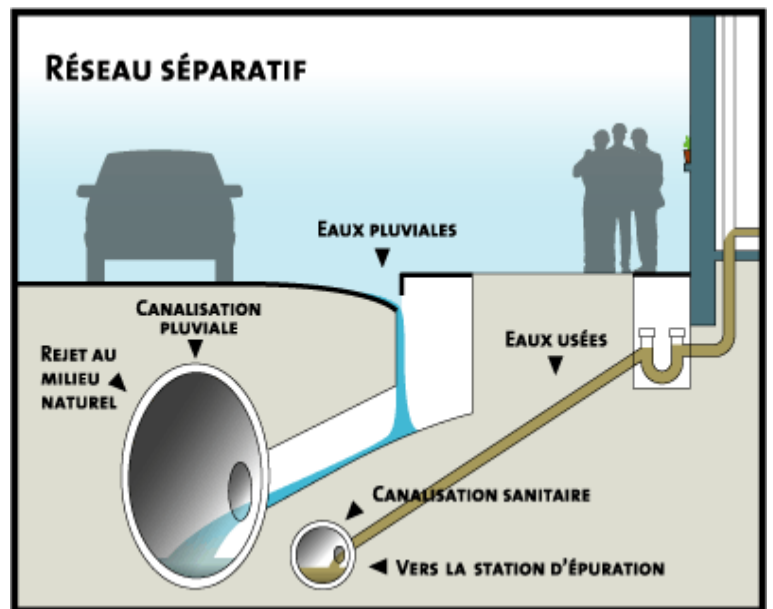
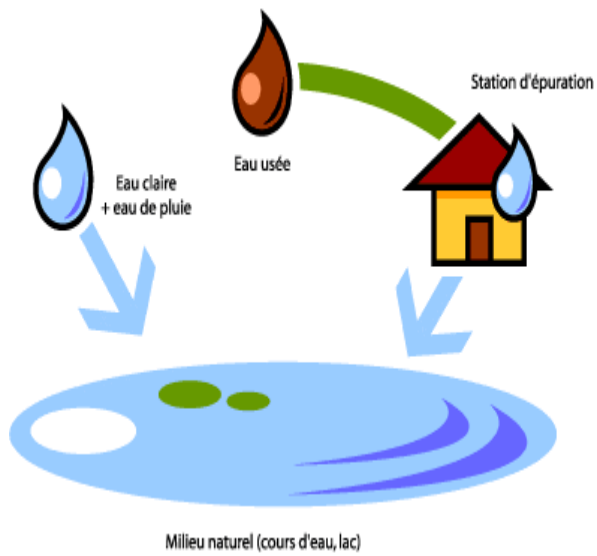


Fig.III.1 : différents schémas d'évacuation

Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux ^[3]

Systeme	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - Débit des eaux de pluie considérable. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons)

ystème	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes D'exploitation
		- certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).		- entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).
Spéciaux	L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques : - topographies spéciales. - liaisons intercommunales.	- utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations.	- coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H ₂ S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite.	- entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H ₂ S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000

Suite Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

III.5 Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

III.5.1 Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales.

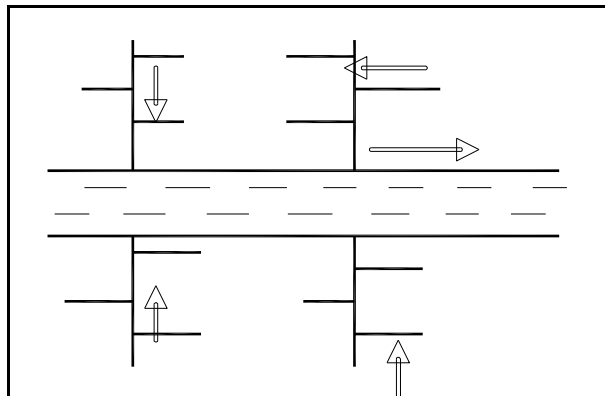


Fig.III.2 : Schéma perpendiculaire

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

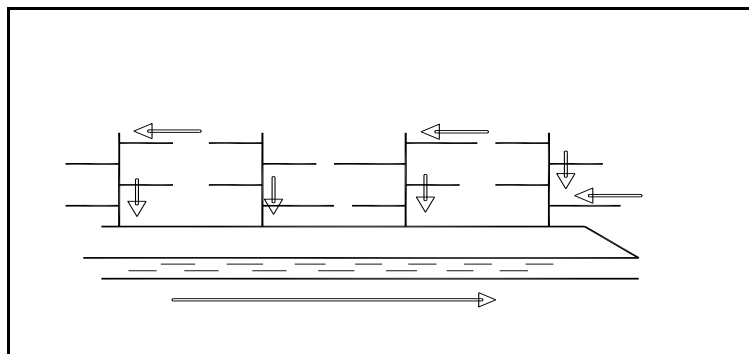


Fig.III.3 : Schéma par déplacement latéral.

III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière.

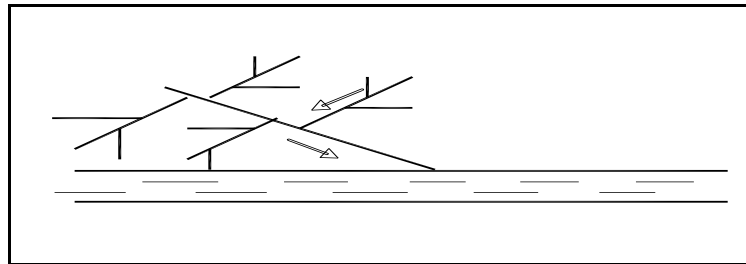


Fig.III.4 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.5.4 Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

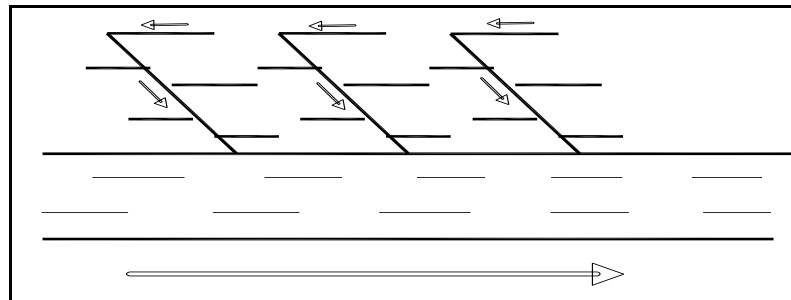


Fig.III.5 : Schéma à Collecteur Etagé

III.5.5 Schéma de type radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.

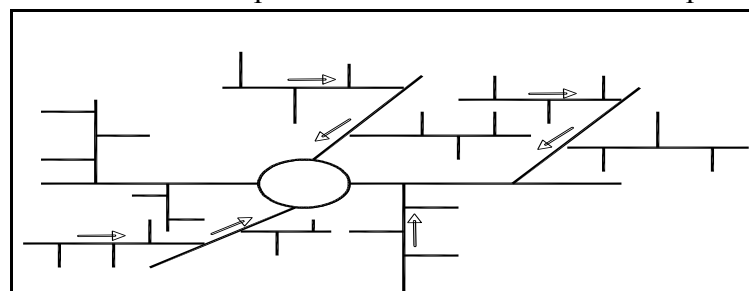


Fig.III.6 : schéma de type radial

III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir ;
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien ;
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau avec schéma radial. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est la surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C_r = A' / A \quad \text{Avec } C_r \geq 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente environ 20 % de la superficie de cette zone.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol ;
- La pente du terrain ;
- Le mode d'occupation du sol ;
- La densité de la population ;
- La durée de pluie ;
- L'humidité de l'air.

III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad \text{III.2}$$

Avec :

- Ai : surface du sous bassin (ha) ;
- A : surface totale en (ha) ;
- Cri : coefficient de ruissellement partiel ;
- Crp : coefficient de ruissellement total pondéré ;
- i : numéro de sous bassin (i=1...11).

III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation : ^[4]

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation^[5]

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces : ^[4]**Tableau III.4:** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle découverte. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau III .5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population ^[4]

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence ^[4]

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Remarque :

Pour notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la densité des habitations.

Tableau III.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	7,87	0,28
2	16,06	0,25
3	16,01	0,27
4	18,4	0,2
5	22,1	0,23
6	20,23	0,24
7	7,57	0,22
8	12	0,3
9	8,96	0,24
10	16,59	0,2
11	14,71	0,21

III.8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin ;
- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

III.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{37,76}{160} = 0,236$$

C_{rp} = 0,236

III.8.2 Calcul de la densité partielle : ^[5]

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A}$$

III.3

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ ha) ;

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré ;

A : surface totale (ha) **A=160 ha** ;

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon **2040 = 38118 hab** ;

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

III.4

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont mentionnées dans le tableau III.8 selon la formule III.4

Tableau III.8: Nombre d'habitants

N°(S-B)	Surface A (ha)	Cri	Cri*A _i	Cri*Pt	Crp*A	Di	Pi = Di. Ai
1	7,87	0,2783	2,2036	10610,56	37,76	281	2211
2	16,06	0,2485	4,015	9472,85	37,76	250,87	4029
3	16,01	0,2684	4,3227	10231,07	37,76	270,95	4338
4	18,4	0,1988	3,68	7578,43	37,76	200,70	3693
5	22,1	0,2286	5,083	8715,38	37,76	230,81	5101
6	20,23	0,2386	4,8552	9095,62	37,76	240,88	4873
7	7,57	0,2186	1,6654	8335,14	37,76	220,74	1671
8	12	0,2982	3,6	11368,78	37,76	301,08	3613
9	8,96	0,2385	2,1504	9094,49	37,76	240,85	2158
10	16,59	0,1988	3,318	7579,18	37,76	200,72	3330
11	14,71	0,2087	3,089	7957,54	37,76	210,74	3100
Total	160	--	--	--	--	--	38118

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents systèmes d'évacuation, avec le choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et repartir les habitants en sous bassin (11 sous bassins), afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

1. On a fixé l'horizon de calcul à 2040, soit une population future de 38118 habitants ;
2. Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire ;
- 3- Le schéma d'évacuation adopté est de type radial.



Chapitre IV

Evaluation

des débits

Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - D'empêcher la submersion des zones urbanisées ;
 - D'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

IV.1 Evaluation des débits des eaux usées :^[3]

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, celles des émissaires en système unitaire.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des ces eaux usées.

On distingue:

- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées d'origine industrielle.

A. Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.) ;
- les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

➤ Qualité des eaux usées :

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif. Leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique,

➤ Quantité à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort ;
- Dotation en eaux potable ;
- Conditions climatiques ;
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

B. Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuer vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques

C. Eaux claires parasites:

Est une eau qui se transite dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir. Ce terme est utilisé pour désigner une eau claire (généralement très peu polluée), introduite dans un système d'assainissement unitaire ou séparatif.

