

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique Urbaine

Présentée par : BA Fatoumata

Etude d'un projet d'assainissement (Commune Ain Saboune Daira d'EL Khezara)

Sous la direction de : Mme OUMEDDOUR Née DORBANI Meriem

Juin 2022

Remerciements

Remerciements

ALHAMDOLILAH

Mes remerciements vont premièrement à Dieu tout puissant pour la volonté, la santé, et la patience, qu'il m'a donné durant toutes ces années d'étude.

Je tiens à exprimer mes vifs remerciements à mon encadreur **Mme DORBANI Meriem** pour son entière disposition, ses judicieux conseils, sa patience, et son énorme soutien tout au long de mon projet.

Je tiens à remercier mon responsable de stage **Melle HARID LOUBNA** ainsi que le Directeur **Mr BOUREGBI Houssam** pour leurs soutiens et leurs judicieux conseils.

Je remercie également **Dr TOUMI** pour son soutien et encouragements.

Je remercie aussi les membres du département d'hydraulique, et mes sentiments de profonde gratitude vont à mes professeurs qui tout au long des années d'études m'ont transmis leur savoir sans réserve.

Mes remerciements les plus vifs vont aussi à mes enseignants de filière d'hydraulique.

Je remercie tous mes collègues et amis pour leur aide et leur soutien, et tous ceux qui ont contribué de proche ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

À mon très cher père **SEKOU AHMED TIDIANE**,

Qui m'a toujours soutenu et aidé à affronter les difficultés,

À ma très chère mère **AMINATA BAH**,

Qui n'a pas cessé de me prodiguer,

Pour tous ce qui ont fait pour que je puisse les honorer,

Et leur patience durant ma vie.

A mes très chers frères et à mes chères sœurs, à toute ma famille.

A mes chers amis.

BA Fatoumata

Résumé

Résumé

Notre étude a pour objet de répondre aux besoins de la commune d'Ain Saboune Daira de Khezara wilaya de Guelma en matière d'assainissement qui est complètement dépourvu d'un réseau d'évacuation que se soit pour les eaux usées que pour les eaux pluviales, ce qui à inciter la population existante à l'utilisation de fosses septique individuelle.

Donc, suivant les informations propres à l'agglomération concerné à l'étude (la topographie, la démographique, situation géographique...), nous avons proposé un tracé et dimensionné un réseau d'assainissement pour cette zone. Suite à la topographie du site nous avons été contraints de subdiviser le réseau en deux selon les lignes de partage des eaux de ruissellement. Le réseau adopté est de type unitaire, ayant le potentiel d'assurer l'évacuation commune et en toute sécurité de l'ensemble des eaux usées et pluviales, les rejets seront acheminés à un exutoire naturel qui est Oued Héliá équipé par une station d'auto épuration avec la plante de roseau compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement et respectant les conditions hydrauliques et d'auto-curages afin d'évité l'obturation des collecteurs.

Mots clés : Assainissement, réseau, évacuation, eaux usées, eaux pluviales, AutoCAD.

Summary

Our study aims to meet the needs of the municipality of Ain Saboune Daira de Khezara wilaya of Guelma in terms of sanitation which is completely devoid of a drainage network for both wastewater and rainwater, which encourages the existing population to use individual septic tanks.

So, according to the information specific to the agglomeration concerned under study (topography, demographics, geographical location, etc.), we proposed a route and sized a sewerage network for this area. Following the topography of the site we were forced to subdivide the network in two according to the watersheds of runoff. The network adopted is of unitary type, having the potential to ensure the common and safe evacuation of all wastewater and rainwater, the discharges will be sent to a natural outlet which is Oued Héliá equipped by a self-purification plant with the rosea plant.

Keywords: Sanitation, network, evacuation, wastewater, rainwater, AutoCAD.

ملخص

تهدف دراستنا إلى تلبية احتياجات بلدية عين صابون دائرة بولاية خزانة في قالمة من حيث الصرف الصحي الذي يخلو تماما من الشبكة لكل من مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار، مما يشجع السكان الحاليين على استخدام خزانات الصرف الصحي الفردية. لذلك، وفقا للمعلومات الخاصة بالتكثف المعني قيد الدراسة (التضاريس، الديموغرافيا، الموقع الجغرافي، إلخ)، اقترحنا طريقا وحجما شبكة صرف صحي لهذه المنطقة. بعد تضاريس الموقع، اضطررنا إلى تقسيم الشبكة إلى قسمين وفقا لمستجمعات المياه من الجريان السطحي. الشبكة المعتمدة هي من النوع الوحدوي، لديها القدرة على ضمان الإخلاء المشترك والأمن لجميع مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار، وسيتم إرسال التصريفات إلى منفذ طبيعي وهو واد حلية مجهز بمحطة تنقية ذاتية باستخدام النبتة الوردية.

الكلمات المفتاحية: الصرف الصحي، الشبكة، الصرف، مياه الصرف الصحي، مياه الأمطار، أوتوكاد

Sommaire

Sommaire

Résumé	i
Abstract	i
ملخص	ii
Sommaire	iii
Liste des tableaux	viii
Liste des figures	x
Liste des abréviations	xii
Introduction générale	1

Chapitre I : Introduction à l'assainissement

1.1	Introduction	3
1.2	Définition	3
1.3	Rappel historique sur l'assainissement	4
1.4	Objectifs de l'assainissement	6
1.5	Domaines d'activité	7
1.6	Les analyses du site et facteurs intervenants en assainissement	7
1.6.1	Morphologie du terrain et topographie	7
1.6.2	Hydrogéologie et régime des nappes	8
1.6.3	Pédologie et géotechnique	9
1.6.4	Hydrographie et influence des marées	10
1.6.5	Climat, pluviométrie et hydrologie	10
1.6.6	Contexte urbain et occupation des sols	11
1.7	Conclusion	11

Chapitre II : Généralités sur les réseaux d'assainissement

2.1.	Introduction	12
2.2.	Définition des réseaux d'assainissements	12
2.3.	Les différents systèmes d'évacuations des eaux usée et pluviales	13
2.3.1.	L'assainissement collectif	13
2.3.1.1	Système unitaire	14
2.3.1.2	Système séparatif	15

2.3.1.3	Les systèmes mixtes (pseudo-séparatif)	17
2.3.2.	L'assainissement autonome ou individuel	20
2.4.	Les critères de choix d'un système d'assainissement	22
2.5.	Différents schémas d'évacuation	22
2.5.1.	Schéma perpendiculaire	23
2.5.2.	Schéma par déplacement latéral	23
2.5.3.	Schéma a collecteur transversal ou oblique	24
2.5.4.	Schéma a collecteurs étagés	24
2.5.5.	Schéma de type radial	24
2.6.	Choix du schéma d'évacuation	25
2.7.	La dégradation d'un réseau d'assainissement	25
2.7.1.	Types de dégradation	25
2.8.	Gestion, entretien et exploitation des réseaux d'assainissement	27
2.9.	Conclusion	29

Chapitre III : Etude Hydrologique

3.1.	Introduction	30
3.2.	Objectif de l'étude hydrologique	30
3.2.1.	Les petites pluies	30
3.2.2.	Les averses	31
3.3.	Période de retour	31
3.4.	Le bassin versant	32
3.4.1.	Caractéristiques physiques du bassin versant	32
3.5.	Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	34
3.5.1.	Etude des précipitations	34
3.5.2.	Les précipitations maximales journalières	36
3.5.3.	Estimation des Paramètres de la série des pluies	36
3.5.4.	Choix de la loi d'ajustement	38
3.5.5.	Test de validité de l'ajustement	41
3.6.	Pluies de courte durée	43
3.7.	Conclusion	45

Chapitre IV : Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

4.1.	Introduction	46
4.2.	Objectif	46
4.3.	Nature des eaux usées à évacuer	46
4.3.1.	Les eaux usées d'origine domestique	47
4.3.2.	Les eaux usées industrielles	47
4.3.3.	Eaux usées d'équipements	48
4.3.4.	Débits d'eaux parasites	48
4.4.	Estimation des débits des eaux usées	48
4.4.1.	Situation du projet	49
4.4.2.	Situation démographique	50
4.4.3.	Evaluation du débit moyen journalier	51
4.4.4.	Evaluation du débit de pointe	52
4.4.5.	Evaluation des débits des eaux usées domestiques pour chaque SB	52
4.4.6.	Calcul du débit spécifique	57
4.5.	Evaluation des débits des eaux pluviales	60
4.5.1.	Méthode rationnelle	60
4.5.2.	Méthode superficielle	64
4.6.	Choix de la méthode de calcul	66
4.7.	Conclusion	68

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

5.1.	Introduction	69
5.2.	Conditions d'implantation des réseaux	69
5.3.	Conception des réseaux d'Assainissement	69
5.4.	Dimensionnement du réseau d'Assainissement	70
5.4.1.	Conditions d'écoulement et de dimensionnement	70
5.4.2.	La vitesse d'auto curage	70
5.5.	Tracé du réseau d'assainissement	73
5.6.	Mode de calcul	73
5.7.	Condition d'auto curage	75
5.8.	Auto CAD	75

5.8.1.	Spécialités et domaines d'utilisation d'Auto CAD	76
5.8.2.	Avantages et inconvénients d'Auto-CAD	76
5.8.3.	Création de plans topographiques	79
5.8.4.	Importation des données de topographie à partir d'une feuille de calcul (XLS, CSV...) dans Auto CAD	80
5.8.5.	Applicatif d'Auto CAD	81
5.9.	Conclusion	101

Chapitre VI : Ouvrages et éléments constitutifs du réseau d'égout

6.1.	Introduction	102
6.2.	Les ouvrages principaux	102
6.2.1.	Les canalisations	102
6.2.2.	Type de canalisation	102
6.2.3.	Choix du type de canalisation	104
6.2.4.	Les joints des conduites en béton armé	105
6.2.5.	Différentes actions supportées par la conduite	107
6.2.6.	Protection des conduites	108
6.2.7.	Fabrication des tuyaux	110
6.2.8.	Classification des tuyaux	110
6.3.	Les ouvrages annexes	110
6.3.1.	Ouvrages normaux	111
6.3.1.1.	Les branchements	111
6.3.1.2.	Ouvrages des surfaces	112
6.3.1.3.	Ouvrages d'accès au réseau (les regards)	113
6.3.2.	Ouvrages spéciaux	116
6.3.2.1.	Déversoirs d'orage	116
6.3.2.2.	Autoépuration naturelle	118
6.4.	Conclusion	124
	Conclusion générale	125
	Références bibliographique	127
	Annexe 1	131
	Annexe 2	132

Annexe 3	133
Annexe 4	134
Annexe 5	136

Liste des tableaux

Chapitre II : Généralités sur les réseaux d'assainissement

<i>Tableau 2.1</i>	Avantages et inconvénients des différents systèmes de réseaux d'assainissement.....	19
--------------------	---	----

Chapitre III : Etude Hydrologique

<i>Tableau 3.1</i>	Récapitulatif des résultats	33
<i>Tableau 3.2</i>	Caractéristiques de la station pluviométrique de Hammam Debagh	35
<i>Tableau 3.3</i>	série pluviométrique de la station de Hammam Debagh (1993-2019)	35
<i>Tableau 3.4</i>	Caractéristiques de la série	38
<i>Tableau 3.5</i>	Résultat de l'ajustement à la loi de GAUSS	39
<i>Tableau 3.6</i>	Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON	40
<i>Tableau 3.7</i>	Résultat de l'ajustement à la loi de GEV	40
<i>Tableau 3.8</i>	Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel	41
<i>Tableau 3.9</i>	Ajustement avec le test du Khi carré (χ^2)	42
<i>Tableau 3.10</i>	paramètres climatiques de Montana et période de retour (Source ANRH Constantine)	43
<i>Tableau 3.11</i>	pluies obtenues en mm	43
<i>Tableau 3.12</i>	intensités obtenues en mm/heure	44

Chapitre IV : Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

<i>Tableau 4.1</i>	Calcul de nombre d'habitant à l'horizon 2052	51
<i>Tableau 4.2</i>	Calcul du débit moyen des eaux potable domestique	51
<i>Tableau 4.3</i>	Evaluation des débits d'eaux usées des équipements	51
<i>Tableau 4.4</i>	Evaluation du débit de pointe	52
<i>Tableau 4.5</i>	Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation	54
<i>Tableau 4.6</i>	Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population	54
<i>Tableau 4.7</i>	Calcul du nombre d'habitant pour chaque sous bassin	55

Tableau 4.8	Evaluation des débits des eaux usées domestiques	56
Tableau 4.9	Le débit spécifique des eaux usées pour chaque sous bassins	57
Tableau 4.10	Coefficient d'abattement en fonction de la surface	61
Tableau 4.11	Evaluation des débits des eaux pluviales	67

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau 5.1	Coefficient de rugosité de Manning-Strickler en fonction de la nature des parois	73
Tableau 5.2	Calcul de la pente	84
Tableau 5.3	Calcul du diamètre	89
Tableau 5.4	Calcul de la vitesse d'écoulement	93
Tableau 5.5	Vérification de la condition d'auto-curage	97

Chapitre VI : Ouvrages et éléments constitutifs du réseau d'égout

Tableau 6.1	Caractéristiques du tuyau en béton armé	107
--------------------	---	-----

Liste des figures

Chapitre 1: Introduction à l'assainissement

<i>Figure 1.1</i>	La Cloaca maxima de Rome	05
-------------------	--------------------------------	----

Chapitre II : Généralités sur les réseaux d'assainissement

<i>Figure 2.1</i>	Schéma d'un réseau unitaire	15
<i>Figure 2.2</i>	Schéma d'un réseau séparatif	17
<i>Figure 2.3</i>	Schéma d'un réseau pseudo séparatif	18
<i>Figure 2.4</i>	Schéma de principe d'une fosse septique (AERM, 1994)	21
<i>Figure 2.5</i>	Schéma perpendiculaire	23
<i>Figure 2.6</i>	Schéma par déplacement latéral	23
<i>Figure 2.7</i>	Schéma a collecteur transversal ou oblique	24
<i>Figure 2.8</i>	Schéma à Collecteur Etagé	24
<i>Figure 2.9</i>	Schéma de types radial	25

Chapitre III : Etude Hydrologique

<i>Figure 3.1</i>	Bassin versant d'Ain Saboune	33
<i>Figure 3.2</i>	Histogramme mensuelle de la pluviométrie (série : 1993-2019)	36
<i>Figure 3.3</i>	Ajustement à la loi normale (loi de Gauss)	39
<i>Figure 3.4</i>	Ajustement à la loi log normale (loi de Galton)	39
<i>Figure 3.5</i>	Ajustement à la loi GEV (Maximum de vraisemblance)	40
<i>Figure 3.6</i>	Ajustement à la loi Gumbel (Maximum de vraisemblance)	41
<i>Figure 3.7</i>	Etude comparative graphiques	42
<i>Figure 3.8</i>	la courbe pluie durée fréquence	44
<i>Figure 3.9</i>	la courbe intensité durée fréquence	44

Chapitre IV : Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

<i>Figure 4.1</i>	Situation géographique d'Ain Sandel	49
<i>Figure 4.2</i>	délimitation de la zone d'étude	50
<i>Figure 4.3</i>	Situation géographique d'Ain Saboune	50

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

<i>Figure 5.1</i>	levé topographique sur AutoCAD	79
<i>Figure 5.2</i>	plan du réseau projeté sur AutoCAD	81
<i>Figure 5.3</i>	Découpage des sous bassin versant avec AutoCAD	82
<i>Figure 5.4</i>	exemple de profil en long sur AutoCAD	83

Chapitre VI : Ouvrages et éléments constitutifs du réseau d'égout

<i>Figure 6.1</i>	Différents types des joints	106
<i>Figure 6.2</i>	Exemple d'un branchement	111
<i>Figure 6.3</i>	Bouches d'égout	112
<i>Figure 6.4</i>	Emplacement des bouches d'égout	113
<i>Figure 6.5</i>	Exemple d'un regard de visite	115
<i>Figure 6.6</i>	Exemple d'un Regard de chute	115
<i>Figure 6.7</i>	Exemple d'un Bouche d'égout	116
<i>Figure 6.8</i>	Schéma de principe du déversoir d'orage	116
<i>Figure 6.9</i>	filtres plantés de roseaux	119
<i>Figure 6-10</i>	Système à deux filtres verticaux	120
<i>Figure 6-11</i>	Filtre vertical suivi d'un filtre horizontal	120
<i>Figure 6-12</i>	Filtre horizontaux	121
<i>Figure 6.13</i>	Massif filtrant	122
<i>Figure 6.14</i>	Dégrillage	123
<i>Figure 6.15</i>	Action des roseaux (pour un filtre vertical)	124

Liste des abréviations

Symboles	Dénominations
Qpl	Débit pluvial
Qeu	Débit d'eau usée
Qt	Débit total
Qps	Débit à pleine section
Vps	Vitesse à pleine section
Dcal	Diamètre calculé
Dnor	Diamètre normalisé
Rq	Rapport des débits
Rh	Rapport des hauteurs
H	Hauteur de remplissage
Rv	Rapport des vitesses
V	Vitesse de l'écoulement
O.N.M	l'office national de la météorologie
ANRH	l'agence National des ressources en hydraulique

Introduction générale

Introduction générale

L'eau sur terre c'est la vie ; C'est un bien commun à toute la population, mais, aussi, il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

A cet égard, dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'**assainissement** et l'**alimentation** en eau potable entre autres ; Par ailleurs, l'**assainissement** des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci, bien évidemment, se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publiques et de l'environnement.

Le rôle d'un réseau d'**assainissement** est triple, assurer la protection contre les Inondations et permettre la protection de la santé publique et préserver l'environnement contre les rejets des eaux usées.

Dans ce travail, nous avons essayé d'élaborer un exemple d'étude de dimensionnement d'un réseau d'assainissement . Cette problématique représente un cas réel de dimensionnement d'un réseau hydraulique et une occasion d'améliorer nos connaissances et d'avoir un bon paramétrage d'un système d'évacuation des eaux usées.

L'étude se déroule dans la commune d'Ain Sandel Daïra de lakhzara, plus particulièrement au niveau de la région d'**Ain Saboune** qui se trouve à l'est de la commune **d'Ain Sandel**. La municipalité étant caractérisée par la nature pastorale de paysannerie, la majeure partie de la population travaille dans le secteur agricole et la municipalité est caractérisée par un terrain difficile.

Cette région est caractérisée par un assainissement individuel autonome, donc on va procéder à un assainissement collectif. La méthode d'évaluation des débits à évacuer, le type de système d'assainissement ainsi que le tracé du réseau vont faire l'objet d'une analyse des données réelles de cette région. La compatibilité du réseau proposé par rapport à la projection d'une station d'autoépuration est mise en évidence.

Dans 6 (six) chapitres, nous avons essayé dans notre étude d'avoir les bonnes solutions techniques et économiques pour l'évacuation des eaux usées et pluviales de la région d'Ain Saboune avec la présentation de différentes étapes d'étude qui sont notés comme suit :

- L'introduction à l'assainissement.
- Généralités sur les réseaux d'assainissement.
- Etude hydrologiques.
- Evaluation des débits des eaux usées et pluviales.
- Calcul hydraulique ou dimensionnement du réseau.
- Ouvrages et éléments constitutifs du réseau d'égout.

Chapitre I :

***Introduction à
l'assainissement***

Chapitre I : Introduction à l'assainissement

1.1 Introduction :

L'homme a depuis, l'origine de sa sédentarisation, imaginé différentes techniques susceptibles de lui permettre de mieux maîtriser son environnement. L'**assainissement** urbain, compris au sens large (**assainir = rendre sain**) constitue l'une de ces techniques et on trouve des traces dans toutes les civilisations.

L'**assainissement** des agglomérations, au sens où on l'entend « l'instruction relative à l'**assainissement** des agglomérations », de 1977 a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. [22]

Au XIX^{ème} siècle, l'**assainissement** était défini comme étant « la restitution à la terre des principes fertilisants qu'elle contient et le retour aux rivières des liquides dépouillés de leurs éléments corrupteurs ». Ces enjeux ont été peu à peu perdus de vue au fur et à mesure que les villes se sont agrandies, étalées et ont rompu le lien avec leurs campagnes. Des techniques d'**assainissement** écologique centrées sur la préservation des milieux aquatiques et les valorisations des nutriments pour les sols existent depuis longtemps, mais c'est l'**assainissement** conventionnel qui domine. [05]

Pour réaliser un projet d'**assainissement** au niveau d'une zone rurale ou urbaine il doit répondre à certains points à savoir :

- Eviter que les produits évacués puissent polluer les eaux souterraines ou de surface (Le concept hygiéniste);
- Evacuer rapidement et sans stagnation, hors des habitations, tous les déchets d'origine humaine ou animale (le concept sécuritaire);
- Protection de l'environnement (concept environnemental).

1.2 Définition :

L'**assainissement** est l'ensemble des techniques qui permettent l'évacuation par voie hydraulique des eaux usées d'une communauté.

Les eaux sont recueillies à l'intérieur des propriétés par un réseau de canalisations puis évacuées gravitairement vers un égout collecteur qui en assure le rejet dans un exutoire étudié à ne pas nuire à l'hygiène publique.

L'**assainissement** est l'ensemble des moyens de collecte, de transport et de traitement d'épuration des eaux usées avant leur rejet dans les rivières ou dans le sol. On parle d'**assainissement** collectif pour les zones raccordées au réseau d'égout et équipées d'une station d'épuration traitant les rejets urbains. L'**assainissement** est dit non-collectif ou autonome dans les zones non-raccordées du « tout à l'égout ». [07]

1.3 Rappel historique sur l'assainissement :

L'**assainissement** était considéré comme le parent pauvre des investissements du secteur des ressources en eau. Les systèmes d'**assainissement** hérités de la période coloniale étaient basés sur des égouts qui débouchaient sur les oueds pour finir en mer engendrant ainsi la pollution des eaux et du littoral.

Durant la partie obscure de l'humanité, la nature était un espace ouvert pour pratiquer son besoin vital. Suite à l'évolution urbaniste et le manque d'espace dans les villes romaines qui attachaient une très grande importance à la qualité de l'eau, ils ont construit des aqueducs pour acheminer l'eau jusqu'aux villes et jusqu'aux maisons, ils ont construit des ouvrages pour se baigner, ainsi que des égouts et des latrines pour évacuer les déchets. Une ville romaine était d'abord bâtie sur l'établissement de son réseau d'évacuation, qui, avec le temps, fut couvert et enterré pour des raisons d'odeur et de salubrité. L'égout romain est donc la conséquence de l'adduction d'eau : l'eau qui entre dans la ville doit en sortir.

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



Figure 1.1 : La Cloaca maxima de Rome

L'apparition du choléra lors de l'épidémie terrible de 1854 et afin d'éradiquer cette maladie, ils ont opté pour collecter des eaux urbaines et de les mener par des canalisations enterrées à des sites de rejets en milieu naturel avec la croissance continue de l'urbanisation et la poussée démographique, les villes vont développer des réseaux d'égout comptant des milliers de kilomètres de canalisations et aboutir au concept du « tout à l'égout ». [a]

Au siècle précédent, la politique d'**assainissement** (1894 loi sur le « tout à l'égout ») consistait encore essentiellement en une évacuation rapide des eaux usées et pluviales le plus loin possible des zones agglomérées.

Cette situation considérée comme satisfaisante se prolonge jusqu'en 1950.

A L'indépendance l'amélioration des condition d'hygiène , aussi bien en milieu urbain qu'en milieu rural, exigeait un développement important des réseaux publics d'eau potable et d'assainissement et ce non seulement pour rattraper les retards dans ce domaine mais également pour tenir compte de l'accroissement démographique.

Dès 1970, la croissance rapide de la population urbaine (22 % en 1950, 75 % en 1970) rend la situation critique. En effet le développement rapide de l'urbanisation des villes à leur périphérie a entraîné une forte augmentation des surfaces imperméabilisées, ce qui a accru considérablement les volumes et les débits ruisselés entraînant ainsi une insuffisance des exutoires. On a donc assisté à une surcharge progressive des réseaux existants et à une augmentation du risque d'inondation.

Si la solution traditionnelle de réseaux d'**assainissement** est une bonne réponse sur le plan de l'évacuation des eaux, elle a sa limite et présente de nombreux inconvénients sur le cycle naturel de l'eau (augmentation des débits vers les rivières entraînant un manque d'eau vers les nappes, une saturation des exutoires....).

Devant l'impasse à laquelle conduisait l'**assainissement** pluvial classique, il a fallu innover. On a fait appel à des techniques alternatives basées essentiellement sur un stockage temporaire des eaux de pluie permettant de retarder l'écoulement avant l'exutoire ou d'infiltrer au maximum. [23]

Pour atteindre cet objectif, les principes sont simples. Ils ont mis en œuvre des bassins de retenues qui ont trois fonctions essentielles :

- recueil des eaux de pluie,
- rétention de ces eaux,
- évacuation lente.

1.4 Objectifs de l'assainissement :

L'**assainissement** est fortement lié à la santé publique en raison des nombreuses maladies liées à un milieu malsain.

