

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère De L'enseignement Supérieur Et De La Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

THEME

**DIAGNOSTIC ET REHABILITATION D'UN
RESEAU ASSAINISSEMENT**

(Application de la ville Ain Oulmene)

Proposé et dirigé par :

Pr. N. DECHEMI

Etudié Par :

M. A. ASSILA

Promotion : juin 2008

ENP 10, Avenue Hassen Badi, BP.186 El Harrach, ALGER

Remerciements

Je remercie tout d'abord **ALLAH** le tout puissant de m'avoir donné le courage de surmonter les moments les plus difficiles de ma vie et la volonté de mener à terme ce travail.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas dieu ».

Les premiers gens qui méritent le grand remerciement sont mes parents qui m'ont fourni pendant toute ma vie et durant mes études tout ce que j'avais besoin et ils m'ont rien manqué. Je pris ALLAH de les protéger.

Je tien à exprimer mes vifs remerciements au Pr N.DECHEMI pour son suivi, ses précieux conseils et orientations qui m'ont été d'une grande utilité tout au long de ce travail.

Je remercie les membres de jurys pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail en acceptant de l'examiner.

Je remercie tous les enseignants de l'ENP pour le savoir qu'ils m'ont transmis.

Je remercie toute personne ayant à divers titres contribué à faire avancer ce travail.

Je profite aussi de cette occasion solennelle pour adresser mes remerciements à toute **ma famille** qui m'a toujours encouragé et soutenu tout au long des années de cette étude.

Je remercie enfin tous ceux qui n'ont pas été cités dans ces quelques lignes et qui ont contribué de près ou de loin par leur aide au bon déroulement de ce travail.

ملخص

يتمحور بحثنا في هذه المذكرة على تشخيص الحالة التي آلت إليها شبكة صرف المياه الخاصة بدائرة عين ولمان ولاية سطيف تشخيصا دقيقا وإعطاء حلول لإعادة التهيئة لهذه الشبكة مع إنشاء برنامج إعلامي بلغة « MATLAB » يقوم بالحسابات اللازمة والكشف عن الحالة التي تؤول إليها الشبكة عند تغير نسبة الأمطار وهذا دون نسيان حساب أبعاد محطة التطهير.

الكلمات المفتاحية: شبكة، تشخيص، إعادة التهيئة، محطة تطهير.

Résumé

Ce travail a pour but de faire un diagnostic détaillé du réseau des eaux usées de Ain Oulmene wilaya de Setif, après nous donnons quelques solutions qui mènent à réhabiliter le réseau on établit un modèle numérique a l'aide de « MATLAB » qui calcule et détecte l'état du réseau en cas de changement de l'intensité, sans oublier le calcul de dimensionnement de la station d'épuration.

Mots clés : Réseau, diagnostic, réhabilitation, station d'épuration.

Abstract

This work with for goal to make a detailed diagnosis of the network of worn water of Ain Oulmene wilaya of Setif, after we let us give some solutions which carry out to rehabilitate the network one to establish a digital model using "MATLAB" which calculates and detects the state of the network in the event of change of the intensity, without forgetting calculates it dimensioning of station of purification.

Key words: Network, diagnosis, rehabilitation, station of purification.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE I

Introduction	2
1.Présentation de la ville.....	2
1.1.Situation géographique.....	2
1.2. Population.....	4
1.3. Développement projeté.....	5
2.Conclusion.....	7

CHAPITRE II

Introduction.....	8
II.1.Objectif de l'étude de diagnostic.....	9
II.2.Les phases d'une étude de diagnostic.....	9
II.2.1.Le prédiagnostic.....	9
II.2.2.Reconnaissance approfondie.....	9
II.2.3.Etude fonctionnelles des bassins versant élémentaire.....	9
II.2.4.Conception de la nouvelle structure d'assainissement.....	10
II.2.5.Conclusion et permanence du processus d'étude.....	10
II.3.Présentation du réseau d'assainissement en place.....	10
II.3.1.Structure du réseau d'assainissement actuel.....	10
II.3.1.1.Sous bassin versant n°1.....	12
II.3.1.1.1.Collecteur primaire.....	12
II.3.1.1.2.Collecteurs secondaires.....	12
II.3.1.1.3.Réseau tertiaire.....	13
II.3.1.2.Bassin versant n°2.....	13
II.3.1.2.1.Collecteur primaire c2.....	13
II.3.1.2.2.Collecteur secondaires.....	13
II.3.1.2.3.Réseaux tertiaires.....	14
II.3.1.3.Bassin versant n°3.....	14
II.3.1.3.1.Collecteur primaire c3.....	14
II.3.1.3.2.Réseaux secondaires.....	15
II.3.1.3.3.Réseaux tertiaires.....	17
II.3.1.4.bassin versant n°4.....	18
II.3.1.4.1.Collecteur primaire.....	18
II.3.1.5.Bassin versant n°5.....	18
II.3.2.Récapitulation des rejets constatent.....	18
II.3.3.Critique du réseau.....	20
Conclusion.....	22

CHAPITRE III

III.1.Principes du schéma directeur.....	23
III.2. Objectives du schéma directeur.....	23

III.3.Description du schéma d'assainissement projeté.....	24
1. Collecteurs primaires.....	24
2. Collecteurs secondaires.....	26
A) Collecteurs secondaires se raccordant au collecteur C1.....	26
B) Collecteurs secondaires se raccordant au collecteur primaire C2.....	28

CHAPITRE IV

Introduction.....	31
IV.1.Situation démographique.....	31
IV.2.Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement.....	31
1. Système unitaire.....	31
2. Système séparatif.....	31
3. Système pseudo- séparatif.....	32
IV.3.Choix du système d'évacuation.....	35
Conclusion.....	35
IV.4.Différents schémas d'évacuation.....	35
IV.4.1.Schéma perpendiculaire.....	35
IV.4.2.Schéma par déplacement latéral.....	35
IV.4.3.Schéma de collecteur par zones étagées.....	35
IV.4.4.Schéma radial.....	36
IV.4.5.Schéma à collecte transversale oblique.....	36
Conclusion.....	36
IV.6.Choix du découpage des sous bassins.....	37
IV.7.Principe du tracé du réseau.....	37
IV.8.Evaluation du coefficient de ruissellement.....	37
IV.8.1.Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation.....	38
IV.8.2.Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.....	38
IV.8.3.Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	38
IV.8.4.Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	39

CHAPITRE V

Introduction.....	42
V.1.Organisation de l'entretien des réseaux.....	42
V.2.Surveillance des réseaux d'assainissement.....	42
V.3.Les moyens d'exploitation.....	43
V.3.1.Enlèvement des dépôts.....	43
V.3.2.Détection des eaux parasites.....	43
V.3.3.Entretien des joints.....	43
V.3.4.Entretien du réseau par L'ITV.....	43
V.3.5.Travaux spécifiques.....	46
1. Désodorisation.....	46
2. Lutte contre la corrosion de l'H ₂ S.....	46
V.4.Exploitation du réseau.....	46
V.4.1.Technique d'exploitation du réseau.....	47
V.4.1.1.Curage mécanique des égouts visitables.....	47
V.4.1.2.Curage des égouts non visitables.....	47

V.5.Réhabilitation du réseau.....	49
V.5.1.Le fraisage des obstacles.....	49
V.5.2.L'injection des produits colmatant.....	50
V.5.3.Le tubage intérieur.....	50
V.5.4.Le gainage intérieur.....	50
V.5.5.Le chemisage extérieur.....	50
V.6.Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée.....	50
V.6.1.Risque liés au gaz toxiques.....	50
V.7.Maladies liées à l'eau usée.....	51
V.8.Gestion informatique du réseau.....	51
V.9.recommandation pour la gestion et l'exploitation de notre réseau.....	51
Conclusionv.....	52

CHAPITRE VI

Introduction.....	53
VI.1.Calcul des débits et des charges polluantes.....	53
VI.1.1.Calcul des débits.....	53
a- le débit journalier.....	54
b -débit moyen horaire.....	54
c- le débit de pointe en temps sec.....	54
d-le débit diurne.....	54
VI.1.2.calcul des charges polluantes.....	55
VI.2. ouvrages de prétraitement.....	56
VI.2.1. Le dégrillage.....	56
VI.2.2.le dessableur.....	57
VI.3.Ouvrage du traitement primaire : le décanteur.....	58
VI.3.1. Dimensionnement.....	58
VI.3.2.Calcul des charges polluantes.....	59
VI.4.Ouvrage du traitement secondaire.....	59
VI.4.1. Dimensionnement du bassin d'aération.....	59
VI.4.2.Besoins en oxygène.....	62
VI.4.3.Clarificateur.....	64
CONCLUSION GENERALE.....	68

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Annexe

INTRODUCTION GENERALE

Un réseau d'assainissement doit assurer le transfert de l'effluent dans les meilleures conditions jusqu'au point de traitement sans porter atteinte à la santé et à la sécurité des habitants. Atteindre cet objectif exige la maîtrise de plusieurs paramètres :

- Evaluer la quantité d'eau à évacuer et à traiter afin de dimensionner les différents composants du réseau et prévoir, si besoin, un système de rétention à restitution différée ;
- Evaluer le degré de pollution des eaux de ruissellement, des eaux domestiques et industrielles, ces dernières pouvant nécessiter un traitement spécifique à la source ;
- Connaître le fonctionnement des différents dispositifs de collecte et de traitement ;
- Déterminer la quantité des rejets dans le milieu récepteur.

Diagnostic des systèmes d'assainissement :

C'est une étude destinée à établir un bilan aussi complet que possible de l'état structurel et de l'état de fonctionnement des **réseaux d'assainissement**.

Notre travail consiste à faire un diagnostic et une réhabilitation sur le réseau d'assainissement de la ville d'Ain Oulmene, en établissent un modèle numérique qui fait le dimensionnement et détecte les points noirs – les tronçons inondés – pour toutes les intensités qui sont supérieures à l'intensité du dimensionnement, et calcule le cout final du projet, à la fin nous terminons par le dimensionnement de la station d'épuration correspondante.

Introduction

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- Les données naturelles du site ;
- Les données relatives à l'agglomération ;
- Les données relatives au développement futur de l'agglomération ;
- Les données propres à l'assainissement.

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du diagnostic et de l'extension du réseau d'assainissement de la ville d'Ain Oulemen.

1.Présentation de la ville

1.1.Situation géographique

La ville d'AIN OULEMENE est située au sud de la wilaya de SÉTIF, à environ 33km du chef lieu de wilaya.

La commune d'Ain Oulemene est limitée :

- Au nord par les communes de GUELLAL et KSAR EL ABTAL.
- A L'Est par les communes de BIR HADADA.
- A L'Oust les communes de OULED SI AHMED.
- Au Sud par les communes de SALAH BAY.

Tableau I.1 : l'intensité de la ville

Période de retour	2	5	10	20	50	100	1000
Durée de la pluie							
6	202,7	286,7	343,3	399,3	472,5	528,7	724
15	103,8	146,9	176,1	204,5	242	270,8	370,9
30	62,6	88,5	106,2	123,3	145,9	163,3	223,6
1	37,7	53,4	64	74,3	87,9	98,4	134,8
2	22,7	32,2	38,6	44,8	53	59,3	81,2

Source A.N.R.H

1.2. Population

Le scénario démographique projeté par le PDAU consiste à :

- Adopter un taux de croissance pour le court terme (soit jusqu'à l'an 2007) de 3.15%, soit en extrapolant le taux observé entre 1998 et 2002.
- Considérer un taux de croissance de 2.8% pour le moyen terme (soit jusqu'à l'an 2012).
- Projeter un taux de croissance de 2.47% entre l'an 2012 et l'an 2030 (long terme).

Les tableaux qui suivent récapitulent le scénario démographique projeté.

Tableau I.2 Développement démographique constate

ANNEES	TAUX DE CROISSANCE %
1987-1998	5.025
1998-2002	3.15
2002-2007	3.15

Tableau I.3 Scénario démographique projeté

ANNEES	TAUX DE CROISSANCE %
2007-2012	2.8
2012-2030	2.47

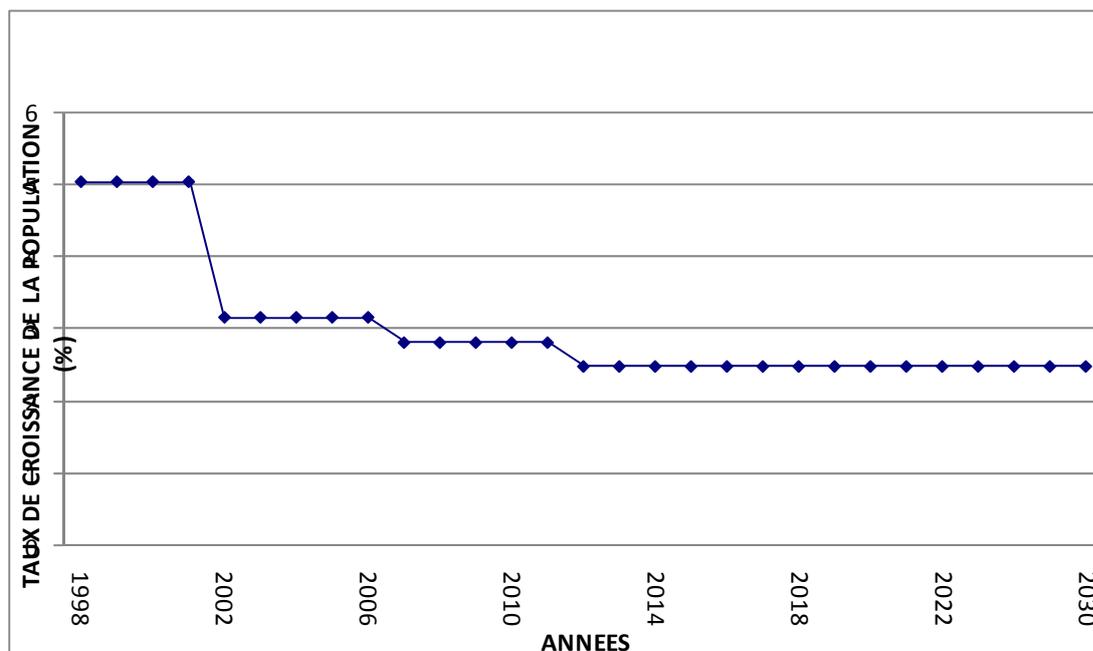


Figure I.2 Scénario de progression du taux de croissance démographique de la ville Ain Oulmene (selon le PDAE)

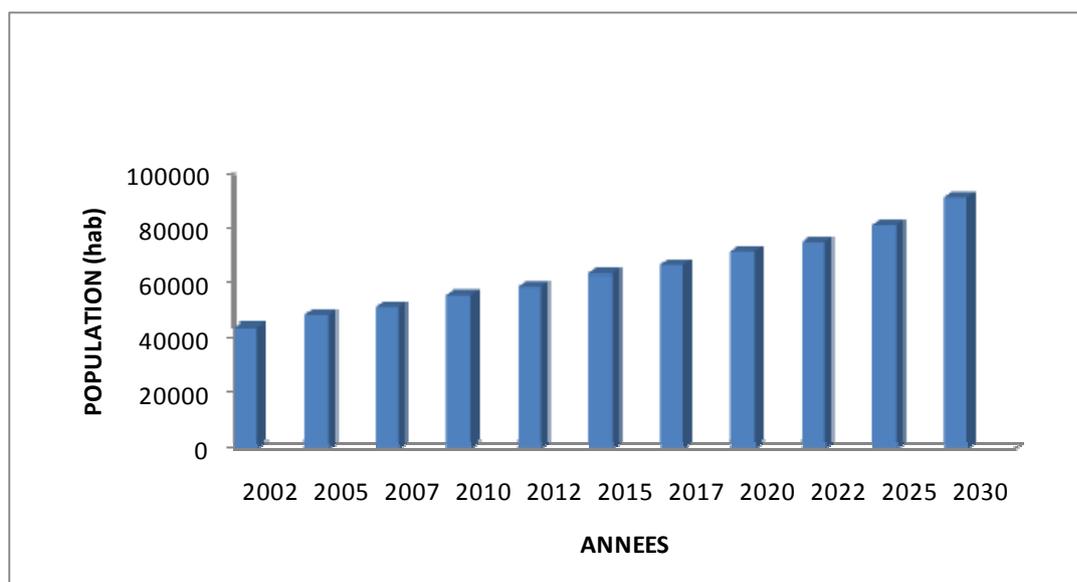


Figure I.3 évolution projetée de la population [1]

1.3. Développement projeté

Le développement projeté par le PDAU consiste principalement à :

- L'extension de la zone d'activité;
- L'urbanisation des poches vides à l'intérieur du tissu urbain;
- La réalisation d'un grand nombre d'équipements non disponibles actuellement;

- L'extension d'un tissu actuel au sud Est de la ville sur une superficie de 62.59 ha.
- L'extension au Nord Ouest sur une superficie de 42.48 ha ;
- La densification du quartier CHARCHOURA.

Le périmètre urbain actuel a été divisé par le **PDAU** en 13 zones homogènes.