Ces eaux parasites peuvent se classer selon leur origine :

- Eau claire parasite permanente (E.C.P.P) : il s'agit d'eaux d'infiltration diffuse de la nappe, qui peuvent s'introduire au niveau des (cassures, fissures, effondrement...), des anomalies d'assemblage (décalage , déboitement ...) d'étanchéité (infiltrations, racines)
- Eau claire parasite de captages (E.C.P.C) : il s'agit d'intrusions d'eau pluviales dans un réseau d'assainissement « eaux usées » qui peuvent avoir plusieurs origines : Des branchements incorrectes de gouttières ou autres, de raccordements incorrects d'avaloirs et de grilles du réseau des eaux pluviales sous domaine public.

IV.2 Estimation des débits :

IV.2.1 Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.^[3]

IV.2.2 Estimation des débits des eaux claires parasites :^[5]

Les eaux claires parasites dans nombres réseaux représentent (10 – 15)% des débits d'eau usée total.

- Si les débits d'équipement sont forts on prend 15 % des débits d'eau usée de pointe.
- Si les débits d'équipement sont faibles on prend 10 % des débits d'eau usée de pointe.

Dans notre cas les débits d'équipement sont faibles alors les eaux claires représentent 10 % des débits d'eaux usées de pointe.

IV.2.3 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base de calcul une dotation d'eau potable de 150 l/j hab. (A.P.C de Robbah)

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée seront rejetées comme des eaux usées dans le réseau d'évacuation.

IV.2.3.1 Evaluation du débit moyen journalier :

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_r}{86400} \quad \text{IV.1}$$

Avec:

$Q_{moy.j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab) ;

D : Dotation journalière prise égale à 150 l/j hab ;

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

IV.2.3.2 Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy.j} \quad \text{IV.2}$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe ;

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier ;

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \quad \text{si } Q_{moy.j} \geq 2,81 / \text{s} \quad \text{IV-3}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moy.j} < 2,81 / \text{s}$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation (IV-3)

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eau usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau IV.1 et le tableau IV.2

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin

No du sous bassin	Equipement	Unité de mesure	N bre d'unité	Dotation L/j/unité	Qmoy M ³ /j	kp	Q pointe M ³ /j	Q équipement L/S
S1	CEM	élève	300	15	3,56	3	10,704	0,13
	Polyclinique	Patient/j	20	15	0,24	3	0,72	
S3	Direction de Travaux Public	employées	7	15	0,08	3	0,24	0,28
	Hopital	lit	500	20	8	3	24	
S4	Ecole primaire	élèves	154	10	1,22	3	3,68	0,278
	2 mosquées	Personnes	284	30	6,8	3	20,4	
S5	CEM	élèves	300	15	3,6	3	10,8	0,125
S6	Ecole primaire	élèves	126	10	1,01	3	3,04	0,146
	technicome	personnes	267	15	3,2	3	9,6	
S7	Daira	employées	8	15	0,088	3	0,264	0,003
S8	mosquée	fidèle	50	30	1,2	3	3,6	0,005
	centre de santé	Patient/j	14	15	0,16	3	0,48	
	sonelgaz	employées	5	15	0,056	3	0,168	

Suite tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin

No du sous bassin	Equipement	Unité de mesure	N bre d'unité	Dotation L/j/unité	Qmoy M ³ /j	kp	Q pointe M ³ /j	Q équipement L/S
S9	maison de jeune	M ²	223	15	2,672	3	8,016	0,37
	salle de sport	M ²	252	15	3,029	3	9,088	
	APC	employées	9	15	0,1	3	0,3	
	stade	M ²	400	15	4,8	3	14,4	
	IMPO	employées	6	15	0,06	3	0,18	
S11	protection civil	fonctionnaire	9	15	0,1	3	0,3	0,45
	EDIPAL	fonctionnaire	10	15	0,12	3	0,36	
	CFPA	personnes	297	50	11,89	3	35,68	
	Ecole	Elèves	117	10	0,93	3	2,8	

Remarque :

Les sous bassins S2 et S10 ne sont pas tenus en compte car les équipements produisant les eaux usées n'existent plus.

Tableau IV.2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées :

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pte,usé} (l/s)	Q _{equip} (l/s)	Q _{eau parasit} (l/s)	Q _{total} (l/s)	Q _{total} (m ³ /s)
1	7,87	2211	3,07	2,93	8,99	0,130	0,899	10,016	0,010
2	16,06	4029	5,60	2,56	14,31	--	1,431	15,738	0,016
3	16,01	4338	6,03	2,52	15,17	0,280	1,517	16,971	0,017
4	18,4	3693	5,13	2,60	13,36	0,278	1,336	14,969	0,015
5	22,1	5101	7,08	2,44	17,28	0,125	1,728	19,135	0,019
6	20,23	4873	6,77	2,46	16,66	0,146	1,666	18,468	0,018
7	7,57	1671	2,32	3,14	7,29	0,003	0,729	8,022	0,008
8	12	3613	5,02	2,62	13,13	0,005	1,313	14,445	0,014
9	8,96	2158	3,00	2,94	8,82	0,37	0,882	10,076	0,010
10	16,59	3330	4,63	2,66	12,31	--	1,231	13,545	0,014
11	14,71	3100	4,31	2,70	11,65	0,45	1,165	13,260	0,013
Somme	160	38118	52,94		138,96	1,787	13,896	140,750	0,155

Conclusion

La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification des débits à évacuer pour chaque sous bassin, ces débits incluent les débits d'eaux usées, débits parasites et ceux d'équipements. Nous pouvons conclure que notre travail dans cette phase est de calculer le débit des eaux usées en but de procéder au dimensionnement du réseau d'assainissement adopté.

Dans notre étude on n'a pas calculé les eaux pluviales car la nature de notre région est caractérisée par des précipitations très faibles ainsi de l'absence d'aménagement dans notre zone d'étude par conséquent le ruissellement sera très faible.



Chapitre V

Calcul

Hydraulique

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire. Les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs

V.1 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier. ^[7]

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci à prévenir est la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduites posent des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.

V.3. Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques:

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement, on considère les hypothèses suivantes :

L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier ;

La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \quad (V.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s) ;

S : Section mouillée (m²) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Alors les paramètres qui influent sur les conditions d'écoulement ainsi que le dimensionnement du réseau sont

V.3.1. Diamètre minimal:

On a fixé le diamètre minimal de (PVC) à 250 mm dans le cas du réseau unitaire.

Formule de Bresse: $D = 1.5 * (Q_p)^{1/2}$

Q_p : le débit de pointe.

V.3.2. Calcul de la pente:

La pente de chaque canalisation est déterminée à partir de la formule suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{L} \quad (V.2)$$

CP_{amont} = CTN_{amont} – P_{amont}

CP_{aval} = CTN_{aval} – P_{aval}

$\Delta H = CP_{amont} - CP_{aval}$

Tel que:

ΔH : La différence entre deux côtes du projet du tronçon considéré (m).

L: La longueur du tronçon considéré (m).

P: profondeur.

CTN : côtes terrain naturel.

V.3.3. Vitesse d'écoulement:

La vitesse d'écoulement des eaux usées dans le réseau, est limitée inférieurement et supérieurement, car il faut :

D'une part, éviter les stagnations susceptibles de provoquer les dépôts, et d'entraîner les sédiments, sinon il y aura un risque d'obstruction des canalisations, et de dégagement des mauvaises odeurs dues à la composition des matières organiques.

D'autre part, prévenir l'érosion des conduites par les matières solides charriées par les eaux usées comme le sable et le gravier.

Aux faibles débits, il faut assurer une vitesse d'écoulement empêchant les dépôts, cette vitesse minimale dite auto curage doit être égale au moins à 0,3 m/s.

$$V_{aut} = 0,6 \cdot V_{ps} \quad (V.3)$$

Aux fort débits, la vitesse maximale (vitesse limite d'érosion), ne pas dépasser 4 m/s.

V.3.4. Paramètre hydraulique :

Le calcul hydraulique consiste à déterminer les débits, les vitesses et les hauteurs de remplissage dans les canalisations.

Pour chacun de ces grandeurs deux valeurs sont déterminées, l'une réelle et l'autre à pleine section.

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on définit les paramètres suivants :

Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec de l'eau (m).

Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).

Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).

Vitesse moyenne (V) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).

Pour le dimensionnement de notre réseau on a utilisé la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

$$V_{ps} = c\sqrt{R_h \cdot I} \quad (V.4)$$

Où :

C: Coefficient de chezy, représenté par l'expression suivante :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \times R_h^{1/6}, \quad \gamma = 0.25 \quad (\text{réseau unitaire}) \quad (V.5)$$

γ : Coefficient d'écoulement variant suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux usées .

$$\text{Pour les eaux usées } V_{PS} = 60 \cdot R_h^{3/4} I^{1/2} \quad (V.6)$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{PS} = V_{PS} \times S \quad (V.7)$$

La vitesse à pleine section est donnée par la formule de Manning-Strickler avec un rayon hydraulique égal à D/4.

Nous avons donc la première condition donnée par:

$$V_{ps} = \frac{Q_{ps}}{A} \quad (V.8)$$

$$\text{Rapport des débits : } Rq = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (V.9)$$

$$\text{Rapport des hauteurs : } Rh = \frac{h}{d} \quad (V.10)$$

$$Rh = 0,1. (Rq^5) + 0,8. (Rq^{0,545}) \quad (V.11)$$

$$\text{Rapport des vitesses } Rv = \frac{v}{v_{ps}} \quad (V.12)$$

$$Rv = -0,5. (Rh^{11}) + 1,02. (Rh^{0,365}) \quad (V.13)$$

V.4 Vérification de la condition d'auto curage du réseau d'assainissement : (Voir les tableaux ci dessous) avec :

C tam: côte de terrain naturel amont (m) ;

C tav : côte de terrain naturel aval (m) ;

Cram: côte radier amont du terrain (m) ;

Crav : côte radier aval du terrain (m) ;

L_k : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I_k : pente (m/m) ;

Q: débit d'eau usée (m^3/s) ;

Q_{ps} : débit à pleine section (m^3/s) ;

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) ;

D: diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_v : rapport des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (m) ;

V_e : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

Tableau V-1 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 1)