La proximité avec les eaux usées peut engendrer des maladies à transmission fécale-orale (diarrhée, typhoïde, hépatites, choléra), ou liées à un vecteur (paludisme, filariose, dengue).

D'autres maladies sont également liées à un mauvais **assainissement** de base et en particulier à des latrines défectueuses ou inexistantes : bilharziose, nématodes ou autres vers.

L'**assainissement** vise à assurer l'évacuation et le traitement des eaux usées et des excréments en minimisant les risques pour la santé et (La **santé** un état de complet bien-être physique, mental et social, et ne consiste...) et pour l'**environnement**. (C'est l'ensemble des éléments naturels et...).

Les déchets solides (reliefs de repas...) subissent une rapide décomposition, et peuvent être des sources pathogènes. Leur collecte et leur élimination contribue également à maintenir un environnement salubre. [09]

1.5 Domaines d'activité :

De manière générale, l'**assainissement** comprend l'évacuation et le traitement des eaux et des solides usagés. Ces matières incluent les eaux de pluie, de drainage, de lavage, les eaux usées et / ou provenant de toilettes, les excréments, et les déchets solides ; ces derniers ont différentes origines (domestique, agricole, industrielle, médicale...).

Les domaines d'activités de l'entreprise sont les suivants :

- Eau potable et assainissement
- Gestion des eaux pluviales
- Aménagement urbain et du territoire
- Gestion de la ressource en eau
- Bassins versants et développement Energie
- La planification de la gestion de la sécurité sanitaire de l'**assainissement**.
- Utilisation sans risque des eaux usées, des excréta et des eaux ménagères.
- Eaux à usage récréatif.

1.6 Les analyses du site et facteurs intervenants en assainissement :

Chaque site dépendant d'un système de drainage ou de collecte, qu'il s'agisse d'un bassin versant, d'un espace libre ou d'une zone d'extension à raccorder à l'existant, présente des spécificités. Il convient d'en analyser tous les participants touchant à l'**assainissement** que ce soit : la **topographie**, l'**urbanisme**, le **climat**, la **qualité des sols** et leurs **occupation**, etc. [08]

1.6.1 Morphologie du terrain et topographie :

Le relief, les chemins de ruissèlement, les sens d'écoulement, etc sont autant d'éléments topographiques et morphologiques nécessaires à l'analyse hydrologique des bassins versant décomposés en éléments homogènes.

La topographie est un paramètre imposé et son rôle est essentiel en matière d'assainissement et écoulements gravitaires. En effet la vitesse critique d'auto-curage obtenue à partir de cette vitesse minimale maintient les particules en suspension et évite le dépôt. ($V > 0,6 \text{ m/s}$).

En terrain plat, ces conditions entraînent de l'amont vers l'aval un approfondissement coûteux du réseau. Le relèvement mécanique des effluents est donc indispensable, ce qui entraîne, pendant l'écoulement du réseau de fortes dépenses d'exploitation.

Réseaux d'eaux usées —————> relèvement acceptable

Réseaux d'eaux pluviales —————> à éviter dans toutes les mesures du possible compte tenu de la discontinuité des pompages et de l'importance instantané des flots d'où création de bassins de retenue assurant le stockage, des eaux d'orage ce qui peut diminuer les dimensions de certaines sections et réduire le coût de relèvement.

A conclure que le paramètre topographie est une contrainte majeure dans l'étude d'un projet d'**assainissement**.

1.6.2 Hydrogéologie et régime des nappes :

Le contexte hydrogéologique traversé par un collecteur peut comporter des nappes d'eaux souterraines perchées (captive) ou alluviales dont la puissance dépend de la période hydrologique. En période humide, les réseaux non étanches posés en point bas de ces zones sont sujets à l'intrusion d'eaux parasites. A l'inverse, en période sèche, ils peuvent entraînés des fuites de pollution préjudiciables aux nappes.

Plusieurs problèmes peuvent être posés par les ruptures des structures géologiques provoquées par les tranchées qui peuvent conduire les eaux de surface ou de nappe et constitués des tranchées drainantes.

En effet, la nature des terrains et leurs teneurs en eau autour des ouvrages existants ou projetés interviennent par les risques de glissement, de gonflement, de tassement, d'agressivité chimique des sols, de fluctuation des nappes phréatiques, etc.

A cela s'ajoutent les effets extérieurs des charges statiques ou dynamiques relatives aux trafics des poids lourds et engins de chantiers durant les travaux. Ainsi avant d'implanter les ouvrages du réseau en vue de fixer le point de rejet et la nature de l'épuration à faire, le concepteur doit procéder aux choix nécessaires, comprenant notamment l'examen des circulations superficielles des eaux et le régime des nappes souterraines.

- Hydrographie : milieu récepteur
- Un ruisseau doit définir les capacités et les conditions d'accueil en quantité et en qualité.
- Un cours d'eau à régime très variable passant du niveau d'étiage au niveau de crue pouvant se répercuter dans les collecteurs.
- Le bord de la mer.

1.6.3 Pédologie et géotechnique :

Elle concerne les caractéristiques du sol liées à :

- La géométrie du site, sa pente, les couches de terrains rencontrées en couverture et en strates successives jusqu'au substratum. (Problème de stabilité suite à la saturation ou au creusement d'une fouille, etc.).
 - La nature, la granulométrie, l'état des sols en surface, leurs perméabilités, le comportement au ruissèlement et à l'arrachement des matériaux susceptibles à être entraînés pour générer des dépôts dans les émissaires.
 - La modification de la structure des sols suite à des travaux de terrassement et de remblaiement sans prise en compte des phénomènes d'hétérogénéité, de décompression de glissement, d'effondrement,
- **Perméabilité** : définie comme étant la vitesse apparente de filtration dans les canaux capillaires du terrain.

$$V = Q / S \dots\dots\dots (I-1)$$

Q : débit, S : surface unitaire du sol considéré

Les expériences de DARCY montrent que cette relation s'écrit :

$$V = K.j \dots\dots\dots (I-2)$$

j: perte de charge unitaire

K : coefficient de perméabilité (unité du gradient hydraulique m/s)

- **Résistance des sols :** il faut souligner l'importance de la pente, l'imperméabilité et la structure du sol dans la génération des apports pluvieux, conditions d'écoulements et sédimentation.

D'où nécessite la connaissance des sols et de leurs résistances mécaniques.

Pour tous les ouvrages souterrains et les ouvrages importants, comme les bassins de retenue, les postes de pompage, les stations d'épuration et dans une certaine mesure les collecteurs, une étude géotechnique de la structure des terrains est nécessaire.

La nécessité de reconnaissance du sous-sol au moyen de sondages sur l'étendue des zones considérées pour l'implantation des réseaux et des ouvrages de génie civil (propriétés mécanique du sous-sol) :

- Constitution géologique
- Evolution de la charge de sécurité à la compression et l'importance des tassements
- Niveau piézométrique
- Teneur en eau

1.6.4 Hydrographie et influence des marées :

Le milieu récepteur à l'exutoire d'un évacuateur peut être :

- Un ruisseau dont on doit définir la capacité et les conditions d'écoulement en quantité et qualité.
- Un cours d'eau à régime très variable (étiage-crue)
- Des lacs et des étangs où la sensibilité aux rejets est la plus forte
- Le bord de la mer avec, dans le cas échéant, l'influence des marées. (La pose d'un émissaire immergé est généralement nécessaire).

1.6.5 Climat, pluviométrie et hydrologie :

Un événement pluvieux de période de retour à une probabilité non nulle de se produire plus d'une fois dans cet intervalle de temps, ou de ne pas se produire du tout. En revanche, des événements statistiquement plus sûrs peuvent se produire au cours de cette période.

En hydrologie urbaine, il est assez rare de recourir à des données spécifiquement adaptées au projet étudié. C'est la raison pour laquelle on s'attache à réunir une information de base, la plus complète possible pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux soit en limitant leurs paramètres.

Le choix d'une période de retour à fixer pour le dimensionnement des collecteurs et pour la fréquence des déversements ne peut résulter que de situations générales ou particulières, de degré de production ou de compromis dont l'évolution revient aux responsables locaux.

1.6.6 Contexte urbain et occupation des sols :

Les villes ont des vocations différentes : villes importantes, moyennes, à population constante ou variable, à caractère administratif, touristique, résidentiel, portuaire, etc.

Ce tissu urbain des villes est constitué d'une mosaïque d'occupation des sols dont les caractéristiques d'assainissement sont extrêmement variables.

La nature et l'activité dominante de ces diverses composantes d'agglomération modifient les flux d'eaux usées ou pluviales et influent sur les réseaux et le fonctionnement des traitements.

1.7 Conclusion :

Les eaux usées que nous rejetons chaque jour contiennent des matières organiques, des résidus chimiques et des milliards de germes. Autant d'éléments à risque pour notre santé et notre environnement. Pour éviter les maladies et la pollution, un bon système d'assainissement s'avère indispensable.

L'**assainissement** désigne l'ensemble des moyens de collecte, de transport et de traitement d'épuration des eaux usées avant leur rejet dans les rivières ou dans le sol.

Sans systèmes d'**assainissement**, les déchets humains pénètrent dans les eaux souterraines et les eaux de surface. Les fèces déposées en déféquant à l'air libre contaminent les sols.

Chapitre II :

***Généralités sur les réseaux
d'assainissement***

Chapitre II : Généralités sur les réseaux d'assainissement

2.1 Introduction :

L'assainissement des agglomérations a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux pluviales et usées ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

L'assainissement des eaux usées est devenu un impératif pour nos sociétés modernes. En effet, le développement des activités humaines s'accompagne inévitablement d'une production croissante de rejets polluants. [08]

Ce chapitre traite des généralités sur les réseaux d'assainissement en général et donne quelques notions et quelques définitions sur les réseaux d'assainissement et les types des réseaux, il inclut aussi le choix du système adéquat et les éléments constitutifs du réseau.

2.2 Définition des réseaux d'assainissements :

Les réseaux d'égout sont constitués d'un ensemble de composantes hydrauliques comprenant des conduites, des regards, des stations de pompage, des bassins de rétention et de différents ouvrages de contrôle. Leur mission est la collecte et l'évacuation adéquate des eaux usées vers une station de traitement ou vers un lieu de déversement approprié. [03]

Le bon état des cours d'eau impose la suppression des pollutions ponctuelles. Ces actions menées auprès des collectivités et des acteurs économiques sont soutenues par les agences de l'eau depuis leur création. Aujourd'hui, elles restent une priorité sur les bassins versants les plus urbanisés et sur les cours d'eau sensibles à faible débit.

Les systèmes d'assainissement peuvent avoir un impact majeur sur les milieux aquatiques par temps sec comme par temps de pluie.

Comprendre le fonctionnement d'un système d'assainissement et mesurer les effets de ses dysfonctionnements est essentiel pour nous permettre de gérer au mieux notre patrimoine d'assainissement.

Dans une autre définition c'est un système liquide d'une agglomération désigne l'ensemble des dispositions relatives à l'évacuation des effluents urbains (eaux usées, eaux pluviales) et à

leur rejet dans les milieux naturels dans des conditions telles qu'il ne puisse en résulte aucun inconvénient pour l'hygiène et aucune nuisance pour le milieu récepteur. [29]

Le réseau d'assainissement d'une agglomération a une triple fonction :

- La collecte de l'ensemble des eaux usées, d'origine domestique ou industrielle et des eaux météoriques, séparément ou mélangées ;
- Leur transfert vers le milieu naturel ou vers une station de traitement des eaux polluées (STEP) ;
- Leur traitement pour que l'effluent soit compatible avec les règles de santé publique et le milieu naturel. [06]

2.3 Les différents systèmes d'évacuations des eaux usées et pluviales :

Deux grands types d'évacuations des eaux usées et eaux pluviales sont à retenir essentiellement :

2.3.1 L'assainissement collectif :

L'assainissement collectif désigne tout système d'assainissement effectuant la collecte, le prétraitement, l'épuration, l'infiltration ou le rejet des eaux usées et pluviales des agglomérations raccordées au réseau public 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.

Dans le cadre d'une étude et pour bien connaître un réseau d'assainissement, il est nécessaire de définir les systèmes d'évacuations suivantes :

-  **Système unitaire.**
-  **Système séparatif.**
-  **Système pseudo séparatif.**

2.3.1.1 Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un unique réseau, généralement équipé de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet d'une partie des eaux par surverse directement dans le milieu naturel. Il nécessite donc une canalisation importante pour l'évacuation des eaux usées et pluviales, Il nécessite des ouvrages et des stations d'épuration relativement importantes afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.
[10]

Le coût de ce système est faible. Les problèmes de branchement sont simplifiés. L'inconvénient majeur réside dans le partage des eaux qui vont soit à la station d'épuration, soit au milieu naturel.

En pratique, les déversoirs d'orage qui sont utilisés remplissent souvent mal leur rôle :

- Le rejet direct au milieu naturel est constitué d'un mélange d'eaux pluviales et d'eaux usées qui peuvent être fortement polluées.
- Le fonctionnement de la station d'épuration peut être compromis par l'arrivée d'un mélange d'eaux, d'origines différentes dont la composition est souvent très différente de celles des eaux usées seules.

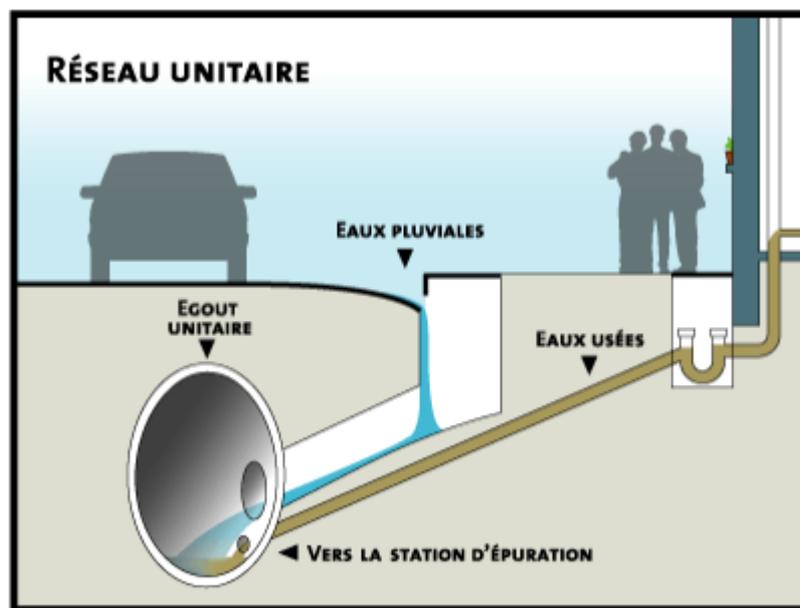
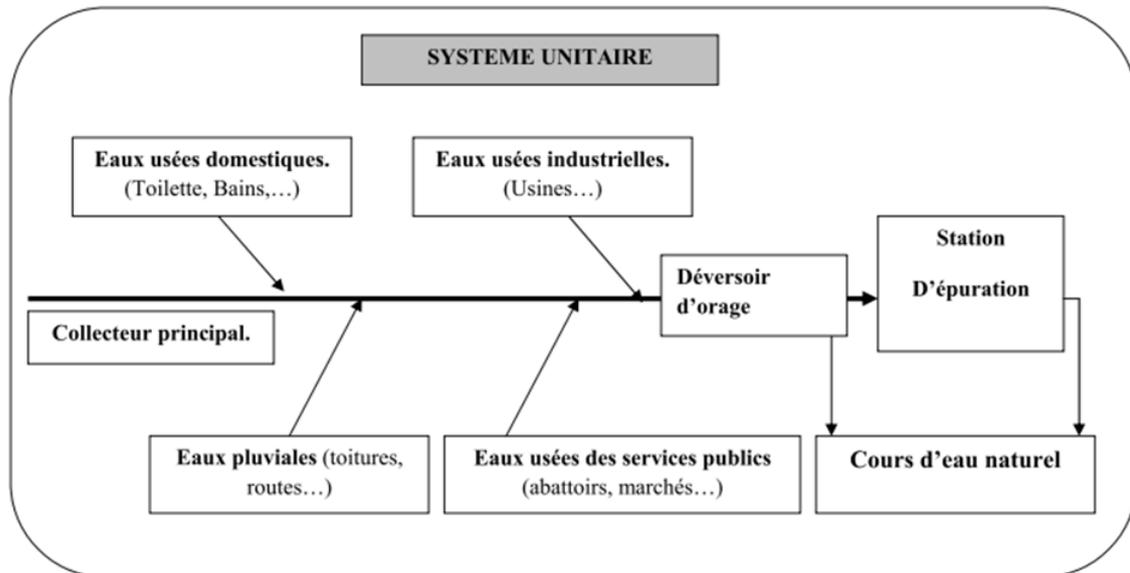


Figure 2.1 : Schéma d'un réseau unitaire

2.3.1.2 Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles, alors que l'évacuation des eaux pluviales est assurée par un autre réseau. Ces deux canalisations ont fréquemment des tracés différents à l'exception de certains tronçons.

Les canalisations des eaux usées étant généralement de section réduite par rapport à celles des eaux pluviales. [10]

✚ Réseau pluvial :

Ce réseau sera prévu pour évacuer les pointes de ruissellement. Il suit les lignes de plus grandes pentes pour déverser les eaux dans le cours d'eau le plus proche. Il peut en résulter une économie des sections des canalisations.

✚ Réseau d'eau usée :

Ce réseau de conduites est conçu pour le transit des eaux usées jusqu'à la station d'épuration éloignée de la ville. Le cheminement de son tracé nécessite une faible pente.

L'avantage de ce système réside dans une régularité du débit en raison des faibles variations des eaux usées au niveau d'une agglomération, ce qui demande des canalisations de faibles dimensions (Sections), ce système présente certains avantages par rapport au premier :

- ✓ La station d'épuration peut simplement être dimensionnée pour le débit de pointe de temps sec d'où il en résulte une économie.
- ✓ La composition des eaux usées étant sensiblement constant, la station peut fonctionner de façon sûre et efficace.
- ✓ Les eaux de ruissellement sensées être plus propres que les eaux usées sont moins préjudiciables au milieu naturel.

Les problèmes de raccordement de chaque immeuble à deux conduites différentes sont difficiles et conduisent souvent à des branchements incorrects (c'est-à-dire eau usée sur le réseau d'eau pluviales et inversement).

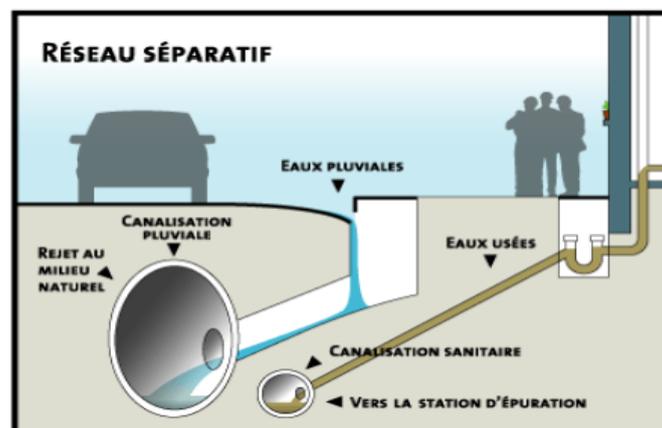
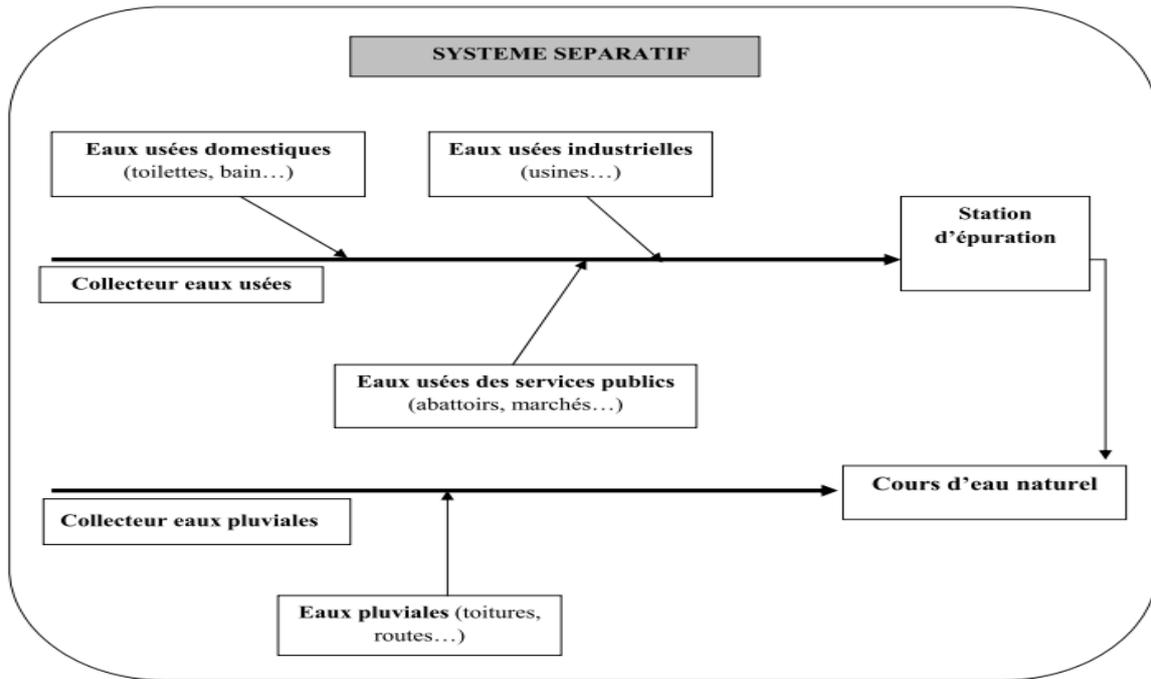


Figure 2.2 : Schéma d'un réseau séparatif

2.3.1.3 Les systèmes mixtes (pseudo-séparatif) :

C'est une variante du système séparatif. Il prévoit grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eau usée en vue de leur épuration. En effet, le premier flot de pluie lave les voies publiques et pendant cette courte période, les eaux de ruissellement transportent toujours d'importantes quantités de pollution. Pour tous les systèmes précédemment cités, la technologie la plus utilisée est le système gravitaire, en charge ou à surface libre. Toutefois, lorsque l'énergie totale de l'eau devient suffisante pour atteindre l'exutoire, on peut faire recours à des stations de relèvement ou un système sous pression. [10]

Il est assez comparable au système séparatif avec un inconvénient en moins : celui des raccordements.

On note un autre inconvénient : c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration dû à l'apport des eaux pluviales.

Il faut toujours choisir le système en fonction des conditions locales : système existant, topographie (une pente faible est favorable au système séparatif), nature du milieu récepteur.

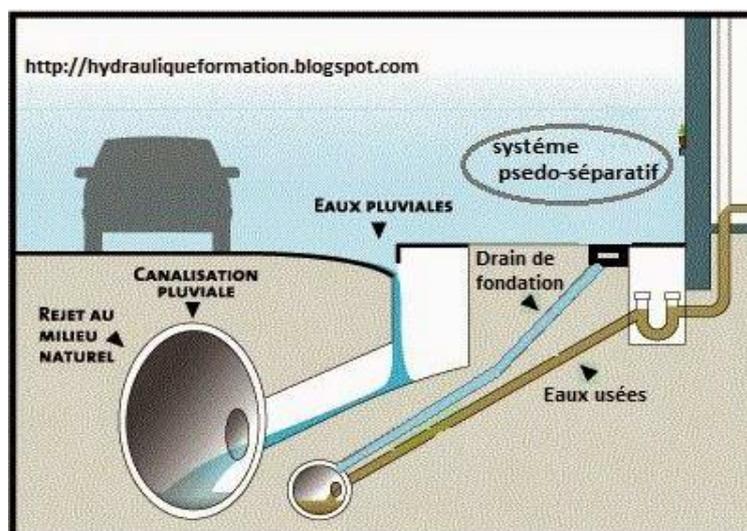
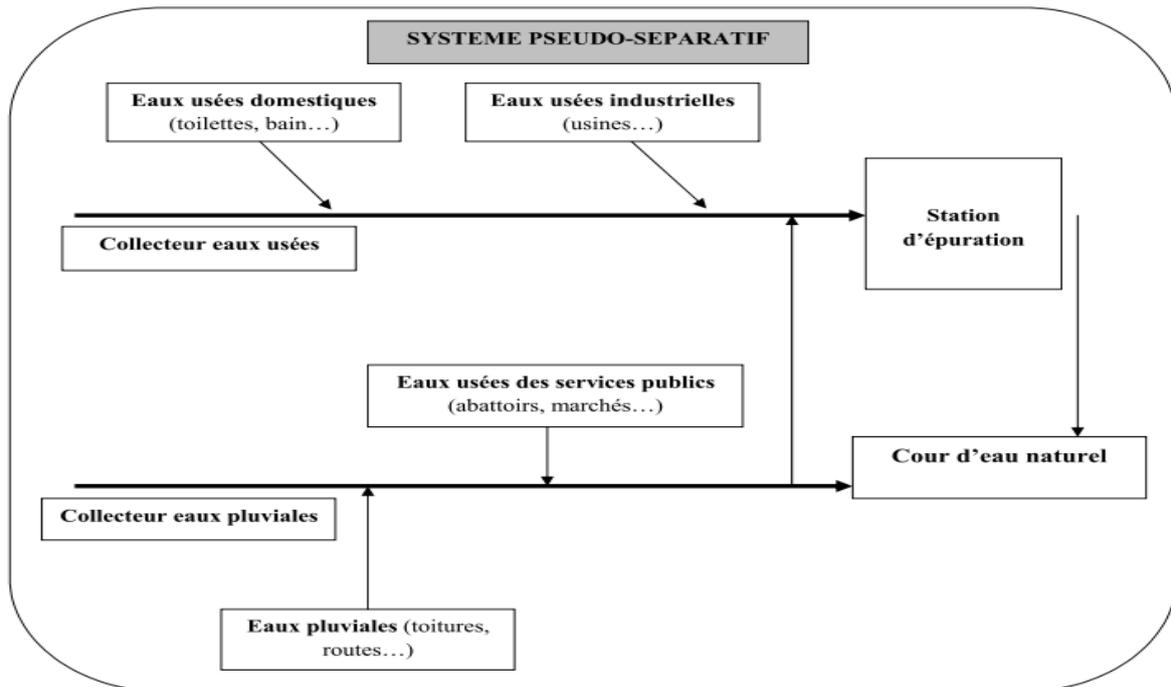


Figure 2.3 : Schéma d'un réseau pseudo séparatif.