Tableau I.4 Identification des zones urbaines homogènes [1]

Unités	Surface nette ha	Population	Densité hab/ha
1	14.19	1892	133
2	37.90	10956	289
3	14.02	2011	143
4	14.64	2732	186
5	23.93	5382	225
6	26.14	2455	94
7	34.62	725	21
8	24.41	915	38
9	31.96	6794	213
10	12.30	773	63
11	16.24	4273	262
TOTAL	250.14	39960	156

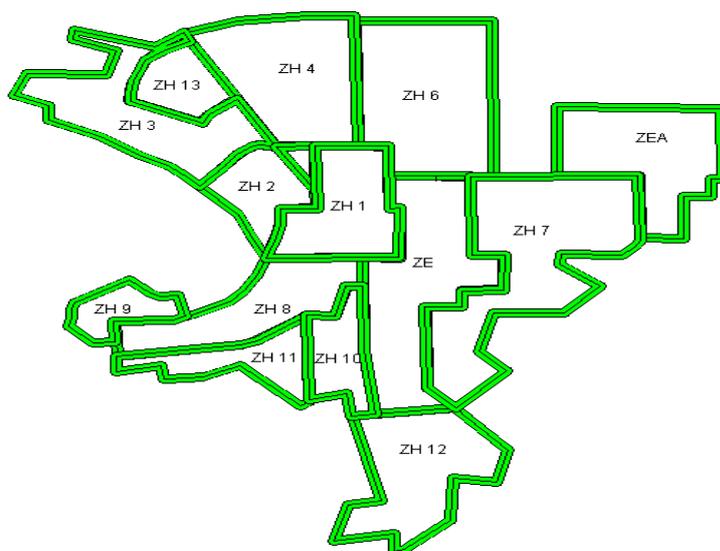


Figure I.4 Le plan des zones urbaines homogènes

2. Conclusion

Après l'achèvement de la définition des données concernant notre ville du point de vue de la topographie, climatologie, assainissement, population ainsi que l'urbanisation et les zones d'extension, nous procédons à la phase de diagnostic du réseau d'assainissement existant ainsi que l'expertise du sol des zones d'extension de la ville de Ain Oulemen.

Introduction

Le diagnostic est l'ensemble des mesures prises pour réhabiliter ou améliorer la performance d'un réseau d'assainissement.

En quelques années de fonctionnement, les réseaux d'assainissement commencent à avoir des dysfonctionnements résultant de la combinaison d'une série de facteurs qui sont :

- Rétrécissement des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts ;
- Corrosion des parois internes des conduites par certains gaz comme l' H_2S ;
- 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 d'entretien et de nettoyage des collecteurs ;
- La mauvaise qualité des bétons et des produits de revêtements intérieurs des collecteurs dû à leur âge avancées d'une part et à l'éventualité du non respect des normes de dosage des agrégats lors de leur mise en œuvre d'autre part ;
- La variation des contraintes statiques et dynamique exercées sur la structure (glissement de terrain, terrassement près des réseaux principaux, tel que remblais non prévu provoquant des surcharges sur la conduite ;
- La mauvaise évaluation des poussées latérales ou axiales des sols et des surcharges ponctuelles lors de la réalisation. [2]

II.1.Objectif de l'étude de diagnostic

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le bon fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement.

- augmenter le rendement du réseau ;
- améliorer la fiabilité du réseau ;
- prolonger la durée de vie des canalisations ;
- assurer une bonne gestion et entretien futur.

II.2.Les phases d'une étude de diagnostic

Avant de commencer le diagnostic il faut en premier lieu faire la collecte des données et des informations relatives au réseau actuel.

Les données à recueillir sont :

- a) Données relatives à la collecte :
 - ✓ nombre d'habitants et leur consommation en eau potable
 - ✓ la surface totale drainées et leur caractéristique : intensité de pluie, pente.
- b) données relatives au réseau et ces ouvrages annexes
 - ✓ collecteur, station de relevage, déversoir d'orage, bassin de retenue...
- c) données relatives au traitement :
 - ✓ Bilans de traitement
 - ✓ Etat de fonctionnement de l'ouvrage de traitement
- d) Données relatives au milieu récepteur :
 - ✓ Qualité actuelle

Après le recueil des données on distingue cinq phases de diagnostic

II.2.1.Le pré diagnostic

Dans la phase initiale, et après le recueil des données, un examen préalable du réseau ainsi que des ouvrages annexes est nécessaire pour établir une préconisation des travaux à adopter pour améliorer les caractéristiques du réseau et à remédier aux différentes détériorations et insuffisances constatées.[2]

II.2.2.Reconnaissance approfondie

La deuxième phase consiste à faire une reconnaissance approfondie et détaillée des réseaux et des ouvrages annexes ce qui permet de :

- ❖ Quantifier les fuites de pollution dans les milieux récepteurs et l'étude de l'impact de rejet sur la nappe d'eau environnante ;
- ❖ Détecter les apports des eaux parasites ;
- ❖ Rechercher l'origine d'éventuelle pollution toxique d'origine industrielle, des graisses et des métaux lourds ;
- ❖ Vérification de la présence de l' H_2S aux débouchées des conduites de refoulement, car la libération de ce gaz provoque une oxydation et une fermentation de l' H_2SO_4 qui provoque à son tour une attaque des matériaux constituant les ouvrages d'assainissement.

II.2.3.Etude fonctionnelles des bassins versant élémentaire

Cette phase permet de localiser les tronçons suspects .elle comporte à priori une représentation des espaces et des réseaux à partir des outils qui conduisent au découpage en

sous bassins élémentaire ou secteurs de desserte homogènes ou sous secteurs d'activités qui compte tenue de l'importance de la superficie et du linéaire du réseau

II.2.4. Conception de la nouvelle structure d'assainissement

La quatrième phase comprend des dispositions de réhabilitation, de restructuration et d'extension. Autre dispositions particulières sont à étudier tel que les rétentions de pollution le traitement spécifique aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire et les rejets de station d'épuration.

II.2.5. Conclusion et permanence du processus d'étude

En résumé le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement, à étudier précisément le fonctionnement et dysfonctionnement pour concevoir la solution d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

II.3. Présentation du réseau d'assainissement en place

II.3.1. Structure du réseau d'assainissement actuel

Le réseau d'assainissement en place est du type unitaire à l'exception de la Z.H.U.N qui présente un réseau séparatif.

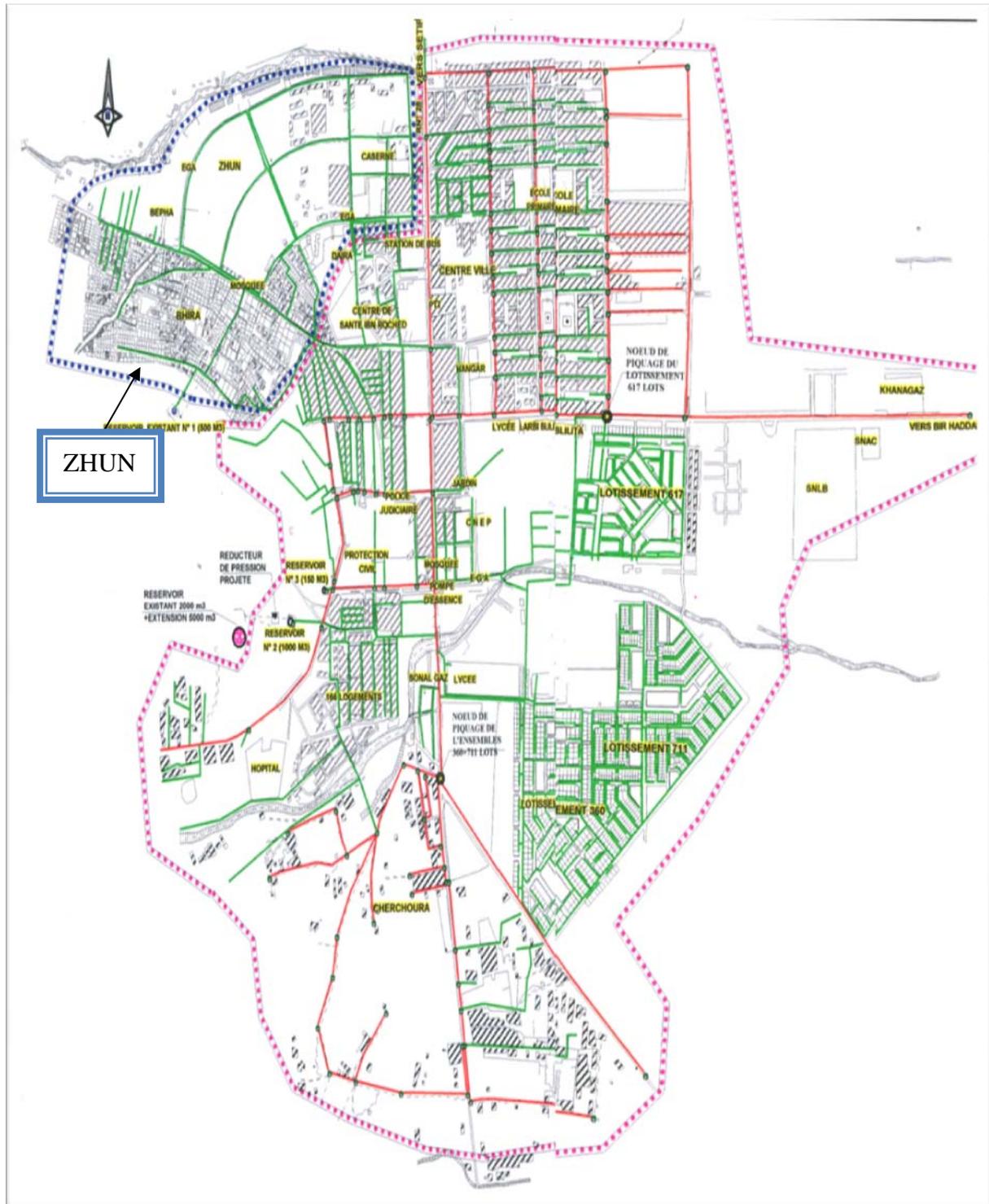


Figure II.1. le plan de réseau actuel [1]

Il s'articule autour de cinq bassins versants identifiés selon les collecteurs primaires et leurs rejets.

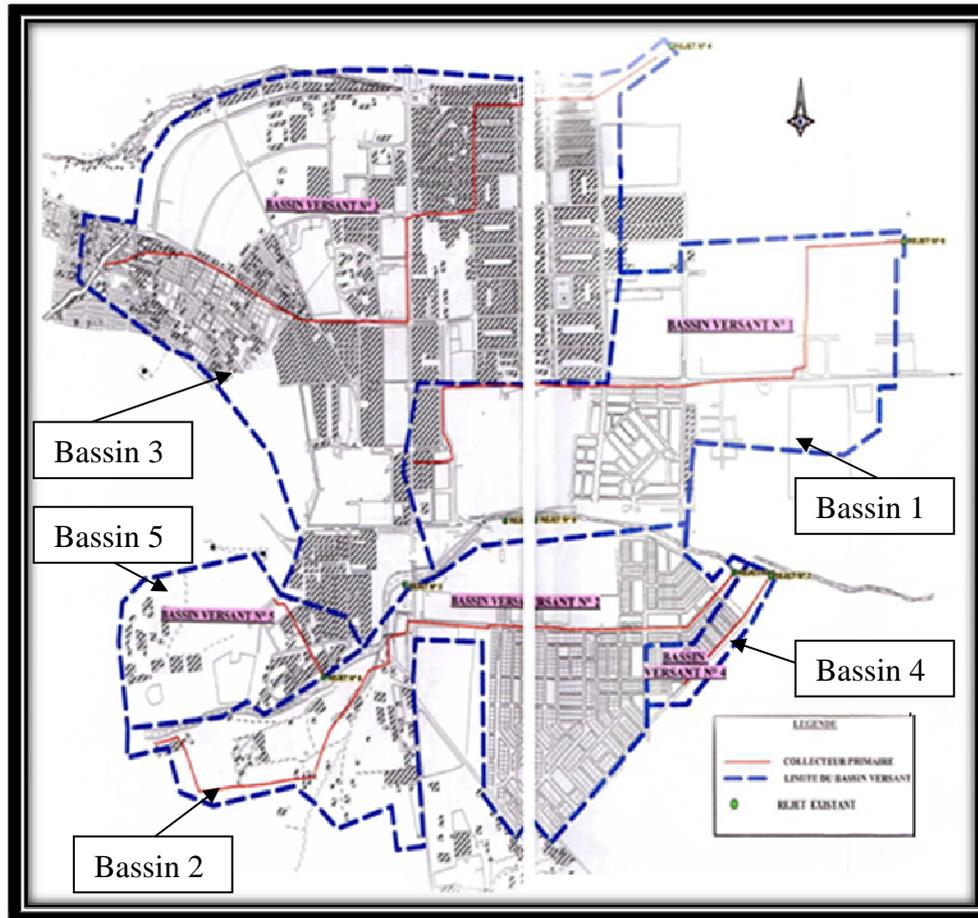


Figure II.2. Les bassins versants de la ville

II.3.1.1. Sous bassin versant n°1

II.3.1.1.1. Collecteur primaire

Il s'agit d'un collecteur qui rejette au moyen d'une galerie de (1,0*1,0 m) dans une tranchée au niveau de l'usine de calcaire.

Le collecteur présente un diamètre qui change au fur et à mesure qu'on avance vers le rejet (de Ø400, puis à Ø 600 et enfin en galerie de 1,0*1,0 m)

Mise à part le petit tronçon de la galerie qui est bon état, le reste du collecteur soit environ 85% de son linéaire est en mauvais état, l'écoulement est faible.

II.3.1.1.2. Collecteurs secondaires

Cinq collecteurs secondaires se raccordent au collecteur primaire cité ci dessus :

Le premier collecteur résulte de l'assainissement de la zone d'activité, son diamètre est en Ø 800 au niveau du raccordement.

Le deuxième et le troisième collecteurs secondaires (Ø 400) appartiennent au réseau d'assainissement du lotissement 617 lots.

Deux autres collecteurs secondaires se raccordent au collecteur primaire juste à ses débuts soit au centre ville en Ø 400.

Les cinq collecteurs secondaires se trouvent en bon état.

II.3.1.1.3.Réseau tertiaire

Il s'agit du réseau tertiaire qui collecte le lotissement 617 lots, il présente un bon état dans l'ensemble, Les diamètres des collecteurs ne dépassent pas Ø400mm

II.3.1.2.Bassin versant n°2

II.3.1.2.1.Collecteur primaire c2

C'est un important collecteur primaire qui draine le sud de la ville de l'ouest vers l'Est, il prend naissance au niveau du quartier non structuré de CHERCHERA , sur la rive droite de l'OUED OURMI empruntant une piste pour se diriger vers l'intersection de l'oued avec la RN28 collectant les rejets d'un certains nombre d'équipements éducatifs (technicum, CFPA,CEM BARKAT ABAS, lysée) puis aboutit au niveau du lotissement 711 lots et ramasse presque la totalité des rejets domestiques et pluviales de ce dernier avant de rejeter dans l'oued OURMI (Rejet N°2) .

Ce collecteur débute en Ø 400 puis passe en Ø600, les eaux pluviales sont déchargées dans l'oued OURMI sans déversoir d'orage constaté mais juste avec un ouvrage de départ vers l'oued (entonnement).

La suite du collecteur à démarre en Ø 300mm et augmente progressivement jusqu' à atteindre Ø 1000 mm au niveau du rejet.

Ce collecteur présente un bon état dans l'ensemble mis à part un tronçon dont les tampons des regards ne sont pas visibles (recouverts par l'asphaltage répétitif de la voirie,)

II.3.1.2.2.Collecteurs secondaires

Le réseau secondaire se raccordant au collecteur primaire est constitué de 11 collecteurs, mais à par le collecteur qui a été réalisée récemment est situé sur la rive droite de Oued Ourmi à l'ouest de la ville est qui n'est pas raccordé au réseau actuel, et qui commence par un diamètre Ø 600 pour augmenter progressivement et atteindre Ø 1000 mm au niveau de raccordement au collecteur primaire.

Tout les autres collecteurs secondaires, sont situés dans le lotissement 711 lots et assurant la collecteur des rejets des eaux usées et l'évacuation des eaux pluviales de ce lotissement, ces collecteurs sont un état appréciable.

Le récent collecteur secondaire C2-2 commence par un diamètre \varnothing 600 pour augmenter progressivement et atteindre \varnothing 1000 mm au niveau de raccordement au collecteur C2.

II.3.1.2.3. Réseaux tertiaires

Le réseau tertiaire des bassins N°2 est constitué uniquement de l'ossature tertiaire de lotissement 711 lots et qui est bon état.



Figure II.3. Le réseau tertiaire de lotissement 711 lots

II.3.1.3. Bassin versant n°3

II.3.1.3.1. Collecteur primaire c3

Il s'agit d'un ancien et plus important collecteur primaire et unitaire qui prend naissance au Nord Ouest de la ville et plus précisément au niveau du quartier EL BEIRA et aboutit au Nord Est au niveau d'un bassin de décantation (REJET N°4).