Le réseau			Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m ³ /s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation
N°S-B	A (ha)	Tronçon(C30)	Amont	Aval	Amont	Aval	(m)												
1	7,87	(h)-(g)	82,43	83,84	81,77	81,52	42,76	0,006	0,010	315	0,682	0,053	0,188	0,793	0,301	0,541	0,095	0,41	vérifié
		(g)-(f)	83,84	83,59	81,52	80,58	24,61	0,038	0,010	315	1,743	0,136	0,074	0,588	0,188	1,025	0,059	1,05	vérifié
		(f)-(e)	83,59	82,72	80,58	80,41	43,64	0,004	0,010	315	0,557	0,043	0,230	0,826	0,329	0,460	0,104	0,33	vérifié
		(e)-(d)	82,72	81,87	80,41	80,24	42,72	0,004	0,010	315	0,563	0,044	0,228	0,824	0,328	0,464	0,103	0,34	vérifié
		(d)-(c)	81,87	81,66	80,24	80,12	29,05	0,004	0,010	315	0,573	0,045	0,224	0,821	0,325	0,471	0,102	0,34	vérifié
		(c)-(b)	81,66	82,14	80,12	79,23	29,1	0,031	0,010	315	1,560	0,122	0,082	0,615	0,201	0,959	0,063	0,94	vérifié
		(b)-(a)	82,14	81,96	79,23	79,11	31,61	0,004	0,010	315	0,550	0,043	0,233	0,828	0,331	0,455	0,104	0,33	vérifié
		(a)-(C30)	81,96	80,79	79,11	78,37	43,35	0,017	0,010	315	1,165	0,091	0,110	0,684	0,234	0,797	0,074	0,70	vérifié

Tableau V-2 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 2)

Le réseau			Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation
N°S-B	A (ha)	Tronçon (C27)	Amont	Aval	Amont	Aval	(m)												
2	16,1	(n11)-(n10)	83,87	83,55	82,46	81,71	50,68	0,015	0,016	315	1,085	0,085	0,189	0,794	0,302	0,862	0,095	0,65	vérifié
		(n10)-(n9)	83,55	83,25	81,71	81,51	49,5	0,004	0,016	315	0,567	0,044	0,362	0,905	0,413	0,513	0,130	0,34	vérifié
		(n9)-(n8)	83,25	82,07	81,51	80,49	50,73	0,020	0,016	315	1,265	0,099	0,162	0,767	0,282	0,970	0,089	0,76	vérifié
		(n8)-(n7)	82,07	81,92	80,49	80,26	57,46	0,004	0,016	315	0,564	0,044	0,364	0,906	0,414	0,512	0,130	0,34	vérifié
		(n7)-(n6)	81,92	81,89	80,26	80,08	46,7	0,004	0,016	315	0,554	0,043	0,371	0,911	0,418	0,504	0,132	0,33	vérifié
		(n6)-(n5)	81,89	81,6	80,08	79,86	55,29	0,004	0,016	315	0,563	0,044	0,365	0,907	0,415	0,510	0,131	0,34	vérifié
		(n5)-(n4)	81,6	81,32	79,86	79,65	50,79	0,004	0,016	315	0,574	0,045	0,358	0,903	0,410	0,518	0,129	0,34	vérifié
		(n4)-(n3)	81,32	82,32	79,65	79,45	50,06	0,004	0,016	315	0,564	0,044	0,364	0,907	0,414	0,511	0,130	0,34	vérifié
		(n3)-(n2)	82,32	82,35	79,45	79,21	61,23	0,004	0,016	315	0,558	0,044	0,368	0,909	0,416	0,508	0,131	0,34	vérifié
		(n2)-(n1)	82,35	81,54	79,21	79,01	49,93	0,004	0,016	315	0,565	0,044	0,364	0,906	0,414	0,512	0,130	0,34	vérifié
		(n1)-(n)	81,54	81,41	79,01	78,64	49,73	0,007	0,016	315	0,769	0,060	0,267	0,848	0,352	0,653	0,111	0,46	vérifié
		(n)-(m)	81,41	81,36	78,04	77,88	41,27	0,004	0,033	400	0,664	0,083	0,395	0,927	0,435	0,616	0,174	0,40	vérifié
		(m)-(k)	81,36	81,74	77,88	77,74	33,44	0,004	0,033	400	0,690	0,087	0,380	0,917	0,425	0,633	0,170	0,41	vérifié
		(k)-(j)	81,36	81,74	77,88	77,74	39,15	0,004	0,033	400	0,638	0,080	0,412	0,938	0,445	0,599	0,178	0,38	vérifié
		(j)-(i)	81,74	82,35	77,74	77,59	30,68	0,005	0,033	400	0,746	0,094	0,352	0,899	0,406	0,671	0,162	0,45	vérifié
		(i)-(h)	83,29	82,08	77,46	77,34	31,38	0,004	0,033	400	0,660	0,083	0,398	0,929	0,436	0,613	0,175	0,40	vérifié
		(h)-(g)	82,08	81,87	77,34	77,23	27,54	0,004	0,033	400	0,674	0,085	0,389	0,923	0,431	0,623	0,172	0,40	vérifié
		(g)-(f)	81,87	81,51	77,23	77,08	36,56	0,004	0,033	400	0,683	0,086	0,384	0,920	0,427	0,629	0,171	0,41	vérifié
		(f)-(e)	81,51	81,80	77,08	76,97	26,66	0,004	0,033	400	0,685	0,086	0,383	0,919	0,427	0,630	0,171	0,41	vérifié
		(e)-(d)	81,80	82,40	76,97	76,78	49,24	0,004	0,033	400	0,663	0,083	0,396	0,928	0,435	0,615	0,174	0,40	vérifié
(d)-(c)	82,40	82,24	76,78	76,6	44,27	0,004	0,033	400	0,680	0,085	0,386	0,921	0,428	0,627	0,171	0,41	vérifié		
(c)-(b)	82,24	81,83	76,6	76,47	33,36	0,004	0,033	400	0,666	0,084	0,394	0,927	0,434	0,617	0,174	0,40	vérifié		
(b)-(a)	81,83	81,54	76,47	76,34	32,44	0,004	0,033	400	0,675	0,085	0,389	0,923	0,430	0,623	0,172	0,41	vérifié		
(a)-(C27)	81,54	80,96	76,34	76,25	20,82	0,004	0,033	400	0,702	0,088	0,374	0,913	0,421	0,641	0,168	0,42	vérifié		

Tableau V-3 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 3)

Le réseau		Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation	
N°S-B	A (ha)	Tronçon(C27)	Amont	Aval	Amont	Aval													(m)
3	16,01	(t11)-(t10)	84,39	84,17	82,73	82,51	42,87	0,005	0,017	315	0,639	0,050	0,341	0,892	0,399	0,570	0,126	0,38	vérifié
		(t10)-(9)	84,17	83,34	82,51	81,9	35,9	0,017	0,017	315	1,163	0,091	0,188	0,793	0,301	0,922	0,095	0,70	vérifié
		(t9)-(8)	83,34	83,11	81,9	81,58	34	0,009	0,017	315	0,865	0,067	0,252	0,839	0,343	0,726	0,108	0,52	vérifié
		(8)-(7)	83,11	82,76	81,58	80,88	43,99	0,016	0,017	315	1,125	0,088	0,194	0,799	0,305	0,898	0,096	0,68	vérifié
		(t7)-(6)	82,76	82,03	80,88	80,26	41,65	0,015	0,017	315	1,088	0,085	0,200	0,804	0,310	0,875	0,098	0,65	vérifié
		(t6)-(t5)	82,03	81,47	80,26	79,89	52,64	0,007	0,017	315	0,748	0,058	0,292	0,863	0,368	0,645	0,116	0,45	vérifié
		(t5)-(t4)	81,47	81,26	79,89	79,69	40,05	0,005	0,017	315	0,630	0,049	0,346	0,895	0,402	0,564	0,127	0,38	vérifié
		(t4)-(s4)	81,26	81,12	79,69	79,46	42,4	0,005	0,017	315	0,657	0,051	0,332	0,887	0,393	0,582	0,124	0,39	vérifié
		(s4)-(s3)	81,12	80,90	79,46	79,32	34,85	0,004	0,017	315	0,565	0,044	0,386	0,921	0,428	0,521	0,135	0,34	vérifié
		(s3)-(s2)	80,90	80,64	79,32	79,17	37,64	0,004	0,017	315	0,563	0,044	0,387	0,922	0,429	0,519	0,135	0,34	vérifié
		(s2)-(s1)	80,64	81,17	79,17	79,01	41,13	0,004	0,017	315	0,556	0,043	0,392	0,925	0,433	0,515	0,136	0,33	vérifié
		(s1)-(s)	81,17	81,45	79,01	78,86	37,61	0,004	0,017	315	0,563	0,044	0,387	0,922	0,429	0,519	0,135	0,34	vérifié
		(s)-(r)	81,45	81,64	78,86	78,66	49,08	0,004	0,017	315	0,569	0,044	0,383	0,919	0,427	0,523	0,134	0,34	vérifié
		(r)-(q)	81,64	81,21	78,66	78,48	44,16	0,004	0,017	315	0,569	0,044	0,383	0,919	0,427	0,523	0,134	0,34	vérifié
		(q)-(p)	81,21	81,41	78,48	78,35	32,08	0,004	0,017	315	0,568	0,044	0,384	0,920	0,427	0,522	0,135	0,34	vérifié
(p)-(o)	81,41	81,13	78,35	78,2	38,19	0,004	0,017	315	0,559	0,044	0,390	0,924	0,431	0,516	0,136	0,34	vérifié		
(o)-(n)	81,13	81,41	78,2	78,04	39,97	0,004	0,017	315	0,564	0,044	0,387	0,921	0,429	0,520	0,135	0,34	vérifié		

Tableau V-4 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 4)

Le réseau		Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation	
N°S-B	A (ha)	Tronçon(C12)	Amont	Aval	Amont	Aval													(m)
4	18,4	(s)-(r)	82,03	81,44	80,68	79,96	35,15	0,020	0,015	315	1,277	0,099	0,151	0,753	0,273	0,961	0,086	0,77	vérifié
		(r)-(q)	81,44	80,72	79,96	79,26	50,24	0,014	0,015	315	1,053	0,082	0,183	0,789	0,298	0,830	0,094	0,63	vérifié
		(q)-(p)	80,72	80,39	79,26	78,93	35,69	0,009	0,015	315	0,858	0,067	0,224	0,822	0,326	0,705	0,103	0,51	vérifié
		(p)-(o)	80,39	80,6	78,93	78,79	35,84	0,004	0,015	315	0,557	0,043	0,345	0,895	0,402	0,499	0,127	0,33	vérifié
		(o)-(m)	80,6	81,62	78,79	78,61	44,33	0,004	0,015	315	0,568	0,044	0,339	0,891	0,398	0,506	0,125	0,34	vérifié
		(n)-(m)	81,62	81,54	78,61	78,37	34,19	0,007	0,015	315	0,747	0,058	0,258	0,843	0,346	0,630	0,109	0,45	vérifié
		(m)-(k)	81,54	80,38	78,37	78,25	32,28	0,004	0,015	315	0,544	0,042	0,354	0,900	0,407	0,490	0,128	0,33	vérifié
		(k)-(j)	80,38	80,33	78,25	78,15	24,15	0,004	0,015	315	0,574	0,045	0,335	0,889	0,395	0,510	0,125	0,34	vérifié
		(j)-(i)	80,33	81,22	78,15	78	36,45	0,004	0,015	315	0,572	0,045	0,336	0,889	0,396	0,509	0,125	0,34	vérifié
		(i)-(h)	81,22	81,12	78	77,97	8,33	0,004	0,015	315	0,535	0,042	0,360	0,904	0,411	0,484	0,130	0,32	vérifié
		(h)-(g)	81,12	80,67	77,97	77,81	40,04	0,004	0,015	315	0,564	0,044	0,341	0,892	0,399	0,503	0,126	0,34	vérifié
		(g)-(f)	80,67	80,48	77,81	77,75	14,33	0,004	0,015	315	0,577	0,045	0,333	0,887	0,394	0,512	0,124	0,35	vérifié
		(f)-(e)	80,48	80,61	77,75	77,71	9,36	0,004	0,015	315	0,583	0,045	0,330	0,885	0,392	0,516	0,124	0,35	vérifié
		(e)-(d)	80,61	81,33	77,71	77,59	24,24	0,005	0,015	315	0,628	0,049	0,307	0,871	0,377	0,547	0,119	0,38	vérifié
		(d)-(c)	81,33	81,44	77,59	77,55	10,33	0,004	0,015	315	0,555	0,043	0,347	0,896	0,403	0,497	0,127	0,33	vérifié
		(c)-(b)	81,44	81,75	77,55	77,43	30,94	0,004	0,015	315	0,555	0,043	0,347	0,895	0,403	0,497	0,127	0,33	vérifié
(b)-(a)	81,75	80,33	77,43	77,23	49,5	0,004	0,015	315	0,567	0,044	0,339	0,891	0,398	0,505	0,125	0,34	vérifié		
(a)-(C12)	80,33	78,38	77,23	76,36	37,4	0,023	0,015	315	1,360	0,106	0,141	0,740	0,265	1,006	0,083	0,82	vérifié		