Tableau 2.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes de réseaux d'assainissement [02]

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'heure 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.
-------------------------	---	---	--	---

2.3.2 L'assainissement autonome ou individuel :

On parle d'assainissement autonome lorsque les rejets d'eaux usées d'une ou de plusieurs habitations ne sont pas raccordés au réseau public d'assainissement et font l'objet d'un traitement spécifique avant de retourner dans le milieu naturel.

Il n'est pas toujours possible d'utiliser l'assainissement collectif, particulièrement dans le cas de communes rurales où il n'existe pas d'égouts publics et pour les habitations ou groupes d'habitations isolés, pour ce genre d'assainissement on utilise ce qu'on appelle **les fosses**. [33]

Ces derniers sont des éléments de l'assainissement individuel, ils sont conçus de manière à répartir les matières en suspension selon leur densité dans des milieux fermentescibles et d'une façon générale les fosses sont conçues pour accueillir séparément les eaux des W.C, cuisines et les eaux savonneuses. On a trois types de fosses :

❖ Fosse de décantation :

Cette fosse est un élément intermédiaire, c'est-à-dire que l'effluent qui en sort doit être épuré. Elle ne comporte qu'une amenée d'eaux usées groupant W.C, cuisine et salle de bain. Cette fosse comporte un décanteur et un digesteur.

❖ Fosse septique :

Cette fosse est aussi intermédiaire, et l'effluent doit ensuite être conduit vers un élément épurateur, elle comporte deux compartiments. Les eaux usées des W.C et des cuisines sont

introduits dans le premier compartiment et les eaux provenant des salles de bains dans le second.

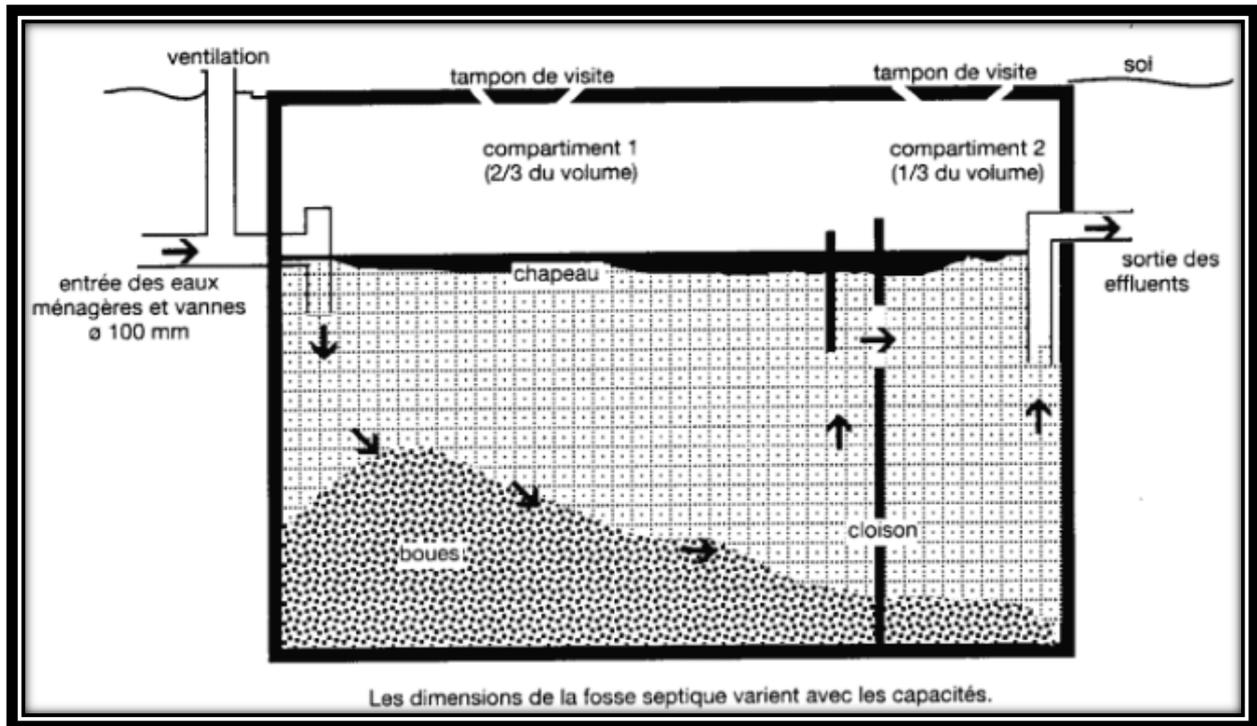


Figure 2.4 : Schéma de principe d'une fosse septique (AERM, 1994)

La fosse septique assure la liquéfaction partielle des matières polluantes concentrées dans les eaux usées ainsi que la rétention des matières solides et des déchets flottants.

Cette fosse à **l'avantage** d'assurer un prétraitement efficace et une liquéfaction des rejets indispensable à la phase d'épuration de l'eau qui suit la fosse. Elle peut constituer une alternative économique aux réseaux d'assainissement dans certains cas.

Les **inconvénients** de ce système résident dans :

- Les fosses septiques coûtent plus cher que la plupart des systèmes d'assainissement individuel et ne sont pas le plus souvent à la portée des classes défavorisées.
- Une forte quantité d'eau canalisée est nécessaire pour chasser les déchets des toilettes alimentant la fosse.
- Les eaux sortant de la fosse septique ne sont pas épurées. Ce type d'ouvrage n'assure qu'un prétraitement n'éliminant que très peu, voire pas du tout. En particulier, les germes bactériens ne sont absolument pas arrêtés. Une grande partie des problèmes

posés par les fosses septiques est due à ce qu'on néglige trop souvent le traitement de ces effluents.

- Pour l'irrigation, les rejets de fosses septiques posent des problèmes sanitaires.
- La construction comme l'entretien des fosses septiques nécessitent une main d'œuvre relativement spécialisée qui n'est pas toujours présente dans les zones à faible revenus.

❖ **Fosse digestive :**

L'effluent qui sort de cette fosse est épuré et peut être déversé dans un puits perdu ou dans un cours d'eau. Elle comprend trois compartiments.

Le premier reçoit les eaux de W.C et des cuisines, le second les eaux de salles de bains et le troisième les eaux de buanderies.

2.4 Les critères de choix d'un système d'assainissement :

Généralement le choix d'un système d'évacuation est soumis à des considérations techniques et des contraintes naturelles et sociales dans la région à drainer. [33]

- Topographie locale,
- régime des précipitations atmosphériques,
- nature du terrain, durée de temps sec,
- trace des réseaux des voiries urbaines,
- importance de l'imperméabilité des sols,
- Répartitions d'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

De plus le facteur économique s'impose souvent dans le choix du système. Les dépenses d'investissement et les frais d'exploitation, d'entretien et de gestion des installations prévues sont prises en considération.

2.5 Différents schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi.

Bien que ces systèmes (d'évacuation) revêtent des dispositions très diverses selon le système choisi et les contraintes. Leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types suivants : [16]

2.5.1. Schéma perpendiculaire :

Avec ces multiples débouchés, transversalement à la rivière et l'orientation de ces artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'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 d'eau on distingue :

- Le schéma perpendiculaire simple.
- Le schéma perpendiculaire étagère.

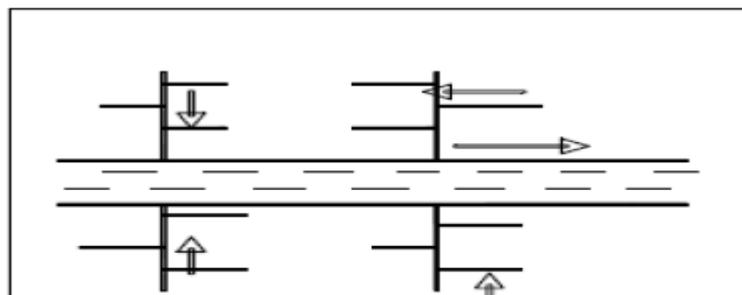


Figure 2.5 : Schéma perpendiculaire

2.5.2. Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce 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.

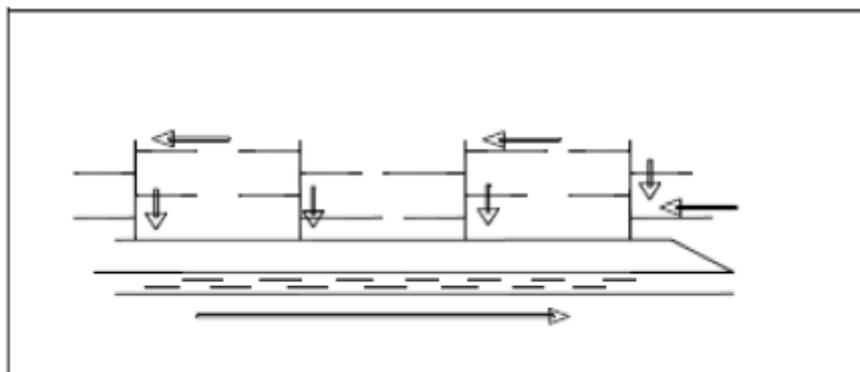


Figure 2.6 : Schéma par déplacement latéral.

2.5.3. Schéma a collecteur transversal ou oblique :

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

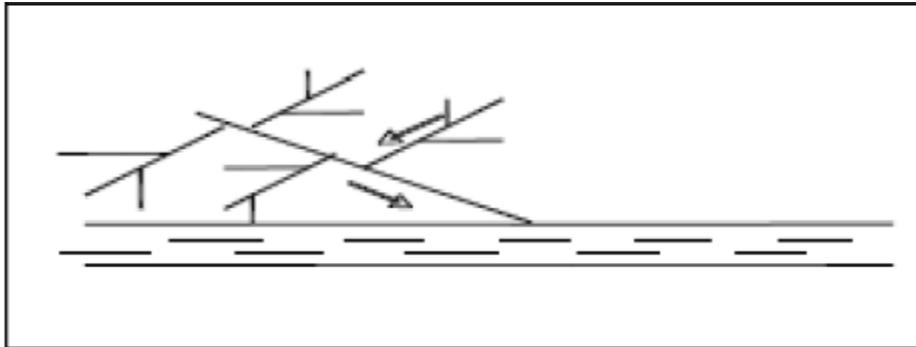


Figure 2.7 : Schéma a collecteur transversal ou oblique.

2.5.4. Schéma a collecteurs étagés :

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

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

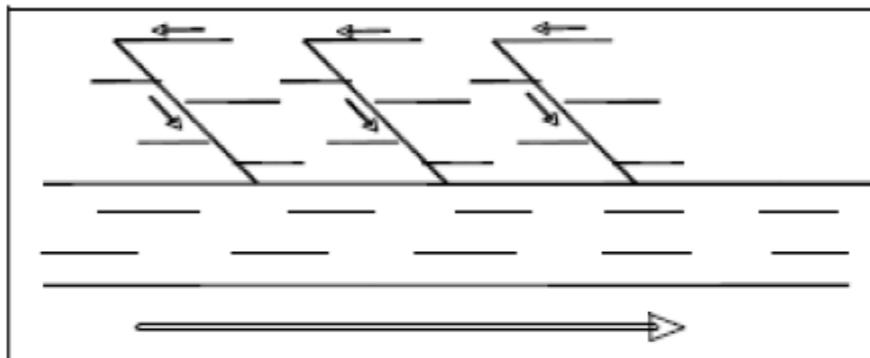


Figure 2.8 : Schéma à Collecteur Etagé

2.5.5. Schéma de type radial :

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

Les eaux sont collectées en un point bas, pour ensuite être relevées vers :

- ✚ Un cours d'eau récepteur.
- ✚ Une station d'épuration.

Un collecteur fonctionnant à surface libre.

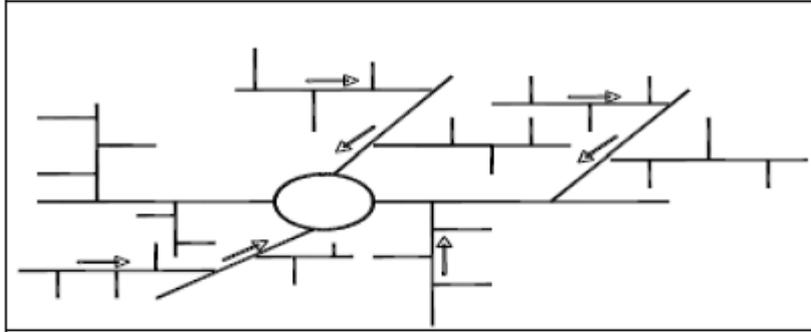


Figure 2.9 : Schéma de types radial.

2.6 Choix du schéma d'évacuation :

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

- ✚ La topographie du terrain.
- ✚ La répartition géographique des habitants à desservir.
- ✚ Les conditions de rejet.
- ✚ L'implantation des canalisations dans le domaine public (l'implantation des canalisations dans un domaine privé crée des suggestions importantes du fait de la présence de regard de visite).
- ✚ Emplacement de la station d'épuration. [02]

2.7 La dégradation d'un réseau d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est dit dégradé lorsqu'il est incapable d'assurer les conditions nécessaires à la réalisation des objectifs qui lui sont assignés. C'est une quantification de l'écart entre l'état réel (performance actuelle) et l'état prévu (performance optimale). [13]

2.7.1. Types de dégradation :

La dégradation d'un réseau d'égout peut être définie comme étant son incapacité à évacuer les eaux sanitaires et pluviales sans surcharge hydraulique, avec un certain impact sur

l'environnement et la conservation de la bonne intégrité structurelle. Il est à noter qu'il y a trois types de dégradation.

2.7.1.1. Dégradation hydraulique :

C'est l'incapacité de l'égout à transporter le débit de conception sans dommages à la propriété. Un tronçon est dit défaillant quand il n'est plus capable d'évacuer adéquatement le débit pluvial et sanitaire. Même, il suffit parfois qu'un tronçon soit défaillant pour juger le dysfonctionnement de l'ensemble du réseau. En effet, une surcharge observée au niveau d'une conduite peut être causée par elle-même ou/et par autres conduites en aval.

Cette dégradation se manifeste par les inondations suite à l'augmentation des débits de ruissellement, l'augmentation de la rugosité par usure ou excentricité des joints et la présence d'obstacles et de sédiments par manque d'entretien.

2.7.1.2. Dégradation structurale :

Représente en général le mauvais état physique d'un tronçon de conduite. Le réseau d'égout est compté parmi les infrastructures souterraines, se mettant en contact d'une façon permanente par ces différents composantes (conduites, collecteur, intercepteur, émissaire, etc.) avec le milieu environnant. L'état du sol constituant l'assise de la conduite est très important, car il lui constitue un soutien latéral. La sollicitation des charges statiques permanentes et les charges dynamiques, liées au trafic routier, fait aussi partie du milieu environnant. L'ensemble de ces facteurs associé au vieillissement du réseau et la qualité de maintenance représentent les causes de la dégradation structurale. Cette dernière, peut aussi influencer la stabilité du réseau et son fonctionnement ainsi qu'occasionner des problèmes d'infiltration et d'exfiltration.

2.7.1.3. Dégradation environnementale :

La dégradation environnementale la plus commune est le déversement des eaux unitaires par les déversoirs d'orage en temps de pluie CSO (Combined Sewer Overflow). Il se manifeste quand la fréquence annuelle des déversements (sans traitement) dépasse largement la valeur prescrite par le MAMROT (4 débordements par an).

2.8 Gestion, entretien et exploitation des réseaux d'assainissement :

Généralement, le réseau d'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 bon 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.

2.8.1. 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.

2.8.2. 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 :

- ✚ Les caractéristiques géographiques et géométriques pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, cotes de sol et de fil d'eau, pentes etc...., pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement et pente moyenne.
- ✚ 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 cite :

- ✚ La sécurité du personnel ;
- ✚ La maintenance du réseau ;

- ✚ La protection du milieu urbain et de l'environnement.

2.8.3. Les moyens d'exploitation :

Dès 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.

2.8.4. Ventilation des égouts :

Pour éviter la formation des matières dans les collecteurs, il faut la présence de l'air dans les égouts. Cette présence est due à une inspection régulière où les tuyaux de chute et de descente des immeubles ont une ventilation primaire à l'air libre.

Les ouvrages (canalisations) 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 et procéder à l'étanchement des conduites tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts. [34]

2.8.5. Entretien des réseaux par télévision :

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.

2.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons parlé de façon générale sur les réseaux d'assainissement en donnant quelques définitions, après nous avons mis en évidence les différents systèmes d'évacuation et le cadre de leurs utilisations, après avoir balayé l'ensemble de ceci, nous avons mentionné les causes de la dégradation d'un réseau d'assainissement et les tâches multiples dans le but d'améliorer l'exploitation et la maintenance des équipements et des installations de ces systèmes.

Chapitre III :

Etude hydrologique

Chapitre III : Etude Hydrologique

3.1. Introduction :

L'hydrologie est une science qui étudie la phase du cycle d'eau qui débute avec l'arrivée de celle-ci sur la surface de la terre. Elle englobe les précipitations, le ruissellement et les eaux souterraines.

L'étude hydrologique est la partie la plus importante pour un projet d'assainissement. Cette étude a pour but de déterminer le débit spécifique des eaux pluviales pour une période de retour bien choisie.

Pour l'analyse et le contrôle des phénomènes de ruissellement des eaux pluviales en zones urbaines, il faut faire appel à une étude hydrologique détaillée qui permettra l'estimation des débits de ruissellement pour une période de retour choisie.

Les données hydrologiques prises en considération dans les projets d'assainissement sont celles des averses. Les averses sont constituées par l'ensemble des pluies associées à une même perturbation météorologique dont la durée peut varier de quelques minutes à plusieurs dizaines d'heures. [20]

3.2. Objectif de l'étude hydrologique :

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales. Cette évaluation est liée directement à des données hydrologiques qui sont principalement les petites pluies et les averses. [27]

3.2.1. Les petites pluies :

La terminologie admise désignant « petites pluies » : ce sont les précipitations comprises entre les bruines (hauteur d'eau tombée très faible ne provoquant pas de ruissellement) et les averses orageuses.

Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0,5 mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1 mm pour obtenir des débits dans les réseaux.

3.2.2. Les averses :

Une averse est un ensemble de pluies associées à une perturbation météorologique bien définie. La durée d'une averse peut donc varier de quelques minutes à une centaine d'heures et intéresser une superficie allant de quelques kilomètres carrés (orages) à quelques milliers (pluies cycloniques). Elle est définie comme étant un épisode pluvieux continu, pouvant avoir plusieurs pointes d'intensité. [20]

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrogramme suite au dépouillement d'un pluviogramme enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

✚ *Les averses considérées dans les études de réseaux se caractérisent par:*

- Un volume important.
- Une forte intensité par unité de temps.
- Un épiderme orageux, un déplacement du foyer et une diffusion dans l'espace.

✚ **La mesure de ces averses est effectuée à l'aide des appareils suivants :**

Les pluviomètres, Les pluviographes (le pluviographe à siphon et le pluviographe à augets basculeurs) qui relèvent les hauteurs d'eau tombée en 24 h.

3.3. Période de retour :

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester, une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans au moins. Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décimale. Le choix de la période de retour se fait à partir d'un calcul technico-économique du réseau d'assainissement qui assure l'évacuation des eaux dans les conditions satisfaisantes pour la santé publique ; et par voie hydraulique le plus rapidement possible. [27]

En Algérie nous optons généralement pour une période de retour décennale (**T=10 ans**).

3.4. Le bassin versant :

Le bassin versant représente en principe l'unité géographique sur laquelle se base l'analyse du cycle hydrologique et de ses effets. Il est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section.

Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passent par la section de mesure pour poursuivre leur trajet à l'aval. Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur la carte topographique. En commençant par un exutoire, on trace à main levée des segments perpendiculaires aux courbes de niveau en passant par les crêtes, aboutissant automatiquement à l'exutoire. [27]

3.4.1. Caractéristiques physiques du bassin versant :

❖ Caractéristiques géométriques :

➤ *Surface du bassin versant* :

La superficie est obtenue après avoir déterminé les limites du bassin versant.

➤ *Périmètre du bassin versant*

❖ Caractéristiques hydro morphologiques :

➤ *Indice de compacité de Gravelius "Kc"*:

La forme du bassin joue un rôle important sur la forme de l'hydrogramme résultant d'une averse donnée à l'exutoire du bassin. Il est égal au rapport du périmètre du bassin versant considéré à celui d'un cercle qui aurait la même surface. [12]

Plus ce coefficient s'approche de 1, plus la forme de bassin versant sera ramassée et plus le temps de concentration des eaux seront courts. Elle sera allongée dans le cas contraire.

$$K_c = 0.28 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \dots\dots\dots (3-1)$$

- si $K_c = 1 \Rightarrow$ bassin parfaitement circularisé
- si $K_c < 1 \Rightarrow$ bassin ramassé
- si $K_c > 1.128 \Rightarrow$ bassin allongé

➤ **Rectangle équivalent:**

La notion de rectangle équivalent a été introduite dans l'étude géomorphologique des bassins et elle permet la comparaison des bassins entre eux de point de vue de l'écoulement, en possédant la même superficie et le même périmètre que le bassin considéré.

$$L, l = \frac{K_c \times \sqrt{S}}{1.128} \times \left[1 \pm \sqrt{1 - \left(\frac{1.128}{K_c} \right)^2} \right] \dots\dots\dots (3-2)$$

Tableau 3.1 : Récapitulatif des résultats

DESIGNATION		SYMBOLE	UNITES	VALEUR
Superficie		S	Km ²	0.098
Périmètre		P	Km	7.59
Indice de compacité		Kc	-	6.78
Rectangle équivalent	longueur	Lr	Km	3.74
	largeur	lr	Km	0.026

Remarque : Kc = 6.78 donc notre bassin est de forme allongé.