L'importance de ce collecteur réside dans la superficie drainée (plus de la moitié de la ville, Nord Est et Nord Ouest).

A l'exception de deux petits tronçons qui sont récent, presque la totalité du collecteur date des années 1970.

Ce collecteur reçoit sur son tracer 33 raccordement de collecteur secondaire drainant sur tout le centre ville.

L'examen des diamètres de ce collecteur montre qu'on peut le partager en quatre tronçons.

Tronçon N°1 : il est situé à l'intérieure du quartier EL BEIRA le diamètre est en Ø 300 en amont et Ø 400 à l'aval.

Les regards de ce tronçon ne sont pas visibles, le terrain est rocheux.

Tronçon N°2 : il est situé entre la sortie d'EL BEIRA et la station de BUS SNTV, et il est complètement en Ø1000 mm.

La plupart des regards ouverts lots de la reconnaissance montre un état satisfaisant.

Tronçon N°3 : il est situé entre la station de BUS SNTV et le début du quartier 583logts au centre ville, juste après la traversée de la RN28, et il est en Ø 500 mm et se trouve dans un très mauvais état, la plupart des regards sont bouchés et l'écoulement est nul.

Tronçon N° 4 : il est situé entre le début du quartier 583 logts au centre ville et l'exutoire (rejet N4, Bassin de décantation), et il est en Ø 1000 mm, son état est juste moyen, la génératrice supérieure du collecteur est apparente (il n'est pas complètement enterré).

II.3.1.3.2.Réseaux secondaires

Il a été identifié 33 collecteurs secondaires se raccordant au collecteur primaire C3, ce qui démontre son importance surtout du point de vue superficie de collecte.

A) collecteur secondaire (eaux usées)

Il s'agit d'un collecteur secondaire qui prend début au niveau de la Z.H.U.N « nord Ouest de la ville » et qui a été réalisé pour collecteur uniquement.

Les eaux usées domestiques et qui se raccordera au collecteur C3 au niveau du début du quartier 583 logts au centre ville.

Il draine une grande partie des eaux usées de la Z.H.U.N et quelques équipements CASERNE, Siège de la gendarmerie nationale, l'école primaire sahraoui, une mosquée et une petite partie du centre ville.

L'exclusivité «eaux usées » n'a pas été respectée puisqu'un collecteur eaux pluviales situé sur la même voirie vient se raccorder, le raccordement ne se fait pas au niveau du regard, mais au niveau des buses.

Selon les diamètres observés, de ce collecteur, on peut le partager en deux tronçons

Tronçon N°1 : du début du collecteur à la RN28, le diamètre est en Ø300 mm.

Tronçon N°2 : de la RN28 au début du quartier 583 logts au centre ville (Raccordement au collecteur C3), le diamètre est en Ø 500 mm, cependant on a constaté deux tronçons intermédiaires en Ø 800mm.

Le collecteur dans sa totalité est très mauvais état, la plupart des regards sont bouchés.

B) collecteur secondaire (eaux pluviales)

Il s'agit d'un collecteur qui se trouve sur la même voirie que le précédent mais destiné initialement à collecter les eaux pluviales.

Le diamètre de ce collecteur débute en Ø 300, puis augmente progressivement pour atteindre Ø 500.

Les avaloirs sont recouverts par le goudron, le peu d'avaloirs visibles sont bouchés

La plupart de ces regards sont dans un état dégradé.

Ce collecteur « eaux pluviales » se raccorde au collecteur décrit précédemment qui est un collecteur (eaux usées)

C) collecteurs secondaires d'El Beira

Ce sont des collecteurs secondaires qui collectent les eaux usées et pluviales du quartier LE BEIRA situées sur les voiries transversales au collecteur primaire C 3.

Leurs diamètres ne dépassant pas Ø400 mm, ce sont de très anciens collecteurs qui n'ont pu être rénovés du fait de la difficulté due à la nature rocheuse du terrain.

D) collecteurs secondaires situés à l'Est d'El Beira

Ce sont des collecteurs de diamètre maximal Ø400 mm, les tampons des regards sont visibles, leurs états est acceptable, ils collectent l'Est du quartier EL BEIRA, Ces collecteurs sont récents et sont dans un bon état

E) collecteurs secondaires du centre ville

Il s'agit des collecteurs secondaires collectant le centre ville, les collecteurs sont situés sur les voiries transversales au collecteur C3, leurs diamètres ne dépassent 500 mm ces collecteurs présentent un état juste moyen, on a constaté des inondations et stagnation des eaux pluviales lors de notre présence.

F) collecteurs secondaires du quartier 583 logt (centre ville)

Ce sont deux collecteurs qui drainent l'Est du quartier 583, leurs diamètres s'altèrent entre Ø300 et Ø400 mm ; les regards sont mal réalisés les tampons et dalles sont très petites pour permettre l'entretien, les avaloirs sont invisibles.

L'écoulement constaté est bon.

G) collecteurs secondaires Sud Ouest

C'est un collecteur qui prend départ au sud Ouest de la ville Prés de l'hôpital, de Ain Oulemen, et rejoint la RN 28 au niveau du pont existant sur l'oued OURMI. pour longer ensuite la RN 28 jusqu'à son raccordement collecteur primaire ce collecteur draine à l'amont HAI EL BOUSTANE.

Le diamètre de ce collecteur commence en Ø300 mm à partir de HAI EL BOUSTANE puis passe en Ø 600mm.

Par la suite le diamètre diminue et redevient en Ø 300 sans qu'on constate un-déversoir d'orage ou même une conduite de décharge des eaux pluviales dans l'oued OURMI, puis augmente progressivement de diamètre à Ø 400 mm, Ø 500 mm jusqu'à atteindre Ø800 mm au niveau du raccordement avec le collecteur primaire

Le tronçon situé sur la RN 28 est en bon état, il présente un bon écoulement hydraulique, le tronçon à l'amont de la RN28 présente des regards bouchés, l'écoulement est faible.

II.3.1.3.3.Réseaux tertiaires

Les plus importants collecteurs sont ceux de la Z.H.U.N à savoir ceux de la voirie extrême Nord et extrême Sud de la Z.H.U.N

A) collecteurs tertiaires Nord de la Z.H.U.N

Ce sont deux collecteurs parallèles situés dans la Z.H.U.N, l'un collectant les eaux usées domestiques et le second collectant les eaux pluviales.

Ils sont situés sur la voirie limite Nord de la Z.H.U.N (parallèle à l'oued ZAAROURA) et se raccordent au collecteur primaire au niveau de l'école primaire SAHRAOUI.

Le collecteur (eaux usées) présente un état moyen, plusieurs regards sont bouchés, son tracé en plan commence au niveau de l'école. BEN DRIMI AHMED se dirige vers la RN 28 en longeant l'Oued Zaaroura avec un diamètre est en totalité Ø300.

Le collecteur (eaux pluviales) ne dépasse pas Ø400 mm.

On à constate plusieurs branchements individuels sur collecteur qui est destine à l'écoulement pluvial.

Les avaloirs sont soit bouchés, soit recouverts par l'asphaltage répétée.

B) collecteurs tertiaires Sud de la ZHUN (eaux usées et pluviales)

Le collecteur eau usée est destiné à véhiculer uniquement les eaux usées domestiques, il est situé sur la voirie limite sud de la ZHUN.

Il collecte les rejets de la partie Sud de la ZHUN, et collecte quelques équipements (Mosquée Aboudaoud, la Daira, l'annexe APC et le CEM TAREKHACHAICHI).

La totalité de ce collecteur est en Ø300 mm.

Le collecteur eaux pluviales qui se trouve sur la même voirie que le précédent mais destiné initialement à collecter les eaux pluviales.

Le diamètre de ce collecteur débute en Ø400, puis augmente progressivement pour atteindre Ø600 mm.

Les quelques avaloirs visibles sont dans état non fonctionnels, le reste est: recouvert par le goudronnage répétée de la voirie.

Ce collecteur se raccorde au collecteur précédent (eaux usée).

Le reste de l'ossature tertiaire se raccordant au collecteur primaire est principalement celle du centre ville qui est en mauvais état.

II.3.1.4.bassin versant n°4

II.3.1.4.1.Collecteur primaire C4

C'est un collecteur qui draine une partie Sud est (du lotissement, 711 lot et qui rejette dans l'oued OURMI -Rejet N°7-).

Il présente un diamètre de Ø 400 mm sur toute sa longueur et récupère au niveau de ses regards, plusieurs collecteurs secondaires situés sur les voiries transversales du lotissement

II.3.1.5.Bassin versant n°5

Ce bassin est constitué uniquement d'un collecteur primaire C5 véhiculant les eaux pluviales récupérées par un petit canal de ceinture au Nord de l'Hôpital d'Ain Oulemene.

Il est en bon état physique.

II.3.2.Récapitulation des rejets constatent

En se basant sur la reconnaissance du réseau d'assainissement actuel, il a été constaté les rejets d'eaux usées et pluviales suivants.

Rejet n°1 : Il s'agit d'un rejet des eaux usées situé au Sud Est de la ville et résultant de l'assainissement du quartier non structuré de CHERCHOURA, il s'effectue actuellement dans un simple regard de visite.



Figure II.4.Rejet Cherchoura [1]

Rejet N°2 : C'est un rejet unitaire dans l'oued OURMI en Ø 1000mm causé par le Collecteur C2 qui draine CHERCHOURA Est et le lotissement 711 lots.



Figure II.5 Rejet N°2 [1]

Rejet N°3 : Rejet en Ø 300 d'une cité collective sur la rive droite de l'oued OURMI

Rejet N°4 : Il s'agit du rejet le plus important en Ø 1000mm .situé au Nord Est de la ville et qui s'effectue dans un bassin de décantation, il résulte du plus important collecteur C3 du réseau actuel.



Figure II.6.Bassin décantation (centre ville)[1]

Rejet N°5 : Rejet de l'abattoir sur l'oued OURMI en Ø 500 mm.

Rejet N°6 : C'est un rejet en (1000mm issu du collecteur C1, situé tout juste à l'aval de la zone d'activité.

Ce rejet est utilisé actuellement pour l'irrigation des terres voisines par certains particuliers.



Figure II.7.Rejet coté Nord Est Ø1000 (stagnation des eaux usées) [1]

Rejet N°7: C'est un rejet dans l'oued OURMI et situé au Sud Est de la ville en Ø 400mm et qui résulte du collecteur C4 drainant une partie du lotissement 711 lots.



Figure II.8.Rejet N°7[1]

Rejet N°8: C'est un rejet d'eaux pluviales dans l'oued OURMI en Ø 600mm situé au Sud Ouest de la ville, résultant du collecteur C5 récupérant les eaux pluviales à l'ouest de l'hôpital.

II.3.3.Critique du réseau

Le réseau d'assainissement actuel de la ville de Ain Oulemene est un réseau dense et unitaire à l'exception de celui de la Z.H.U.N qui est conçu pour être un réseau séparatif, est entraîné de se transformer en double réseau unitaire du faite que plusieurs branchements individuels se raccordent actuellement au réseau des eaux

pluviales, et que l'exutoire des eaux pluviales sur l'oued ZAAROURA a été supprimé.

L'ensemble des collecteurs séparatifs « eaux pluviales » se raccorde: actuellement au réseau unitaire de la ville.

Le diamètre, maximal observé est 1000mm, il est constaté surtout sur les tronçons avant les rejets.

Plusieurs collecteurs présentent des diamètres qui diminuent au fur et à mesure qu'en se déplace vers l'aval sans la présence d'un déversoir de drainage ou autre expliquant cette diminution.

Certains collecteurs situés au centre ville ont des regards de visite noyés sous le revêtement des chaussés alors que d'autre n'ont même pas de tampon.

En se basant sur les principaux désordres pouvant altérer la performance d'un réseau d'assainissement à savoir le mauvais état physique (vieillesse-dégradation), la capacité d'évacuation devenue insuffisante et le risque de pollution urbain, on peut dire ce qui suit :

- Le réseau des eaux pluviales de la ZHUN présente une faible capacité hydraulique de ces collecteurs, d'où les inondations qui arrivent même au centre ville ;
- Le réseau tertiaire du centre ville peut être maintenu partiellement et rénover uniquement quelques petits collecteurs qui sont vétustes les diamètres des collecteurs sont acceptables dans l'ensemble ;
- Les réseaux secondaires et tertiaires des lotissements 366, 711, 617, d'EL BEIRA et de CHERCHOURA seront maintenus, les dimensions des réseaux sont bonnes.
- Les collecteurs primaires et secondaires du centre ville sont carrément à refaire, on constate une mauvaise répartition des superficies de collecte en comparaison avec les capacités des collecteurs existants ;
- En effet plus de 70% de la superficie de l'agglomération est collectée vers le centre ville, qui n'est pas doté de collecteurs en conséquence, d'où la stagnation des eaux pluviales lors des averses ;
- Ainsi il est nécessaire de projeter de nouveaux collecteurs qui stoppent l'écoulement des eaux pluviales vers le Nord à savoir le centre ville.
- Les diamètres des collecteurs existants ne répondent pas au schéma d'assainissement actuel ;
- Au Sud Est de l'agglomération, le débit des eaux pluviales engendrés par les précipitations tombés sur le quartier de CHERCHOURA arrive au niveau du lotissement 711 lots pendant les averses et ceci en absence d'une ceinture pluviale sur la

route menant à AIN AZEL ;

- Sur le plan de désordres structurels et accès à l'entretien, les regards du réseau d'assainissement actuel ne présentent pas d'échelle de descente
- Les regards des collecteurs du centre ville présentent des tampons difficilement ouvrables ;
- On signale l'absence totale d'un entretien préventif, les interventions ne se font qu'en cas d'urgence ;
- Le réseau des eaux usées (séparatif) de la ZHUN présente un mauvais état physique, la plupart des regards observés sont bouchés, et l'écoulement est presque nul, il est nécessaire d'engager une opération de curage ;
- La majorité des avaloirs de la ville nécessitent un important curage ;
- Les bassins de décantations existants sont dans un mauvais état ;
- Sur le plan de la pollution, la plupart des rejets sont dus au manque de collecteur de liaison avec le site de la future station d'épuration.

Conclusion

Il est nécessaire de :

- Doter l'agglomération de nouveaux collecteurs qui véhiculeront les eaux pluviales sans passer par le centre ville et soulager ainsi son réseau ;
- Projeter un nouveau réseau pour la ZHUN ;
- Projeter un collecteur de liaison entre tous les points de rejets existants ;
- Remplacer les collecteurs qui présentent des insuffisances de capacité hydraulique afin d'éliminer toute stagnation des eaux pluviales.

III.1.Principes du schéma directeur

Le schéma directeur de l'assainissement de la ville d'AIN OULEMENE a été proposé en plusieurs variantes et sous variantes en matière de tracé en plan des collecteurs primaires et secondaires et de l'implantation des ouvrages spécifiques.

L'élimination des rejets des eaux domestiques dans les oueds OURMI et ZAAROURA en les acheminant vers le futur site de la station d'épuration, ceci afin d'éviter toute pollution de l'environnement.

- Utilisation rationnelle des collecteurs existants autant que possible.
- Définition d'une ossature fiable du réseau par renforcement ou extension des collecteurs principaux et secondaires.
- Limitation autant que possible du nombre d'ouvrages tels que les relevages, les déversoirs d'orage et les siphons, puisque par expérience, il a été constaté que les plus grands rejets des eaux usées sont provoqués par le mauvais fonctionnement des ouvrages.
- Abandonner et remplacer les collecteurs vétustes se trouvant dans un mauvais état physique ainsi que les collecteurs présentant un mauvais profil en long ou un mauvais tracé en plan.
- Abandonner, ou maintenir en renforçant, les collecteurs dont la capacité est devenue insuffisante (ou risque de devenir insuffisante à moyen terme).
- Redimensionner, dans le cas où c'est nécessaire les collecteurs qui recevront les différents raccordements du réseau d'extension.

III.2. Objectives du schéma directeur

Les objectifs de l'ensemble des variantes identifiées se résument comme suit :

Corriger, l'anarchie observée au niveau du réseau séparatif de la ZHUN, du faite qu'actuellement on constate que le réseau d'eaux usées domestique présente un mauvais état physique, et que le réseau d'eaux pluviales non seulement est sous dimensionné (inondations courantes) et devenu unitaire (plusieurs branchements individuels s'y sont raccordés) mais aussi en finalité, ce réseau n'a pas son propre rejet, il se raccorde à l'aval au réseau unitaire dont les dimensions sont insuffisantes.

Supprimer les inondations au niveau du centre ville (Nord de l'agglomération), ceci est due principalement aux dimensions insuffisantes du réseau secondaire et tertiaire actuel et du manque d'entretien des avaloirs, par la projection de nouveaux

collecteurs secondaires et tertiaire au niveau du centre ville.