Tableau V-5 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 5)

Le réseau		Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation	
N°S-B	A (ha)	Tronçon(C6)	Amont	Aval	Amont	Aval													(m)
5	22,1	(e90)-(e89)	86,90	86,60	85,5	83,94	40,84	0,038	0,027	400	2,085	0,262	0,103	0,67	0,227	1,394	0,091	1,25	vérifié
		(e89)-(e88)	86,60	86,53	83,94	83,75	44,85	0,004	0,027	400	0,694	0,087	0,309	0,87	0,379	0,606	0,152	0,42	vérifié
		(e88)-(e87)	86,53	86,14	83,75	83,55	49,65	0,004	0,027	400	0,677	0,085	0,317	0,88	0,384	0,594	0,154	0,41	vérifié
		(e87)-(e86)	86,14	85,79	83,55	83,35	49,48	0,004	0,027	400	0,678	0,085	0,317	0,88	0,384	0,595	0,153	0,41	vérifié
		(e86)-(e85)	85,79	85,14	83,35	83,16	49,13	0,004	0,027	400	0,664	0,083	0,324	0,88	0,388	0,585	0,155	0,40	vérifié
		(e85)-(e84)	85,14	84,26	83,16	82,83	46,66	0,007	0,027	400	0,897	0,113	0,239	0,83	0,335	0,746	0,134	0,54	vérifié
		(e84)-(e83)	84,26	84,12	82,83	82,71	29,33	0,004	0,027	400	0,682	0,086	0,315	0,88	0,382	0,598	0,153	0,41	vérifié
		(e83)-(e82)	84,12	83,93	82,71	82,6	28,61	0,004	0,027	400	0,662	0,083	0,325	0,88	0,389	0,584	0,155	0,40	vérifié
		(e82)-(e81)	83,93	84,15	82,6	82,42	44,06	0,004	0,027	400	0,682	0,086	0,315	0,88	0,382	0,598	0,153	0,41	vérifié
		(e81)-(e80)	84,15	83,57	82,42	81,91	28,27	0,018	0,027	400	1,433	0,180	0,150	0,75	0,272	1,077	0,109	0,86	vérifié
		(e80)-(e79)	83,57	83,28	81,91	81,75	40,09	0,004	0,027	400	0,674	0,085	0,319	0,88	0,385	0,592	0,154	0,40	vérifié
		(e79)-(e78)	83,28	83,02	81,75	81,53	32,2	0,007	0,027	400	0,882	0,111	0,244	0,83	0,338	0,736	0,135	0,53	vérifié
		(e78)-(e12)	83,02	82,34	81,53	80,37	37,51	0,031	0,027	400	1,876	0,236	0,115	0,69	0,239	1,301	0,096	1,13	vérifié
		(e63)-(n62)	86,90	86,60	85,5	83,94	40,84	0,038	0,027	400	2,085	0,262	0,103	0,67	0,227	1,394	0,091	1,25	vérifié
		(e62)-(n61)	86,60	86,53	83,94	83,75	44,85	0,004	0,027	400	0,694	0,087	0,309	0,87	0,379	0,606	0,152	0,42	vérifié
		(e61)-(n60)	86,53	86,14	83,75	83,55	49,65	0,004	0,027	400	0,677	0,085	0,317	0,88	0,384	0,594	0,154	0,41	vérifié
		(e60)-(n59)	86,14	85,79	83,55	83,35	49,48	0,004	0,027	400	0,678	0,085	0,317	0,88	0,384	0,595	0,153	0,41	vérifié
		(e59)-(n58)	85,79	85,14	83,35	83,16	49,13	0,004	0,027	400	0,664	0,083	0,324	0,88	0,388	0,585	0,155	0,40	vérifié
		(e58)-(n57)	85,14	84,26	83,16	82,83	46,66	0,007	0,027	400	0,897	0,113	0,239	0,83	0,335	0,746	0,134	0,54	vérifié
		(e57)-(n56)	84,26	84,12	82,83	82,71	29,33	0,004	0,027	400	0,682	0,086	0,315	0,88	0,382	0,598	0,153	0,41	vérifié
(e56)-(n55)	84,12	83,93	82,71	82,6	28,61	0,004	0,027	400	0,662	0,083	0,325	0,88	0,389	0,584	0,155	0,40	vérifié		
(e55)-(n54)	83,93	84,15	82,6	82,42	44,06	0,004	0,027	400	0,682	0,086	0,315	0,88	0,382	0,598	0,153	0,41	vérifié		
(e54)-(n53)	84,15	83,57	82,42	81,91	28,27	0,018	0,027	400	1,433	0,180	0,150	0,75	0,272	1,077	0,109	0,86	vérifié		
(e53)-(n52)	83,57	83,28	81,91	81,75	40,09	0,004	0,027	400	0,674	0,085	0,319	0,88	0,385	0,592	0,154	0,40	vérifié		
(e52)-(n51)	83,28	83,02	81,75	81,53	32,2	0,007	0,027	400	0,882	0,111	0,244	0,83	0,338	0,736	0,135	0,53	vérifié		
(e51)-(n50)	83,02	82,34	81,53	80,37	37,51	0,031	0,027	400	1,876	0,236	0,115	0,69	0,239	1,301	0,096	1,13	vérifié		
(e50)-(n49)	82,34	82,23	80,37	79,96	51,66	0,008	0,027	400	0,951	0,119	0,226	0,82	0,327	0,782	0,131	0,57	vérifié		
(e49)-(n12)	82,23	81,67	79,96	79,65	51,57	0,006	0,027	400	0,827	0,104	0,260	0,84	0,348	0,698	0,139	0,50	vérifié		

Tableau V-6 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 6)

Le réseau			Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation
N°S-B	A (ha)	Tronçon(C6)	Amont	Aval	Amont	Aval	(m)												
6	20,23	(e12)-(e11)	81,67	81,27	79,65	79,18	35,79	0,013	0,045	400	1,223	0,154	0,293	0,86	0,368	1,056	0,147	0,73	vérifié
		(e11)-(e10)	81,27	81,35	79,18	79,07	27,28	0,004	0,045	400	0,678	0,085	0,529	1,02	0,520	0,689	0,208	0,41	vérifié
		(e10)-(e9)	81,35	81,39	79,07	78,94	31,76	0,004	0,045	400	0,683	0,086	0,525	1,01	0,518	0,692	0,207	0,41	vérifié
		(e9)-(e8)	81,39	81,41	78,94	78,83	26,88	0,004	0,045	400	0,683	0,086	0,525	1,01	0,518	0,692	0,207	0,41	vérifié
		(e8)-(e7)	81,41	81,27	78,83	78,71	31,48	0,004	0,045	400	0,659	0,083	0,544	1,03	0,529	0,676	0,212	0,40	vérifié
		(e7)-(e6)	81,27	81,03	78,71	78,54	41,8	0,004	0,045	400	0,680	0,086	0,526	1,02	0,519	0,691	0,208	0,41	vérifié
		(e6)-(e5)	81,03	81,05	78,54	78,35	48,68	0,004	0,045	400	0,667	0,084	0,537	1,02	0,525	0,681	0,210	0,40	vérifié
		(e5)-(e4)	81,05	80,93	78,35	78,21	33,29	0,004	0,045	400	0,692	0,087	0,518	1,01	0,514	0,699	0,205	0,42	vérifié
		(e4)-(e3)	80,93	80,67	78,21	78,12	23,84	0,004	0,045	400	0,656	0,082	0,546	1,03	0,531	0,673	0,212	0,39	vérifié
		(e3)-(e2)	80,67	81,52	78,12	77,9	53,77	0,004	0,045	400	0,682	0,086	0,525	1,01	0,518	0,692	0,207	0,41	vérifié
		(e2)-(e1)	81,52	81,11	77,9	77,72	44,56	0,004	0,045	400	0,678	0,085	0,528	1,02	0,520	0,689	0,208	0,41	vérifié
		(e1)-(e)	81,11	80,32	77,72	77,56	43,55	0,004	0,045	400	0,647	0,081	0,554	1,03	0,535	0,667	0,214	0,39	vérifié
		(e)-(d)	80,32	79,98	77,56	77,46	23,49	0,004	0,045	400	0,696	0,087	0,514	1,01	0,512	0,702	0,205	0,42	vérifié
		(d)-(c)	79,98	79,72	77,46	77,34	30,43	0,004	0,045	400	0,670	0,084	0,534	1,02	0,524	0,684	0,210	0,40	vérifié
		(c)-(b)	79,72	79,96	77,34	77,19	38,72	0,004	0,045	400	0,664	0,083	0,539	1,02	0,527	0,679	0,211	0,40	vérifié
		(b)-(a)	79,96	80,17	77,19	77,01	43,99	0,004	0,045	400	0,683	0,086	0,525	1,01	0,518	0,692	0,207	0,41	vérifié
		(a)-(C6)	80,17	79,43	77,01	76,74	42,33	0,006	0,045	400	0,852	0,107	0,420	0,94	0,451	0,805	0,180	0,51	vérifié
		(i)-(h)	82,78	82,17	81,62	80,86	32,44	0,023	0,045	400	1,618	0,203	0,221	0,82	0,324	1,326	0,129	0,97	vérifié
		(h)-(g)	82,17	81,64	80,86	80,09	34,92	0,022	0,045	400	1,583	0,199	0,226	0,82	0,327	1,302	0,131	0,95	vérifié
		(g)-(f)	81,64	81,09	80,09	79,41	27,22	0,025	0,045	400	1,687	0,212	0,212	0,81	0,318	1,372	0,127	1,01	vérifié
(f)-(e)	81,09	80,92	79,41	78,99	16,62	0,025	0,045	400	1,687	0,212	0,212	0,81	0,318	1,372	0,127	1,01	vérifié		
(e)-(d)	80,92	80,59	78,99	78,84	36,56	0,004	0,045	400	0,675	0,085	0,531	1,02	0,522	0,687	0,209	0,40	vérifié		
(d)-(c)	80,59	80,56	78,84	78,71	33,79	0,004	0,045	400	0,675	0,085	0,531	1,02	0,522	0,687	0,209	0,40	vérifié		
(c)-(b)	80,56	80,77	78,71	78,63	19,28	0,004	0,045	400	0,675	0,085	0,531	1,02	0,522	0,687	0,209	0,40	vérifié		
(b)-(a)	80,77	80,53	78,63	78,47	40,61	0,004	0,045	400	0,675	0,085	0,531	1,02	0,522	0,687	0,209	0,40	vérifié		
(a)-(B37)	80,53	79,34	78,47	77,58	42,04	0,021	0,045	400	1,546	0,194	0,232	0,83	0,330	1,278	0,132	0,93	vérifié		