Figure 3.1 : Bassin versant d'Ain Saboune

3.5. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir à des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit :

$$I_m = \Delta h / t \dots\dots\dots (3.3)$$

I_m : intensité moyenne en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en mm.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

3.5.1. Etude des précipitations :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, une série pluviométrique comportant les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Mais à cause du manque des données on travaille par analogie, alors on prend comme base de calcul la série pluviométrique de la station météorologique de **Hammam Debagh** dont les coordonnées sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau 3.2 : Caractéristiques de la station pluviométrique de Hammam Debagh

Code de la station	Nom de la station	X(Km)	Y(Km)	Z(m)
31601	Hammam Debagh	1005	399	35

Les précipitations constituent un facteur essentiel pour définir le climat régnant dans la région, ainsi que pour déterminer les crues. Les observations enregistrées au niveau de la station de Hammam Debagh sur une période de 27 ans (**1993-2019**) sont représentées dans le tableau suivant (source O.N.M et ANRH)

Tableau 3.3 : série pluviométrique de la station de Hammam Debagh (1993-2019)

année	Pjmax
1993	60,00
1994	42,00
1995	112,00
1996	68,00
1997	52,00
1998	23,80
1999	90,10
2000	30,70
2001	50,00
2002	33,20
2003	68,10
2004	39,00
2005	26,50
2006	105,00
2007	79,30
2008	62,40
2009	42,60
2010	98,40
2011	39,00
2012	48,00
2013	58,60
2014	53,10
2015	92,20
2016	55,20
2017	23,10
2018	36,20
2019	32,80

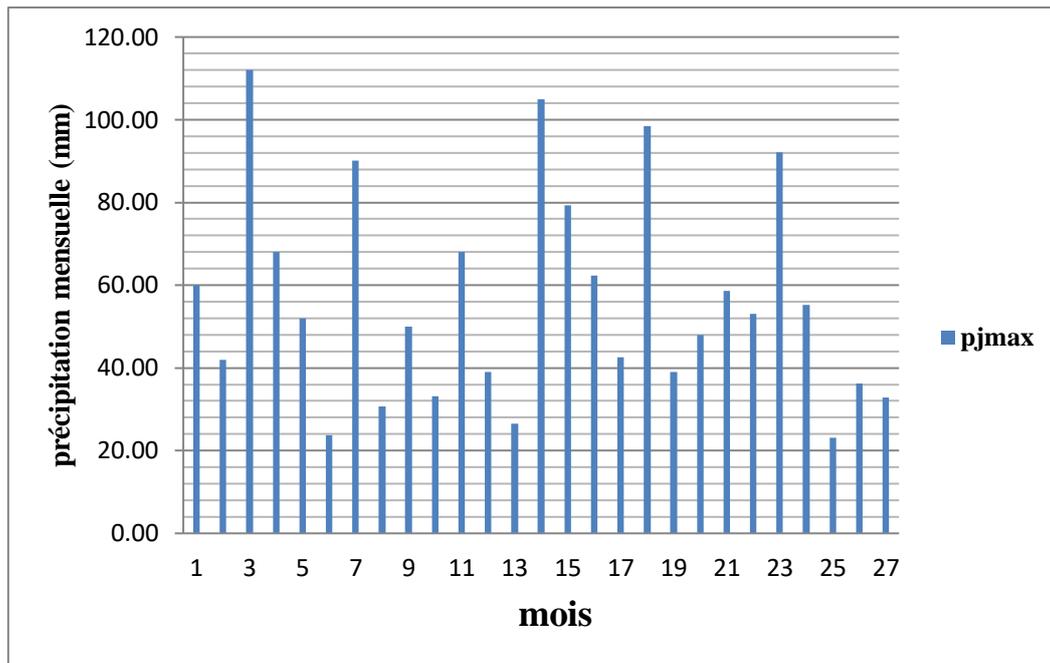


Figure 3.2 : Histogramme mensuelle de la pluviométrie (série : 1993-2019)

Les données utilisées nous ont été fournies par l’office national de la météorologie (O.N.M) et l’agence National des ressources en hydraulique (ANRH).

3.5.2. Les précipitations maximales journalières :

L’étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales Journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour. Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant ;
- Calcul de la fréquence expérimentale ;
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée ;
- Ajuster graphiquement la loi choisie ;

3.5.3. Estimation des Paramètres de la série des pluies :

❖ **Moyenne des précipitations maximales journalières :**

Application de la formule suivante : [30]

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \dots\dots\dots (3.4)$$

Avec :

X_i : Hauteur des pluies maximales journalières en (mm).

N : Nombre d'années d'observations (**$N=27$**).

La somme des précipitations maximales journalières durant 27 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{n=27} x_i = 1521.30 \text{ mm}$$

❖ **La moyenne des précipitations maximales journalières :**

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \dots \dots \dots (3.5)$$

❖ **L'écart type σ_x :**

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \dots \dots \dots (3.6)$$

❖ **Coefficient de variation C_v :**

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} \dots \dots \dots (3.7)$$

❖ **L'exposant climatique :**

Selon les études régionales de l'ANRH, l'exposant climatique est égal à : **$b=0,36$**

Tableau 3.4 : Caractéristiques de la série

Caractéristiques	Valeurs
Minimum des Pjmax en (mm)	23.1
Maximum des Pjmax en (mm)	112
Somme des Pjmax (mm)	1521.30
la moyenne des Pjmax en (mm)	56.34
L'écart type	25
Coefficient de variation C_v	0.44
L'exposant climatique (b)	0.36

3.5.4. Choix de la loi d'ajustement :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions d'homogénéités stationnarités sont réunies.

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives autant empiriques que théoriques ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement choisies sont :

- ✓ AJUSTEMENT A LA LOI NORMALE (LOI DE GAUSS)
- ✓ AJUSTEMENT A LA LOI LOG NORMALE (LOI DE GALTON)
- ✓ AJUSTEMENT A LA LOI GEV (MAXIMUM DE VRAISEMBLANCE)
- ✓ AJUSTEMENT A LA LOI GUMBEL

L'ajustement des pluies maximales journalières sera effectué à l'aide du logiciel **HYFRAN**.

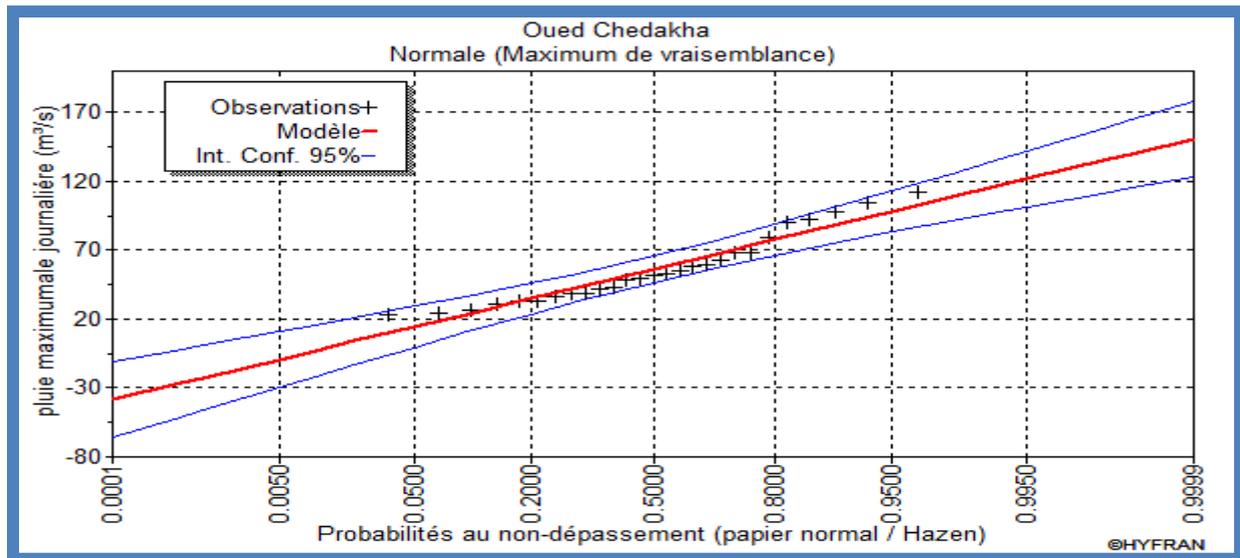


Figure 3.3 : Ajustement à la loi normale (loi de Gauss)

Tableau 3.5 : Résultat de l’ajustement à la loi de GAUSS

T	Q	XT	écart type	intervalle de confiance
100	0.99	116	9.57	96.8 - 134
50	0.98	109	8.75	91.5 - 126
20	0.95	98.2	7.6	83.3 - 113
10	0.9	89	6.67	75.9 - 102
5	0.8	77.8	5.73	66.5 - 89.0

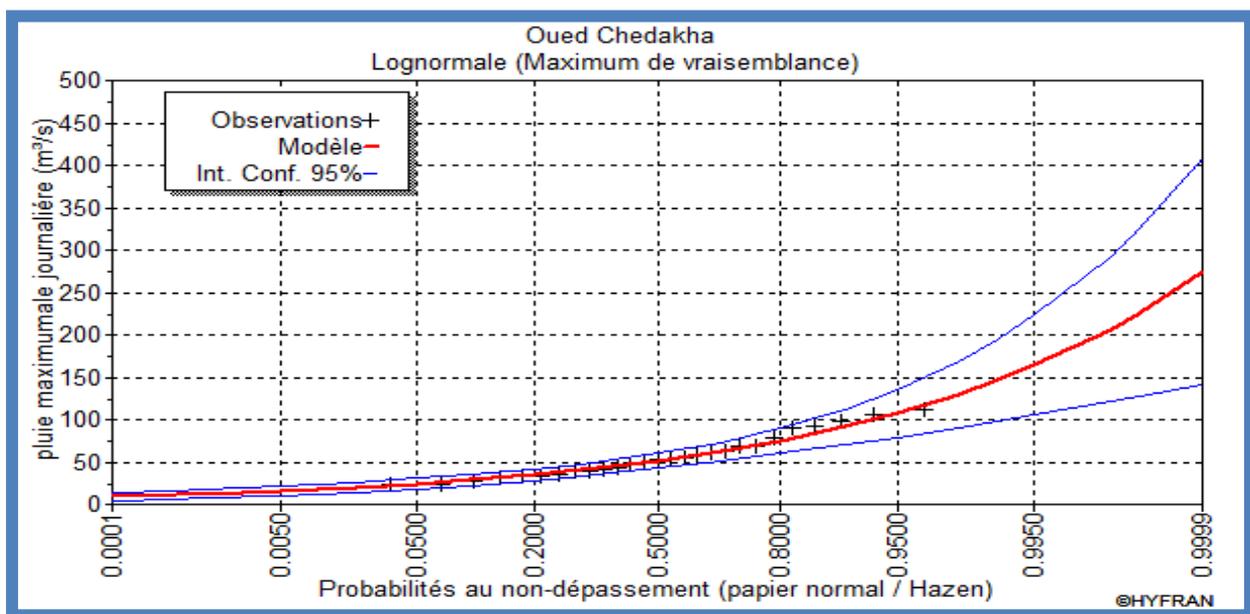
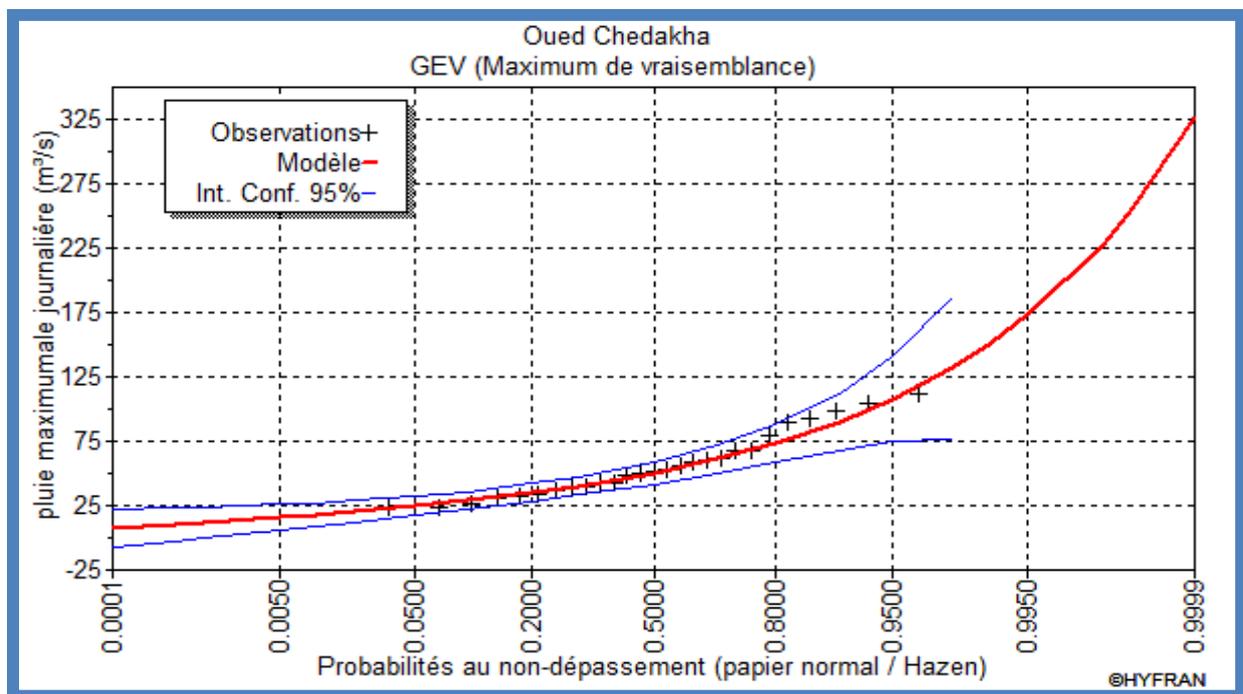


Figure 3.4 : Ajustement à la loi log normale (loi de Galton)

Tableau 3.6 : Résultat de l'ajustement à la loi de GALTON

T	Q	XT	écart type	intervalle de confiance
100	0.99	146	24.9	97.6 - 195
50	0.98	129	20.1	90.0 - 169
20	0.95	108	14.5	79.1 - 136
10	0.9	91.3	10.8	70.1 - 112
5	0.8	74.8	7.61	59.9 - 89.7

**Figure 3.5 : Ajustement à la loi GEV (Maximum de vraisemblance)****Tableau 3.7 : Résultat de l'ajustement à la loi de GEV**

T	Q	XT	écart type	intervalle de confiance
100	0.99	152	39.7	N/D
50	0.98	132	28.1	76.7 - 187
20	0.95	107	16.9	74.3 - 141
10	0.9	90.2	11.2	68.3 - 112
5	0.8	73.5	7.44	58.9 - 88.1

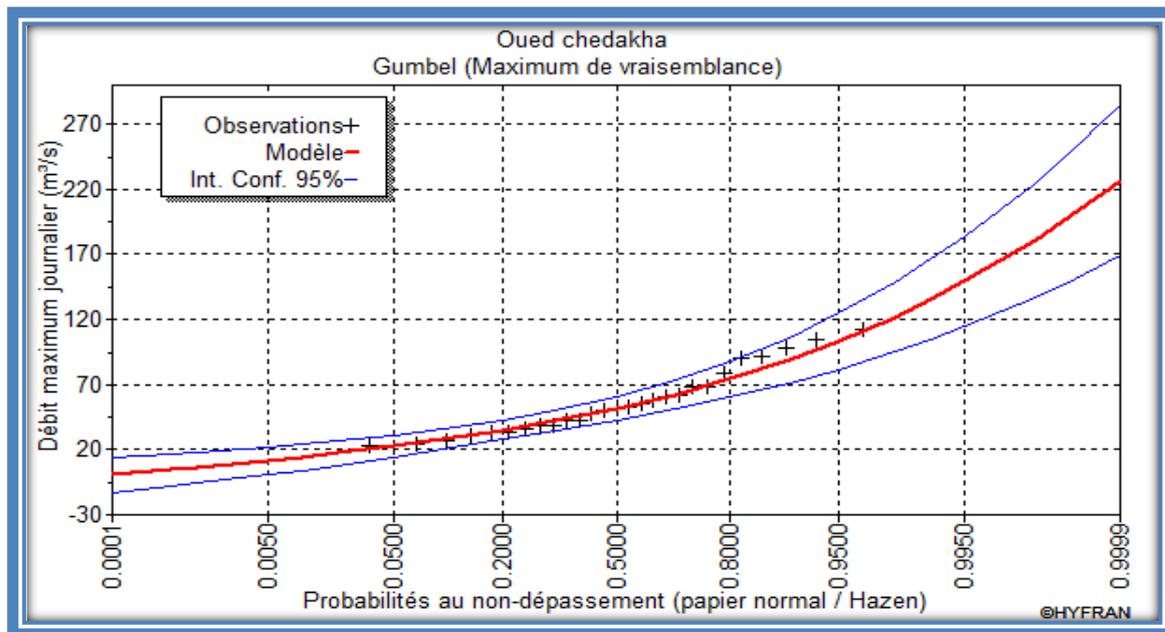


Figure 3.6 : Ajustement à la loi Gumbel (Maximum de vraisemblance)

Tableau 3.8 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel

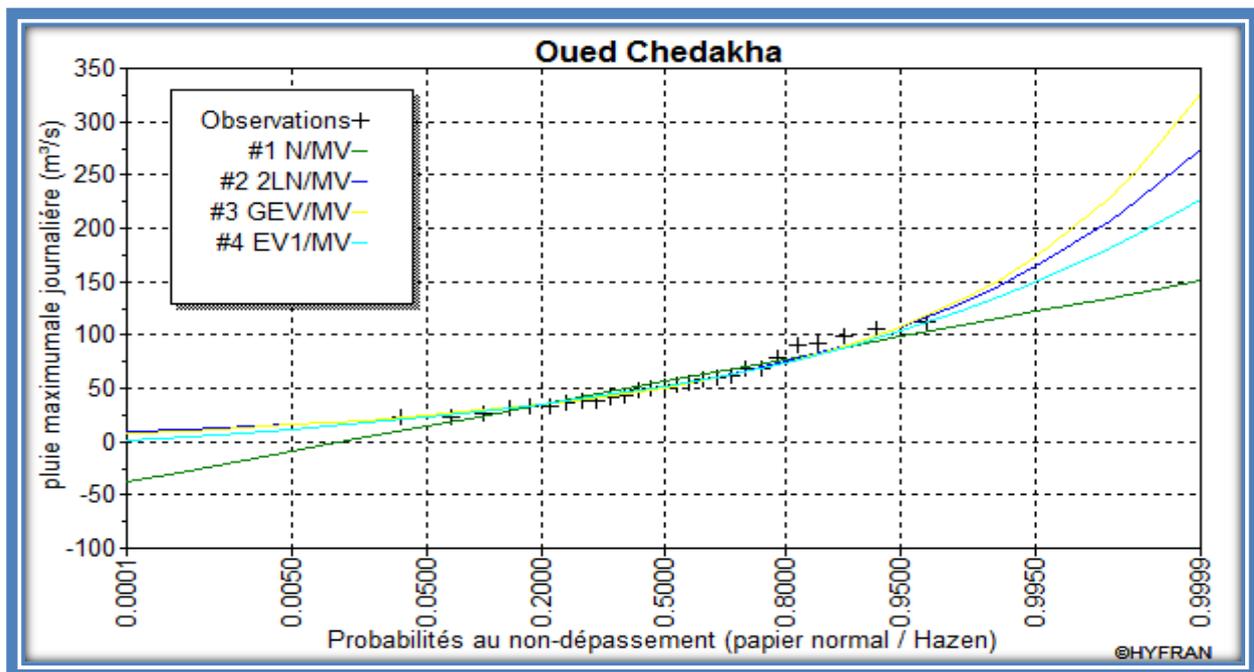
T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	136	15.7	105-166
50.0	0.9800	122	13.7	94,9-148
20.0	0.9500	103	10.9	81,8-125
10.0	0.9000	89.0	8.91	71,6-107
5.0	0.8000	74.2	6.91	60,7-87,7

3.5.5. Test de validité de l'ajustement :

Le test d'adéquation (ou d'ajustement) consiste à vérifier la compatibilité des données avec une distribution choisie a priori. Il convient par conséquent de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement. L'un des tests le plus employé, est le test du Khi carré (χ^2). Les résultats du test de χ^2 a été fait par le logiciel **Hyfran**.

Tableau 3.9 : Ajustement avec le test du Khi carré (χ^2)

Loi de l'ajustement	Khi-carré théorique	Khi-carré calculé
Normale	9.488	4.37
Log normale	9.488	2.3
Gumbel	9.488	2.3
GEV	7.815	1.78

**Figure 3.7 : Etude comparative graphiques****Remarque :**

D'après les graphes obtenus, nous avons trouvé que les deux lois log-normale et Gumbel sont mieux ajustés, alors on opte pour la loi de **GALTON** (Log normale) et **GUEMBUL**.

D'après le test d'adéquation (test graphique), la série des Pjmax s'ajuste mieux avec loi de GALTON (log-normale).

3.6. Pluies de courte durée :

Les pluies de courtes durées au niveau du bassin versant sont déterminées par la courbe **IDF (Intensité – Durée - Fréquence)** formule donnée par l'ANRH, et est de la forme suivante :

$$\frac{P_t}{P_{jmax}} = a \times t^b \dots\dots\dots (3.8)$$

Où :

P_t : pluie correspondante a un pas de temps ;

P_{Jmax} : pluie journalière maximale ;

a et **b** : paramètres climatiques ;

Les paramètres **a** et **b** mentionnés dans le tableau suivant ont été calculés par la méthode des moindres carrés :

Tableau 3.10 : paramètres climatiques de Montana et période de retour (Source ANRH Constantine)

Période de retour	Temps de fréquence	a	b
5 ans	0,80	0,403	0,32
10 ans	0,90	0,430	0,32
20 ans	0,95	0,448	0,32
100 ans	0,99	0,477	0,32

Tableau 3.11 : pluies obtenues en mm

t(h) T (ans)	0,25	0,5	1	1,15	3	6	12	24
100	34,28	42,80	53,42	55,87	75,93	94,79	118,32	147,71
20	32,20	40,19	50,18	52,47	71,31	89,02	111,13	138,73
10	30,90	38,58	48,16	50,36	68,45	85,45	106,67	133,15
5	28,96	36,16	45,14	47,20	64,15	80,08	99,97	124,79

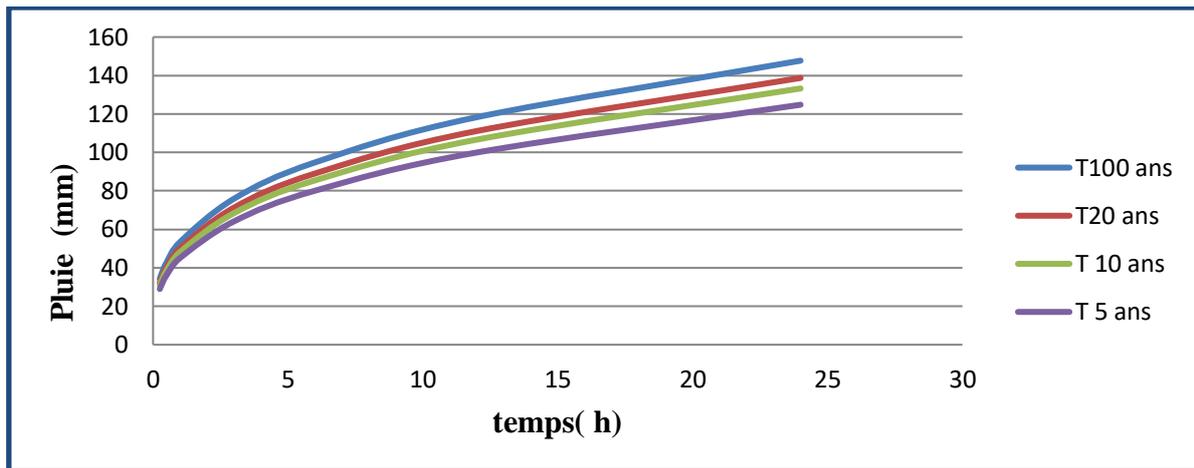


Figure 3.8 : la courbe pluie durée fréquence

Les intensités de courtes durées sont évaluées afin de prévoir les intensités pluviales en période de crues, Les résultats obtenus sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 3.12 : intensités obtenues en mm/heure

t(h) \ T (ans)	0,25	0,5	1	1,15	3	6	12	24
100	137,13	85,59	53,42	48,58	25,31	15,80	9,86	6,15
20	128,79	80,39	50,18	45,63	23,77	14,84	9,26	5,78
10	123,62	77,16	48,16	43,79	22,82	14,24	8,89	5,55
5	115,86	72,31	45,14	41,04	21,38	13,35	8,33	5,20

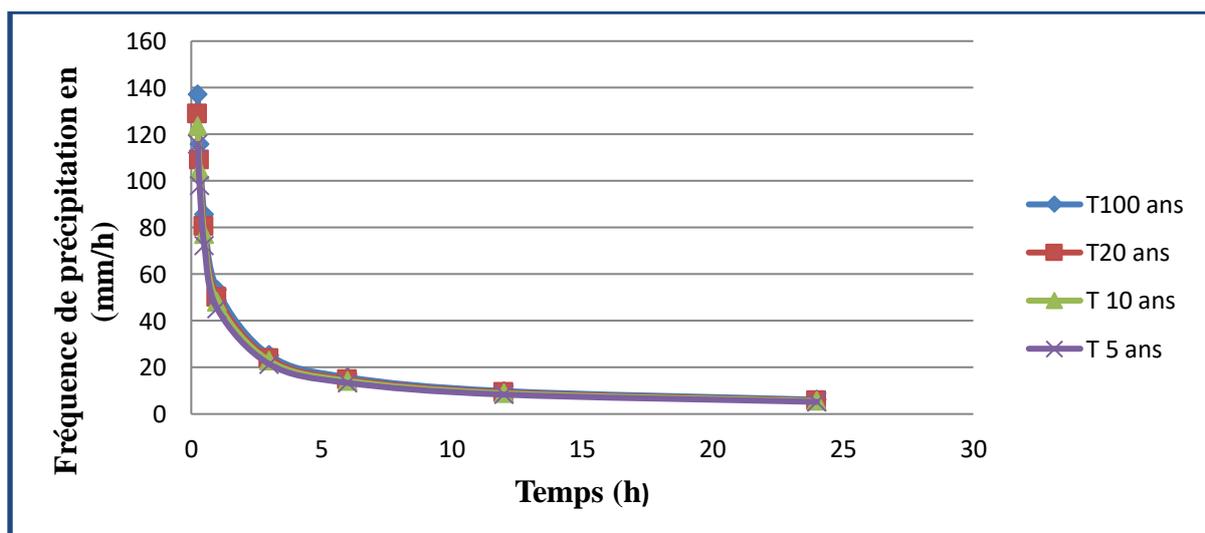


Figure 3.9 : la courbe intensité durée fréquence

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 mn, peut-être la valeur optimale, Nous aurons donc :

$$P_{t=0.25h} = 30.90 \text{ mm}$$

$$i_{15 \text{ mn}}(10 \text{ ans}) = 123.62 \text{ mm/h}$$

3.7. Conclusion :

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

D'après la droite de Galton, elle présente la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières.