Dévier les eaux pluviales et usées de la zone Sud Ouest vers l'Est afin de soulager le centre ville situé au Nord de l'agglomération par la projection de nouveaux collecteurs secondaires Ouest-Est .(actuellement le quartier Sud Ouest est collecté vers le centre ville).

Créer une ceinture d'assainissement sur la route de AIN AZEL afin de collecter le quartier de CHERCHOURA vers le Sud Est de la ville et d'éviter l'arrivée des eaux pluviales de ce quartier dans les lotissements 711 lots et 366 lots.

Projeter un nouveau collecteur principal pour le lotissement 711lots.

Projet un collecteur ceinture globale à l'Est de la ville (du Sud au Nord) qui reliera tout les rejets des collecteurs existants et projetés vers le futur site de la station d'épuration.

III.3.Description du schéma d'assainissement projeté

La variance retenue a pour caractéristique principale l'abandon du réseau séparatif de ZHUN et rendant ainsi l'ensemble du réseau **unitaire**.

La consistance du Schéma d'assainissement projeté est comme suit :

1. Collecteurs primaires

Projeter un collecteur ceinture C1 qui prend début au Sud Est (au niveau du rejet du quartier de CHERCHOURA) et prendra fin au niveau du bassin de décantation actuel tout en traversant l'Oued OURMI.

Il s'agit d'un collecteur qui ramassera tout les rejets des collecteurs existants maintenus ou projetés afin d'éviter toute pollution de l'environnement en rendant unique le rejet de la ville et qui se situera au niveau du site de la future station d'épuration.

Ce collecteur sera doté d'un déversoir d'orage au niveau de son intersection avec l'Oued Ourmi afin de décharger les eaux pluviales.

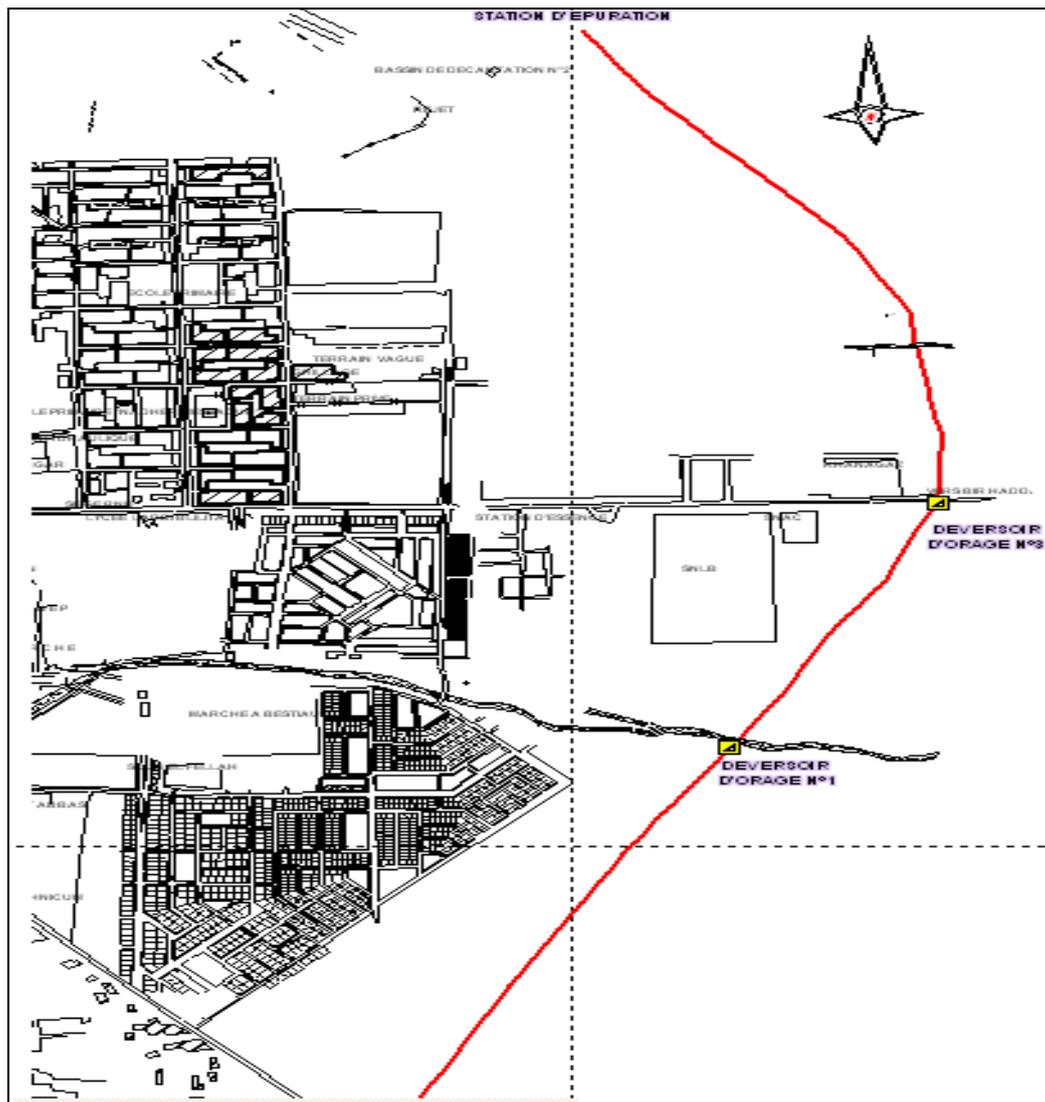


Figure III.1. Le plan de collecteur primaire C1

Projeter un deuxième collecteur primaire « unitaire » **C2** au Nord (de la ville, parallèlement à l'oued ZAAROURA, selon son objectif, le premier tronçon situé à l'Ouest de la RN 28, a pour tache de répondre à la nécessité de corriger l'anarchie du réseau séparatif actuel de la ZHUN, le deuxième tronçon situé à l'Est de la RN 28 aura pour tacher de remplacer le collecteur existant qui à abandonner du faite de son très mauvais état.

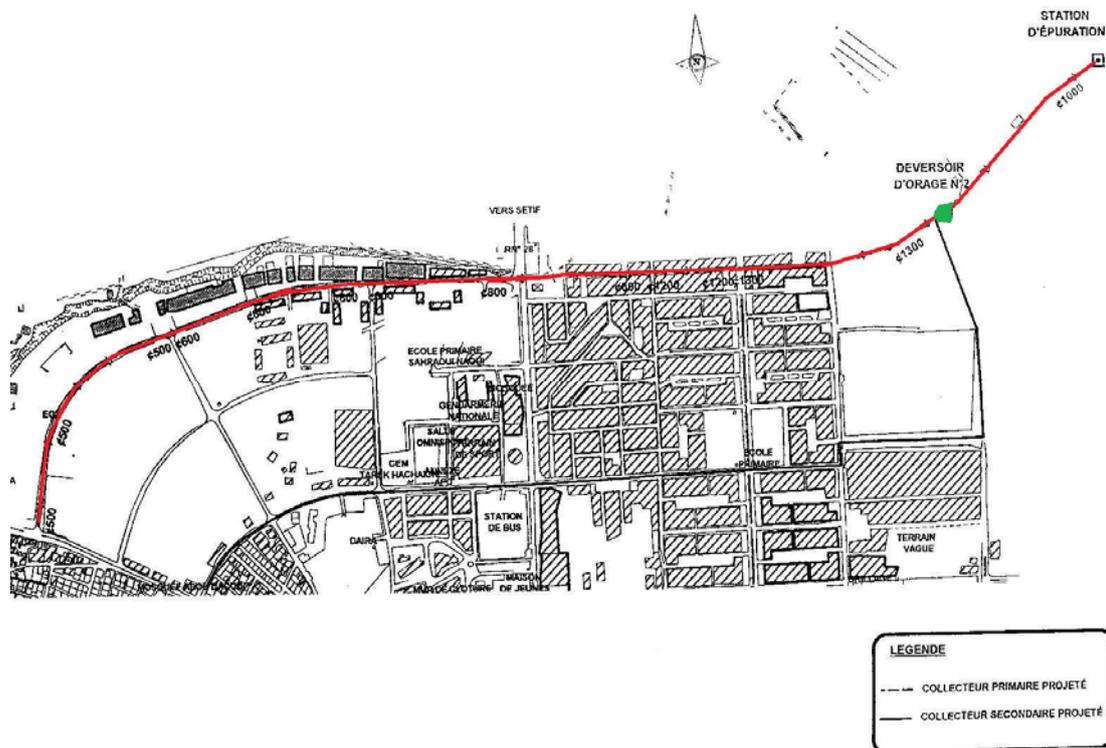


Figure III.2. Le plan de collecteur primaire C2

2. Collecteurs secondaires

A) collecteurs secondaires se raccordant au collecteur C1.

Projeter Un collecteur secondaire C1-1 qui prend début au niveau du CEM BARKAT ABBES et que passera dans les lotissements 366 lots et 711lots avant de se raccorder au collecteur C1, il aura pour tache de remplacer le Collecteur existant qui présente des dimensions insuffisantes surtout dans Certains tronçons

Notons que ce collecteur récupère les eaux usées et pluviales de CHERCHORA OUEST à travers raccordement du collecteur récemment réalisé et qui sera maintenu dans ce schéma directeur.

Les réseaux des lotissements 366 et 711 lots seront maintenus et raccordés à ce collecteur C1-1

Projeter un nouveau collecteur C1-2-1 au centre de la ville permettant l'évacuation de la partie Sud Ouest de la ville, et raccordé finalement avec le collecteur C1-2 comme présente la figure suivante.

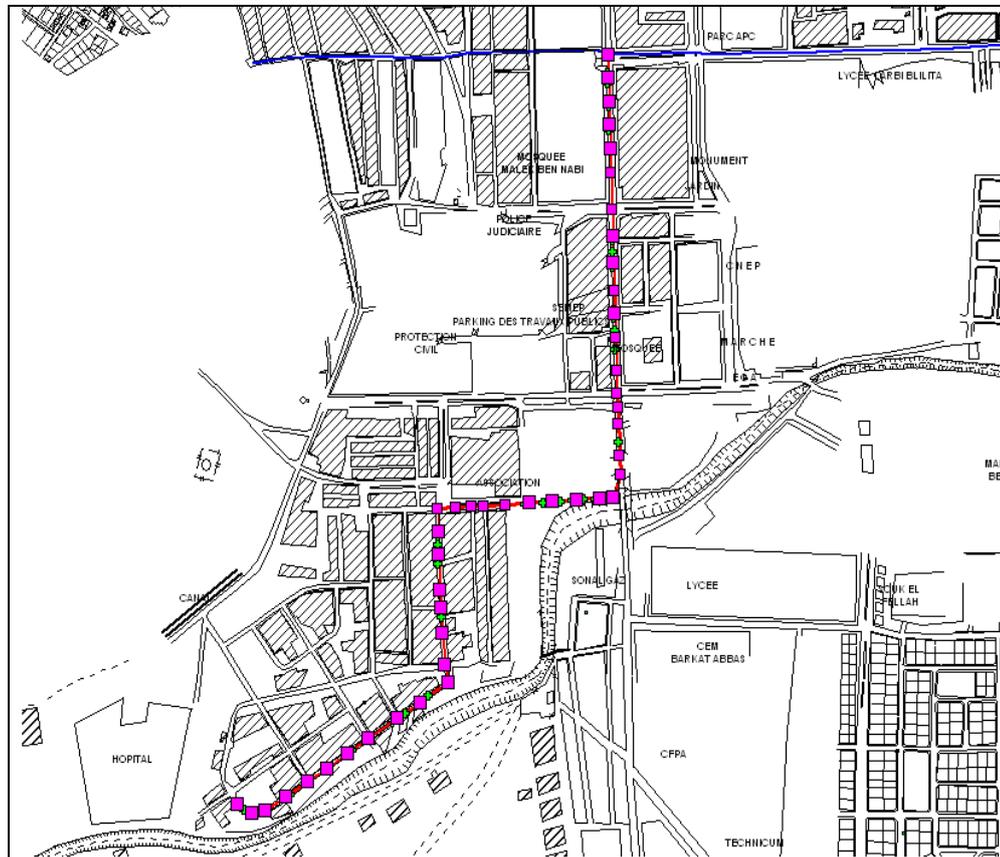


Figure III.5. Collecteur C1.2.1

B) Collecteurs secondaires se raccordant au collecteur primaire C2

Projeter un nouveau collecteur secondaire C2-1 qui prend début au niveau d'EL BEIRA, emprunte la voirie centrale de la ZHUN et se raccordera au niveau de la RN 28 au collecteur C2.

Ce collecteur rentre dans le cadre de la rénovation du réseau de la Z.H.U.N.

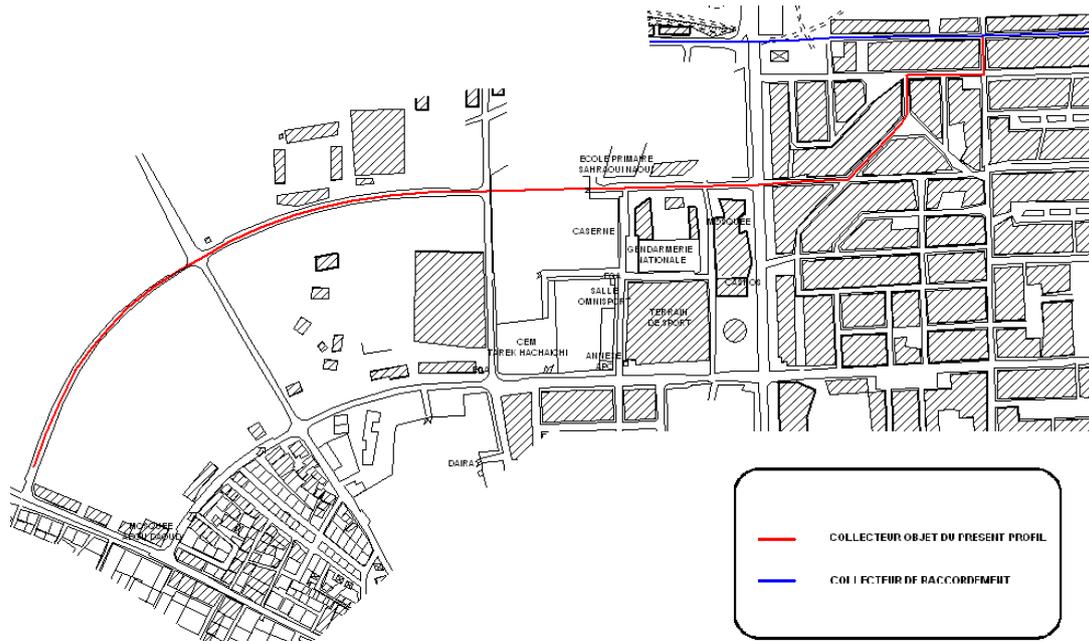


Figure III.6.Collecteur projeté C2.1

Projeter un collecteur secondaire C2-2 qui prend départ au niveau de la limite Ouest de la ZHUN, traversera le Nord de l'agglomération de l'Ouest vers l'Est et se raccordera au collecteur primaire C2.

Ce collecteur non seulement assainie la ZHUN, il réduit considérablement les débits arrivant au centre ville.