Tableau V-7 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 7)

Le réseau			Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation
N°S-B	A (ha)	Tronçon(C6)	Amont	Aval	Amont	Aval	(m)												
7	7,57	(e29)-(e28)	86,36	85,89	85,15	84,11	34,8	0,030	0,008	315	1,542	0,120	0,067	0,56	0,178	0,871	0,056	0,93	vérifié
		(e28)-(e27)	85,89	85,42	84,11	83,45	38,51	0,017	0,008	315	1,168	0,091	0,088	0,63	0,208	0,736	0,066	0,70	vérifié
		(e27)-(e26)	85,42	84,88	83,45	82,95	42,13	0,012	0,008	315	0,972	0,076	0,106	0,67	0,230	0,655	0,072	0,58	vérifié
		(e26)-(e25)	84,88	84,44	82,95	82,39	36,79	0,015	0,008	315	1,100	0,086	0,093	0,64	0,215	0,710	0,068	0,66	vérifié
		(e25)-(e24)	84,44	83,8	82,39	81,64	34,46	0,022	0,008	315	1,316	0,103	0,078	0,60	0,195	0,792	0,061	0,79	vérifié
		(e24)-(e23)	83,8	83,23	81,64	81,24	50,08	0,008	0,008	315	0,797	0,062	0,129	0,72	0,253	0,574	0,080	0,48	vérifié
		(e23)-(e22)	83,23	83,02	81,24	80,92	53,08	0,006	0,008	315	0,693	0,054	0,148	0,75	0,271	0,519	0,085	0,42	vérifié
		(e22)-(e21)	83,02	82,98	80,92	80,72	49,67	0,004	0,008	315	0,566	0,044	0,181	0,79	0,297	0,446	0,093	0,34	vérifié

Tableau V-8 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 8)

Le réseau		Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation	
N°S-B	A (ha)	Tronçon(B30)	Amont	Aval	Amont	Aval													(m)
8	12	(o)-(n)	84,19	82,81	82,47	81,03	28,76	0,020	0,014	315	1,996	0,156	0,090	0,64	0,211	1,270	0,066	1,20	vérifié
		(n)-(m)	82,81	82,13	81,03	80,3	23,8	0,031	0,014	315	1,562	0,122	0,115	0,69	0,240	1,084	0,076	0,94	vérifié
		(m)-(k)	82,13	81,45	80,3	79,75	29,62	0,019	0,014	315	1,215	0,095	0,148	0,75	0,270	0,910	0,085	0,73	vérifié
		(k)-(j)	81,45	81,32	79,75	79,57	45,09	0,004	0,014	315	0,564	0,044	0,319	0,88	0,385	0,495	0,121	0,34	vérifié
		(j)-(i)	81,32	81,41	79,57	79,46	29,57	0,004	0,014	315	0,544	0,042	0,330	0,89	0,392	0,482	0,124	0,33	vérifié
		(i)-(h)	81,41	81,45	79,46	79,33	31,08	0,004	0,014	315	0,577	0,045	0,311	0,87	0,380	0,504	0,120	0,35	vérifié
		(h)-(i)	81,45	81,43	79,33	79,2	32,64	0,004	0,014	315	0,563	0,044	0,319	0,88	0,385	0,495	0,121	0,34	vérifié
		(g)-(f)	81,43	81,09	79,2	78,1	42,07	0,026	0,014	315	1,442	0,112	0,125	0,71	0,249	1,027	0,079	0,87	vérifié
		(f)-(e)	81,09	80,94	78,1	77,96	35,74	0,004	0,014	315	0,558	0,044	0,322	0,88	0,387	0,491	0,122	0,33	vérifié
		(e)-(d)	80,94	80,96	78,96	77,87	23,51	0,026	0,014	315	1,921	0,150	0,094	0,65	0,215	1,240	0,068	1,15	vérifié
		(d)-(c)	80,96	80,88	78,96	77,69	44,87	0,028	0,014	315	1,501	0,117	0,120	0,70	0,245	1,055	0,077	0,90	vérifié
		(c)-(b)	80,88	80,96	77,69	77,63	13,47	0,004	0,014	315	0,595	0,046	0,302	0,87	0,374	0,517	0,118	0,36	vérifié
		(b)-(a)	80,96	80,55	77,63	77,52	28,81	0,004	0,014	315	0,551	0,043	0,326	0,88	0,389	0,487	0,123	0,33	vérifié
(a)-(B30)	80,55	79,75	77,52	77,01	26,35	0,019	0,014	315	1,241	0,097	0,145	0,74	0,268	0,924	0,084	0,74	vérifié		

Tableau V-9 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 9)

N°S-B	Le réseau		Côtes TN (m)		Côtes du radiers (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation
	A (ha)	Tronçon(B26)	Amont	Aval	Amont	Aval	(m)												
9	8,96	(n)-(m)	85,85	84,96	83,01	82,67	23,95	0,017	0,01	315	2,425	0,189	0,053	0,51	0,155	1,245	0,049	1,45	vérifié
		(m)-(k)	84,96	83,68	81,67	80,95	31,34	0,023	0,01	315	1,352	0,105	0,095	0,65	0,217	0,877	0,068	0,81	vérifié
		(k)-(j)	83,68	83,24	80,95	80,85	23,95	0,004	0,01	315	0,576	0,045	0,223	0,82	0,324	0,473	0,102	0,35	vérifié
		(j)-(i)	83,24	82,44	80,85	80,69	41,22	0,004	0,01	315	0,556	0,043	0,231	0,83	0,330	0,459	0,104	0,33	vérifié
		(i)-(h)	82,44	81,61	80,69	79,53	52,2	0,022	0,01	315	1,330	0,104	0,097	0,65	0,219	0,868	0,069	0,80	vérifié
		(h)-(g)	81,61	81,19	79,53	79,38	37,29	0,004	0,01	315	0,566	0,044	0,227	0,82	0,327	0,466	0,103	0,34	vérifié
		(g)-(f)	81,19	80,78	79,38	79,24	34,96	0,004	0,01	315	0,564	0,044	0,227	0,82	0,327	0,465	0,103	0,34	vérifié
		(f)-(e)	80,78	80,56	79,24	79,16	20,73	0,004	0,01	315	0,554	0,043	0,232	0,83	0,330	0,458	0,104	0,33	vérifié
		(e)-(d)	80,56	80,32	79,16	79,02	35,3	0,004	0,01	315	0,562	0,044	0,228	0,82	0,328	0,463	0,103	0,34	vérifié
		(d)-(c)	80,32	79,83	79,02	78,88	34,03	0,004	0,01	315	0,572	0,045	0,224	0,82	0,325	0,470	0,103	0,34	vérifié
		(c)-(b)	79,83	80,00	78,88	78,75	32,23	0,004	0,01	315	0,566	0,044	0,227	0,82	0,327	0,466	0,103	0,34	vérifié
		(b)-(a)	80,00	80,52	78,74	78,62	30,43	0,004	0,01	315	0,560	0,044	0,229	0,82	0,329	0,462	0,103	0,34	vérifié
(a)-(B26)	80,52	80,49	78,6	78,49	28,63	0,004	0,01	315	0,553	0,043	0,232	0,83	0,330	0,457	0,104	0,33	vérifié		

Tableau V-10 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 10)

Le réseau			Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation
N°S-B	A (ha)	Tronçon(B19)	Amont	Aval	Amont	Aval	(m)												
10	16,59	(n)-(m)	84,42	84,12	81,65	81,51	35,34	0,004	0,027	315	0,561	0,044	0,617	1,06	0,571	0,596	0,180	0,34	vérifié
		(m)-(k)	84,12	83,88	81,51	81,4	28,01	0,004	0,027	315	0,559	0,044	0,620	1,06	0,572	0,594	0,180	0,34	vérifié
		(k)-(j)	83,88	83,75	81,4	81,29	26,76	0,004	0,027	315	0,572	0,045	0,606	1,06	0,565	0,605	0,178	0,34	vérifié
		(j)-(i)	83,75	82,67	81,29	81,1	48,19	0,004	0,027	315	0,560	0,044	0,619	1,06	0,572	0,595	0,180	0,34	vérifié
		(i)-(h)	82,67	82,66	81,1	80,93	42,79	0,004	0,027	315	0,562	0,044	0,616	1,06	0,570	0,597	0,180	0,34	vérifié
		(h)-(g)	82,66	82,35	80,93	80,8	31,31	0,004	0,027	315	0,575	0,045	0,603	1,06	0,563	0,607	0,177	0,34	vérifié
		(g)-(f)	82,35	82,4	80,8	80,47	37,78	0,009	0,027	315	0,834	0,065	0,416	0,94	0,448	0,785	0,141	0,50	vérifié
		(f)-(e)	82,4	81,99	80,47	80,37	24,55	0,004	0,027	315	0,569	0,044	0,609	1,06	0,566	0,603	0,178	0,34	vérifié
		(e)-(d)	81,99	81,22	80,37	79,59	39,36	0,010	0,027	315	1,256	0,098	0,276	0,85	0,358	1,072	0,113	0,75	vérifié
		(d)-(c)	81,22	80,57	79,59	79,34	41,79	0,006	0,027	315	0,690	0,054	0,502	1,00	0,504	0,690	0,159	0,41	vérifié
		(c)-(b)	80,57	81,08	79,34	79,22	29,69	0,004	0,027	315	0,567	0,044	0,611	1,06	0,567	0,601	0,179	0,34	vérifié
		(b)-(a)	81,08	80,97	79,22	79,08	33,02	0,004	0,027	315	0,581	0,045	0,597	1,05	0,560	0,612	0,176	0,35	vérifié
(a)-(B19)	80,97	80,17	77,63	77,52	20,78	0,005	0,027	315	0,649	0,051	0,534	1,02	0,523	0,662	0,165	0,39	vérifié		