Pour le dimensionnement optimal de notre réseau, nous admettons ($i_{15 \text{ mn}}(10 \text{ ans}) = 123.62 \text{ mm/h}$) D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviaux de la manière suivante : $i = 343.39 \text{ l/s/ha}$.

Chapitre IV :

***Evaluation des débits des
eaux usées et pluviales***

Chapitre IV : Evaluation des débits des eaux usées et pluviales

4.1. Introduction :

Le réseau d'**assainissement** est appelé pour assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine domestique. Avant de passer au dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol. [11]

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

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

4.2. Objectif :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter. [25]

4.3. Nature des eaux usées à évacuer :

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

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

4.3.1. Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération. Elles sont constituées essentiellement des eaux ménagères et des eaux des vanes.

- Les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- Les eaux des vanes englobent les eaux provenant des sanitaires. [06]

❖ Quantités à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tours dépendent de :

- Evaluation de la consommation actuelle :

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

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

❖ Les eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

4.3.2. Les eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité des eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé ;
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- ✓ Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- ✓ Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle. [06]

4.3.3. Eaux usées d'équipements :

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

4.3.4. Débits d'eaux parasites :

Eaux autre que les eaux usées d'origine domestiques, des équipements et industrielles qui pénètrent dans un réseau d'égout. Il s'agit des eaux d'infiltration et des eaux de captage.

4.4. Estimation des débits des eaux usées :

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

Le calcul des débits d'eaux usées domestiques nécessite la détermination de la consommation moyenne journalière qui est égale au produit de la dotation (norme) moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

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

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de **150 l/j hab (Source A.P.C)**, Nous considérons que les **80%** de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation. [01]

4.4.1. Situation du projet :

Ain Saboune est un village de la commune d'**Ain Sandel**, commune de **Khezara** wilaya de **Guelma**. La municipalité a une altitude de **1 131 mètres**, elle est située au nord-est de **Mechtat el Kef**, et au sud d'**Ain Souda**, elle est réputée pour son hiver rigoureux.

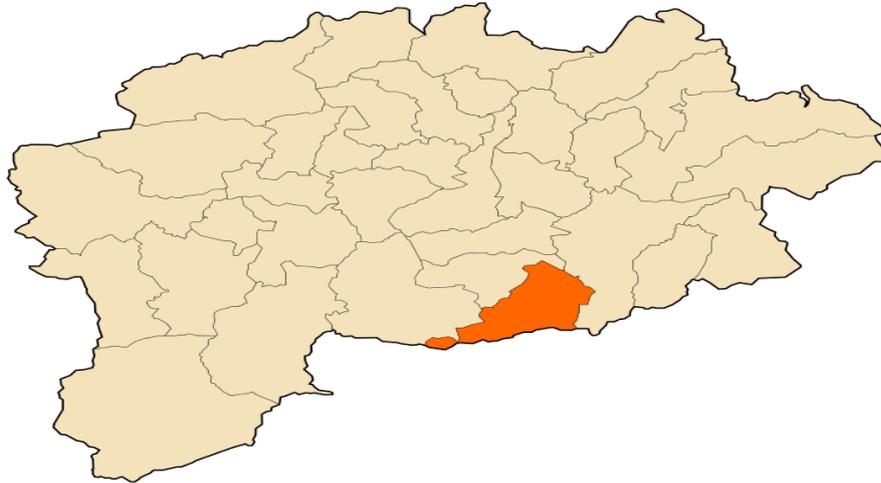


Figure 4-1 : Situation géographique d'Ain Sandel

La commune enclavée d'**Ain Saboune** rattachée à la daïra de **Khezara** distante de **35 km** de Guelma, abrite plus de **690** âmes, dont la majorité réside dans les mechtas éparses.

La municipalité étant caractérisée par la nature pastorale de paysannerie, la majeure partie de la population travaille dans le secteur agricole et la municipalité est caractérisée par un terrain difficile

Le territoire de la commune se situe au nord par la municipalité de **Bouhachena** et à l'est par **hammam Nabil** et à l'ouest d'**Ain arabi** et au sud la daïra de **Khezara**. Elle occupe une vaste superficie de **9.77 ha**.

Elle est distante de **6.9 Km de Bouhachana ; de 10.6 km d'Ain larbi et de 13 Km de Sedratta**.



Figure 4.2 : délimitation de la zone d'étude



Figure 4-3 : Situation géographique d'Ain Saboune

4.4.2. Situation démographique :

La population d'Ain Saboune Commune d'Ain Sandel est de **690 hab** en 2022. D'après des calculs estimatifs. Avec un taux d'accroissement de **T = 2.5 %** (source A.P.C).

Chaque étude se fait à long terme de 20 à 30 ans pour prévoir toute extension imprévisible de la région et pour satisfaire les besoins.

Dans ce cas nous allons étudier l'évolution de la population à l'horizon 2052 qui est donnée par la relation suivante : [25]

$$P_f = P_0 \times (1 + T)^N \dots\dots\dots (4.1)$$

Avec : **P_f**: Nombre d'habitants à l'horizon.

P₀ : Nombre d'habitants à l'horizon actuel (P₀ = 690 hab).

T : taux d'accroissement constaté dans cette agglomération T=2.5%

N : l'écart d'années entre les deux horizons (2022-2052), N = 30ans

Tableau 4.1: Calcul de nombre d'habitant à l'horizon 2052

Année	2022	2052
Nombre d'habitant	690	1448

4.4.3. Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moyj} = \frac{N \times D \times Kr}{86400} \dots\dots\dots (4.2)$$

Avec: Q_{moyj} : Débit moyen rejeté quotidiennement en $\left(\frac{l}{s}\right)$.

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

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

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

Tableau 4.2 : Calcul du débit moyen des eaux potable domestique

Nombre d'habitant (hab)	La dotation (l/j/ hab)	Q_{moyj} (l/j)	Q_{moyj} (l/s)
1448	150	173.76	2.011

Tableau 4.3 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements

N° du sous basin	Equipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation (L/j/unité)	Q équipement (l/s)
27	Ecole primaire	Personnes	150	120	0.208

4.4.4. Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qu'il est donné par la formule qui suit : [25]

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moyj} \dots\dots\dots (4.3)$$

Avec :

K_p: coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être par la relation suivante :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}(\frac{l}{s})}} \quad \text{Si } Q_{moyj} \geq 2.8l/s$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moyj} \leq 2.8l/s$$

Tableau 4.4 : Evaluation du débit de pointe

Q_{moyj}(l/s)	K_p	Q_{pte} (l/s)
2.011	3	6.033

4.4.5. Evaluation des débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin :

➤ *Coefficient de ruissellement pondéré*

Dans le cas où la surface du bassin considéré est formée de plusieurs aires alimentaires «**Ai** » auxquelles on affecte les coefficients de ruissellement « **Cri** », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré: [25]

$$C_{rp} = \frac{\sum Ai \times Cri}{A} \dots\dots\dots (4.4)$$

A : surface totale

Cri : coefficient de ruissellement

Ai : superficie du sous bassin

➤ **Calcul de la densité partielle**

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation suivante :

$$D_i = \frac{P \times Cr_i}{Cr_p \times A} \dots \dots \dots (4.5)$$

Avec :

Di : densité partielle du sous bassin considéré

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré total

Cri : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin

P : Population globale à l'horizon de calcul

A : Surface totale de la zone urbanisée en ha

Remarque :

Dans le cas d'un projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la densité des habitations.

➤ **Calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassin**

Le nombre d'habitants de chaque sous bassin est donnée par l'expression suivante: [25]

$$P_i = D_i \times A_i \dots \dots \dots (4.6)$$

Avec :

Di : Densité partielle du bassin considéré en hab/ha

Ai : Surface partielle du sous bassin considéré en ha

➤ **Evaluation du coefficient de ruissellement**

Ce coefficient est défini comme étant le rapport de la somme des surfaces imperméables à la surface totale :

$$Cr = \text{Volume d'eau de pluie ruisselé} / \text{Volume d'eau tombée} \dots \dots \dots (4.7)$$

$$0.05 \leq Cr \leq 1$$

Tableau 4.5 : Coefficient de ruissellement en fonction des catégories d'urbanisation

Zone d'urbanisation très dense	Coefficient de ruissellement
Zone d'habitation dense	0.90
Zone d'habitation moins dense	0.60 – 0.70
Zone d'habitation	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Squares, jardins, prairies	0.05 – 0.20

Tableau 4.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

Densité de la population (habitant / hectare)	20	20 – 60	60 - 150	150 - 200	200 – 300	300 - 400
Cr	0.20	0.20-0.25	0.25-0.45	0.30-0.45	0.45-0.60	0.60-0.80

Remarque : Dans ce projet, on adopte pour tous les sous bassin versant **Cr = 0.4**

Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassin (**voir annexe B**) sont portés dans le tableau suivant.

Tableau 4.7 : Calcul du nombre d'habitant pour chaque sous bassin

N°SB	S (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitants
1	0,300	0,4	0,12	148,16	44
2	0,080	0,4	0,03	148,16	12
3	0,060	0,4	0,02	148,16	9
4	0,100	0,4	0,04	148,16	15
5	0,033	0,4	0,01	148,16	5
6	0,340	0,4	0,14	148,16	50
7	0,510	0,4	0,20	148,16	76
8	2,880	0,4	1,15	148,16	427
9	0,090	0,4	0,04	148,16	13
10	0,030	0,4	0,01	148,16	4
11	0,280	0,4	0,11	148,16	41
12	0,200	0,4	0,08	148,16	30
13	0,320	0,4	0,13	148,16	47
14	0,320	0,4	0,13	148,16	47
15	1,420	0,4	0,57	148,16	210
16	0,190	0,4	0,08	148,16	28
17	0,080	0,4	0,03	148,16	12
18	0,070	0,4	0,03	148,16	10
19	0,150	0,4	0,06	148,16	22
20	0,040	0,4	0,02	148,16	6
21	0,120	0,4	0,05	148,16	18
22	0,070	0,4	0,03	148,16	10
23	0,070	0,4	0,03	148,16	10
24	0,320	0,4	0,13	148,16	47
25	0,320	0,4	0,13	148,16	47
26	0,320	0,4	0,13	148,16	47
27	0,300	0,4	0,12	148,16	44
28	0,250	0,4	0,10	148,16	37
29	0,120	0,4	0,05	148,16	18
30	0,170	0,4	0,07	148,16	25
31	0,150	0,4	0,06	148,16	22
32	0,070	0,4	0,03	148,16	10
Somme	9,773		3,9092		1448

Tableau 4.8 : Evaluation des débits des eaux usées domestiques

N°SB	Surface (ha)	Nombre d'habitant	Qmoyj (l/s)	Kp	Qpte (l/s)	Qéq (l/s)	Qeu (l/s)
1	0,3	44	0,062	3	0,185		0,185
2	0,08	12	0,016	3	0,049		0,049
3	0,06	9	0,012	3	0,037		0,037
4	0,1	15	0,021	3	0,062		0,062
5	0,033	5	0,007	3	0,020		0,020
6	0,34	50	0,070	3	0,210		0,210
7	0,51	76	0,105	3	0,315		0,315
8	2,88	427	0,593	3	1,778		1,778
9	0,09	13	0,019	3	0,056		0,056
10	0,03	4	0,006	3	0,019		0,019
11	0,28	41	0,058	3	0,173		0,173
12	0,2	30	0,041	3	0,123		0,123
13	0,32	47	0,066	3	0,198		0,198
14	0,32	47	0,066	3	0,198		0,198
15	1,42	210	0,292	3	0,877		0,877
16	0,19	28	0,039	3	0,117		0,117
17	0,08	12	0,016	3	0,049		0,049
18	0,07	10	0,014	3	0,043		0,043
19	0,15	22	0,031	3	0,093		0,093
20	0,04	6	0,008	3	0,025		0,025
21	0,12	18	0,025	3	0,074		0,074
22	0,07	10	0,014	3	0,043		0,043
23	0,07	10	0,014	3	0,043		0,043
24	0,32	47	0,066	3	0,198		0,198
25	0,32	47	0,066	3	0,198		0,198
26	0,32	47	0,066	3	0,198		0,198
27	0,3	44	0,062	3	0,185	0,208	0,394
28	0,25	37	0,051	3	0,154		0,154
29	0,12	18	0,025	3	0,074		0,074
30	0,17	25	0,035	3	0,105		0,105
31	0,15	22	0,031	3	0,093		0,093
32	0,07	10	0,014	3	0,043		0,043
Somme	9,773	1448	2,011		6,033		6,242

4.4.6. Calcul du débit spécifique :

C'est le rapport entre le débit de pointe et la longueur totale du réseau. [25]

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pEU}}{Lr} \dots\dots\dots (4.8)$$

Avec: Q_{sp} : Débit spécifique du réseau (l/s/ml).

Q_{pEU} : Débit de pointe (l/s).

Lr : Longueur totale du réseau (ml).

Pour la répartition des débits des eaux usées dans le réseau d'assainissement, on utilise le débit unitaire/ mètre linéaire.

$$Q_{mr} = \frac{Q_{eu}}{\sum Li} \times Li \dots\dots\dots (4.9)$$

Tableau 4.9 : Le débit spécifique des eaux usées pour chaque sous bassins

N° SB	tronçon	L(m)	Qeu (l/s)	Qsp (l/s/ml)	Qmr (l/s)
1	R95_R96	40,99	0,185	0,001583	0,064890
	R96_R97	36,61			0,057956
	R97_R98	39,39			0,062357
2	R101_R100	28,18	0,049	0,001753	0,049388
3	R100_R98	41,49	0,037	0,000893	0,037041
4	R102_R100	32,09	0,062	0,001924	0,061735
5	R99_R98	21,86	0,020	0,000932	0,020372
6	R98_R103	40,78	0,210	0,002056	0,083844
	R103_R104	31,31			0,064374
	R104_R105	30,00			0,061680
7	R111_R110	13,51	0,315	0,001927	0,026037
	R110_R109	25,78			0,049683
	R109_R108	34,59			0,066662
	R108_R107	39,93			0,076953
	R107_R106	30,18			0,058163
	R106_R105	19,38			0,037349
	R1_R2	33,40			0,102724
	R2_R3	35,00			0,107645
	R3_R4	35,00			0,107645
	R4_R5	34,35			0,105646

8	R5_R6	35,00	1,778	0,003076	0,107645
	R6_R7	35,00			0,107645
	R7_R8	35,00			0,107645
	R8_R9	40,29			0,123915
	R9_R10	41,47			0,127544
	R10_R11	37,68			0,115888
	R11_R12	40,79			0,125453
	R12_R13	35,66			0,109675
	R13_R14	34,13			0,104969
	R14_R15	32,58			0,100202
	R15_R16	33,63			0,103432
	R16_R17	39,11			0,120286
9	R28_R27	22,57	0,056	0,000962	0,021703
	R27_R26	35,21			0,033858
10	R27_R26	19,11	0,019	0,000969	0,018520
11	R26_R24	36,78	0,173	0,001024	0,037655
	R24_R23	35,00			0,035833
	R23_R22	35,00			0,035833
	R22_R20	35,00			0,035833
	R21_R20	27,06			0,027704
12	R20_R19	36,75	0,123	0,001155	0,042450
	R19_R18	34,94			0,040359
	R18_R17	35,20			0,040660
13	R123_R124	24,87	0,198	0,001192	0,029647
	R124_R125	35,97			0,042879
	R125_R126	35,25			0,042021
	R126_R127	34,96			0,041675
	R127_R122	34,67			0,041329
14	R128_R129	31,08	0,198	0,001854	0,057635
	R129_R130	34,78			0,064497
	R130_R122	40,67			0,075419
15	R17_R29	58,65	0,877	0,001970	0,115562
	R29_R30	38,93			0,076706
	R30_R31	35,00			0,068963
	R31_R32	35,00			0,068963
	R32_R33	35,00			0,068963
	R33_R34	35,00			0,068963
	R34_R35	35,00			0,068963
	R35_R36	35,00			0,068963
	R36_R37	35,00			0,068963
	R37_R38	33,97			0,066933
	R38_R39	37,05			0,073002

	R39_R40	31,31			0,061692
16	R42_R41	34,01	0,117	0,001700	0,057807
	R41_R40	35,00			0,059489
17	R43_R44	16,17	0,049	0,001257	0,020331
	R44_R45	23,11			0,029057
18	R47_R46	20,97	0,043	0,000975	0,020447
	R46_R45	23,35			0,022767
19	R45_R48	44,49	0,093	0,001223	0,054424
	R48_R49	31,21			0,038178
20	R49_R50	35,00	0,025	0,000706	0,024694
21	R51_R50	23,68	0,074	0,000791	0,018726
	R50_R52	34,86			0,027567
	R52_R53	35,14			0,027789
22	R53_R55	34,93	0,043	0,001237	0,043214
23	R56_R55	39,01	0,043	0,000584	0,022778
	R55_R57	35,00			0,020436
24	R83_R85	30,49	0,198	0,006479	0,197551
25	R84_R85	21,27	0,198	0,009288	0,197551
26	R85_R86	34,70	0,198	0,001409	0,048881
	R86_R87	35,21			0,049599
	R87_R88	35,33			0,049768
	R88_R89	35,00			0,049303
27	R60_R61	31,61	0,394	0,003750	0,118530
	R61_R62	38,10			0,142866
	R62_R63	35,24			0,132142
28	R64_R63	39,74	0,154	0,001085	0,043098
	R63_R65	35,00			0,037958
	R65_R66	33,79			0,036646
	R66_R67	33,78			0,036635
29	R69_R68	32,60	0,074	0,001145	0,037321
	R68_R67	32,11			0,036760
30	R67_R71	32,20	0,105	0,000851	0,027408
	R70_R71	21,22			0,018062
	R71_R72	34,70			0,029536
	R72_R73	35,18			0,029944
31	R74_R73	36,65	0,093	0,000847	0,031040
	R73_R75	35,00			0,029642
	R75_R76	37,69			0,031920
32	R76_R77	36,57	0,043	0,000718	0,026269
	R77_Rejet	23,59			0,016945
Somme		3416,64		0,057313	

4.5. Evaluation des débits des eaux pluviales :

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représentent la majeure partie.

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Ces derniers seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. Ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation).

Pour calculer les débits d'eaux pluviales il existe différentes méthodes qui sont adaptées à des bassins versants urbanisés. Cependant, ceux qui ont été testés et calés sur des bassins urbains tropicaux sont : **la méthode rationnelle et le modèle de Caquot** qui sont plus adaptées pour des bassins versants urbanisés et donnent directement le débit de pointe à l'exutoire contrairement aux autres qui ne fournissent que l'hydrogramme de ruissellement. [21]

4.5.1. Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de **LLOYD DAVIS**, c'est une méthode qui fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q_p = K_a \times C_r \times i \times A \dots\dots\dots (4.10)$$

Avec: Q_p : débit d'eau de ruissellement (l/s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

C_r : coefficient de ruissellement

i : intensité de précipitation (l/s/ha)

Ka : Coefficient d'abattement des précipitations.

Tableau 4.10 : Coefficient d'abattement en fonction de la surface

A (km ²)	≤ 25	25÷50	50÷100	100÷150	150÷250
Ka	1	0.95	0.90	0.85	0.80

❖ **Hypothèses de la Méthode Rationnelle :**

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- ✓ L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- ✓ Le débit de pointe Q_p en m³/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité;
- ✓ L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- ✓ Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

❖ **Validité De La Méthode Rationnelle :**

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. [26]

❖ **Choix de la période de retour :**

On choisit généralement :

- Pour le calcul des collecteurs secondaires : **T = 2 ou 5ans**
- Pour le calcul des collecteurs primaires : **T = 10ans**
- Pour les ouvrages importants (digues, ponts) : **T = 20 ou 50ans**

❖ **Courbes IDF Les courbes IDF (Intensité, durée, fréquence)**

Sont les familles de courbes donnant pour une fréquence donnée l'intensité $i(t, T)$ en fonction de l'intervalle de référence t .

$$i(t, T) = HM(t, T)/t \dots\dots\dots (4.11)$$

Où : **HM(t, T)** : Hauteur maximale pour une période de retour **T** et un intervalle de temps **t**.

L'ajustement mathématique des courbes IDF s'effectue généralement selon les deux formules suivantes :

➤ **Formule de Montana** :

$$i(t, T) = a(T).t^b(T) \dots\dots\dots (4.12)$$

$i(t, T)$: Intensité de la pluie (mm/h)

t : Intervalle de temps (mn)

$a(T)$, $b(T)$: sont les paramètres d'ajustement qui dépendent de la région et de la période de retour T .

➤ **Formule de Mayer** :

$$i(t, T) = \alpha(T) \beta(T) + t \dots\dots\dots (4.13)$$

Où : $\alpha(T)$ et $\beta(T)$ sont les paramètres d'ajustement qui dépendent de la région où se trouve la station pluviométrique et de la période de retour T .

La formule la plus utilisée est la formule de Montana, à partir des courbes on peut calculer les paramètres $a(T)$, $b(T)$.

En Algérie, on évalue souvent l'intensité en milieu urbain par des formules étrangères au pays, sans se rendre compte de l'erreur commise sur la variable à calculer, soit par excès ou par défaut.

❖ **Temps de concentration** :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné.

$$tc = t1 + t2 \dots\dots\dots (4.14)$$

Où $t1$: Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t1 = L/60V (mn) \dots\dots\dots (4.15)$$

Où : L : longueur du collecteur

V : vitesse moyenne en (m/s) avec

$$V = C \sqrt{RH \cdot I} \dots\dots\dots (4.16)$$

RH : rayon hydraulique, C : coefficient de Chézy

C : dépend de la nature de la paroi et de la forme de la section D'après Manning – Strickler

$$C = K \cdot RH^{1/6} \dots\dots\dots (4.17)$$

- les eaux usées **K = 60**
- les eaux pluviales **K = 70**

t₂ : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans le réseau Il existe plusieurs formules empiriques pour le calcul du temps de concentration, nous en citons les formules les plus utilisées.

➤ **Formule de Ventura :**

$$t_2 = 7,6 \sqrt{A} \sqrt{I} (mn) \dots\dots\dots (4.18)$$

Où: A : superficie en (km²)

I : pente du Talweg principal en (m/m)

➤ **Formule de Kirpich :**

$$t_2 = L^{0,155} / 60 H^{0,385} (mn) \dots\dots\dots (4.19)$$

Où : H : La dénivelée entre les deux Talwegs en (m)

L : Longueur du Talweg (le plus long parcours de l'eau) (m).

➤ **Formule de Passini :**

$$t_2 = 6,48 \sqrt[3]{AL} / \sqrt{I} (mn) \dots\dots\dots (4.20)$$

Où : A : superficie du bassin en (km²)

L : Longueur du Talweg (le plus long parcours de l'eau) en (km).

I : pente en (m/m)

4.5.2. Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par **M.CAQUOT** en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante : [26]

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \cdot I^{\frac{v}{u}} \cdot Cr^{\frac{1}{u}} \cdot A^{\frac{w}{u}} \dots \dots \dots (4.21)$$

Ou :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; **f=90%**. (m³/s)

K, u, v, w : Coefficients d'expression.

I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré. (m/m).

Cr : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré (ha).

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \dots \dots \dots (4.22)$$

$$v = 0.41 \cdot b(f) \dots \dots \dots (4.23)$$

$$u = 1 + 0.287 \cdot b(f) \dots \dots \dots (4.24)$$

$$w = 0.95 + 0.50 \cdot b(f) \dots \dots \dots (4.25)$$

a (f) et b (f) sont des paramètres de la relation :

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots \dots \dots (4.26)$$

Ou : i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence f, t = 15 min. f = 90 %.

La pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \dots \dots \dots (4.27)$$

C_{am} : cote amont du collecteur (m) ;

Cav : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçon et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \dots\dots\dots (4.28)$$

L_i : distance partielle du tronçon i en mètre ;

I_i : pente du tronçon i m/m ;

N : nombre de tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule (12) pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \dots\dots\dots (4.29)$$

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons.

Remarque :

La valeur du débit $Q_{(f)}$ donnée par l'expression (4.11) correspond à une valeur calculée, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ calculé}} \dots\dots\dots (4.30)$$

Avec : m : coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b \dots\dots\dots (4.31)$$

Et M : coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où : L : longueur du plus long parcours hydraulique en (m)

A : surface du bassin considéré en (m²)

❖ **Validité de la méthode superficielle :**

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %
- le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1) %
- le coefficient d'allongement (0.8 < M < 2) %

4.6. Choix de la méthode de calcul :

Tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement la méthode rationnelle est la plus appropriée, nous optons pour l'utilisation de la méthode rationnelle.