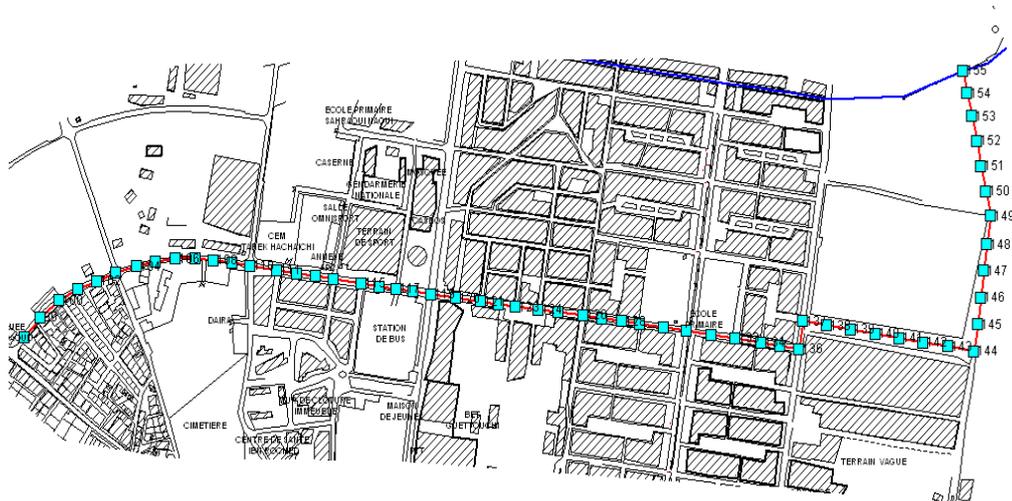


Figure III.7. Collecteur projeté C2.2

Projeter Un nouveau collecteur tertiaire C2-2-1 au sud d'EL BEIRA empruntant une voirie du centre ville et se dirigera vers l'Est et se raccordera an collecteur secondaire projeté C2-2

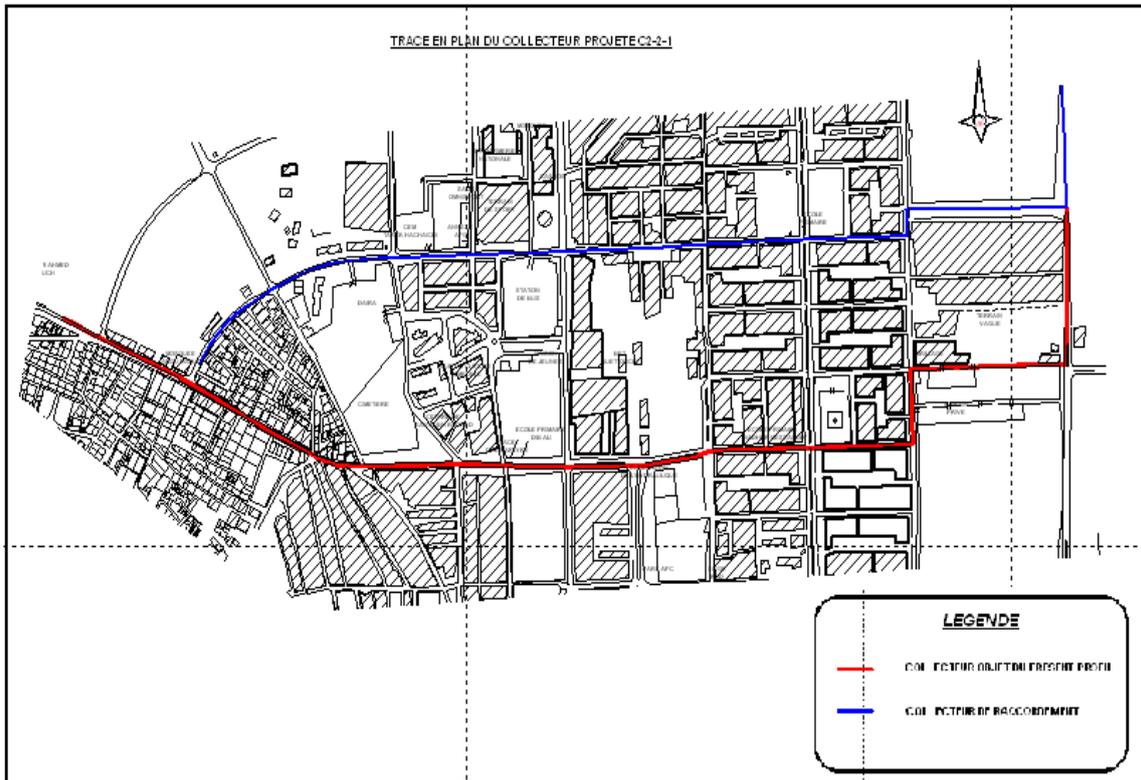


Figure III.8. Collecteur projeté C2.2.1

La figure suivante présente tous les collecteurs projetés à la fois :

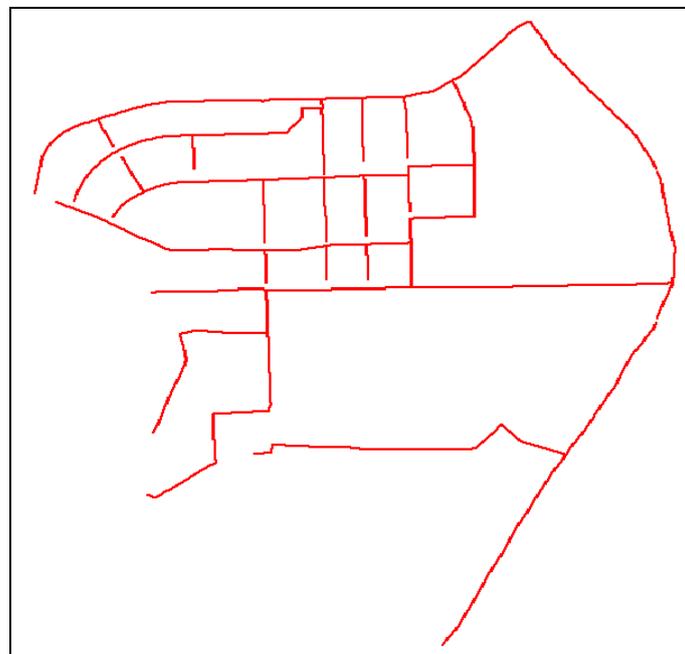


Figure III.9. Le plan final du réseau projeté

Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, passe par certaines phases préliminaires, parmi les quelles on trouve, le calcul de base. Au sein de cette partie on fait une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

IV.1.Situation démographique

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelé durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 05 ans à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Remarque

Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'assainissement l'horizon de calcul est fixé à 2030.

IV. IV.2.Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossés, et accessoirement de poste de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs. Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation, soit:

- L'égout combiné ou unitaire.
- L'égout séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.
- L'égout pseudo-séparatif.

1.Système unitaire

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

2.Système séparatif

Ce système comprend deux réseaux :

- Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.

➤ Un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plus part du temps.

Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections ne sont pas trop importantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.

3. Système pseudo- séparatif

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

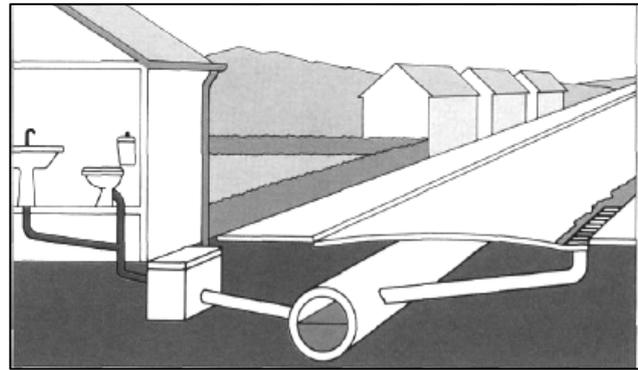
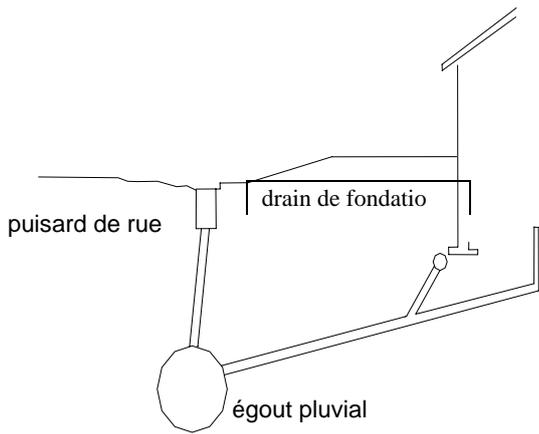
L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble. [02]

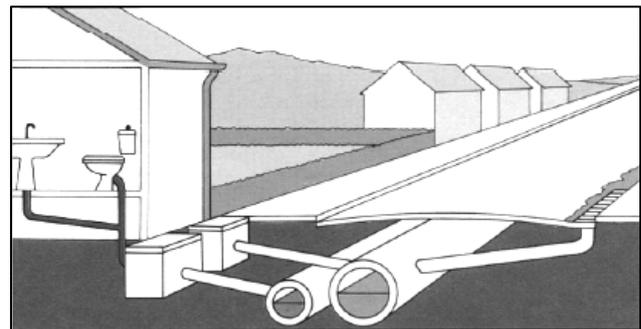
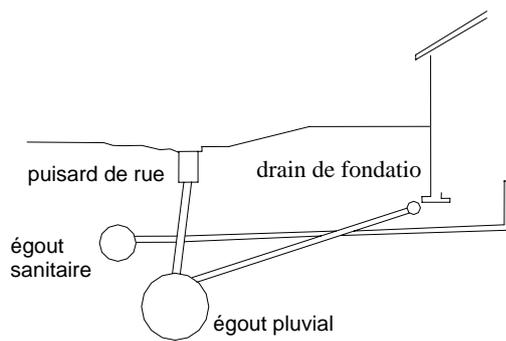
On propose le tableau IV.1 qui récapitule les particularités de chaque système

Tableau IV.1.Avantages et inconvénients des différents systèmes

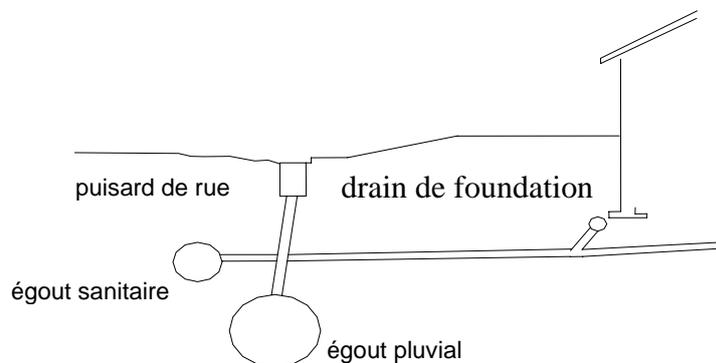
Systeme	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration - 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 ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure naturel préservé 	<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)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.



Réseau unitaire



Réseau séparatif



Réseau pseudo séparatif

Figure IV.1.divers systèmes d'évacuation [05].

IV.3.Choix du système d'évacuation

Les paramètres prépondérants pour le choix du système en tenant compte:

- de l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement.
- des ouvrages existants, encore utiles pour le projet.
- du cours d'eau récepteur.
- comparaison des variantes (système séparatif, unitaire).
- La topographie du terrain naturel. [06]

Conclusion

Pour notre agglomération, on constate d'après les plans topographique et urbanistique que les pentes du terrain sont moyennes et très forte. Donc en choisie un système unitaire on cherche toujours l'économie d'un faible encombrement de la chaussée.

IV.4.Différents schémas d'évacuation

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel, pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivantes :

IV.4.1.Schéma perpendiculaire

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs si il n'y a pas de traitement qui est prévue. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs par rapport au cours on distingue :

- Le schéma perpendiculaire simple.
- Le schéma perpendiculaire étagé.

IV.4.2.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.

IV.4.3.Schéma de collecteur par zones étagées

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs.

IV.4.4.Schéma radial

C'est un schéma adopté pour les terrains plat, ou les eaux sont collectées en un point bas, pour en suite être relevées vers :

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.
- Un collecteur fonctionnant à surface libre. [06] .

IV.4.5.Schéma à collecte transversale oblique

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

Conclusion

Pour notre cas, en tenant compte de la structure des voiries et du levé topographie de la ville d'Ain Oulmene on adopte le Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral.

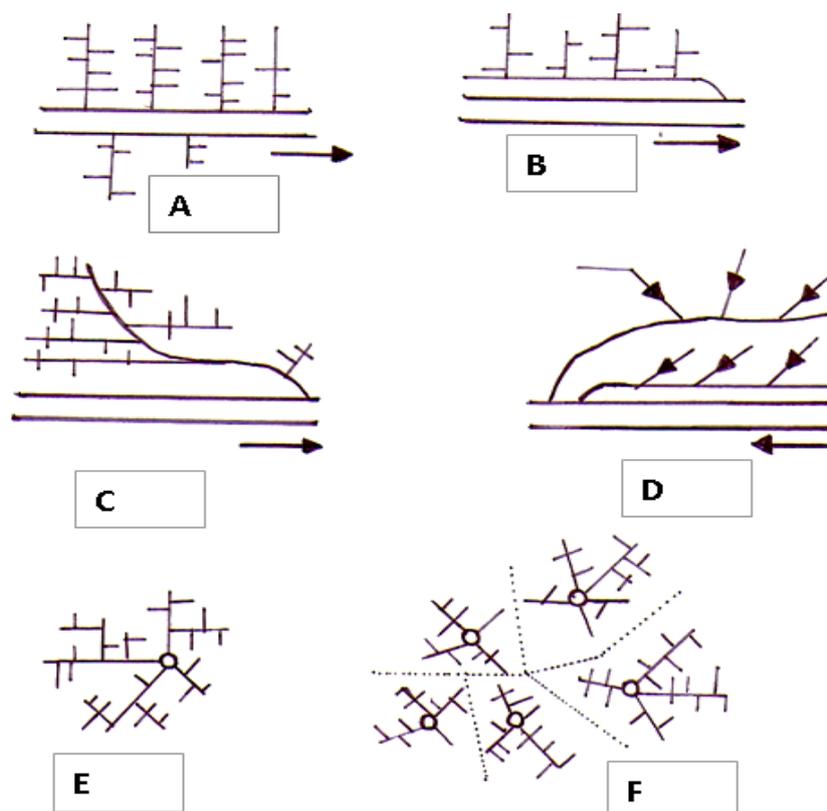


Figure IV.2.Schémas des types de réseaux [06]

A- Schéma perpendiculaire.

B- Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral.

C- Schéma à collecteur transversal ou oblique.

- D- Schéma par zone étagée ou par interception.
- E- Schéma radial unique.
- F- Schéma radial par zone.

IV.6.Choix du découpage des sous bassins

Le découpage des sous bassins est fait en tenant compte des paramètres suivants :

- Topographie du terrain.
- Les routes et voiries existantes.
- Nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible.
- Limites naturelles : oueds, talweg, collines,...etc.

IV.7.Principe du tracé du réseau

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

- ❖ La topographie du site.
- ❖ Implantation des canalisations dans le domaine public.
- ❖ Les conditions de rejet.
- ❖ Emplacement des cours d'eau et talweg.
- ❖ Emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit elle aussi répondre à certain critères comme :

- ✓ La profondeur des caves avoisinante.
- ✓ La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel.

IV.8.Evaluation du coefficient de ruissellement

L'action des précipitations commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5 mm de pluie qui ne traduit pas d'écoulement. Dès que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage le ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur le bassin considéré. Ce coefficient à 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 soit aussi homogène que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné. [07]

Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature du sol, L'inclinaison du terrain, Le mode d'occupation du sol ;
- Densité de population ;

- La durée de pluie ;
- L'humidité de la surface et L'humidité de l'air.

IV.8.1.Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation

Tableau IV.2.Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moyennement denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – jardin – prairie	0.05 – 0.20

IV.8.2.Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Tableau IV.3.Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (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

IV.8.3.Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Tableau IV.4.Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (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

IV.8.4. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau IV.5. Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée [07]

Surface	Coefficient de ruissellement (C_r)
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

Pour le dimensionnement, nous avons élaboré un programme avec MATLAB permettant :

- Le calcul des Débits pluviaux et des eaux usées dans tous les tronçons du réseau ;
- Le choix manuel des pentes, qui se fait à l'aide d'un graphique (figure IV.3) ;
- Le calcul des diamètres et le choix des diamètres commerciaux dont nous pouvons les faire entrés dans un tableau Excel ;
- La correction des diamètres pour respecter la croissance des diamètres en allant vers l'exutoire du bassin versant ;
- Le calcul des vitesses dans les conduites ;
- Le calcul du remplissage des conduites ;
- Le calcul des couts par tronçon et pour tout le projet ;

Le programme permet aussi de faire un diagnostique du réseau dimensionné en variant l'intensité projet pour voir le comportement du réseau pour ces différentes intensités. Il indique les tronçons inondés et la probabilité d'inondation pour les différentes intensités.

Exemple 1 :

Tableau IV.6.Un partie de L'exécution de programme

Intensités	les tronçons inondés	Débit inondé (l/s)	Le nombre de tronçons inondés pour chaque intensité
180	57	179,157776	12
	182	22,81244613	
	183	32,3013654	
	200	7,248265504	
	308	99,30409494	
	394	2,041661949	
	400	1,144364716	
	406	9,691922743	
	409	2,121013153	
	413	3,467493724	
	437	13,29594556	
	551	10,82951853	
223	12	197,1968192	147
	13	168,4991414	
	14	56,07361834	
	15	38,00193842	
	16	42,55184433	
	17	42,17741736	
	47	233,0139588	
	57	2114,625998	

Exemple 2 :

Tableau IV.7.Un partie de L'exécution de programme

l'intensité	Probabilité
180	2,06185567
223	25,257732
370	80,5841924
724	95,3608247

Exemple 3 :



Figure IV.3. Le choix des pentes

Introduction

Généralement, l'assainissement dans les villes doit :

- Collecter et évacuer les eaux usées et pluviales en évitant les risques d'inondation
- Assurer leur rejet dans le milieu récepteur après un traitement compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces deux objectifs nécessitent un entretien efficace des systèmes de collecte et de traitement et leur maintien en état. Pour cela, et dans le souci d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'assainissement, la notion de gestion, maintenance et exploitation et les opérations d'entretien et de contrôle à effectuer sur les ouvrages et les installations du système d'assainissement seront élaborées dans ce qui suit

V.1.Organisation de l'entretien des réseaux

L'organisation de l'entretien des réseaux doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement.

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

V.2.Surveillance des réseaux d'assainissement

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

1) Les caractéristiques géographiques et géométriques

- pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes etc....
- Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.