Tableau V-11 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (sous bassin N° 11)

Le réseau			Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation
N°S-B	A (ha)	Tronçon(B19)	Amont	Aval	Amont	Aval	(m)												
11	14,71	(n33)-(n32)	90,67	90,52	89,21	89	35,53	0,006	0,013	315	0,686	0,053	0,243	0,83	0,337	0,572	0,106	0,41	vérifié
		(n32)-(n31)	90,52	89,9	89	88,74	43,56	0,006	0,013	315	0,689	0,054	0,242	0,83	0,337	0,574	0,106	0,41	vérifié
		(n31)-(n30)	89,9	90,04	88,74	88,55	31,46	0,006	0,013	315	0,693	0,054	0,241	0,83	0,336	0,577	0,106	0,42	vérifié
		(n30)-(n29)	90,04	89,9	88,55	88,38	28,4	0,006	0,013	315	0,690	0,054	0,242	0,83	0,337	0,575	0,106	0,41	vérifié
		(n29)-(n28)	89,9	88,9	88,38	88,12	42,43	0,006	0,013	315	0,698	0,054	0,239	0,83	0,335	0,580	0,105	0,42	vérifié
		(n28)-(n27)	88,9	87,16	88,12	85,95	47,25	0,006	0,013	315	1,911	0,149	0,087	0,63	0,207	1,202	0,065	1,15	vérifié
		(n27)-(n26)	87,16	86,24	85,95	85,11	44,26	0,019	0,013	315	1,229	0,096	0,136	0,73	0,260	0,898	0,082	0,74	vérifié
		(n26)-(n25)	86,24	85,98	85,11	84,39	26,67	0,027	0,013	315	1,466	0,114	0,114	0,69	0,238	1,014	0,075	0,88	vérifié
		(n25)-(n24)	85,98	85,85	84,39	84,32	15,76	0,004	0,013	315	0,594	0,046	0,281	0,86	0,361	0,509	0,114	0,36	vérifié
		(n24)-(n23)	85,85	85,63	84,32	84,22	25,33	0,004	0,013	315	0,560	0,044	0,298	0,87	0,371	0,485	0,117	0,34	vérifié
		(n23)-(n22)	85,63	85,53	84,22	84,13	24,07	0,004	0,013	315	0,545	0,043	0,306	0,87	0,377	0,475	0,119	0,33	vérifié
		(n22)-(n21)	85,53	85,29	84,13	83,98	36,42	0,004	0,013	315	0,572	0,045	0,291	0,86	0,368	0,494	0,116	0,34	vérifié
		(n21)-(n20)	85,29	85,35	83,98	83,84	34,63	0,004	0,013	315	0,567	0,044	0,294	0,86	0,369	0,490	0,116	0,34	vérifié
		(n20)-(n19)	85,35	85,21	83,84	83,8	10,38	0,004	0,013	315	0,554	0,043	0,301	0,87	0,374	0,481	0,118	0,33	vérifié
		(n19)-(n6)	85,21	84,75	83,8	83,17	19,69	0,032	0,013	315	1,595	0,124	0,105	0,67	0,228	1,072	0,072	0,96	vérifié
(n6)-(n5)	84,75	84,81	83,17	82,04	32,09	0,035	0,013	315	1,674	0,130	0,100	0,66	0,223	1,106	0,070	1,00	vérifié		
(n5)-(n4)	84,81	84,74	82,04	81,9	36,64	0,004	0,013	315	0,551	0,043	0,303	0,87	0,375	0,479	0,118	0,33	vérifié		
(n4)-(n1)	84,74	84,73	81,9	81,76	34,75	0,004	0,013	315	0,566	0,044	0,295	0,86	0,370	0,489	0,116	0,34	vérifié		

Tableau V-12 : Résultat du calcul des paramètres hydrauliques (Intercepteur)

Le réseau Tronçon (C27)	Côtes TN (m)		Côtes du radier (m)		Lk (m)	Ik	Q(m3/s)	D (mm)	Vps	Qps	Rq	Rv	Rh	Ve	H (m)	Vaut > 0.3 (m/s)	Observation
	Amont	Aval	Amont	Aval													
RB19-RB20	80,17	80,89	77,19	77,06	33,78	0,004	0,027	315	0,553	0,043	0,626	1,066	0,576	0,590	0,181	0,33	vérifié
RB20-RB21	80,89	81,21	77,06	76,87	48,32	0,004	0,027	315	0,559	0,044	0,619	1,063	0,572	0,595	0,180	0,34	vérifié
RB21-RB22	81,21	81,03	76,87	76,74	31,42	0,004	0,027	315	0,574	0,045	0,604	1,057	0,564	0,606	0,178	0,34	vérifié
RB22-RB23	81,03	80,33	76,74	76,64	25,11	0,004	0,027	315	0,563	0,044	0,616	1,062	0,570	0,598	0,180	0,34	vérifié
RB23-RB24	80,33	80,53	76,64	76,47	42,04	0,004	0,027	315	0,567	0,044	0,611	1,060	0,567	0,601	0,179	0,34	vérifié
RB24-RB25	80,53	81,13	76,47	76,27	50,7	0,004	0,027	315	0,560	0,044	0,618	1,063	0,572	0,595	0,180	0,34	vérifié
RB25-RB26	81,13	80,49	76,27	76,12	36,22	0,004	0,037	400	0,687	0,086	0,313	0,875	0,381	0,601	0,152	0,41	vérifié
RB26-RB27	80,49	80,58	76,12	76,01	28,34	0,004	0,037	400	0,665	0,084	0,323	0,881	0,388	0,586	0,155	0,40	vérifié
RB27-RB28	80,58	79,80	76,01	75,91	25,53	0,004	0,037	400	0,668	0,084	0,322	0,880	0,387	0,588	0,155	0,40	vérifié
RB28-RB29	79,80	79,60	75,91	75,77	34,61	0,004	0,037	400	0,679	0,085	0,317	0,877	0,383	0,595	0,153	0,41	vérifié
RC1-RC2	81,14	80,79	79,4	79,3	32,81	0,003	0,051	400	2,099	0,264	0,193	0,798	0,305	1,675	0,122	1,26	vérifié
RC2-RC3	80,79	80,50	79,3	79,23	21,710	0,003	0,051	400	0,606	0,076	0,670	1,080	0,599	0,655	0,239	0,36	vérifié
RC3-RC4	80,50	79,86	79,23	78,56	32,060	0,021	0,051	400	1,542	0,194	0,263	0,846	0,350	1,305	0,140	0,93	vérifié
RC4-RC5	79,86	79,48	78,56	78,06	32,720	0,015	0,051	400	1,319	0,166	0,308	0,872	0,378	1,150	0,151	0,79	vérifié
RC5-RC6	79,48	79,43	78,06	76,74	39,820	0,033	0,051	400	1,943	0,244	0,209	0,811	0,315	1,575	0,126	1,17	vérifié
RC6-RC7	79,43	79,69	78,06	76,74	38,21	0,035	0,096	500	2,992	0,587	0,163	0,768	0,283	2,299	0,142	1,80	vérifié
RC7-RC8	79,69	79,52	76,74	76,59	37,7	0,004	0,096	500	0,796	0,156	0,615	1,061	0,569	0,844	0,285	0,48	vérifié
RC8-RC9	79,52	79,49	76,59	76,44	38,64	0,004	0,096	500	0,786	0,154	0,622	1,064	0,573	0,836	0,287	0,47	vérifié
RC9-RC10	79,49	78,79	76,44	76,29	39,61	0,004	0,096	500	0,802	0,157	0,610	1,059	0,567	0,849	0,283	0,48	vérifié
RC10-RC11	78,79	78,52	76,29	75,57	44,54	0,016	0,096	500	0,802	0,157	0,610	1,059	0,567	0,849	0,283	0,48	vérifié
RC11-RC12	78,52	78,38	75,95	75,76	47,14	0,004	0,096	500	0,801	0,157	0,611	1,059	0,567	0,848	0,284	0,48	vérifié
RC12-RC13	78,38	77,46	75,76	75,57	46,38	0,004	0,111	500	0,807	0,159	0,700	1,088	0,614	0,878	0,307	0,48	vérifié
RC13-RC14	77,46	76,79	75,95	75,76	29,19	0,007	0,111	500	1,911	0,375	0,296	0,865	0,370	1,653	0,185	1,15	vérifié
RC14-RC15	76,79	76,56	75,76	75,57	24,39	0,008	0,111	500	2,878	0,565	0,196	0,801	0,307	2,304	0,154	1,73	vérifié
RC15-RC16	76,56	76,46	75,57	74,9	30,55	0,022	0,111	500	0,791	0,155	0,715	1,091	0,622	0,862	0,311	0,47	vérifié
RC16-RC17	76,46	76,45	74,9	74,63	28,68	0,009	0,111	500	0,781	0,153	0,724	1,092	0,627	0,853	0,313	0,47	vérifié
RC17-RC18	76,45	76,26	74,63	74,51	31,75	0,004	0,111	500	0,807	0,158	0,700	1,088	0,615	0,878	0,307	0,48	vérifié
RC18-RC19	76,26	76,24	74,51	74,4	31,28	0,004	0,111	500	2,256	0,443	0,251	0,838	0,342	1,892	0,171	1,35	vérifié
RC34-RC33	81,3	81,91	81,91	81,3	31,75	0,019	0,01	400	1,133	0,142	0,302	0,869	0,374	0,984	0,150	0,68	vérifié
RC33-RC32	83,31	81,3	81,3	80,5	26,8	0,030	0,01	400	2,320	0,292	0,147	0,748	0,270	1,736	0,108	1,39	vérifié

RC32-RC31	82,69	83,31	80,5	79,77	34,61	0,021	0,01	400	1,656	0,208	0,207	0,809	0,314	1,340	0,126	0,99	vérifié
RC31-RC30	82,00	82,69	79,77	78,37	17,91	0,078	0,01	400	0,680	0,085	0,503	1,001	0,505	0,680	0,202	0,41	vérifié
RC30-RC29	81,29	82,00	78,37	78,17	40,32	0,005	0,01	400	0,668	0,084	0,513	1,007	0,510	0,672	0,204	0,40	vérifié
RC29-RC28	80,79	81,29	78,17	77	18,96	0,002	0,01	400	0,735	0,092	0,466	0,976	0,481	0,717	0,192	0,44	vérifié
RC28-RC27	80,54	80,79	77	76,25	29,51	0,015	0,01	400	0,595	0,075	0,575	1,043	0,548	0,621	0,219	0,36	vérifié
RC27-RC26	80,75	80,54	76,25	76,17	21,54	0,004	0,043	400	0,650	0,082	0,526	1,015	0,519	0,660	0,208	0,39	vérifié
RC26-RC25	80,96	80,75	76,17	76,1	22,51	0,003	0,043	315	1,422	0,111	0,090	0,637	0,211	0,906	0,066	0,85	vérifié
RC25-RC24	81,07	80,96	76,1	75,92	37,95	0,005	0,043	315	2,216	0,173	0,058	0,533	0,164	1,181	0,052	1,33	vérifié
RC24-RC23	80,98	81,07	75,92	75,75	43,42	0,004	0,043	315	0,628	0,049	0,204	0,807	0,312	0,507	0,098	0,38	vérifié
RC23-RC22	78,50	80,98	75,75	75,61	34,49	0,004	0,043	315	2,494	0,194	0,051	0,508	0,153	1,266	0,048	1,50	vérifié
RC22-RC21	77,10	78,50	75,61	75,15	19,09	0,024	0,043	315	1,295	0,101	0,099	0,659	0,222	0,854	0,070	0,78	vérifié
RC21-RC20	76,63	77,10	75,15	73,95	25,38	0,007	0,043	315	1,541	0,120	0,083	0,618	0,202	0,952	0,064	0,92	vérifié
RC20-RC19	76,24	76,63	74,4	73,95	39,89	0,011	0,043	315	1,236	0,096	0,104	0,670	0,227	0,829	0,072	0,74	vérifié

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable.