Tableau 4.11 : Evaluation des débits des eaux pluviales

N°SB	Surface (ha)	Cri	i (l/s*ha)	Qpl (l/s)
1	0,300	0,4	343,39	41,207
2	0,080	0,4	343,39	10,988
3	0,060	0,4	343,39	8,241
4	0,100	0,4	343,39	13,736
5	0,033	0,4	343,39	4,533
6	0,340	0,4	343,39	46,701
7	0,510	0,4	343,39	70,052
8	2,880	0,4	343,39	395,585
9	0,090	0,4	343,39	12,362
10	0,030	0,4	343,39	4,121
11	0,280	0,4	343,39	38,460
12	0,200	0,4	343,39	27,471
13	0,320	0,4	343,39	43,954
14	0,320	0,4	343,39	43,954
15	1,420	0,4	343,39	195,046
16	0,190	0,4	343,39	26,098
17	0,080	0,4	343,39	10,988
18	0,070	0,4	343,39	9,615
19	0,150	0,4	343,39	20,603
20	0,040	0,4	343,39	5,494
21	0,120	0,4	343,39	16,483
22	0,070	0,4	343,39	9,615
23	0,070	0,4	343,39	9,615
24	0,320	0,4	343,39	43,954
25	0,320	0,4	343,39	43,954
26	0,320	0,4	343,39	43,954
27	0,300	0,4	343,39	41,207
28	0,250	0,4	343,39	34,339
29	0,120	0,4	343,39	16,483
30	0,170	0,4	343,39	23,351
31	0,150	0,4	343,39	20,603
32	0,070	0,4	343,39	9,615

4.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures domestique, d'équipement et pluviale tout en partageant notre agglomération en sous bassins.

Pour le débit d'eau pluvial on a utilisé la méthode rationnelle, la méthode rationnelle permet actuellement une meilleure approche de calcul.

Chapitre V :

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

5.1. Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulements.

Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible, être auto cureur, c'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux. Il faut éviter le sable parce qu'il provoque la dégradation des joints et celle des revêtements intérieurs des conduites et les vases fermentescibles soient également entraînés par le débit des eaux usées. [26]

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

5.2. Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de **0,005 m/ m**. La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements.

En général, le drainage des caves et sous-sols est exclus, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier.

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter. [32]

5.3. Conception des réseaux d'Assainissement :

La conception se caractérise à partir d'une schématique, support matérialisant les éléments de définition des branches de réseau. [26]

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement en plan
 - Profondeur
 - Diamètres (intérieurs et extérieurs)
 - Pente
 - Leurs joints et confection
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur :
 - Emplacement en plan
 - Profondeur
 - Cote

5.4. Dimensionnement du réseau d'Assainissement :

5.4.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dimensionner rationnellement un réseau c'est permettre un bon fonctionnement de ce dernier en vue de sa réalisation. Les réseaux doivent satisfaire aux exigences hygiéniques telles-que l'évacuation rapide et continue de tous les déchets fermentescibles.

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite. [31]

5.4.2. La vitesse d'auto curage :

Comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantables. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes : [31]

- ✓ Une vitesse minimale de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 du débit à pleine section
- ✓ Une vitesse de 0.3m/s pour 1/100 de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm

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

A l'opposé des conditions relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de **(4 à 5 m/s)** à pleine section.

Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager des décrochements dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards de chute.

Pour les ouvrages d'importance moyenne les sections les plus favorables sont :

- ✓ De type circulaire.
- ✓ De type ovoïde.

Généralement le système d'évacuation adopté dans les projets d'assainissement est un système **gravitaire**. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ; où le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier I_R

$$I_R = \frac{(C_{am} - C_{av})}{L} \dots\dots\dots (5.1)$$

❖ **Formules d'écoulement :**

Dans le calcul des canalisations, on utilise les différentes formules d'écoulement qui ont été développées par d'éminents chercheurs scientifiques. Parmi ces formules, on a :

➤ **Formule de Chézy**

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \dots\dots\dots (5.2)$$

Où,

I : Pente du collecteur (m/m)

R_h: Rayon hydraulique (m)

C : Coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement, donné par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{\left(1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}\right)} \dots\dots\dots (5.3)$$

γ : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées dans laquelle :

$\gamma = 0.06$ pour les collecteurs d'eaux pluviales

$\gamma = 0.16$ pour les collecteurs d'eaux usées

➤ **Formule de Manning**

$$V = \frac{\alpha}{n} \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (5.4)$$

Avec :

α : Coefficient d'unité qui 1 en systèmes international

n : Coefficient de Manning de rugosité qui dépend des parois des conduites

R_h : Rayon hydraulique (m)

I : Pente du collecteur (m/m)

➤ **Formule de Manning-Strickler**

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (5.5)$$

Avec :

K_s : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler qui dépend de la nature des parois donné par le tableau suivant :

Tableau 5.1 : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler en fonction de la nature des parois

Nature des parois des conduites	K_s
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre de ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

5.5. Tracé du réseau d'assainissement :

Le tracé du réseau d'un réseau d'assainissement se fait selon les critères suivants : [15]

- ✚ Suivre autant que possible plan de la voirie
- ✚ Distance max entre 2 regards de visite: 70 m
- ✚ Regard de visite aux changements de pente et de direction
- ✚ Couverture minimale des canalisations: 80 cm
- ✚ Suivre si possible la pente naturelle
- ✚ Pente minimale de 2 mm/m pour les eaux usées et 4 mm/m pour les eaux pluviales.
- ✚ Diamètre minimal: réseau d'eaux usées $\varnothing 200$ mm et $\varnothing 300$ mm pour le réseau pluvial ou unitaire
- ✚ Diamètres croissants d'amont en aval
- ✚ Délimiter les sous bassins versants drainés par chaque tronçon.

5.6. Mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes : [26]

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{sp} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

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

$$Q = V \cdot S \dots\dots\dots (5.6)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions. Généralement pour le dimensionnement des réseaux, on utilise la formule de Manning-Strickler pour le calcul de la vitesse, le débit sera déterminé par l'expression :

$$Q = K_s \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot \sqrt{I} \dots\dots\dots (5.7)$$

Ainsi que le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2 \cdot Q}{K_s \cdot I^{1/2}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots (5.8)$$

Avec $K_s = 75$ pour une conduite en béton

La vitesse en pleine section est donnée par la relation :

$$V_{ps} = \frac{K_s \cdot D^{2/3} \cdot I^{1/2}}{4^{2/3}} \dots\dots\dots (5.9)$$

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

$$Q_{ps} = \frac{V_{ps} \cdot \pi \cdot D^2}{4} \dots\dots\dots (5.10)$$

Nous définissons les rapports suivants :

$$R_Q = \frac{Q_t}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (5.11)$$

$$R_{Qmin} = \frac{Q_{EU}}{Q_{ps}} \dots\dots\dots (5.12)$$

Ensuite, nous calculons les vitesses et les hauteurs de remplissage :

- ✓ $R_V = V / V_{PS} \rightarrow V = R_V \cdot V_{PS}$
- ✓ $R_H = H / D_{nor} \rightarrow H = R_H \cdot D_{nor}$
- ✓ $R_{V, min} = V_{min} / V_{PS} \rightarrow V_{min} = R_{V, min} \cdot V_{PS}$
- ✓ $R_{Hmin} = H_{min} / D_{nor} \rightarrow H_{min} = R_{Hmin} \cdot D_{nor}$

5.7. Condition d'auto curage :

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage nous avons trois conditions à vérifier :

- **Condition 1** : Vitesse d'écoulement ($V \geq 0.5 \text{ m/s}$)
- **Condition 2** : $V_{min} > 0,60 \text{ m/s}$ pour $Q_{PS} / 10 = Q_{min} \quad (Q/Q_{PS} / 10) \rightarrow V_1 / V_{PS}$
 $\rightarrow (V_1 > 0,6 \text{ m/s})$
- **Condition 3** : $V_{min} > 0,30 \text{ m/s}$ pour $Q_{PS} / 100 = Q_{min} \quad (Q/Q_{PS} / 100)$
 $\rightarrow V_2 / V_{PS} \rightarrow (V_2 > 0,3 \text{ m/s})$

5.8. Auto CAD :

Le logiciel utilisé dans notre projet est "Auto CAD".

AutoCAD est un logiciel de dessin et conception assistée par ordinateur (CAO), créé en 1982 par Autodesk et fonctionnant exclusivement sous Microsoft Windows et récemment sur Mac.

Il est utilisé pour la conception de plans en 2D et 3D. Il est développé et commercialisé par Autodesk Inc. et a été l'un des premiers programmes de CAO qui pourraient être exécutés sur des ordinateurs personnels. [b]

AutoCAD est un logiciel de dessin assisté par ordinateur utilisé pour créer des plans en architecture, dessin industriel, construction des ponts ou les circuits d'ordinateur, entre autres.

5.8.1. Spécialités et domaines d'utilisation d'Auto CAD :

Alors que les dessinateurs travaillent dans un certain nombre de spécialités, les cinq domaines de spécialisation les plus courantes sont les suivants: mécanique, architectural, civil, Hydraulique, électrique et électronique. [b]

- **Les dessinateurs mécaniques**

Préparent des plans pour les machines et les dispositifs mécaniques.

- **Les dessinateurs en architecture**

Élaborent des plans pour les bâtiments résidentiels et commerciaux.

- **Les dessinateurs civils et hydrauliques**

Élaborent des plans pour l'utilisation dans la conception et la construction de routes, de ponts, de systèmes d'égouts et d'autres grands projets.

- **Les dessinateurs électriques**

Travaillent avec les électriciens pour préparer des schémas de câblage des schémas du système électrique.

- **Les dessinateurs électroniques**

Préparent également des diagrammes de câblage pour la fabrication, l'installation et la réparation de gadgets électroniques.

5.8.2. Avantages et inconvénients d'Auto-CAD :

- ❖ **Avantages**

Au cours des 25 dernières années, Auto CAD a créé de nombreux changements dans le domaine de la construction et de la fabrication. Certains des avantages d'Auto CAD sont les suivants : [c]

- ✓ **Compatibilité**

La normalisation est l'un des avantages de l'utilisation d'Auto CAD. Il est utilisé en standard pour la conception assistée par ordinateur, de sorte que d'autres packages de CAO émulent les opérations d'AutoCAD et garantissent la compatibilité des fichiers au-delà des frontières industrielles.

✓ **2D et 3D**

Il a la capacité de faire une transition entre la 2D et la 3D. Certaines versions ont la capacité de générer automatiquement une documentation imprimée qui est généralement basée sur des modèles 3D virtuels. Comme nous le savons, la modélisation 3D est facile et difficile, mais avec l'aide de packages 3D, il devient très facile de créer et de modifier.

✓ **Compatibilité avec la FAO**

CAO va de pair avec la fabrication assistée par ordinateur (FAO). AutoCAD interagit automatiquement avec les packages de FAO correspondants qui créent en outre un programme de machine-outil pour des opérations telles que le perçage, le tournage et le meulage.

✓ **Virtualisation**

Sur la production à grande échelle comme la conception de ponts ou de bâtiments, etc., la virtualisation est utilisée. La virtualisation est la capacité de visualiser et de parcourir le projet dans une vue 3D avant de démarrer le processus de fabrication.

✓ **Gain de temps**

Pour créer le dessin souhaité, cela prend beaucoup de temps, mais avec l'invention d'AutoCAD, créer un dessin n'est pas une tâche fastidieuse. Nous pouvons également générer autant de copies du même dessin. Le même dessin peut être utilisé dans un autre dessin, ce qui permet également de gagner du temps.

✓ **Simulation**

Il est également utilisé pour créer des simulations et des modèles filaires, qui aident l'utilisateur à vérifier la fonctionnalité du modèle sans investir dans le prototype du modèle.

✓ Bases de données

C'est également une aide à la création de bases de données telles que PDM/PLM, une fois que ces bases de données sont créées à l'aide de fichiers CAO, elles sont accessibles via le WAN.

✓ Précision

Il peut produire même des fichiers volumineux avec la même facilité et la même précision. Des commandes telles que Grid Snap, Zoom et Attach sont utilisées pour la précision du dessin.

❖ Inconvénients

Comme nous savons qu'Auto CAD est le plus célèbre de la conception assistée par ordinateur, il présente de nombreux avantages mais il a aussi des inconvénients. Il ne se compare pas bien aux logiciels contemporains de modélisation d'informations sur le bâtiment, de modélisation en trois dimensions et d'illustration. Voici les inconvénients d'Auto CAD :
[c]

✓ Ligne

Comme AutoCAD produit des dessins à l'aide d'outils de ligne et de forme et de courbes, les arcs et les lignes droites aident à produire des formes. Mais AutoCAD est inutile pour éditer la ligne et l'emplacement aussi librement que dans le cas des programmes d'illustration. Il crée un dessin à l'aide uniquement de lignes, il n'utilise pas de modèles volumétriques comme nous l'utilisons dans la modélisation des informations du bâtiment (BIM). Dans le cas de la géométrie 3D, il utilise des effets limités.

✓ Formats de fichiers limités

En tant que leader de la CAO, il limite le nombre de formats de fichiers qu'il peut importer ou exporter. Cela pose un problème lors de l'utilisation d'outils plus puissants et d'un programme d'exportation au format AutoCAD, c'est-à-dire que la géométrie, la couleur et les effets sont presque perdus.

✓ Couleur, remplissage et texture

Pour la couleur, le remplissage et la texture dans AutoCAD, l'utilisateur utilise des outils de ligne et de hachures. Mais dans AutoCAD il y a des couleurs limitées c'est à dire seulement 256 et les hachures ne fournissent que de la texture, nous n'obtenons pas d'images photo réalistes comme dans les programmes d'illustration.

✓ Non paramétriques

Pour créer des modèles 3D, il existe divers outils et pour modifier le temps des modèles, différentes étapes doivent être suivies, ce qui prend beaucoup de temps qui est automatiquement modifié en cas de modélisation des informations du bâtiment (BIM).

5.8.3. Création de plans topographiques :

Le dessin Auto CAD correspondant au semis de poings levés est automatiquement créé à partir d'une Géo Base de points calculés ou par lecture directe d'un fichier ASCII de coordonnées (on peut aussi utiliser Sanding Survey Office). De nouveaux points peuvent être construits par alignement, rayonnement, projection, intersection, interpolation, etc. [d]



Figure 5.1 : levé topographique sur AutoCAD

5.8.4. Importation des données de topographie à partir d'une feuille de calcul (XLS, CSV...) dans Auto CAD :

Vous disposez de données de topographie dans une feuille de calcul au format Ordonnée, Abscisse et Altitude et vous souhaitez générer des points dans AutoCAD à partir de la feuille de calcul. [e]

Procédez comme suit :

- Ouvrez la feuille de calcul dans Excel (ou tout autre outil de feuille de calcul).
- Mettez en surbrillance les cellules contenant les coordonnées (ignorez les en-têtes), du haut vers le bas de la feuille de calcul.
- Cliquez avec le bouton droit de la souris sur les cellules et choisissez Copier.

	A	B	C	D
1				
2	POINT #	NORTHING	EASTING	ELEVATION
3	1646	-3583.3218	2757.9109	513.4095
4	1647	-3583.1085	2752.6161	513.5338
5	1648	-3583.9732	2736.264	513.7656
6	1649	-3584.7872	2714.7967	514.1099
7	1650	-3585.5569	2693.2683	514.4399
8	1651	-3586.6553	2671.6593	514.8048
9	1652	-3587.3200	2649.9697	515.2759

- Ouvrez un éditeur de texte tel que le Bloc-notes (il doit s'agir d'un éditeur ASCII, et non d'un traitement de texte).
- Collez les valeurs de la feuille de calcul dans le document texte.
- Mettez en surbrillance l'espace entre deux colonnes. Le caractère de tabulation sera sélectionné.
- Cliquez avec le bouton droit de la souris et choisissez Copier.
- Utilisez l'outil Remplacer (dans le menu Edition du Bloc-notes, cliquez sur Remplacer) et collez les éléments dans les espaces de la colonne Rechercher.
- Entrez une virgule dans la colonne Remplacer par et sélectionnez Remplacer tout.
- Sur une nouvelle ligne située dans la partie supérieure du document texte, entrez `_MULTIPLE_POINT`.
- Enregistrez le document texte avec une extension de fichier SCR et fermez-le.

```
Survey.scr - Notepad
File Edit Format View Help
Multiple_Point
-3583.3218,2757.9109
-3583.1085,2752.6161
-3583.9732,2736.264
-3584.7872,2714.7967
-3585.5569,2693.2683
-3586.6553,2671.6593
-3587.3200,2649.9697
-3587.2668,2628.4697
```

- Dans AutoCAD, entrez UNITS.
- Définissez les unités pour mettre à l'échelle le contenu inséré en pieds ou mètres. Cela dépend de la façon dont les unités ont été mesurées dans le champ.
- Définissez le type d'angle sur Unités géodésiques.
- Entrez SCRIPT sur la ligne de commande et sélectionnez le fichier script créé précédemment. Les points seront générés.

5.8.5. Applicatif d'Auto CAD :

COVADIS est un applicatif d'Auto CAD. En matière de DAO, l'opérateur dispose donc dans l'environnement Auto CAD, des fonctionnalités de dessin orienté objet de COVADIS.

Le fichier produit est un simple fichier DWG qui peut être exporté vers tous les formats reconnus par Auto CAD, Map, Civil ou par COVADIS (DXF, DWF, LAND XML, PISTE, MACAO, MOSS, etc.). [d]

Avec COVADIS, le dessin et la conception des projets sont encore plus simples et plus rapides. Les nouvelles palettes d'outils, les nouveaux assistants et menus contextuels accélèrent le travail du projeteur en le guidant lors des différentes phases de la conception.

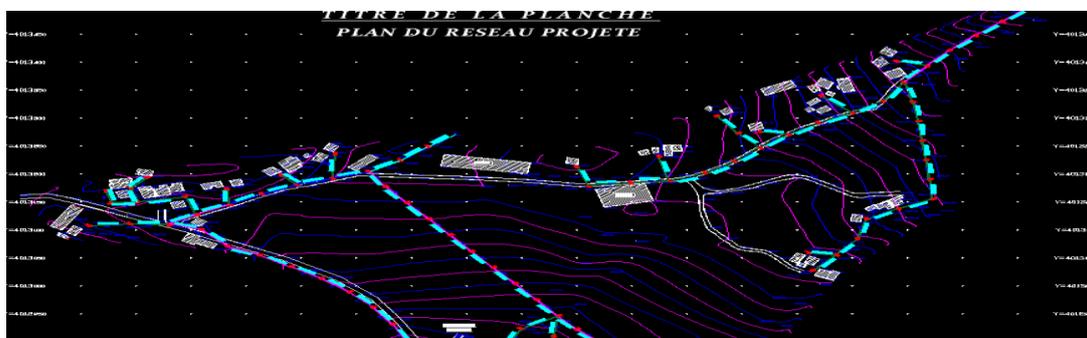


Figure 5.2 : plan du réseau projeté sur AutoCAD

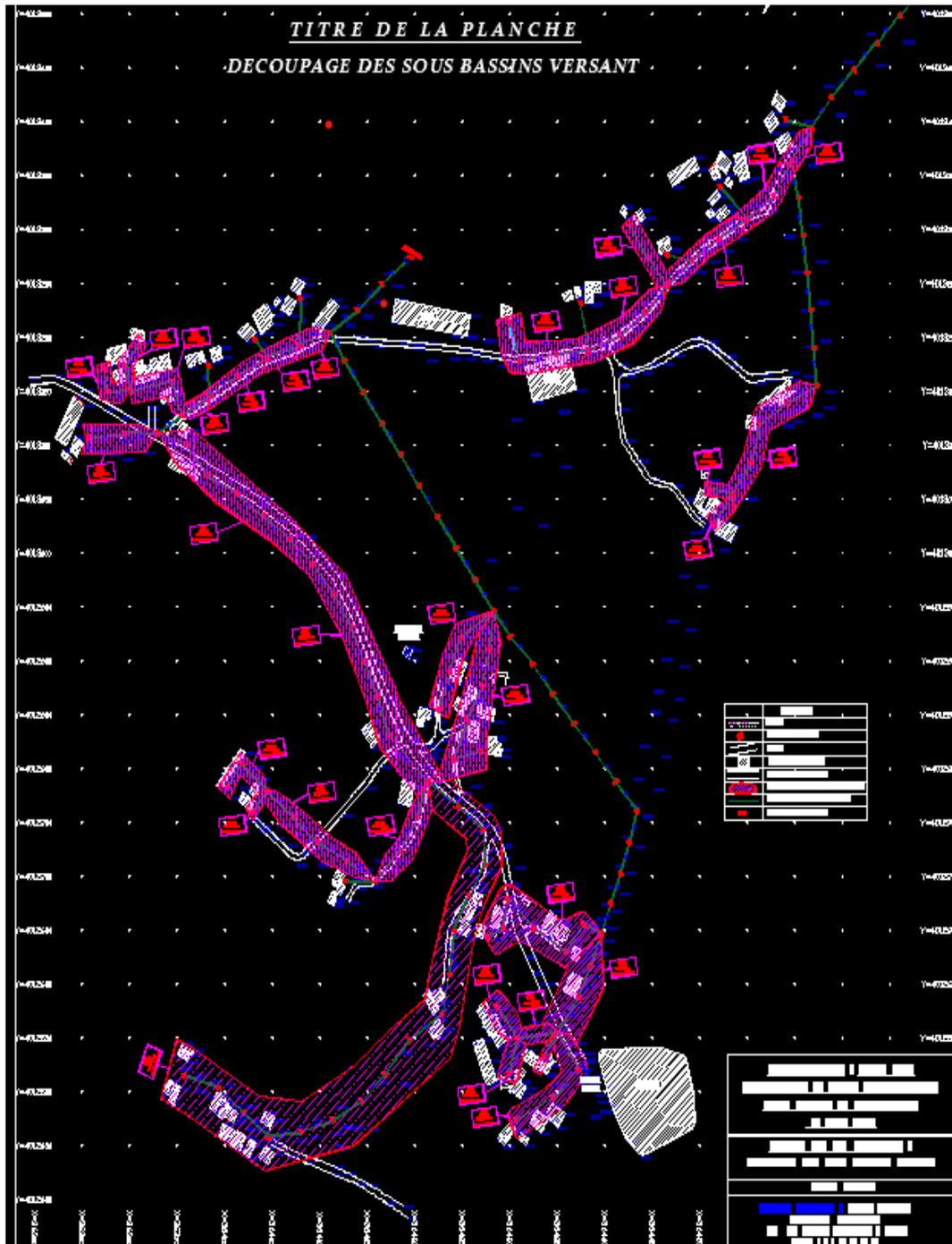


Figure 5.3 : Découpage des sous bassin versant avec AutoCAD

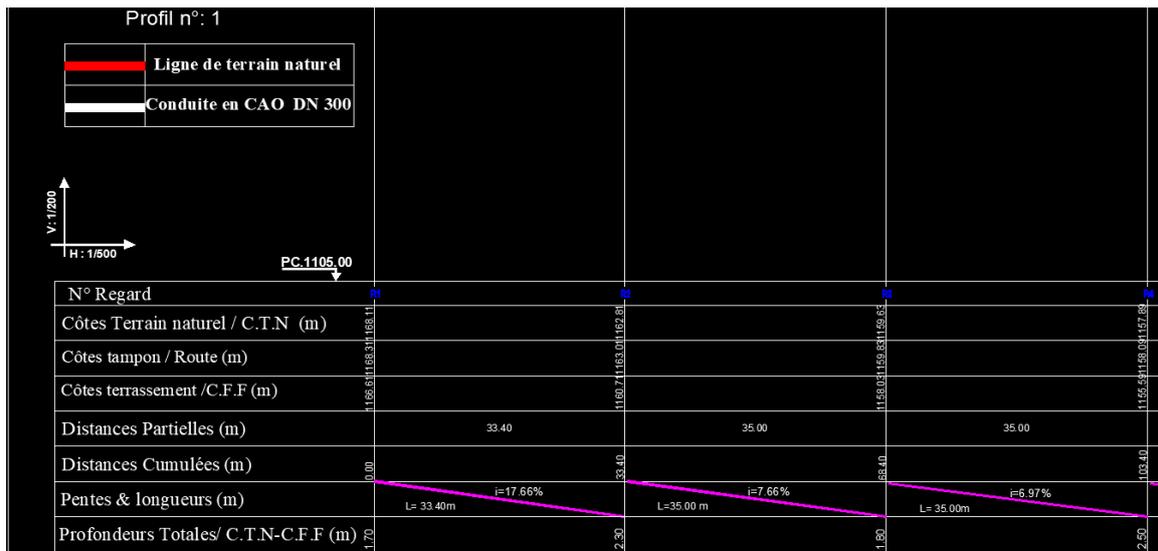


Figure 5.4 : exemple de profil en long sur AutoCAD

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leurs paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux suivants.