2) Les caractéristiques hydrauliques :

- Pluviométrie ;
- Consommation d'eau ;
- Débit entrant dans le réseau ;

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- ✓ La sécurité du personnel ;
- ✓ La maintenance du réseau ;
- ✓ La protection du milieu urbain et de l'environnement ;

V.3.Les moyens d'exploitation

Dés que l'on parle d'exploitation, il convient de séparer deux cas :

- Celui des ouvrages visitables.
- Celui des ouvrages non visitables.

Par ailleurs, exploiter un égout, c'est le débarrasser de tout ce qui peut entraver son bon fonctionnement. C'est à dire de tout ce qui peut empêcher le transit de l'effluent vers la station d'épuration ou vers le milieu naturel.[6]

V.3.1.Enlèvement des dépôts

L'ennemie première des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont monté leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage à la main

V. 3.2.Détection des eaux parasites

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait à la nuit et on reconnaît les eaux parasites par leur clarté.

On utilise aussi des appareils spéciaux ultrasons qui détecte la fuite par leur son.

V.3.3.Entretien des joints

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol, vibration dues à la circulation lourde et dues aux agressions chimiques.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

V.3.4.Entretien du réseau par L'ITV

L'inspection télévisée (ITV) est un outil particulièrement adapté aux réseaux non visitables. Elle permet de vérifier l'état et le fonctionnement de l'ouvrage en service.

Le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile. Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au

passage d'un engin de curage .On ne peut pas savoir s'il s'agit d'un joint dégradé, d'une fissure, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. Il est évident que ce matériel de visite des canalisations apporte beaucoup d'efficacité lors de l'exploitation d'un réseau.



Figure V.1.Inspection rapide- vidéo-périscopique[9]



Figure V.2. Un zoom (*70) et un éclairage puissant [9]

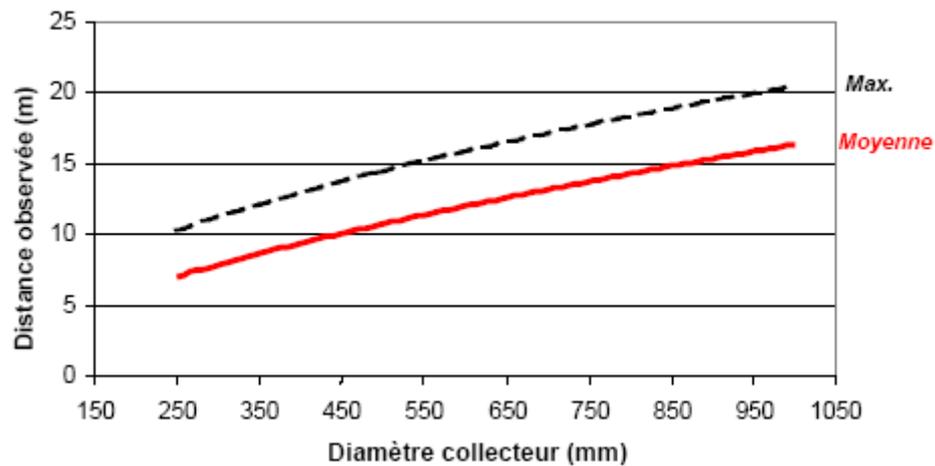


Figure V.3. La relation entre distance observée et le diamètre collecteur

- L'inspection télévisée apporte énormément dans de nombreux autres domaines
- La détection rapide de la nature des anomalies ainsi que leur repérage précis;
- Le suivi de l'évolution des matériaux constitutifs des tuyaux ;
- La validité dans le temps des techniques de pose de canalisation ;
- La possibilité de contrôle des instructions d'eau de nappe dans le réseau ;
- L'élaboration à moyen terme de programme de nettoyage des canalisations en fonction de leur vitesse d'encrassement ;
- Le contrôle de l'efficacité des têtes d'hydro-curage et la détermination du matériel le mieux adapté au nettoyage en fonction des déchets perturbant. [5].

V.3.5.Travaux spécifiques

1. Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide.

2. Lutte contre la corrosion de l'H₂S

Comme les conduites de notre réseau sont en béton armé qu'est un matériau plus sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques qu'on a cité précédemment.[8]

V.4.Exploitation du réseau

L'exploitation est la somme des exigences physiques assurant le bon fonctionnement du réseau au profit des usagés et des collectivités. C'est pourquoi la fiabilité de l'ensemble de ces ouvrages et appareillages mécaniques repose sur un certain nombre de conditions et d'actions auxquelles le responsable de cet équipement public doit satisfaire :

- la connaissance complète des objectifs relatifs à l'efficacité des installations, au respect de l'environnement et du milieu récepteur ;
- la compétence technique relative au fonctionnement et à l'aménagement du réseau existant permettant en déduire toute la capacité pour l'extension de l'agglomération provoqué par l'urbanisation ;
- La pratique des travaux d'entretien concernant le réseau, les ouvrages annexes et la conduite souvent délicate des stations d'épuration ;
- La protection du personnel et l'amélioration des conditions de travail ;
- L'obligation de la surveillance et du contrôle des appareillages en vu d'assurer le niveau de qualité exigée par les collectivités avant tout rejet dans le milieu naturel ;
- La nécessité de créer une organisation rationnelle des services (personnel, matériel, véhicules et matière). Permettant le fonctionnement de l'équipe publique aux moindres coûts, en respectant l'équilibre des dépenses et des recettes sans oublier les économies d'énergie possibles.

On admet que les modalités d'exploitation que l'on vient d'énumérer sont aussi importantes que la conception des équipements et ouvrages d'assainissement.

V.4.1. Technique d'exploitation du réseau

Les réseaux d'assainissement, qui véhiculent à faible vitesse des débits de temps sec et de petites pluies nécessitent pour qu'ils soient protégés des dépôts et de l'encrassement, des opérations de curage.

Les techniques et les moyens susceptibles d'être mis en œuvre sont variables en fonction des contraintes, la plus importante de celle-ci est l'accessibilité à l'intérieur des ouvrages.

Aussi on est amené à distinguer les interventions périodiques suivantes :

V.4.1.1. Curage mécanique des égouts visitables

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

A – les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire)

B – les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

1. Curage mécanique en présence d'eau

1.1. Périodicité des travaux de curage

La périodicité du curage est fonction :

- Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,...) ;
- De l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas ;
- Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres;
- De la nature du roulage et des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...).

1.2. Principe de curage

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajutage de section réglable par lequel s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

2. Curage mécanique sans présence d'eau

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

V.4.1.2. Curage des égouts non visitables

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:

- a. Procédé manuel.
- b. Procédé hydrodynamique.

A. Les procédés manuels de curage

L'entretien réalisé selon ces procédés impose au personnel d'être directement en contact avec l'effluent.

A.1. La chasse d'eau

Ce procédé consiste à réaliser une retenue en amont par obstruction de la canalisation au moyen d'un bâtard d'eau. L'ouverture rapide de cette retenue crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients, parmi lesquels: la mise en charge du réseau qui se répercute sur les branchements particuliers ainsi que le phénomène du dépôt dans la partie amont pendant la retenue. [7]

A.2. Le curage par la boule

A.2.1. La boule flottante

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car il est constamment en charge, une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial. Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi créé, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie qui permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

A.2.2. La boule roulante

Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les

collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

B. Le procédé hydrodynamique :

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par des aspiratrices ou par des cureuses hydromécaniques.

1. Cureuses hydromécaniques

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis d'autres jets latéraux poussent les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.

2. Les aspiratrices

Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m³ mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m³/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement, des bacs de dessablement. Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration. [5]

V.5.Réhabilitation du réseau

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou aux citoyens ne sont plus tolérables, dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer. Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation causent beaucoup plus de désagrément que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitation que l'entrepreneur doit entreprendre sont :

- Le fraisage des obstacles intérieurs.
- Le tubage intérieur.
- Le graissage intérieur.
- L'injection de produits colmatant. [5]

V.5.1.Le fraisage des obstacles

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints, l'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qu'est actionnée par un

mouvement de rotation autour d'un axe horizontal. Le mouvement de rotation est assuré par un moteur électrique.

V.5.2.L'injection des produits colmatant

Cette technique est utilisée pour les conduites de gros diamètres, elle consiste à projeter par centrifugation une couche de mortier de ciment ou résine hypoxydique qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer tous trous ou fissure.

V.5.3.Le tubage intérieur

On adopte cette technique pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus, son principe ne consiste à placer des tuyaux à l'intérieur de la canalisation. L'assemblage se fait par collage, par emboîtement, par joint caoutchouc ou par thermo-soudage.

V.5.4.Le gainage intérieur

Ce procédé est utilisé pour les conduites de diamètre allant de 200 mm à 1000 mm, avant la mise en place de la gaine on procède à une inspection de la canalisation par une caméra TV.

On place à l'intérieur de la conduite une gaine qu'on gonfle avec de l'air sous pression (de 0,1 à 0,5 bar).

V.5.5.Le chemisage extérieur

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des soles agressifs. Elle consiste à enrober la canalisation d'une gaine étanche et qui résiste aux attaques chimiques, la gaine est en suite entourée par une couche de sable pour faciliter le drainage des eaux qui se stagnent autour de la conduite.

V.6.Les risques courus par les travailleurs de l'eau usée

V.6.1.Risque liés au gaz toxiques

Les travailleurs de l'eau, et particulièrement les égoutiers, courent des risques en ce qui concerne leur santé et leur vie parce que ils peuvent être en contact avec des gaz toxique ou explosifs, ou avec des substances volatiles toxiques. Par ailleurs ils peuvent être asphyxiés par manque d'oxygène.

Pour chaque gaz, substances toxiques où les vapeurs il y a des concentrations à ne pas dépasser.

Parmi ces gaz toxiques on citera : NH_3 , CO , H_2S , et le CH_4

V.6.2.Autres risques que courent ces travailleurs

Les travailleurs affectés à la construction et à la réalisation des systèmes d'assainissement

courent les mêmes risques que les travailleurs de n'importe quel chantier : risque de chute, d'électrocution, etc. C'est pour quoi ils doivent, selon le risque, porter des casques protecteurs, des bottes à embout d'acier, des lunettes protectrices, vêtements étanches, utiliser des détecteurs de gaz portables, en plus de rester tout le temps attentif.

V.7.Maladies liées à l'eau usée

Plusieurs maladies d'origine bactérienne et virales sont transmises à l'homme lorsque ce dernier consomme une eau contaminée. Ces maladies sont connues sous le nom de maladies à transmission hydrique (MVH), parmi elles on citera :

- Le cholera.
- La fièvre typhoïde.
- La fièvre paratyphoïde.
- La dysenterie.
- La diarrhée infectieuse.

Il est à noter que les principaux symptômes des MVH sont :

- Diarrhée, ou rarement la constipation.
- Fièvre.
- Crampe abdominale.
- Vomissement.

V.8.Gestion informatique du réseau

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, par les Systèmes d'Informations Géographiques (SIG), mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situation (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 automatique ou semi-automatique à distance 'GPS' (Global Positioning System). [8]

V.9.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. L'objectif de cette opération est de déceler tout fonctionnement incorrect du réseau que l'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 terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage des tous 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 qui ne sont pas programmables.

Cette maintenance est effectuée pour les réseaux visitable par des grandes entreprises, par contre pour les réseaux non visitable c'est l'A.P.C qui s'encharge 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, jusqu'ici quelque peu négligés, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, l'on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possible, c'est-à-dire des économies en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majore le coût de restauration.

Introduction

Le dimensionnement d'une station d'épuration dépend de la charge à l'entrée, qui est fonction du débit, et des concentrations moyennes des paramètres de pollution (DBO₅, MES...)

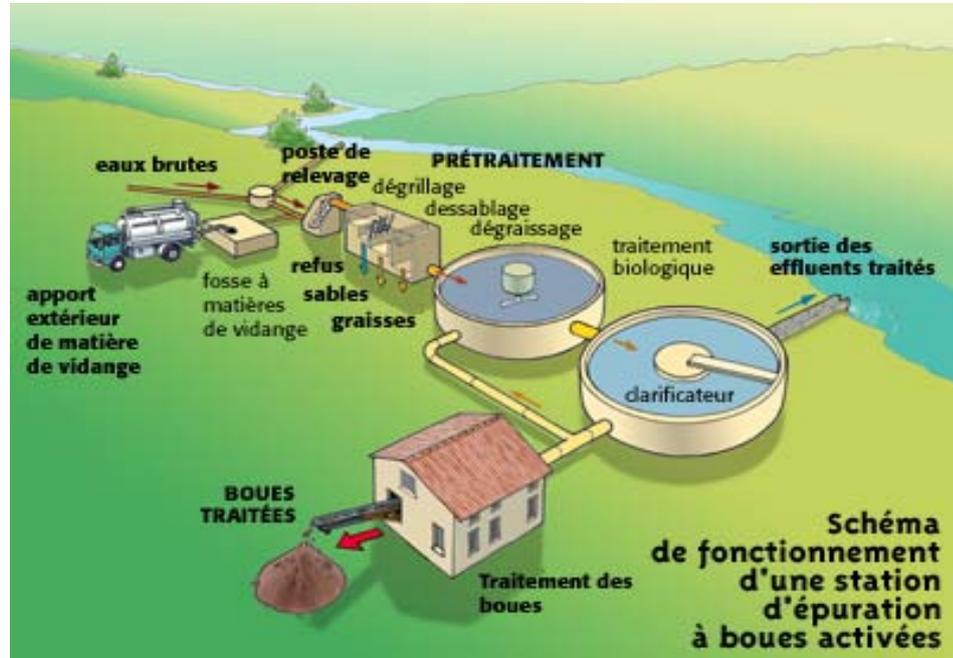


Figure VI.1. représente les étapes de station d'épuration [9]

VI.1. Calcul des débits et des charges polluantes

Pour bien dimensionner la station d'épuration, il faut bien estimer les débits d'eau usée et les charges polluantes [4].

VI.1.1. Calcul des débits

Le volume rejeté par les habitants est estimé à 80 % de la dotation d'AEP. La direction de l'hydraulique de la wilaya de Sétif a adopté une dotation de 150 l/hab/j pour la ville de Ain Oulemen.

Il s'agit de déterminer :

- Le débit journalier : « Q_j » (m³/j)
- Le débit moyen horaire : « Q_m » (m³/h)
- Le débit de pointe : « Q_p »
- Le débit diurne « Q_d »

a- le débit journalier

Le débit total journalier se calcule comme suit :

$$Q_j = D.N.R$$

Avec :

D : dotation (l/hab/j), N : nombre d'habitant l'horizon considéré : coefficient de rejet.

$$Q_j = 91623 * 150 * 10^{-3} * 0,8 = 10994,76 \text{ m}^3 / j$$

$$Q_{j \text{ step}} = 3 * Q_j$$

$$= 32984,28 \text{ m}^3 / j$$

$$Q_{j \text{ step}} = 32984,28 \text{ m}^3 / j$$

b -débit moyen horaire

Il est donné par la relation suivante :

$$Q_m = \frac{Q_j}{24}$$

$$Q_m = \frac{32984,28}{24} = 1374,34 \text{ m}^3 / h$$

$$Q_m = 381,76 \text{ L} / s$$

c- le débit de pointe en temps sec

On le calcule par la relation suivante

$$Q_p = C_p \cdot Q_m$$

$$\text{Avec : } C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}} \quad \text{si } Q_m \geq 2,8 \text{ l/s}$$

$$C_p = 3 \quad \text{si } Q_m < 2,8 \text{ l/s}$$

Dans notre cas le $C_p = 1,58$ d'où le calcul du débit de pointe :

$$Q_p = 1,62 * 381,76$$

$$= 621,48 \text{ l/s}$$

$$= 2237,35 \text{ m}^3 / h$$

$$Q_p = 2237,35 \text{ m}^3 / h$$

d-le débit diurne

Le débit moyen diurne correspond à la période diurne de 16 heures consécutives au cours de laquelle la station reçoit le plus grand volume d'eau usée, soit :

$$Q_d = \frac{Q_{j\ step}}{16\ heures} \quad Q_d = \frac{32984,28}{16} = 2061,51\ m^3 / h$$

$$Q_d = 2061,51\ m^3 / h$$

VI.1.2.calcul des charges polluantes

A défaut de procéder à des prélèvements et analyses de l'eau usée, Les charges polluantes de notre eau usée sont estimées à partir des charges polluantes spécifiques par habitant et par jour à savoir une DBO5 =70 g/hab/j, et une MES=90g/hab/j.

A partir de ces hypothèses, les charges polluantes journalières se calculent aisément, ce que donne :

$$MES=90*10^{-3}*91623=8246,07\ kg/j$$

$$MES=8246,07\ kg/j$$

$$DBO5 =70.10^{-3}*91623=6413,61\ kg/j$$

$$DBO5 =6413,61\ kg/j$$

Le **tableau V.1** qui suit résume l'estimation des débits et des charges polluantes nécessaires au dimensionnement :

Tableau .VI.1. Débits et charges polluantes

Données de base	Unité	Valeur
population	hab	91623
Débit journalier	m ³ /j	32984,28
Débit moyen horaire	m ³ /h	1374,34
Débit de pointe par seconde	m ³ /s	0,381
Débits de pointe en temps sec	m ³ /h	2237,35
Débits de pointe journalière	m ³ /h	93,22
Débit diurne	m ³ /j	2061,51
Charge en DBO5	kg/j	6413,61
Charge en MES	kg/j	8246,07

Le dimensionnement des ouvrages de station se fait à partir du débit de pointe et des charges polluantes calculer précédemment [4].