Nous pouvons conclure que :

D'après nos calculs des débits des eaux usées et le dimensionnement de notre réseau d'assainissement que le réseau est bien vérifié et justifié les conditions d'écoulement gravitaires des eaux usées.



Chapitre VI

Les éléments

Constitutifs

Du réseau d'égout

Eléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction :

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en deux ouvrages :

- Ouvrages principaux ;
- Ouvrages annexes.

VI .1 Ouvrages principaux : ^[5]

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm) ;
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm) ;
- Les ouvrages visitables de profils particuliers ;

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. la forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- largeur importante de la tranchée ;
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour palier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau VI.I :

Tableau VI.1: diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VI.1.1 Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

VI.1.2 Matériau des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

A) Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériel pour évacuer les eaux usées industrielles.

B) Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale.



Figure VI.1 : Conduites en béton non armé.

C) Conduites en béton armé :

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- De génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose ;
- De cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres ;
- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

D) Conduites en PRV :

Le polyester renforcé de fibres de verre (PRV) est un matériau appartenant au groupe des composites. Les composites sont constitués d'une phase continue (matrice en résines thermodurcissables), et d'une phase fibreuse (fibre de verre) qui garantit les caractéristiques mécaniques.

La paroi du tuyau PRV se compose de trois couches parfaitement adhérentes l'une à l'autre, chaque couche a différentes caractéristiques et propriétés en rapport à sa fonction. Différents renforcements et résines peuvent être employés dans chaque couche.

- Matière premières : les matières premières employées pour fabriquer les tuyaux sont les suivantes:
 - ✓ Les résines : (Polyester isophtalique , Polyester orthophtalique , Vinylester)
 - ✓ Les renforcements de verre : Les renforcements de verre sont faits à partir de deux types différents de composition de verre:
 - Le verre "C" assure d'excellentes propriétés d'inertie chimique contre la corrosion chimique
 - Le verre "E" a une résistance mécanique très élevée.
 - ✓ Le sable siliceux : Le sable de silice (SiO₂) est principalement ajouté au stratifié structural afin d'augmenter l'épaisseur et donc la rigidité des tuyaux.
 - ✓ Les matières premières auxiliaires : Les matières premières auxiliaires sont des additifs utilisés dans le traitement des résines renforcées.



Figure VI.2 : Conduite en PRV.

E) Conduites en PVC:

Le tuyau en PVC s'utilise principalement pour les évacuations des eaux usées où il a supplanté le plomb.

Ces tubes sont d'un usage pratique par leur légèreté et leur relative facilité à mettre en œuvre.

Les caractéristiques du (PVC) sont:

- Matière plastifiée de synthèse polychlorure de vinyle ($\text{CH}_2\text{-CHCL}$) ;
- Imperméable ;
- Facilite du transport et du branchement ;
- Légère de poids ;
- Résistance aux gaz chimiques ;
- La longueur minimale est de 6 m ;
- Capacité hydraulique maximale
- Etanchéité
- Résistance mécanique aux chocs, à l'abrasion et à la corrosion
- Recyclable



Figure VI.3 : Conduite en PVC.

F) Conduite en matières plastique

Pour ce type nous distinguons :

- les conduites en matières thermodurcissables ;
- les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes

- Résistance aux chocs ;
- Résistance au gel ;
- Résistance à la corrosion chimique ;
- Adaptation à la déformation ;
- Facilité de pose et de transport.

VI.1.3 Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité) ;
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite ;
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises ;
- Du milieu à traverser.

Dans notre travail, nous avons opté pour les conduites en PVC, ce choix n'est pas arbitraire mais vu les avantages qu'elles présentent :

a. Propriétés mécaniques et physiques :

- Résistance à l'abrasion ;
- Résistance aux charges extérieures ;
- Résistance et réaction au feu ;
- Tenue à la pression ;
- Étanchéité.

b. Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques ;
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté ;
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés.

c. Qualités économiques :

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans ;
- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.

VI.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

A. Actions mécaniques :

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentes dans l'eau à évacuée contre les parois intérieures de la canalisation. Ces actions engendrent l'érosion des ces dernières.

B. Action statique :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations et celles des charges dues au trafic routier.

Tableau VI.2: Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119 -146
1600	130 -158
1800	133-177
2000	141 -194

C. Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

VI.1.5 Protection des conduites :

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum ;
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S). Qui est le principale facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation ;
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S ;
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton) ;
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout ;
- Le rinçage périodique des conduites.

VI.1.6 Essais des tuyaux préfabriqués :

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement ;
- Essai à l'étanchéité ;
- Essai à la corrosion.

a)-Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement ou ovalisation de la conduite. À une vitesse de chargement 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai.

b)-Essai d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

-à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures ;

-sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c) - Essai à la corrosion :

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de ph superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI.2 Ouvrages annexes :

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant du point de vue constructif que d'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout, **nous** les trouvons aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

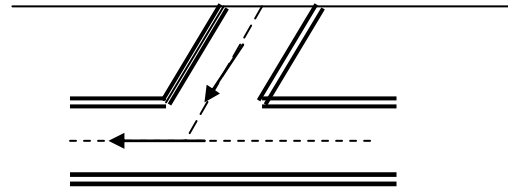
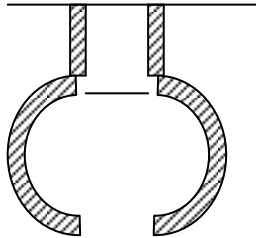
VI.2.1 Branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles.

Un branchement comprend trois parties essentielles :

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement du réseau ;

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public ;
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.



Point de raccordement avec élargissement

Point de raccordement avec inclinaison

Figure VI.4: Branchements

VI.2.2 Regards :

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

On peut avoir plusieurs types à savoir :

- **Regard de jonction** ;
- **Regard de visite** ;
- **Regard simple** : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important ;
- **Regard de chute** : Ils sont placés dans les terrains à forte pente ;

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

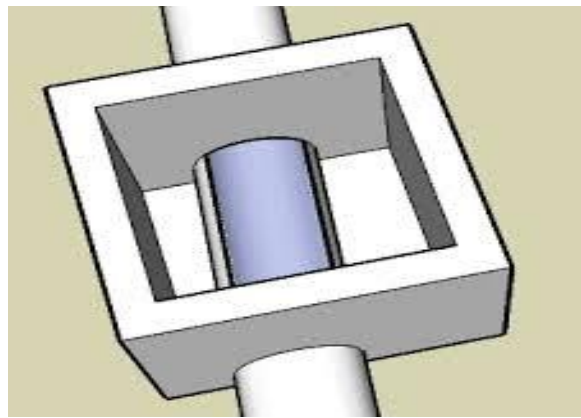
- A chaque changement de direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement pente ;
- A chaque changement de diamètre.



a) Regard de visite



b) Regard de chute



c) Regard de jonction

Figure VI.5: Différents type des regards**Conclusion :**

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites et ceci selon la forme et le matériau par le quel elles sont construites.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité de notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Les regards.
- Les conduites.
- Les branchements.



Chapitre VII

Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

Introduction :

Il ne suffit pas de bien concevoir un réseau d'assainissement mais il faut aussi savoir le gérer car il va de son futur assurer le bon fonctionnement, ainsi dans ce chapitre nous allons traiter des procédures relatives à la gestion et l'entretien des réseaux d'assainissement.

Certes que ces procédures sont en fonction de la taille du projet envisagé et des moyens financiers mis à la disposition des collectivités dans ce sens. Dans ce qui suit nous allons parler théoriquement de ce qui doit être fait car la réalité du terrain est toute autre.

Donc pour bien gérer le réseau, il faut connaître les indications ci après :

- Connaissance du réseau ;
- Surveillance du réseau ;
- Travaux d'entretien courant ;
- Travaux spécifiques ;
- Réhabilitation des réseaux ;
- La gestion informatisé du réseau ;
- L'hygiène et la sécurité.

VII.1 Connaissance du réseau :

la première condition pour une exploitation rationnelle d'un réseau d'égout est de connaître son tracé exact.

Le futur exploitant devra donc se faire remettre par le maître d'ouvrage un plan renseigné comportant l'indication du tracé, des pentes, type de matériau et des diamètres des canalisations.

VII.2 Surveillance du réseau :

La surveillance du réseau doit s'effectuée en ce qui concerne :

- La nature des effluents admis dans le réseau
- Le bon fonctionnement des diverses installations fixes

VII.2.1 Nature des effluents :

D'une manière générale le projeteur n'est admis dans le réseau d'assainissement qu'après avoir une autorisation des services concernés, pour les effluents industriels il faut avoir des installations de prétraitement en usine.

L'exploitation du réseau, devra s'assurer à cadence régulière, que ces installations sont correctement conduites et que l'effluent déversé dans le réseau est conforme aux conditions imposées.

VII.2.2 Mesure des débits :

Il est souhaitable qu'un réseau d'égout soit équipé avec des appareils de mesure de débit placés en des points judicieusement choisis afin de pouvoir détecter l'introduction d'eaux parasites ou le raccordement de branchements clandestins.

VII. 3 Travaux d'entretien courant :

VII.3.1 Curages journaliers :

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de boue et les fermentations et de pouvoir envoyer l'effluent frais à la station d'épuration, consiste en l'occurrence en l'auto curage de celle ci.

VII.3.2 Possibilité d'obturation :

Il peut y'arriver que des travaux d'entretien courant nécessitent d'obturer, provisoirement, canalisation. A cet effet, il peut être fait emploi de coussins d'étanchéités.