- Pour le calcul de la cote des radiers, nous avons utilisé le levé topographique pour déterminer la cote du terrain naturel.
- Pour la vérification de la condition d'auto curage, nous avons utilisé l'abaque (voir annexe 5).

Tableau 5.2 : Calcul de la pente

N° SB	Cote du terrain naturel (m)			Longueur (m)	profondeur (m)		Côtes des radiers (m)		Pente (m/m)	Pente %
	tronçon	amont	aval		amont	aval	amont	aval		
1	R95_R96	1137,05	1133,35	40,99	1,80	2,60	1135,05	1130,55	0,110	10,98
	R96_R97	1133,35	1129,95	36,61	2,60	1,80	1130,55	1127,95	0,071	7,10
	R97_R98	1129,95	1129,77	39,39	1,80	2,10	1127,95	1127,47	0,012	1,22
2	R101_R100	1133,95	1132,26	43,18	1,80	3,00	1131,95	1129,06	0,067	6,69
3	R100_R98	1132,26	1129,77	21,49	3,00	2,10	1129,06	1127,47	0,074	7,40
4	R102_R100	1131,32	1132,26	47,09	1,80	3,00	1129,32	1129,06	0,006	1,52
5	R99_R98	1131,48	1129,01	21,86	1,80	2,10	1129,48	1126,71	0,127	12,67
6	R98_R103	1128,92	1122,91	40,78	2,10	1,90	1126,62	1120,81	0,142	14,25
	R103_R104	1122,91	1118,71	31,31	1,90	1,90	1120,81	1116,61	0,134	13,41
	R104_R105	1118,71	1115,84	30,00	1,90	2,10	1116,61	1113,54	0,102	10,23
	R111_R110	1131,31	1130,10	13,51	1,90	1,90	1129,21	1128,00	0,090	8,96
	R110_R109	1130,10	1128,89	25,78	1,90	1,90	1128,00	1126,79	0,047	4,69
7	R109_R108	1128,89	1126,04	34,59	1,90	1,90	1126,79	1123,94	0,082	8,24
	R108_R107	1126,04	1120,97	39,93	1,90	2,70	1123,94	1118,07	0,147	14,70
	R107_R106	1120,97	1117,94	30,18	2,70	1,90	1118,07	1115,84	0,074	7,39
	R106_R105	1117,94	1115,70	19,38	1,90	1,90	1115,84	1113,60	0,116	11,56
	R1_R2	1168,11	1162,81	33,40	1,70	2,30	1166,21	1160,31	0,177	17,66
	R2_R3	1162,81	1159,63	35,00	2,30	1,80	1160,71	1158,03	0,077	7,66
	R3_R4	1159,63	1157,89	35,00	1,80	2,50	1158,03	1155,59	0,070	6,97
	R4_R5	1157,89	1154,67	34,35	2,50	2,00	1155,59	1152,87	0,079	7,92
	R5_R6	1154,67	1152,14	35,00	2,00	2,00	1152,87	1150,34	0,072	7,23

8	R6_R7	1152,14	1148,93	35,00	2,00	2,10	1150,34	1147,03	0,095	9,46
	R7_R8	1148,93	1146,30	35,00	2,10	2,10	1147,03	1144,40	0,075	7,51
	R8_R9	1146,30	1143,90	30,00	2,10	1,80	1144,40	1142,30	0,070	7,00
	R9_R10	1143,90	1137,79	51,76	1,80	1,90	1142,30	1136,09	0,120	12,00
	R10_R11	1137,79	1135,87	37,68	1,90	2,70	1136,09	1133,37	0,072	7,22
	R11_R12	1135,87	1135,52	10,79	2,70	3,20	1133,37	1132,52	0,079	7,88
	R12_R13	1135,52	1132,39	35,66	3,20	2,50	1132,52	1130,09	0,068	6,81
	R13_R14	1132,39	1129,56	34,13	2,50	2,00	1130,09	1127,76	0,068	6,83
	R14_R15	1129,56	1128,56	10,58	2,00	1,80	1127,76	1126,96	0,076	7,56
	R15_R16	1128,56	1126,93	26,63	1,80	2,10	1126,96	1125,03	0,072	7,25
9	R16_R17	1126,93	1123,03	39,11	2,10	1,90	1125,03	1121,33	0,095	9,46
	R28_R27	1161,63	1160,52	32,57	1,90	1,90	1159,93	1158,82	0,034	3,41
10	R27_R26	1160,52	1151,95	55,21	1,90	2,30	1158,82	1149,85	0,162	16,25
	R27_R26	1152,72	1152,95	18,11	1,80	2,30	1151,12	1150,85	0,015	1,49
11	R26_R24	1151,95	1145,27	46,78	2,30	1,90	1149,85	1143,57	0,134	13,42
	R24_R23	1145,27	1140,28	45,00	1,90	3,70	1143,57	1136,78	0,151	15,09
	R23_R22	1140,28	1136,52	45,00	3,70	1,90	1136,78	1134,82	0,044	4,36
	R22_R20	1136,52	1133,95	35,00	1,90	1,90	1134,82	1132,25	0,073	7,34
	R21_R20	1136,52	1134,05	27,06	1,80	1,90	1134,49	1132,35	0,079	7,91
12	R20_R19	1133,95	1131,07	36,75	1,90	1,90	1132,25	1129,37	0,078	7,84
	R19_R18	1131,07	1126,76	34,94	1,90	1,90	1129,37	1125,06	0,123	12,34
	R18_R17	1126,76	1123,16	35,20	1,90	1,90	1125,06	1121,46	0,102	10,23
13	R123_R124	1123,15	1121,19	24,87	1,80	1,80	1121,55	1119,59	0,079	7,88
	R124_R125	1121,19	1117,81	35,97	1,80	1,80	1119,59	1116,21	0,094	9,40
	R125_R126	1117,81	1113,75	35,25	1,80	2,30	1116,21	1111,65	0,129	12,94
	R126_R127	1113,75	1110,77	34,96	2,30	2,30	1111,65	1108,67	0,085	8,52

	R127_R122	1110,77	1108,81	34,67	2,30	5,00	1108,67	1104,01	0,134	13,44
14	R128_R129	1116,98	1113,61	31,08	1,80	1,80	1115,38	1112,01	0,108	10,84
	R129_R130	1113,63	1110,48	34,78	1,80	3,50	1112,03	1107,18	0,139	13,94
	R130_R122	1110,48	1108,74	40,67	3,50	5,00	1107,18	1103,94	0,080	7,97
	R17_R29	1123,03	1122,77	58,65	1,90	4,00	1121,33	1118,97	0,040	4,02
15	R29_R30	1122,77	1120,25	38,93	4,00	2,80	1118,97	1117,65	0,034	3,39
	R30_R31	1120,25	1117,18	35,00	2,80	1,90	1117,65	1115,48	0,062	6,20
	R31_R32	1117,18	1112,00	35,00	1,90	2,00	1115,48	1110,20	0,151	15,09
	R32_R33	1112,00	1106,60	35,00	2,00	2,70	1110,20	1104,10	0,174	17,43
	R33_R34	1106,60	1102,17	35,00	2,70	1,90	1104,10	1100,47	0,104	10,37
	R34_R35	1102,17	1098,39	35,00	1,90	2,60	1100,47	1095,99	0,128	12,80
	R35_R36	1098,39	1095,74	35,00	2,60	1,90	1095,99	1094,04	0,056	5,57
	R36_R37	1095,74	1093,91	35,00	1,90	2,80	1094,04	1091,31	0,078	7,80
	R37_R38	1093,91	1089,91	33,97	2,80	2,00	1091,31	1088,11	0,094	9,42
	R38_R39	1089,29	1087,34	37,05	2,00	2,60	1087,49	1084,94	0,069	6,88
	R39_R40	1087,34	1088,27	31,31	2,60	3,70	1084,94	1084,77	0,005	1,54
16	R42_R41	1092,40	1090,11	34,01	1,80	2,30	1090,80	1088,01	0,082	8,20
	R41_R40	1090,11	1088,27	35,00	2,30	3,70	1088,01	1084,77	0,093	9,26
17	R43_R44	1092,15	1090,88	16,17	1,90	1,90	1090,45	1089,18	0,079	7,85
	R44_R45	1090,88	1090,32	23,11	1,90	2,00	1089,18	1088,52	0,029	2,86
18	R47_R46	1094,53	1092,67	20,97	2,00	2,00	1092,73	1090,87	0,089	8,87
	R46_R45	1092,67	1090,44	23,35	2,00	2,00	1090,87	1088,64	0,096	9,55
19	R45_R48	1090,32	1089,31	44,49	2,00	2,00	1088,52	1087,51	0,023	2,27
	R48_R49	1089,31	1088,00	31,21	2,00	4,00	1087,51	1084,20	0,106	10,61
20	R49_R50	1087,96	1089,00	35,00	4,00	5,90	1084,16	1083,30	0,025	2,46
	R51_R50	1091,58	1089,17	23,68	2,00	5,90	1089,78	1083,47	0,266	26,65

21	R50_R52	1089,00	1088,60	34,86	5,90	6,00	1083,30	1082,80	0,014	1,43
	R52_R53	1088,60	1087,39	35,14	6,00	5,90	1082,80	1081,69	0,032	3,16
22	R53_R55	1087,39	1085,20	44,93	5,90	4,40	1081,69	1081,00	0,015	1,54
23	R56_R55	1086,69	1085,20	29,01	1,90	4,40	1084,99	1081,00	0,138	13,75
	R55_R57	1085,20	1084,10	25,00	4,40	4,80	1081,00	1079,50	0,060	6,00
24	R83_R85	1083,27	1081,50	40,49	1,90	2,50	1081,57	1079,20	0,059	5,85
25	R84_R85	1081,05	1081,34	21,27	1,80	2,50	1079,45	1079,04	0,019	1,93
26	R85_R86	1081,50	1076,13	34,70	2,50	1,90	1079,20	1074,43	0,137	13,75
	R86_R87	1076,13	1073,23	35,21	1,90	4,60	1074,43	1068,83	0,159	15,90
	R87_R88	1073,23	1070,17	35,33	4,60	3,40	1068,83	1066,97	0,053	5,26
	R88_R89	1070,17	1065,85	35,00	3,40	2,10	1066,97	1063,95	0,086	8,63
27	R60_R61	1090,43	1087,66	31,61	1,90	2,00	1088,73	1085,86	0,091	9,08
	R61_R62	1087,66	1087,30	38,10	2,00	2,70	1085,86	1084,80	0,028	2,78
	R62_R63	1087,30	1084,69	35,24	2,70	2,50	1084,80	1082,39	0,068	6,84
28	R64_R63	1087,29	1084,79	39,74	2,50	2,00	1084,99	1082,99	0,050	5,03
	R63_R65	1084,69	1081,96	35,00	1,80	2,50	1083,09	1079,66	0,098	9,80
	R65_R66	1081,96	1078,21	33,79	2,00	2,10	1080,16	1076,31	0,114	11,39
	R66_R67	1078,21	1076,02	33,78	2,10	2,30	1076,31	1073,92	0,071	7,08
29	R69_R68	1081,95	1077,83	32,60	1,80	2,00	1080,35	1076,03	0,133	13,25
	R68_R67	1077,83	1075,82	32,11	2,00	2,00	1076,03	1074,02	0,063	6,26
30	R67_R71	1076,02	1071,58	32,20	2,30	2,00	1073,92	1069,78	0,129	12,86
	R70_R71	1075,64	1071,58	21,22	2,00	2,00	1073,84	1069,78	0,191	19,13
	R71_R72	1071,58	1068,33	34,70	2,00	2,50	1069,78	1066,03	0,108	10,81
	R72_R73	1068,33	1063,47	35,18	2,50	2,00	1066,03	1061,67	0,124	12,39
31	R74_R73	1065,15	1063,26	36,65	1,80	2,00	1063,55	1061,46	0,057	5,70
	R73_R75	1063,47	1058,47	35,00	2,00	1,90	1061,67	1056,77	0,140	14,00

	R75_R76	1058,05	1054,11	37,69	1,90	2,30	1056,35	1052,01	0,115	11,51
32	R76_R77	1054,11	1051,86	36,57	2,30	2,00	1052,01	1050,06	0,053	5,33
	R77_Rejet	1052,82	1051,76	23,59	2,00	2,00	1051,02	1049,96	0,045	4,49

Tableau 5.3 : Calcul de diamètre

N° SB	Tronçon	Pente (m/m)	Qeu (l/s)	Qpl (l/s)	Qt=Qpl+Qeu (m3/s)	Dcal (m)	Dnor (mm)
1	R95_R96	0,110	0,065	41,207	0,0413	0,140	300
	R96_R97	0,071	0,058	41,207	0,0413	0,152	300
	R97_R98	0,012	0,062	41,207	0,0413	0,212	300
2	R101_R100	0,067	0,049	10,988	0,0110	0,094	300
3	R100_R98	0,074	0,037	8,241	0,0083	0,083	300
4	R102_R100	0,006	0,062	13,736	0,0138	0,163	300
5	R99_R98	0,127	0,020	4,533	0,0046	0,060	300
6	R98_R103	0,142	0,084	46,701	0,0468	0,140	300
	R103_R104	0,134	0,064	46,701	0,0468	0,142	300
	R104_R105	0,102	0,062	46,701	0,0468	0,149	300
7	R111_R110	0,090	0,026	70,052	0,0701	0,178	300
	R110_R109	0,047	0,050	70,052	0,0701	0,201	300
	R109_R108	0,082	0,067	70,052	0,0701	0,181	300
	R108_R107	0,147	0,077	70,052	0,0701	0,162	300
	R107_R106	0,074	0,058	70,052	0,0701	0,184	300
	R106_R105	0,116	0,037	70,052	0,0701	0,169	300
	R1_R2	0,177	0,103	395,585	0,3957	0,300	300
	R2_R3	0,077	0,108	395,585	0,3957	0,350	400
	R3_R4	0,070	0,108	395,585	0,3957	0,357	400
	R4_R5	0,079	0,106	395,585	0,3957	0,348	400
	R5_R6	0,072	0,108	395,585	0,3957	0,354	400
	R6_R7	0,095	0,108	395,585	0,3957	0,337	400
	R7_R8	0,075	0,108	395,585	0,3957	0,352	400

8	R8_R9	0,070	0,124	395,585	0,3957	0,356	400
	R9_R10	0,120	0,128	395,585	0,3957	0,322	400
	R10_R11	0,072	0,116	395,585	0,3957	0,354	400
	R11_R12	0,079	0,125	395,585	0,3957	0,349	400
	R12_R13	0,068	0,110	395,585	0,3957	0,358	400
	R13_R14	0,068	0,105	395,585	0,3957	0,358	400
	R14_R15	0,076	0,100	395,585	0,3957	0,351	400
	R15_R16	0,072	0,103	395,585	0,3957	0,354	400
	R16_R17	0,095	0,120	395,585	0,3957	0,337	400
9	R28_R27	0,034	0,022	12,362	0,0124	0,111	300
	R27_R26	0,162	0,034	12,362	0,0124	0,083	300
10	R27_R26	0,015	0,019	4,121	0,0041	0,086	300
11	R26_R24	0,134	0,038	38,460	0,0385	0,132	300
	R24_R23	0,151	0,036	38,460	0,0385	0,129	300
	R23_R22	0,044	0,036	38,460	0,0385	0,163	300
	R22_R20	0,073	0,036	38,460	0,0385	0,147	300
	R21_R20	0,079	0,028	38,460	0,0385	0,145	300
12	R20_R19	0,078	0,042	27,471	0,0275	0,128	300
	R19_R18	0,123	0,040	27,471	0,0275	0,118	300
	R18_R17	0,102	0,041	27,471	0,0275	0,122	300
13	R123_R124	0,079	0,030	43,954	0,0440	0,153	300
	R124_R125	0,094	0,043	43,954	0,0440	0,148	300
	R125_R126	0,129	0,042	43,954	0,0440	0,139	300
	R126_R127	0,085	0,042	43,954	0,0440	0,151	300
	R127_R122	0,134	0,041	43,954	0,0440	0,138	300
14	R128_R129	0,108	0,058	43,954	0,0440	0,144	300
	R129_R130	0,139	0,064	43,954	0,0440	0,137	300

	R130_R122	0,080	0,075	43,954	0,0440	0,153	300
15	R17_R29	0,040	0,116	195,046	0,1952	0,303	400
	R29_R30	0,034	0,077	195,046	0,1951	0,313	400
	R30_R31	0,062	0,069	195,046	0,1951	0,280	300
	R31_R32	0,151	0,069	195,046	0,1951	0,237	300
	R32_R33	0,174	0,069	195,046	0,1951	0,230	300
	R33_R34	0,104	0,069	195,046	0,1951	0,254	300
	R34_R35	0,128	0,069	195,046	0,1951	0,244	300
	R35_R36	0,056	0,069	195,046	0,1951	0,285	300
	R36_R37	0,078	0,069	195,046	0,1951	0,268	300
	R37_R38	0,094	0,067	195,046	0,1951	0,259	300
	R38_R39	0,069	0,073	195,046	0,1951	0,274	300
	R39_R40	0,005	0,062	195,046	0,1951	0,441	500
16	R42_R41	0,082	0,058	26,098	0,0262	0,125	300
	R41_R40	0,093	0,059	26,098	0,0262	0,122	300
17	R43_R44	0,079	0,020	10,988	0,0110	0,091	300
	R44_R45	0,029	0,029	10,988	0,0110	0,110	300
18	R47_R46	0,089	0,020	9,615	0,0096	0,085	300
	R46_R45	0,096	0,023	9,615	0,0096	0,083	300
19	R45_R48	0,023	0,054	20,603	0,0207	0,145	300
	R48_R49	0,106	0,038	20,603	0,0206	0,109	300
20	R49_R50	0,025	0,025	5,494	0,0055	0,087	300
21	R51_R50	0,266	0,019	16,483	0,0165	0,084	300
	R50_R52	0,014	0,028	16,483	0,0165	0,146	300
	R52_R53	0,032	0,028	16,483	0,0165	0,126	300
22	R53_R55	0,015	0,043	9,615	0,0097	0,118	300
23	R56_R55	0,138	0,023	9,615	0,0096	0,078	300

	R55_R57	0,060	0,020	9,615	0,0096	0,091	300
24	R83_R85	0,059	0,198	43,954	0,0442	0,162	300
25	R84_R85	0,019	0,198	43,954	0,0442	0,199	300
26	R85_R86	0,137	0,049	43,954	0,0440	0,138	300
	R86_R87	0,159	0,050	43,954	0,0440	0,134	300
	R87_R88	0,053	0,050	43,954	0,0440	0,165	300
	R88_R89	0,086	0,049	43,954	0,0440	0,150	300
27	R60_R61	0,091	0,119	41,207	0,0413	0,145	300
	R61_R62	0,028	0,143	41,207	0,0413	0,182	300
	R62_R63	0,068	0,132	41,207	0,0413	0,153	300
28	R64_R63	0,050	0,043	34,339	0,0344	0,152	300
	R63_R65	0,098	0,038	34,339	0,0344	0,134	300
	R65_R66	0,114	0,037	34,339	0,0344	0,130	300
	R66_R67	0,071	0,037	34,339	0,0344	0,142	300
29	R69_R68	0,133	0,037	16,483	0,0165	0,096	300
	R68_R67	0,063	0,037	16,483	0,0165	0,111	300
30	R67_R71	0,129	0,027	23,351	0,0234	0,110	300
	R70_R71	0,191	0,018	23,351	0,0234	0,102	300
	R71_R72	0,108	0,030	23,351	0,0234	0,114	300
	R72_R73	0,124	0,030	23,351	0,0234	0,111	300
31	R74_R73	0,057	0,031	20,603	0,0206	0,122	300
	R73_R75	0,140	0,030	20,603	0,0206	0,103	300
	R75_R76	0,115	0,032	20,603	0,0206	0,107	300
32	R76_R77	0,053	0,026	9,615	0,0096	0,093	300
	R77_Rejet	0,045	0,017	9,615	0,0096	0,096	300

Tableau 5.4 : Calcul de la vitesse d'écoulement

N° SB	Tronçon	D (m)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)
1	R95_R96	0,300	2,66	0,18812	0,219	0,8	0,32	2,13	96
	R96_R97	0,300	2,26	0,15977	0,258	0,83	0,34	1,88	102
	R97_R98	0,300	1,17	0,08249	0,500	1	0,5	1,17	150
2	R101_R100	0,300	1,59	0,11237	0,098	0,65	0,22	1,03	66
3	R100_R98	0,300	1,54	0,10858	0,076	0,58	0,18	0,89	54
4	R102_R100	0,300	0,66	0,04662	0,296	0,88	0,38	0,58	114
5	R99_R98	0,300	1,62	0,11441	0,040	0,5	0,14	0,81	42
6	R98_R103	0,300	3,03	0,21404	0,219	0,8	0,32	2,42	96
	R103_R104	0,300	2,96	0,20924	0,224	0,8	0,32	2,37	96
	R104_R105	0,300	2,68	0,18904	0,247	0,83	0,34	2,22	102
7	R111_R110	0,300	2,82	0,19896	0,352	0,92	0,42	2,59	126
	R110_R109	0,300	2,21	0,15616	0,449	0,98	0,48	2,17	144
	R109_R108	0,300	2,73	0,19286	0,364	0,92	0,42	2,51	126
	R108_R107	0,300	3,39	0,23963	0,293	0,86	0,34	2,92	102
	R107_R106	0,300	2,62	0,18513	0,379	0,92	0,38	2,41	114
	R106_R105	0,300	3,10	0,21894	0,320	0,88	0,36	2,73	108
	R1_R2	0,300	3,68	0,25999	1,076	1,1	0,54	4,05	162
	R2_R3	0,400	3,87	0,48607	0,814	1,1	0,95	4,26	380
	R3_R4	0,400	3,65	0,45844	0,863	1,11	0,95	4,05	380
	R4_R5	0,400	3,48	0,43709	0,905	1,14	0,95	3,97	380
	R5_R6	0,400	3,54	0,44462	0,890	1,14	0,82	4,04	328
	R6_R7	0,400	3,93	0,49361	0,802	1,06	0,66	4,17	264
	R7_R8	0,400	3,58	0,44965	0,880	1,14	0,8	4,08	320

8	R8_R9	0,400	3,09	0,38810	1,020	1,11	0,95	3,43	380
	R9_R10	0,400	3,82	0,47979	0,825	1,02	0,82	3,90	328
	R10_R11	0,400	3,57	0,44839	0,882	1,13	0,95	4,03	380
	R11_R12	0,400	3,91	0,49110	0,806	1,1	0,95	4,30	380
	R12_R13	0,400	3,81	0,47854	0,827	1,11	0,95	4,23	380
	R13_R14	0,400	3,92	0,49246	0,803	1	0,95	3,92	380
	R14_R15	0,400	3,58	0,44965	0,880	1,1	0,95	3,94	380
	R15_R16	0,400	4,01	0,50363	0,786	1,06	0,95	4,25	380
	R16_R17	0,400	3,87	0,48607	0,814	1,06	0,94	4,10	376
9	R28_R27	0,300	1,27	0,08979	0,138	0,72	0,24	0,92	72
	R27_R26	0,300	2,28	0,16132	0,077	0,62	0,18	1,42	54
10	R27_R26	0,300	0,71	0,05007	0,083	0,63	0,22	0,45	66
11	R26_R24	0,300	2,82	0,19936	0,193	0,78	0,26	2,20	78
	R24_R23	0,300	2,95	0,20829	0,185	0,78	0,26	2,30	78
	R23_R22	0,300	1,85	0,13071	0,295	0,88	0,32	1,63	96
	R22_R20	0,300	2,25	0,15899	0,242	0,83	0,32	1,87	96
	R21_R20	0,300	2,31	0,16347	0,235	0,83	0,2	1,92	60
12	R20_R19	0,300	2,12	0,14980	0,184	0,78	0,28	1,65	84
	R19_R18	0,300	2,51	0,17758	0,155	0,72	0,24	1,81	72
	R18_R17	0,300	2,34	0,16552	0,166	0,72	0,26	1,69	78
13	R123_R124	0,300	2,39	0,16880	0,261	0,86	0,32	2,05	96
	R124_R125	0,300	2,55	0,18032	0,244	0,83	0,32	2,12	96
	R125_R126	0,300	2,88	0,20328	0,216	0,8	0,3	2,30	90
	R126_R127	0,300	2,46	0,17385	0,253	0,83	0,32	2,04	96
	R127_R122	0,300	2,92	0,20622	0,213	0,8	0,3	2,34	90
14	R128_R129	0,300	2,69	0,19028	0,231	0,8	0,3	2,15	90
	R129_R130	0,300	2,96	0,20912	0,210	0,8	0,3	2,37	90