VI.2. ouvrages de prétraitement

VI.2.1. Le dégrillage

Le but dans le dégrilleur est d'estimer la largeur de grille .Elle est donné par La formule KIRCHMER [8] :

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

Avec : $S = \frac{Qp}{Ve}$

- S : surface de la grille (m²) ;
- Qp : débit pointe en temps sec (m³/j) ;
- V : vitesse d'entrée des eaux brutes ; comprise entre 0.6 et 1 m/s
- h_{\max} : hauteur maximum d'eau dans le canal de passage d'eau ; comprise entre 0.2 et 0.3 m
- δ : coefficient tenant compte du mode de dégrillage tel que :
 $\delta = 0, 25$ si le dégrillage est manuel,
 $\delta = 0, 5$ si le dégrillage est automatique,
- α : l'angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal généralement. ($\alpha = 60^\circ$)
- β : Coefficient de colmatage ; $\beta = d / (d+e)$
- d : épaisseur des barreaux de la grille, ($d=2\text{cm}$ (Grilles grossières) $d=1\text{cm}$ (Grilles fines))
- e : espacement entre les barreaux, ($e=5\text{à}10\text{mm}$ (Grilles grossières), $e=0.3\text{à}1\text{mm}$ (Grilles fines))

Calcul des pertes de charges

Les pertes de charge dans un dégrilleur sont données par la relation de KIRSHMER :

$$\Delta h = \beta \left(\frac{d}{2} \right)^{4/3} * \frac{v^2}{2g} \sin \alpha$$

Δh : Perte de Charge en m;

β : coefficient dépendant de la forme des barreaux ;

$\beta=1,79$ pour les barreaux rond

V : vitesse d'entrée des eaux brutes

- α : angle d'inclinaison de la grille avec l'horizontal ($\alpha = 60^\circ$),
- $g=9.81\text{m/s}^2$ [8]

Calcul des refus des grilles

Le volume des résidus retenus par les grilles est estimé à (2÷5) l/hab /an pour une grille grossière et (5÷10) l/hab/an pour une grille fine

On calculera pour chaque type de grille un volume minimal et un volume maximal de retenue

Le **tableau.IV.2** les resultats du dimensionnement du grilleur

		Type de grille	
		Grossiere d=2cm,e=6cm, $\beta=0.25$ hmax=0.3m, $\alpha=60^\circ$, V=0,8	Fine d=1cm, e =1cm, $\beta=0.50$ hmax=0.3m, $\alpha=60^\circ$, V=0,8
Largeur (m)		13,05	19,57
pertes de charges (cm)		5,05	1,83
Refus des grilles	Vmin(m³/j)	2,54	6,35
	Vmax(m³/j)	6,35	12,70
	Vmoy(m³/j)	4,44	9,53

VI.2.2.le dessableur

On adaptera un dessableur circulaire, Le volume du dessableur est donné par :

$$V = Q_p \cdot t_s$$

Avec :

t_s : temps de séjour de l'eau dans le dessableur, (il est de 1 à 3minutes)

Q_p : Le débit de pointe.

Connaissant le volume du dessableur, on calcul son diamètre par :

$$D = \sqrt{4 * V / (\pi * h)}$$

Avec h hauteur de dessableur (égale à 1 à 2 m).

Dans notre calcul, on prendra $t_s=2$ min et $h=2$ m.

Calcul de la quantité d'air injectée

Il s'agit d'un dessableur aéré, il faut donc estimer la quantité d'un d'air à injecter. Elle est estimée à 1 à 1,5 m³ par m³ d'eau usée

$$Q_{\text{air}} = Q_p \cdot V$$

Avec :

V : volume d'air à injecter (m³ / m³)

(On prend V=1,25 m³ / m³)

➤ Calcul des quantités de matières éliminées par le dessableur

Le dessableur élimine 80% de matière minérale présente dans les eaux usées. La matière minérale représenté 20% environ de la charge en matière en suspension (MES), les 80% restants, représentent les matières volatiles en suspension (MVS).

Partant de ces hypothèse, s'ensuit :

- Les matières minérales totales = 0,20*8246,07=**1649,21 kg/j**
- Les matières minérales éliminées par le dessableur=0,80.*1649,21=**1319,4 kg/j**
- Les matières minérales restantes =**329,81kg/j**
- MES sortant du dessableur = 0,80*8246,07+329,81 = **6926,66 kg/j**

Tableau .V.3 qui suit résume les dimensions et performances du dessableur.

Désignation	Unité	Valeur
Temps de séjour	min	2
Hauteur	m	2
Volume	m ³	74,57
Diamètre	m	6,89
Quantité d'air à injecter	kg/j	2796,68
Quantité de MM éliminée	kg/j	1319,4

VI.3.Ouvrage du traitement primaire : le décanteur

VI.3.1. Dimensionnement

Le décanteur primaire sera de forme circulaire, Les principaux paramètres de calcul du décanteur sont :

- Le temps de séjour qui est compris entre 1 à 3 heures
- La hauteur d'eau dans l'ouvrage : $h=3\div 4m$

- Le débit d'alimentation = débit de pointe = 0,381 m³/s.

Le volume du décanteur primaire est donné par la formule:

$$V = Q_p * t_s,$$

on adoptera un temps de séjour de 2 heures et une hauteur de 3 m. connaissant le volume on déduite le diamètre.[4]

VI.3.2. Calcul des charges polluantes

Sachant que le décanteur primaire éliminé environ 35% de DBO5 et environ et 95% de matière minérale, les charges éliminées sont donne de :

Charge en DBO5 = 0,35*6413,61=2244,76 kg/j

Charge en MM = 0,95*329,81=313,31 kg/j

Tableau .IV.4: qui suit récapitule les dimensions et performances du décanteur

Désignation	Unité	Valeur
Volume	m ³	2743,2
Hauteur	m	3
Diamètre	m	34,12
<u>Charges a l'entrée</u>		
- MM	kg/j	329,81
<u>Charges éliminées</u>		
- DBO5	kg/j	2244,76
- MM	kg/j	313,31
<u>Charges à la sortie :</u>		
- MM	kg/j	16,49

VI.4. Ouvrage du traitement secondaire

VI.4.1. Dimensionnement du bassin d'aération

Le traitement par boues activées se sera à moyenne charge ; elle est caractérisée par :

- ✓ une charge massique $0,2 \leq Cm \leq 0,5$ kg DBO5/kg MVS/j
- ✓ une charge volumique $0,6 \leq Cv \leq 1,5$ kg DBO5/m³/j

- On adoptera : $C_m = 0,4 \text{ kg DBO}_5/\text{kg MVS/j}$ et $CV=1,2\text{kg DBO}_5/\text{m}^3/\text{j}$
- Les charges polluante en DBO₅ à l'entre du bassin d'aération sera notée :

$$\text{DBO}_5=L_0=4168,85 \text{ kg/j}$$

- La concentration en DBO₅ est alors de :

$$S_0 = \frac{L_0}{Q_j} = \frac{4168,85}{32984,28} = 0,12 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$S_0 = 0,12 \text{ g} / \text{l} .$$

La concentration en DBO₅ à la sortie doit répondre aux normes de rejets établies par l'OMS 30mg /l, d'où la charge à la sortie :

$$L_s = S_s * Q_j = 30 * 10^{-3} * 32984,28$$

$$= 989,52 \text{ Kg DBO}_5/\text{J}$$

- La charge en DBO_5 éliminée est alors de:

$$L_e = L_0 - L_s = 3179,33 \text{ kg DBO}_5/\text{j}$$

Ce qui conduit à un rendement d'élimination de

$$R = \frac{L_0 - L_s}{L_0} * 100 = 76,26\%$$

$$\boxed{R = 76,26\%}$$

- Volume du bassin peut être déduit de la charge volumique C_v :

$$\text{Sachant que } C_v = \frac{\text{charge en DBO}_5 \text{ a.l'entre (kg / j)}}{\text{volume de bas sin}}$$

Avec : $C_v=1.2$

Charge en DBO₅=4168,85 kg/j

D'où un volume de bassin $V=3474,04 \text{ m}^3$

La masse totale des boues dans le bassin peut être déduite de la charge massique sachant que :

$$C_m = \frac{\text{ch arg een DBO}_5 \text{ a.l'entre (kg / j)}}{\text{masse..dans.le.bas sin (MVS)(kg)}}$$

Avec : $C_m = 0.4$, soit

$$\boxed{X_a = 16034,02 \text{ kg}}$$

D'où une concentration des boues dans le bassin :

$$[X_a] = \frac{X_a}{V} = \frac{16034,02}{3474,04} = 4,61 \text{ kg} / \text{m}^3$$

$$\boxed{[X_a] = 4,61 \text{ kg} / \text{m}^3}$$

Dimensions de bassin

Pour dimensionner le bassin d'aération nous prendrons comme base de calcul la relation suivante : $L/l=2$, et une hauteur du bassin d'aération est comprise entre 3 et 5m, Nous prenons : $h=4\text{m}$

1-La surface horizontale du bassin d'aération :

$$S_h = \frac{V}{H} = 868,51 \text{ m}^2$$

$$\boxed{S_h = 868,51 \text{ m}^2}$$

2-la Largeur de bassin est de : $l = \sqrt{\frac{S_h}{2}} = 20,83 \text{ m}$

3-la Longueur de bassin est de :

$$L = 2.l = 41,67 \text{ m}$$

$$\boxed{L = 41,67 \text{ m}}$$

- Selon que l'on tient compte du débit moyen ou du débit de pointe le temps de séjour est de :

- A partir de débit moyen $t_s = \frac{V}{Q_m} = 2,52 \text{ h}$

- A partir de débit de pointe par temps sec : $t_s = \frac{V}{Q_p} = 1,55 \text{ h}$

$$\boxed{t_s = 1,55 \text{ h}}$$

VI.4.2. Besoins en oxygène

Pour favoriser la réaction aérobie qui est plus rapide que la fermentation anaérobie, il faut que le milieu contienne une concentration suffisante en oxygène.

On admet que les micro-organismes aérobies n'utilisent pas directement l'oxygène mais il doit être dissous dans l'eau.

La quantité théorique d'oxygène est la somme de celle nécessaire à la synthèse et celle nécessaire à la respiration endogène.[4]

Elle est donnée par la relation :

$$q_{o_2} = a' s_e * Q_j + b' X_a \quad (\text{Kg/j}).$$

q_{o_2} : Besoin en oxygène (Kg/j).

Les paramètres a' et b' sont des coefficients déterminés expérimentalement sous une température de 20°C .Il représentent :

a' : la fraction de pollution transformée en énergie de synthèse au cours de l'épuration.

b' : fraction d'oxygène correspondante à la quantité de matière détruite par endogène pour fournir l'énergie d'entretien.

a' et b' sont calculés à partir des formule empiriques suivantes :

$$a' = 0,5 C_m^{-0,12} = 0,56$$

$$b' = 0,13 C_m^{-0,16} = 0,15$$

$$q_{o_2} = a' (3612,7) + b' (16034,02) = 4428,21 \text{kg O}_2/\text{J}$$

$$\boxed{q_{o_2} = 4428,21 \text{kg O}_2/\text{J}}$$

D'où

- La quantité horaire d'oxygène nécessaire :

$$q_h = \frac{q_{o_2}}{24} = 184,5 \text{kg} / \text{m}^3 / \text{h}$$

- La quantité d'oxygène nécessaire pour 1m³ de bassin :

$$q_b = \frac{q_{o_2}}{V} = 1,27 \text{kg O}_2 / \text{m}^3 / \text{j}$$

- Quantité d'oxygène nécessaire en cas du pointe :

Ce cas arrive pendant la période diurne (16heures)

$$q_{o_2((po\ inte))} = \frac{a' \cdot S_e \cdot Q_j}{16} + \frac{b' \cdot X_a}{24} = 226,65 \text{kg} / \text{h}$$

Capacité d'oxygène :

$$C_{oe} / C_o = \alpha \cdot 1,02^{(T-10)} \cdot \frac{C_{stp} - C_x}{C_{10}}$$

C_{oe} : capacité oxygène effective

C_o : capacité oxygène nominale .elle s'écrit : $C_o = K \cdot C_s$

K : est une caractéristique du couple aérateur –bassin (h^{-1})

Il s'écrit (phase de croissance ralentie)

$$K = \frac{L_0 - L_s}{L_s \cdot X_a \cdot t_s}$$

D'où $K = 0,84 h^{-1}$

C_s : concentration en oxygène à saturation mesurée à l'interface

Elle s'écrit $C_s = \frac{475}{33,5 + t} = 8,88 \text{ mg O}_2/\text{l}$

Et donc : $C_o = 7,46 \text{ g O}_2/\text{m}^3 \cdot \text{h}$

α : Coefficient de correction. $0,8 \leq \alpha \leq 0,95$

On prend $t = 20^\circ\text{C}$ et $\alpha = 0,87$

C_{stp} : est la capacité d'oxygène corrigée à la température et pression de travail.

Elle devient $C_{stp} = C_s \cdot \frac{P \cdot \beta}{P_a}$

P : pression atmosphérique en fonction de l'altitude de région ($P = 9,04$).

$$\beta = \frac{C_s(\text{eau usée})}{C_s(\text{eau épurée})}$$

β est de l'ordre de 0,95.

P_a : pression atmosphérique au niveau de la mer ($P_a = 10,33$)

D'où $C_{stp} = 7,38 \text{ mg/l}$

C_x : concentration minimale à maintenir dans le bassin, elle est comprise entre 1,5 et 2 mg/l

C_{10} : concentration de saturation d'une eau en oxygène à 10°C est de 10,92 mg/l

Alors : $C_{oe}/C_o = 0,57$ donc : $C_{oe} = 4,26 \text{ g O}_2/\text{m}^3 \cdot \text{h}$

– calcul de la puissance requise pour le brassage :

La puissance nécessaire pour le brassage et au maintien des solides en suspension est donnée

par $E_b = S_h \cdot P_a$

S_h : surface horizontale du bassin m^2 .

P_a : puissance par m^2 du bassin

$$P_a = (70 \div 80) \text{ w/m}^2 \text{ On prend } P_a = 75 \text{ w/m}^2$$

D'où : $E_b = 65,14 \text{ kw}$

- Calcul de puissance d'aération nécessaire :

$$E_n = \frac{q(o_2)}{Coe}$$

$q(o_2)$: besoin en oxygène.

D'où $E_n = 1069,23 \text{ kw}$

- calcul du nombre d'aérateur :

$$n = \frac{E_n}{E_b} = 17 \text{ Aérateurs}$$

VI.4.3. Clarificateur

Le clarificateur ou décanteur secondaire a pour but, la séparation de floc biologique de l'eau épurée.

Les boues déposées dans le clarificateur sont recirculées vers le bassin d'aération afin d'y maintenir une concentration quasi constante en bactéries et les boues en excès sont évacuées vers les installations de traitement de boues (épaississement, déshydratation).

Dimensionnement de clarificateur

Devant traiter le même débit d'eau que le décanteur primaire et ayant pratiquement le même temps de séjour, les dimensions du clarificateur seront identiques à celle du décanteur primaire [4].

Tableau.VI.5 .Récapitulatif

Désignation	Unité	Valeur
<u>Bassin d'aération</u>	/	/
- Forme rectangulaire	/	/
- largeur	m	20,83
- longueur	m	41,67
- nombre	/	1
- Volume	m ³	3474,04
- surface	m ²	868,51
- hauteur	m	4
- Charge éliminée L0	Kg/j	4168,85
- Besoin en oxygène en cas de pointe	Kg/j	9,77
<u>Clarificateur</u>	/	
- Forme circulaire	/	
- volume	m ³	2743,2
- hauteur	m	3
- diamètre	m	34,12
- Temps de séjour	h	2

Le calcul de dimensionnement a été effectué à l'aide d'un fichier Excel en faisant entrer les données nécessaires, et le calcul se fait automatiquement.