VII.3.3 Travaux périodiques divers :

Les travaux périodiques divers intéressants :

- Les canalisations ;
- Les bassins de dessablement.

VII.3.3.1 Canalisation :

Des nettoyages périodiques, à une cadence qui doit être déterminée dans chaque cas particulier, doivent être effectués sur les tronçons de canalisations ayant tendance à s'obstruer en dépit des curages journaliers.

Des appareils manuels ou à moteur électrique peuvent être équipés de flexibles spéciaux avec têtes d'outils diverses pour travaux de débouchage sur des canalisations de 150 mm, jusqu'à 40 m de longueur.

Pour débouchage sur porte de 40 m de canalisations jusqu'à 250 mm de diamètre, il existe des déboucheurs à pression pneumatique.

Divers types d'hydro-cureuses autorisant un débit de 30 l/mn sous une pression de 40bars jusqu'à 90l/mn sous 100 bars, permettent le curage de canalisations atteignant 600 mm de diamètre.

VII.3.3.2 Bassins de dessablement :

Les sables et vases qui se rassemblent dans les bassins de dessablement construits à cet effet, mais aussi parfois en certains points du réseau, doivent être enlevés périodiquement à une cadence à fixer dans chaque cas particulier.

Cet enlèvement peut s'effectuer manuellement mais il existe des véhicules spécialisés où les dépôts sont aspirés dans une citerne dans laquelle il a été créé un vide partiel, un dispositif permet le débouchage éventuel du conduit d'aspiration.

VII.4 Travaux spécifiques :

Les travaux spécifiques relatifs aux réseaux d'assainissement mentionnés ci-après se rapportent :

- à leur désodorisation ;
- à la détection des eaux parasites ;
- à leur réhabilitation.

VII.4.1 Désodorisation :

Les eaux d'égout du fait même de leur composition constituent un milieu favorable au développement bactérien, ce dernier étant du type soit aérobie (avec présence d'oxygène dissous) soit anaérobie (absence d'oxygène dissous).

La fermentation anaérobie est une cause de dégagement de mauvaises odeurs (hydrogène sulfuré) et de corrosion (action de l'acide sulfurique formé par l'oxygène biochimique des sulfures avec l'oxygène atmosphérique).

Or, dans le cas de canalisations sous pression, celle-ci sont le siège de fermentations anaérobies, lors de la remise en contact des effluents avec l'atmosphère, il peut y avoir des émanations importantes d'hydrogène sulfuré engendrant une nuisance importante.

Cette nuisance peut être palliée en maintenant une certaine teneur en oxygène pur dans les eaux usées le point d'injection se situant en amont de la station de refoulement.

VII.4.2 Détection des eaux parasites :

Les principales méthodes de détection des eaux parasites peuvent se classer comme suit :

- Visites de terrains et mesures instantanées ;
- Mesures en continu ;
- Control par dispositif fumigène ;
- Control par injection de colorant ;
- Inspection télévisée

VII.4.2.1 Visite de terrains et mesures instantanées :

Une enquête sur le terrain peut permettre la recherche des apports extérieurs : sources, fossés etc.... éventuellement une solution de colorant peut être déversée dans tous les points suspects. Une enquête auprès des riverains peut être fructueuse. Une autre manière de procéder consiste en la mesure de paramètres physicochimiques tels que la conductibilité, fonction de la teneur en sels dissous, ou la teneur en sels ammoniacaux, fonction de la pollution organique.

VII.4.2.2 Mesures en continu :

La connaissance des débits transités par un réseau d'égout est une mesure qui apparaît de plus en plus utile en tête des ouvrages importants : station de relevage, station d'épuration .Des renseignements peuvent être recueillis sur le réseau lui-même : infiltrations de nappes, branchements clandestins, etc.

VII.4.2.3 Control par dispositif fumigène :

Par cette méthode il est possible de détecter les raccordements non conformes de branchements d'eaux pluviales dans le réseau des eaux usées en système séparatif. A cet effet on isole un tronçon de canalisation et après y avoir insufflé de la fumée on repère les points éventuels de réapparition de celle-ci et ce tant dans le domaine privé que dans le domaine public.

VII.4.2.4 Contrôle par injection de colorant :

Cette méthode permet de vérifier la conformité ou non conformité de branchements d'assainissement dans les cas de rejets :

- d'eaux pluviales dans le réseau d'eaux usées en système séparatif ;
- d'eaux usées dans le réseau d'eaux pluviales, également en système séparatif ;
- d'eaux usées non conformes dans le réseau d'eaux usées

VII.4.2.5 Inspection télévisée :

L'inspection d'un réseau s'effectue section par section entre deux regards de visite. L'équipement comprend une camera étanche transistorisée susceptible de se déplacer dans la canalisation de 150 mm à 900 mm de diamètre et munie en tête d'un dispositif d'éclairage. Des treuils permettent la traction de la camera ainsi que son retour en cas d'obstacle infranchissable. Elle est également reliée par câble à l'écran et au groupe de contrôle placé à l'intérieur de la camionnette laboratoire.

VII.5 Réhabilitation des réseaux :

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est à envisager lorsque les perturbations du fonctionnement du réseau ou bien les dommages causés à l'environnement sont inacceptables

Jusqu'à un passé récent la réhabilitation d'un tronçon détérioré s'effectuait par le remplacement de la canalisation. Le coût et la gêne causés ont contribué au développement de nouvelles techniques parmi lesquelles:

- Le fraisage des obstacles intérieurs ;
- L'injection de produits comatants,
- Le tubage intérieur ;
- Le gainage intérieur.

VII.5.1 Fraisage des obstacles intérieurs :

Cette opération s'adresse en particulier aux racines qui s'introduisent dans la canalisation. L'appareil est constitué par un moteur hydromécanique, à partir d'un camion équipé à cet effet auquel il est relié par un câble passant par un regard, et qui entraîne un porte-outil circulaire adopté au diamètre de la canalisation, sur lequel sont fixés différents types d'outil.

VII.5.2 Injection de produits comatants :

Cette méthode consiste :

- à repérer l'infiltration à l'aide d'une camera ;
- à positionner à l'aide de la camera l'outil de réparation ;
- à injecter à basse pression une solution de résine acrylique de l'intérieur vers l'extérieur.

VII.5.3 Tubage intérieur :

Cette technique consiste à chemiser la partie de canalisation en mauvais état par un tuyau formé d'éléments assemblés au fur à mesure de leur introduction à partir d'un regard ou d'un puits d'accès. Selon la nature du tuyau l'assemblage des divers éléments s'effectue, par collage, par thermosoudage, par emboîtement à vis ou à joint caoutchouc.

VII.5.4 Gainage intérieur :

Les sont préparées en atelier à partir de feutres polyester contrecollés sur une pellicule de polyéthane ou de PVC, les épaisseurs variant de 3 mm à 20 mm en fonction de diamètre.

Après travaux préliminaires éventuels pour le nettoyage de la canalisation, la gaine y est introduite à partir d'un regard par la méthode d'inversion (Retournement de la gaine sur elle-même) grâce à une cheminée d'inversion, le retournement de la gaine à l'intérieur du tronçon à réparer est obtenu grâce au poids de l'eau contenue dans la cheminée.

VII.6 Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau.

Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse, ... etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatiques ou semi-automatiques à distance.

VII.7 Hygiène et sécurité :

Une attention toute particulière doit être portée aux conditions d'hygiène et de sécurité applicables aux agents travaillant à l'entretien des réseaux d'assainissements, c'est-à-dire une surveillance médicale spéciale du personnel.

VII.8 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau

La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ... etc. Le but de cette opération est de dégager tout fonctionnement incorrect du réseau qu'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau est terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage de tous les regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion

En Algérie, la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante ; c'est l'absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels. Jusqu'à présent, on procède uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage ; il s'agit donc essentiellement d'opérations de nettoyage.

Cette maintenance est effectuée pour les réseaux visitables par des grandes entreprises, par contre pour les réseaux non visitables, c'est l'A.P.C qui s'en charge des travaux d'entretiens.

Durant les dernières décennies, l'investissement a représenté l'effort principal des collectivités locales. L'entretien et la conservation des patrimoines, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possibles, c'est-à-dire des économies en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majore le coût de restauration.

Conclusion générale

L'assainissement dans le milieu rural est devenu parmi les activités municipales prioritaires, vu l'accroissement de l'alimentation en eau potable ces dernières années de l'alimentation dans les zones rurales.

Bien entendu, les communes rurales sont très dispersées et présentent une grande hétérogénéité (suivant les régions) qui conduit à constater que l'aboutissement à ces objectifs constitue un problème préoccupant à l'échelle nationale. L'agglomération de Robbah est parmi les zones rurales qui se situent dans la région de Souf (Wilaya d'El Oued).

Dans notre étude, nous avons diagnostiqué un réseau d'évacuation d'eaux usées. Notre choix s'est penché sur un système unitaire et un schéma par déplacement radial.

La topographie constitue une contrainte très importante, d'où l'étude a permis de dégager le tracé d'une seule variante. Cette dernière comporte un intercepteur et des collecteurs principaux, ainsi des stations de relevage pour assurer le refoulement des eaux usées hors l'agglomération.

Pour les éléments du réseau d'égout, nous avons mis des regards de visite, des regards de jonction, mais les regards de chute ne sont pas utilisés car la pente n'est pas trop importante. On constate un manque de bouches d'égout dû à l'absence d'aménagement dans la zone d'étude qui nous a permis.

L'objectif principale de notre projet, est de diagnostiquer et de dimensionner le réseau d'assainissement de la ville de Robbah qui collecte et véhicule toutes les eaux usées vers la station de traitement afin d'éviter la surcharge de la nappe phréatique du point de vue le problème de la remonte du niveau statique de la nappe superficielle en même temps de protéger les eaux souterraines contre la pollution.

Dans notre étude on n'a pas calculé les eaux pluviales car la nature de notre région (faible de précipitation) et l'absence d'aménagement dans notre zone d'étude par conséquent le ruissellement est très faible.

Finalement, suivant les résultats de calcul obtenu, on conclue que les caractéristiques hydrauliques du réseau opté sont vérifiées, du point de vue (vitesse auto curage, vitesse d'écoulement, les pentes.....).

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **GUERREE. H, GOMELLA. C** « les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales, EYROLLES, Paris.1982.
- [2] **AZZAZ RAHMANI. F**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, conception et gestion des réseaux d'assainissement de la ville de Theneit el had (w. Tissemsilt),ENSH 2007.
- [3] **FRANÇOIS G, BRIERE**, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [4] **GOMELLA, C., GUERREE, H** « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), EYROLLES, Paris, 1986.
- [5] **SALAH, B.**, « polycope d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA. 1993.
- [6] **BOURAI. S**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de FOUKA (W.TIPAZA) ENSH 2005.
- [7] **DERNOUNI.F**. Cours d'assainissement, 4^{ème} année, ENSH2006.
-