Les tableaux suivants présentent les résultats obtenus :

Algorithme de dimensionnement des stations d'épuration par boues activées à moyenne et à faible charge									
I-Traitement des eaux usées	Introduction des données					Bassin d'aération		Moy ch	Fai ch
<u>Données du projet</u>	N	D	DBO₅	MES	R	Tableau de ROQUES	Cm	0,3	0,15
-	91623	150	70	90	0,8		Xa	3,5	4,5
<u>Calcul des débits</u>	Q_j	t_{diurne}	Q_m	Q_p	Q_d		h_{max}	3	3
-	32984,28	16	1374,35	2154,20	190,88		V	4276	9502
-	32984280		1,374	2,154	0,191		L	38	56
-			4947,6	7755	687,1725		ts_{moyen}	0,864198	1,92044
<u>Calcul des charges polluantes</u>	L₀	MES	MVS	MM			ts_{pointe}	0,55	1,23
-	6413,61	8246,07	6597	1649			ts_{diurne}	6,22	13,83
<u>Dégrilleur</u>	e	e₁	h_{max}	δ	v_e	Qualité de l'effluent			
	1,5	1,5	0,25	0,5	0,8		K	0,66	0,49
	β	S	L_{passage}	L	Refus		Lf	26,58	18,48
	0,50	2,693	12,4	37,3	916,23		Le	3612,7	5804,0
<u>Dessableur-déshuileur</u>	ts	h_{max}	V	L_{carré}	D_{cir}	Besoins en oxygène			
	2	1	258,50	16,1	18,1		a'	0,58	0,63
Charges polluantes à la sortie	L₀	MES	MVS	MM	V_{sable}		b'	0,11	0,10
	6413,61	6927	6597	330	1319		Q_m(O₂)	2111	4486
<u>Décanteur primaire(moy char)</u>	ts	h_{max}	V	D			Q_p(O₂)	215,9	431,2
	1,5	3,5	11632,7	65			Q(O₂)/L_e	0,96	1,19
Charges polluantes à la sortie	L₀	MES	MVS	MM	B_{primaire}	Décanteur secondaire (Moy et Fai charge)			
	4489,527	1385,3	1319,4	66,0	7465		ts	h_{max}	V
<u>Désinfection</u>	ts	h_{max}	Dose_{cl}	V	L		2,5	3,5	19387,8

Les caractéristiques principales des différents ouvrages de la step					
		Fai ch	Moy ch	For ch	T Fai ch
Débit journalier	Qj	32984,28			
Dégrilleur	L	37,3			
	Refus	916,23			
Dessableur-déshuileur	L_{carré}	16,1			
	D_{cir}	18,1			
	V_{sable}	1319			
Décanteur primaire	D	/	65		/
	B_{primaire}	/	7465		/
Bassin d'aération	V	9502	4276	1796	18325
	L	56	38	24,5	60,5
	Lf	18,48	26,58	16,63	4,02
	Le	5804,0	3612,7	3941,1	6281,0
Besoins en oxygène	Qm(O₂)	4486	2111	2554,2	12104,3
	Qp(O₂)	431,25	215,94	165,07	632,95

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail est de faire un diagnostic du réseau d'assainissement existant afin de détecter les anomalies de fonctionnement et aussi de projeter un réseau qui permet d'évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions favorables pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

Pour ce faire, nous avons élaboré un programme sous MATLAB permettant le dimensionnement et le diagnostic du réseau en détectant les points ayant la forte probabilité d'inondation si l'intensité de la pluie soit supérieure à celle du dimensionnement.

Ce programme est une initiation pour continuer dans le futur à le développer en le rendant plus performant.

L'étude que nous venons de présenter tient compte du réseau existant car on maintient le maximum de collecteurs, ce qui nous permet d'éviter beaucoup de travaux à l'intérieur de la ville et aussi de réduire le coût de réalisation.

La suppression des rejets dans le milieu naturel nécessite l'implantation d'un réseau unitaire et gravitaire avec déplacement latéral. On dénombre aussi trois déversoirs d'orage et un seul point de rejet qui déverse dans la station d'épuration préconisée par l'étude, et tout cela pour améliorer les conditions d'hygiène et de salubrité de la ville.

La sauvegarde de l'environnement et de la santé publique saine nécessaire aux conditions de vie favorables pour la population exige une gestion rationnelle et un entretien permanent de l'ensemble du réseau de la part des responsables du secteur.

Annexe I

Table des caractéristiques des conduites partiellement remplies

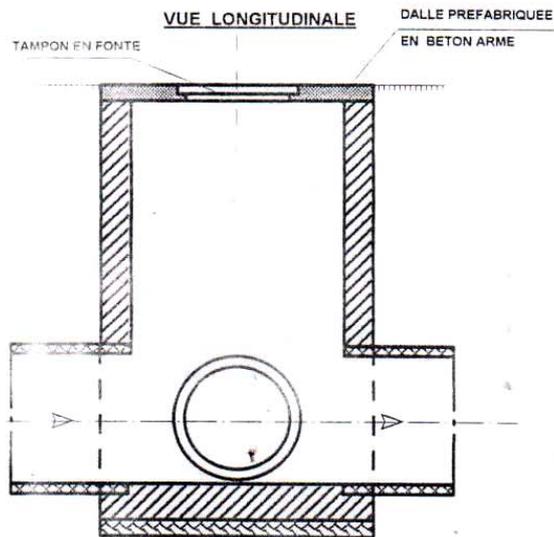
CANALISATIONS CIRCULAIRES PARTIELLEMENT REMPLIES							
H/D	TETA	Q/QFS	V/VFS	S/SPS	L/D	R ₀₁ /R	RFR
0.02	0.2838	0.001	0.14	0.005	0.280	0.013	0.151
0.04	0.4027	0.003	0.22	0.013	0.392	0.026	0.187
0.06	0.4949	0.007	0.29	0.024	0.475	0.039	0.210
0.08	0.5735	0.013	0.35	0.037	0.543	0.051	0.228
0.10	0.6435	0.021	0.40	0.052	0.600	0.064	0.241
0.12	0.7075	0.031	0.45	0.068	0.650	0.075	0.251
0.14	0.7670	0.042	0.50	0.085	0.694	0.087	0.260
0.16	0.8230	0.056	0.54	0.103	0.733	0.099	0.266
0.18	0.8763	0.071	0.58	0.122	0.768	0.110	0.272
0.20	0.9273	0.088	0.62	0.142	0.800	0.121	0.276
0.22	0.9764	0.106	0.65	0.163	0.828	0.131	0.279
0.24	1.0239	0.126	0.68	0.185	0.854	0.142	0.281
0.26	1.0701	0.148	0.72	0.207	0.877	0.152	0.283
0.28	1.1152	0.171	0.75	0.229	0.898	0.161	0.284
0.30	1.1593	0.196	0.78	0.252	0.917	0.171	0.284
0.32	1.2025	0.222	0.80	0.276	0.933	0.180	0.284
0.34	1.2451	0.249	0.83	0.300	0.947	0.189	0.283
0.36	1.2870	0.277	0.86	0.324	0.960	0.198	0.281
0.38	1.3284	0.307	0.88	0.349	0.971	0.206	0.279
0.40	1.3694	0.337	0.90	0.374	0.980	0.214	0.277
0.42	1.4101	0.368	0.92	0.399	0.987	0.222	0.274
0.44	1.4505	0.400	0.94	0.424	0.993	0.229	0.271
0.46	1.4907	0.433	0.96	0.449	0.997	0.237	0.268
0.48	1.5308	0.466	0.98	0.475	0.999	0.243	0.264
0.50	1.5708	0.500	1.00	0.500	1.000	0.250	0.260
0.52	1.6108	0.534	1.02	0.525	0.999	0.256	0.255
0.54	1.6509	0.568	1.03	0.551	0.997	0.262	0.250
0.56	1.6911	0.603	1.05	0.576	0.993	0.268	0.245
0.58	1.7315	0.637	1.06	0.601	0.987	0.273	0.239
0.60	1.7722	0.672	1.07	0.626	0.980	0.278	0.233
0.62	1.8132	0.706	1.08	0.651	0.971	0.282	0.227
0.64	1.8546	0.740	1.09	0.676	0.960	0.286	0.221
0.66	1.8965	0.773	1.10	0.700	0.947	0.290	0.214
0.68	1.9391	0.806	1.11	0.724	0.933	0.293	0.207
0.70	1.9823	0.837	1.12	0.748	0.917	0.296	0.200
0.72	2.0264	0.868	1.13	0.771	0.898	0.299	0.192
0.74	2.0715	0.898	1.13	0.793	0.877	0.301	0.184
0.76	2.1176	0.926	1.14	0.815	0.854	0.302	0.175
0.78	2.1652	0.953	1.14	0.837	0.828	0.304	0.166
0.80	2.2143	0.977	1.14	0.858	0.800	0.304	0.157
0.82	2.2653	1.000	1.14	0.878	0.768	0.304	0.148
0.84	2.3186	1.021	1.14	0.897	0.733	0.304	0.138
0.86	2.3746	1.039	1.14	0.915	0.694	0.303	0.127
0.88	2.4341	1.054	1.13	0.932	0.650	0.301	0.116
0.90	2.4981	1.066	1.12	0.948	0.600	0.298	0.104
0.92	2.5681	1.073	1.12	0.963	0.543	0.294	0.091
0.94	2.6467	1.076	1.10	0.976	0.475	0.289	0.077
0.96	2.7389	1.071	1.09	0.987	0.392	0.283	0.061
0.98	2.8578	1.057	1.06	0.995	0.280	0.274	0.041
1.00	3.1416	1.000	1.00	1.000	0.000	0.250	0.000

Annexe II

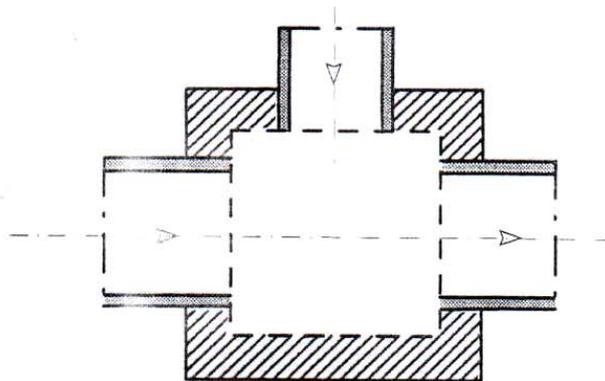
Fiche de diagnostic d'un regard

R 560

Zone	Collecteur	Type de réseau	Numéro-regard
Zone Nord Ouest	3-1-1	Séparatif eaux usées	560
Cote-tampon	Cote-t-n	P-fil-d'eau	Situation du regard
	916.773	1.40	Sous chaussée
Nature-tampon	Nature-tuyau	Etat du genicivil	Etat du collecteur
Fonte	béton	bon	Moyen
Diamètre entrant:D1	Diamètre sortant:D2	Diamètre jonction (branchement eventuel):D3	
∅ 300	∅ 300	Un branchement individuel ∅ 200	
Observations			
bon état genie civil, écoulement nul			

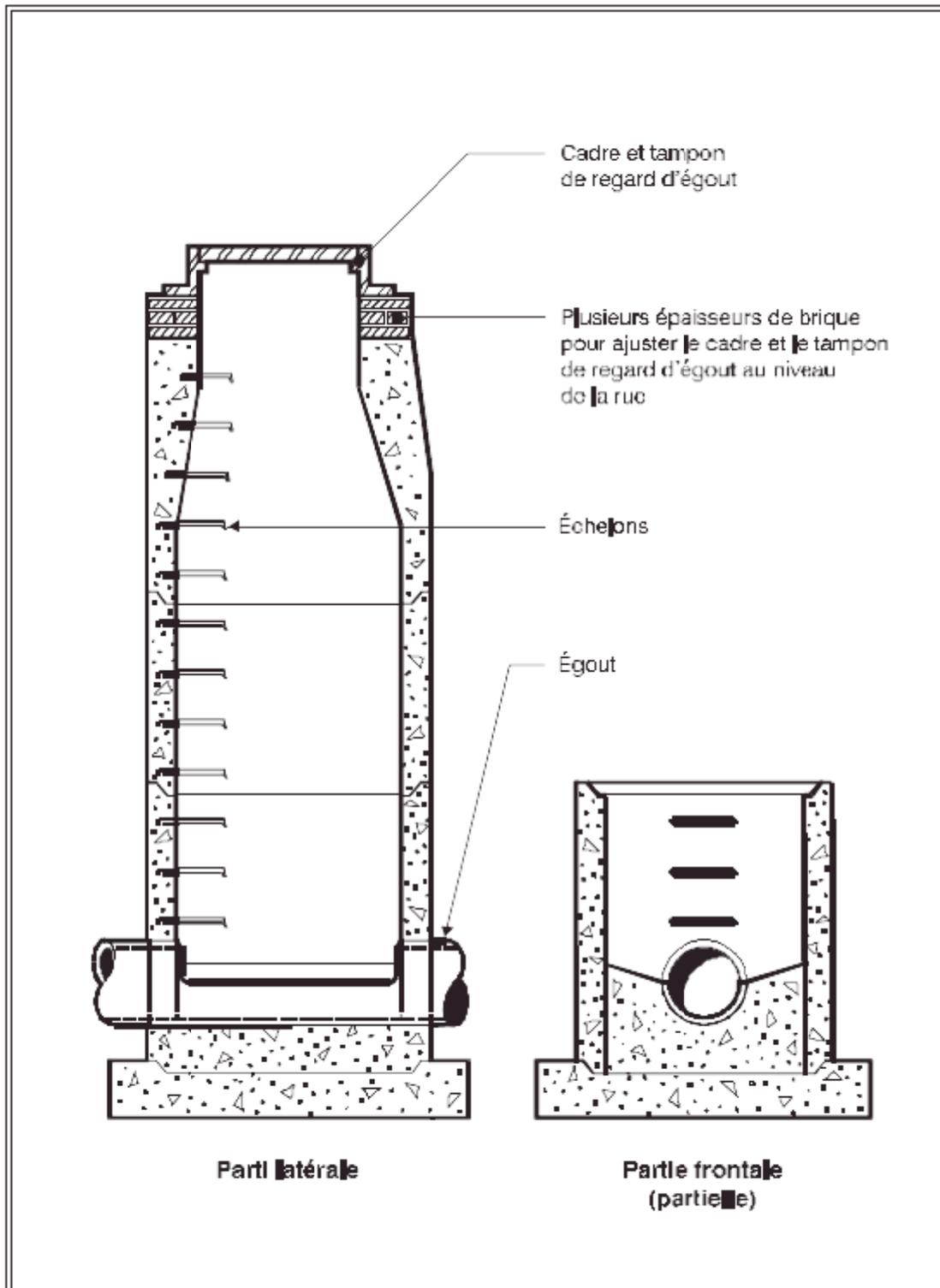


VUE EN PLAN



Annexe III

Coupe type d'un regard de visite



ANNEXE IV

Fichier d'entrée de données (Excel)

Trançon	Branchement	L (m)	A (ha)	Cr	Cote TAM (m)	Cote TAV (m)	Pentes de dimensionnement Id (m/m)
1	0	14,58	7	0,40	923,34	923,09	0,617
2	0	54,78	0	0,40	923,09	922,96	0,621
3	0	55,55	0	0,40	922,96	922,63	0,612
4	0	49,43	0	0,40	922,63	922,33	0,607
5	0	42,13	0	0,40	922,33	922,10	0,617
6	0	54,11	0	0,40	922,10	921,80	0,628
7	0	54,94	0	0,40	921,80	921,59	0,619
8	0	53,20	0	0,40	921,59	921,31	0,602
9	0	53,06	0	0,40	921,31	921,01	0,622
10	0	48,29	0	0,40	921,01	920,26	0,621
11	0	45,54	0	0,40	920,26	920,22	0,615
12	0	45,49	0	0,40	920,22	920,52	0,44
13	0	41,59	0	0,40	920,52	920,12	0,457
14	0	45,69	0	0,40	920,12	919,62	0,525
15	0	50,26	0	0,40	919,62	919,53	0,537
16	0	57,97	0	0,40	919,53	919,10	0,535
17	0	52,24	0	0,40	919,10	919,13	0,536
18	0	43,19	0	0,40	919,13	919,21	3,867
19	0	46,03	0	0,40	919,21	919,03	0,652
20	0	43,22	0	0,40	919,03	918,79	0,671
21	0	57,93	0	0,40	918,79	918,61	0,673
22	0	57,67	0	0,40	918,61	918,48	0,659
23	0	48,66	0	0,40	918,48	918,11	0,678
24	119	43,21	0	0,40	918,11	917,48	0,926
25	0	49,49	0	0,40	917,48	917,11	0,909
26	0	50,06	0	0,40	917,11	916,20	0,919

Références Bibliographiques

Bibliographie

- [1]- Direction de l'Hydraulique de la Wilaya de Sétif, 2007(D.H.W.)
« Compte rendu sur la situation d'AEP et d'assainissement de la Wilaya »
- [2] Marc Stain - Béchir Selmi / Guide technique de l'assainissement /
3^{ème} Edition – paris 2006.
- [3]- N, Dechemi / Cours d'assainissement 5^{ème}année / ENP – Alger 2007.
- [4]- Nakib / Cours traitement des eaux 4^{ème}année / ENP 2007
- [6]- Mémoires de fin d'études corrigées (ENSH - Univ de Chéllif)/2006.
- [7]-Z ,BELKASEM mémoires de fin d'études «Diagnostic d'un réseau d'assainissement Wilaya Médéa » ENSH-Blida /2007.
- [8]- HADJI ,M, 2004 Mémoire de fin d'etude «étude de la station d'épuration de beni massous- Alger » ENSH-Blida

Webographie

- [5][http://www. Valentintp.com](http://www.Valentintp.com)
- [9] <http://www.photo.com>
-