	R130_R122	0,300	2,40	0,16953	0,260	0,86	0,32	2,06	96
15	R17_R29	0,400	2,69	0,33849	0,577	1,03	0,5	2,78	200
	R29_R30	0,400	2,53	0,31742	0,615	1,06	0,52	2,68	208
	R30_R31	0,300	3,17	0,22389	0,871	1	0,46	3,17	138
	R31_R32	0,300	3,87	0,27342	0,714	1,06	0,52	4,10	156
	R32_R33	0,300	4,05	0,28613	0,682	1,05	0,5	4,25	150
	R33_R34	0,300	3,84	0,27154	0,719	1,09	0,56	4,19	168
	R34_R35	0,300	3,69	0,26070	0,748	1,07	0,54	3,95	162
	R35_R36	0,300	3,04	0,21510	0,907	1,14	0,46	3,47	138
	R36_R37	0,300	3,45	0,24402	0,800	1,11	0,42	3,83	126
	R37_R38	0,300	3,71	0,26192	0,745	1,09	0,42	4,04	126
	R38_R39	0,300	3,30	0,23284	0,838	1,12	0,44	3,69	132
	R39_R40	0,500	1,27	0,24953	0,782	1,13	0,88	1,44	440
16	R42_R41	0,300	2,13	0,15047	0,174	0,75	0,06	1,60	18
	R41_R40	0,300	2,23	0,15745	0,166	0,75	0,06	1,67	18
17	R43_R44	0,300	1,69	0,11924	0,092	0,62	0,04	1,05	12
	R44_R45	0,300	1,16	0,08161	0,135	0,68	0,08	0,79	24
18	R47_R46	0,300	1,71	0,12071	0,080	0,62	0,18	1,06	54
	R46_R45	0,300	1,76	0,12411	0,078	0,58	0,18	1,02	54
19	R45_R48	0,300	1,24	0,08762	0,236	0,83	0,3	1,03	90
	R48_R49	0,300	2,21	0,15616	0,132	0,68	0,22	1,50	66
20	R49_R50	0,300	0,92	0,06489	0,085	0,62	0,18	0,57	54
21	R51_R50	0,300	2,95	0,20860	0,079	0,58	0,18	1,71	54
	R50_R52	0,300	0,99	0,06974	0,237	0,83	0,3	0,82	90
	R52_R53	0,300	1,33	0,09377	0,176	0,78	0,26	1,04	78
22	R53_R55	0,300	0,89	0,06258	0,154	0,72	0,24	0,64	72
23	R56_R55	0,300	2,01	0,14231	0,068	0,54	0,04	1,09	12

	R55_R57	0,300	1,48	0,10425	0,092	0,62	0,06	0,91	18
24	R83_R85	0,300	2,14	0,15112	0,292	0,88	0,32	1,88	96
25	R84_R85	0,300	1,41	0,09964	0,443	0,96	0,42	1,35	126
26	R85_R86	0,300	2,94	0,20798	0,212	0,8	0,3	2,36	90
	R86_R87	0,300	3,11	0,21967	0,200	0,8	0,28	2,49	84
	R87_R88	0,300	2,05	0,14511	0,303	0,88	0,34	1,81	102
	R88_R89	0,300	2,47	0,17465	0,252	0,83	0,32	2,05	96
27	R60_R61	0,300	2,48	0,17525	0,236	0,83	0,3	2,06	90
	R61_R62	0,300	1,59	0,11248	0,368	0,92	0,38	1,46	114
	R62_R63	0,300	2,23	0,15759	0,262	0,86	0,32	1,92	96
28	R64_R63	0,300	1,90	0,13415	0,256	0,86	0,32	1,63	96
	R63_R65	0,300	2,44	0,17223	0,200	0,78	0,28	1,90	84
	R65_R66	0,300	2,58	0,18224	0,189	0,78	0,28	2,01	84
	R66_R67	0,300	2,16	0,15242	0,226	0,8	0,3	1,73	90
29	R69_R68	0,300	2,27	0,16057	0,103	0,65	0,08	1,48	24
	R68_R67	0,300	1,72	0,12121	0,136	0,72	0,24	1,24	72
30	R67_R71	0,300	2,45	0,17316	0,135	0,72	0,24	1,76	72
	R70_R71	0,300	2,84	0,20098	0,116	0,68	0,22	1,93	66
	R71_R72	0,300	2,30	0,16225	0,144	0,72	0,24	1,65	72
	R72_R73	0,300	2,42	0,17080	0,137	0,72	0,24	1,74	72
31	R74_R73	0,300	1,75	0,12374	0,167	0,75	0,26	1,31	78
	R73_R75	0,300	2,45	0,17329	0,119	0,68	0,22	1,67	66
	R75_R76	0,300	2,28	0,16105	0,128	0,68	0,22	1,55	66
32	R76_R77	0,300	1,41	0,09976	0,097	0,62	0,06	0,88	18
	R77_Rejet	0,300	1,32	0,09353	0,103	0,65	0,06	0,86	18

Tableau 5.5 : Vérification de la condition d'auto-curage

N° SB	Tronçon	Qps (m3/s)	Qt (m3/s)	Rq	Rq (1/10)	Rv (1/10)	Rq (1/100)	Rv (1/100)	Vmin (1/10)	Vmin (1/100)
1	R95_R96	0,188	0,0413	0,219	0,022	0,4	0,002	0,22	1,07	0,59
	R96_R97	0,160	0,0413	0,258	0,026	0,45	0,003	0,22	1,02	0,50
	R97_R98	0,082	0,0413	0,500	0,050	0,5	0,005	0,29	0,58	0,34
2	R101_R100	0,112	0,0110	0,098	0,010	0,29	0,001	0,14	0,46	0,22
3	R100_R98	0,109	0,0083	0,076	0,008	0,29	0,001	0,14	0,45	0,25
4	R102_R100	0,047	0,0138	0,296	0,030	0,5	0,003	0,22	0,53	0,22
5	R99_R98	0,114	0,0046	0,040	0,004	0,29	0,000	0,14	0,47	0,23
6	R98_R103	0,214	0,0468	0,219	0,022	0,4	0,002	0,22	1,21	0,67
	R103_R104	0,209	0,0468	0,224	0,022	0,4	0,002	0,22	1,18	0,65
	R104_R105	0,189	0,0468	0,247	0,025	0,45	0,002	0,22	1,20	0,59
7	R111_R110	0,199	0,0701	0,352	0,035	0,45	0,004	0,22	1,27	0,62
	R110_R109	0,156	0,0701	0,449	0,045	0,5	0,004	0,29	1,11	0,64
	R109_R108	0,193	0,0701	0,364	0,036	0,45	0,004	0,22	1,23	0,60
	R108_R107	0,240	0,0701	0,293	0,029	0,45	0,003	0,22	1,53	0,75
	R107_R106	0,185	0,0701	0,379	0,038	0,45	0,004	0,22	1,18	0,58
	R106_R105	0,219	0,0701	0,320	0,032	0,45	0,003	0,22	1,39	0,68
	R1_R2	0,260	0,3957	1,076	0,108	0,62	0,011	0,35	2,28	1,29
	R2_R3	0,486	0,3957	0,814	0,081	0,68	0,008	0,35	2,63	1,35
	R3_R4	0,458	0,3957	0,863	0,086	0,68	0,009	0,35	2,48	1,28
	R4_R5	0,437	0,3957	0,905	0,091	0,65	0,009	0,35	2,26	1,22
	R5_R6	0,445	0,3957	0,890	0,089	0,68	0,009	0,35	2,41	1,24
	R6_R7	0,494	0,3957	0,802	0,080	0,65	0,008	0,35	2,55	1,38
	R7_R8	0,450	0,3957	0,880	0,088	0,68	0,009	0,35	2,43	1,25

8	R8_R9	0,388	0,3957	1,020	0,102	0,68	0,010	0,35	2,10	1,08
	R9_R10	0,480	0,3957	0,825	0,082	0,65	0,008	0,35	2,48	1,34
	R10_R11	0,448	0,3957	0,882	0,088	0,68	0,009	0,35	2,43	1,25
	R11_R12	0,491	0,3957	0,806	0,081	0,68	0,008	0,35	2,66	1,37
	R12_R13	0,479	0,3957	0,827	0,083	0,68	0,008	0,35	2,59	1,33
	R13_R14	0,492	0,3957	0,803	0,080	0,68	0,008	0,35	2,67	1,37
	R14_R15	0,450	0,3957	0,880	0,088	0,68	0,009	0,35	2,43	1,25
	R15_R16	0,504	0,3957	0,786	0,079	0,68	0,008	0,35	2,73	1,40
	R16_R17	0,486	0,3957	0,814	0,081	0,65	0,008	0,35	2,52	1,35
9	R28_R27	0,090	0,0124	0,138	0,014	0,35	0,001	0,29	0,44	0,37
	R27_R26	0,161	0,0124	0,077	0,008	0,35	0,001	0,22	0,80	0,50
10	R27_R26	0,050	0,0041	0,083	0,008	0,35	0,001	0,22	0,55	0,16
11	R26_R24	0,199	0,0385	0,193	0,019	0,4	0,002	0,22	1,13	0,62
	R24_R23	0,208	0,0385	0,185	0,018	0,35	0,002	0,22	1,03	0,65
	R23_R22	0,131	0,0385	0,295	0,029	0,45	0,003	0,22	0,83	0,41
	R22_R20	0,159	0,0385	0,242	0,024	0,4	0,002	0,22	0,90	0,50
	R21_R20	0,163	0,0385	0,235	0,024	0,35	0,002	0,14	0,81	0,32
12	R20_R19	0,150	0,0275	0,184	0,018	0,4	0,002	0,22	0,85	0,47
	R19_R18	0,178	0,0275	0,155	0,015	0,35	0,002	0,14	0,88	0,35
	R18_R17	0,166	0,0275	0,166	0,017	0,35	0,002	0,14	0,82	0,33
13	R123_R124	0,169	0,0440	0,261	0,026	0,4	0,003	0,22	0,96	0,53
	R124_R125	0,180	0,0440	0,244	0,024	0,4	0,002	0,22	1,02	0,56
	R125_R126	0,203	0,0440	0,216	0,022	0,4	0,002	0,22	1,15	0,63
	R126_R127	0,174	0,0440	0,253	0,025	0,4	0,003	0,22	0,98	0,54
	R127_R122	0,206	0,0440	0,213	0,021	0,4	0,002	0,22	1,17	0,64
14	R128_R129	0,190	0,0440	0,231	0,023	0,4	0,002	0,22	1,08	0,59
	R129_R130	0,209	0,0440	0,210	0,021	0,4	0,002	0,22	1,18	0,65

	R130_R122	0,170	0,0440	0,260	0,026	0,4	0,003	0,22	0,96	0,53
15	R17_R29	0,338	0,1952	0,577	0,058	0,54	0,006	0,29	1,46	0,78
	R29_R30	0,317	0,1951	0,615	0,061	0,54	0,006	0,29	1,36	0,73
	R30_R31	0,224	0,1951	0,871	0,087	0,5	0,009	0,29	1,58	0,92
	R31_R32	0,273	0,1951	0,714	0,071	0,54	0,007	0,29	2,09	1,12
	R32_R33	0,286	0,1951	0,682	0,068	0,54	0,007	0,29	2,19	1,17
	R33_R34	0,272	0,1951	0,719	0,072	0,58	0,007	0,29	2,23	1,11
	R34_R35	0,261	0,1951	0,748	0,075	0,54	0,007	0,29	1,99	1,07
	R35_R36	0,215	0,1951	0,907	0,091	0,5	0,009	0,29	1,52	0,88
	R36_R37	0,244	0,1951	0,800	0,080	0,5	0,008	0,22	1,73	0,76
	R37_R38	0,262	0,1951	0,745	0,074	0,5	0,007	0,22	1,85	0,82
	R38_R39	0,233	0,1951	0,838	0,084	0,5	0,008	0,29	1,65	0,96
R39_R40	0,250	0,1951	0,782	0,078	0,65	0,008	0,35	0,83	0,45	
16	R42_R41	0,150	0,0262	0,174	0,017	0,35	0,002	0,22	0,75	0,47
	R41_R40	0,157	0,0262	0,166	0,017	0,35	0,002	0,22	0,78	0,49
17	R43_R44	0,119	0,0110	0,092	0,009	0,22	0,001	0,14	0,37	0,24
	R44_R45	0,082	0,0110	0,135	0,014	0,35	0,001	0,22	0,40	0,25
18	R47_R46	0,121	0,0096	0,080	0,008	0,29	0,001	0,22	0,50	0,38
	R46_R45	0,124	0,0096	0,078	0,008	0,29	0,001	0,22	0,51	0,39
19	R45_R48	0,088	0,0207	0,236	0,024	0,4	0,002	0,22	0,50	0,27
	R48_R49	0,156	0,0206	0,132	0,013	0,35	0,001	0,14	0,77	0,31
20	R49_R50	0,065	0,0055	0,085	0,009	0,65	0,001	0,22	0,60	0,20
21	R51_R50	0,209	0,0165	0,079	0,008	0,29	0,001	0,22	0,86	0,65
	R50_R52	0,070	0,0165	0,237	0,024	0,4	0,002	0,22	0,39	0,22
	R52_R53	0,094	0,0165	0,176	0,018	0,4	0,002	0,22	0,53	0,29
22	R53_R55	0,063	0,0097	0,154	0,015	0,35	0,002	0,22	0,31	0,19
23	R56_R55	0,142	0,0096	0,068	0,007	0,22	0,001	0,14	0,44	0,28

	R55_R57	0,104	0,0096	0,092	0,009	0,35	0,001	0,14	0,52	0,21
24	R83_R85	0,151	0,0442	0,292	0,029	0,45	0,003	0,22	0,96	0,47
25	R84_R85	0,100	0,0442	0,443	0,044	0,5	0,004	0,29	0,71	0,41
26	R85_R86	0,208	0,0440	0,212	0,021	0,4	0,002	0,22	1,18	0,65
	R86_R87	0,220	0,0440	0,200	0,020	0,4	0,002	0,22	1,24	0,68
	R87_R88	0,145	0,0440	0,303	0,030	0,45	0,003	0,29	0,92	0,60
	R88_R89	0,175	0,0440	0,252	0,025	0,4	0,003	0,22	0,99	0,54
27	R60_R61	0,175	0,0413	0,236	0,024	0,4	0,002	0,22	0,99	0,55
	R61_R62	0,112	0,0413	0,368	0,037	0,45	0,004	0,22	0,72	0,35
	R62_R63	0,158	0,0413	0,262	0,026	0,4	0,003	0,22	0,89	0,49
28	R64_R63	0,134	0,0344	0,256	0,026	0,4	0,003	0,22	0,76	0,42
	R63_R65	0,172	0,0344	0,200	0,020	0,2	0,002	0,22	0,49	0,54
	R65_R66	0,182	0,0344	0,189	0,019	0,4	0,002	0,22	1,03	0,57
	R66_R67	0,152	0,0344	0,226	0,023	0,4	0,002	0,22	0,86	0,47
29	R69_R68	0,161	0,0165	0,103	0,010	0,35	0,001	0,14	0,80	0,32
	R68_R67	0,121	0,0165	0,136	0,014	0,35	0,001	0,22	0,60	0,38
30	R67_R71	0,173	0,0234	0,135	0,014	0,35	0,001	0,22	0,86	0,54
	R70_R71	0,201	0,0234	0,116	0,012	0,35	0,001	0,14	1,00	0,40
	R71_R72	0,162	0,0234	0,144	0,014	0,35	0,001	0,14	0,80	0,32
	R72_R73	0,171	0,0234	0,137	0,014	0,35	0,001	0,14	0,85	0,34
31	R74_R73	0,124	0,0206	0,167	0,017	0,35	0,002	0,22	0,61	0,39
	R73_R75	0,173	0,0206	0,119	0,012	0,35	0,001	0,14	0,86	0,34
	R75_R76	0,161	0,0206	0,128	0,013	0,35	0,001	0,14	0,80	0,32
32	R76_R77	0,100	0,0096	0,097	0,010	0,35	0,001	0,22	0,49	0,31
	R77_Rejet	0,094	0,0096	0,103	0,010	0,35	0,001	0,22	0,46	0,29

5.9. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable. On a fait le calcul des dimensions du réseau en respectant les normes d'écoulement qui sont :

- La vitesse minimale doit être égale à 0,5 m/s.
- La vitesse maximale ne dépasse pas 4 m/s.
- Les diamètres des conduites des réseaux varient entre 300 à 500 (mm);
- La profondeur minimale 1.8 m et les plus grandes valeurs 6 m.

Finalement, on conclue suivant nos résultats du calcul hydraulique que notre réseau unitaire d'assainissement n'est totalement vérifié, ce qui nous oblige à projeter des chasses d'eau automatiques (réservoirs) ou il y a des faibles vitesses d'écoulement.

Chapitre VI :

***Ouvrages et éléments
constitutifs du réseau
d'égout***

Chapitre VI : Ouvrages et éléments constitutifs du réseau d'égout

6.1. Introduction :

Le réseau d'**assainissement** est une ossature composée de plusieurs éléments, ces derniers assurent l'arrivée de l'eau en écoulement libre gravitaire de l'agglomération jusqu'à l'exutoire sans débordement.

Le choix du type des éléments et de la matière de fabrication dépend de la qualité et de la quantité des eaux évacuées d'une part, et la nature du terrain et les surcharges d'autre part.

On peut classer ces éléments en deux catégories :

-  les ouvrages principaux.
-  les ouvrages annexes.

6.2. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints. [19]

6.2.1. Les canalisations :

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

Remarque : Dans notre projet nous adoptons les canalisations de forme circulaire.

6.2.2. Type de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

a. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton, la longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m.

Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

b. Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation).

Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée par des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de **1,5 m**. La longueur utile ne doit pas être supérieure à **2 m**.

c. Conduites en amiante – ciment :

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de **60 à 500 mm** pour des longueurs variant de **4 à 5 m**.

L'assemblage de cette conduite se fait par un joint roulant pour des tuyaux avec un emboîtement de diamètre variant entre **100 et 600 mm**, il se fait aussi par un joint glissant pour des tuyaux sans emboîtement de diamètres variant entre **700 et 800 mm**.

Ces conduites résistent bien à la corrosion électrochimique, mais l'inconvénient réside dans leur non disponibilité sur le marché pour des diamètres importants.

d. Conduites en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à partir d'argile contenant de silice, l'alumine et de sable argileux cuits entre **1200°C à 1300°C**.

Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles.

La longueur minimale est de **1 m**. L'inconvénient c'est qu'il résiste mal aux tassements.

L'assemblage se fait par :

- ✚ Joint au mortier de ciment.
- ✚ Joint avec corde goudronnée et mortier de ciment.
- ✚ Joint à double anneaux.

e. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié :

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C . Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est **6 m**. [28]

f. Les conduites ovoïdes :

Ceux sont des conduites de forme parabolique évasées, fermées à leur partie supérieure.

Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quel que soit le débit. Un autre intérêt de cette forme de conduites est de permettre un accès relativement facile au réseau. Certaines conduites possèdent des cuvettes uniquement (sorte de canaux à petite section) d'autres de section plus importante possèdent des cuvettes et banquettes, généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800 mm de diamètres (problème d'auto curage). La longueur utile de ces conduites est au minimum de 1 m, et peuvent être présentés soit en béton arme ou en béton non armé.

6.2.3. Choix du type de canalisation :

Pour faire le choix des différents types de conduite on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain ;
- Des diamètres utilisés ;
- De la nature du sol traversé ;
- De la nature chimique des eaux usées ;
- Des efforts extérieurs dus au remblai ;

Remarque : Pour notre projet, les conduites utilisées seront en béton et en béton armé de profil circulaire vu les avantages qu'elles présentent : étanchéité primordiale et résistance aux efforts mécaniques et aux attaques chimiques.

6.2.4. Les joints des conduites en béton armé :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur), pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

a. Joint type ROCLA :

C'est un joint à emboîtement ou l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère.

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures et s'adapte pour les terrains en pente, et elles sont valable pour tous les diamètres.

b. Joint à demi-emboîtement :

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

c. Joint à collet :

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

d. Joint torique :

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres de 700-900 mm.

e. Joint à mortier de ciment :

L'interstice entre les deux conduites est rempli de mortier, compose de ciment et de sable. Le défaut est que ce joint très rigide.

f. Les joints plastiques :

Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon de la butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

g. Joint à double anneaux :

L'anneau est en polyester et se compose d'une partie mouillée dans l'emboîtement et d'une partie mouille sur le fut.

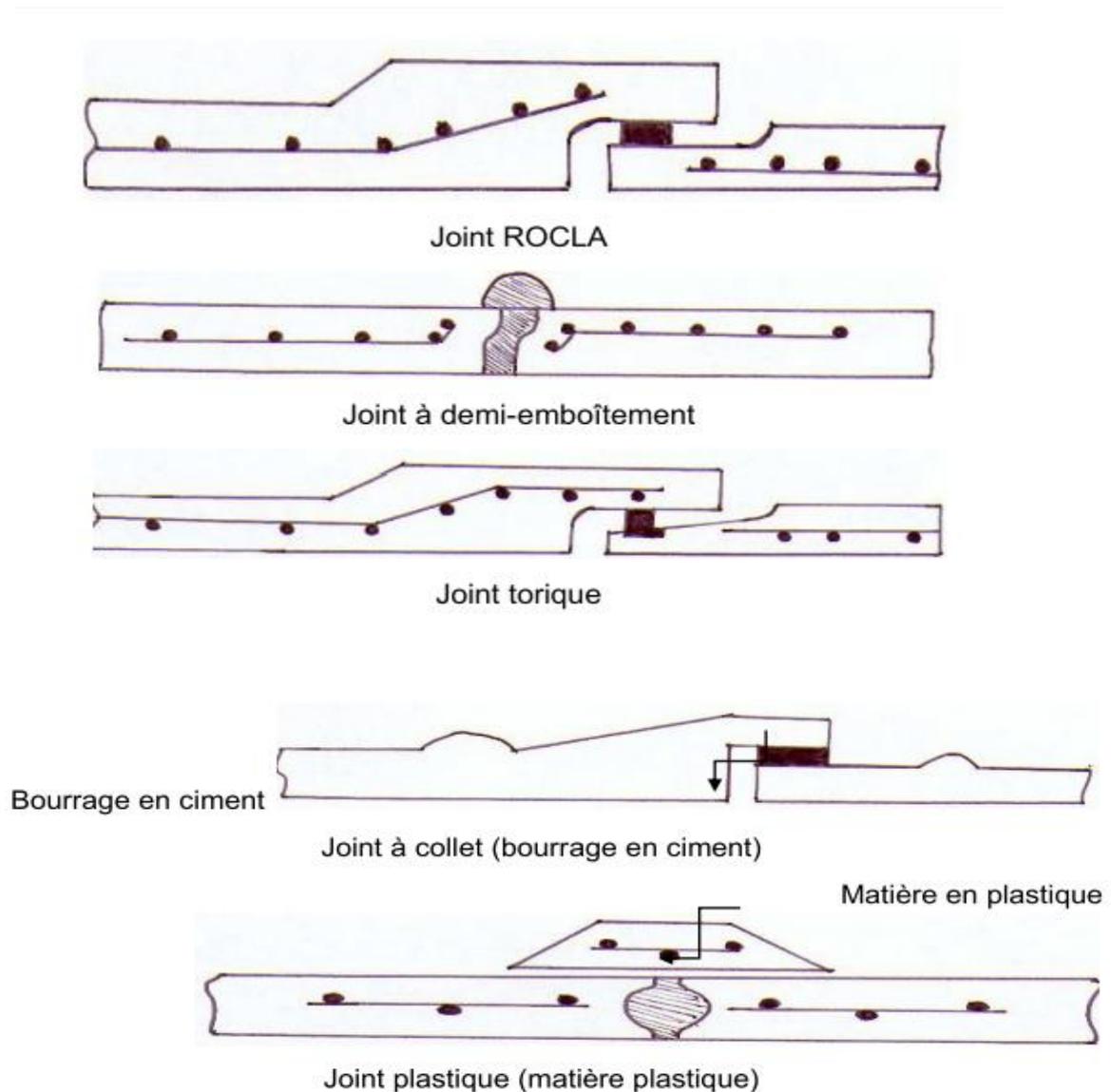


Figure 6-1 : Différents types des joints.

6.2.5. Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques.

a. Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion due essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

b. Actions statiques :

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

Tableau 6.1 : Caractéristiques du tuyau en béton armé

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119-146
1600	130-158
1800	133-177
2000	141-197

c. Actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite, une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'hydrogène sulfurique (H₂S) corrosif et néfaste aux conduites.

6.2.6. Protection des conduites :

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui en entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

a. Protection contre les effets corrosifs de H₂S :

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ceux-ci favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S).
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton). [17]

b. Protection contre les effets abrasifs des sables :

Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout, ou bien des dessaleurs à l'amont du réseau.

b.1. Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment l'essai à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion. Ces essais sont exécutés

sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous oblige de faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts.

Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement à une vitesse de 1000 (daN/m) de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

Essai à l'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité. On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn Par une presse hydraulique, la pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.
- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 (mm) lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 (mm), et 8 (mm) lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 (mm), aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

Essai de corrosion :

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S)

produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore. L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve on pèse l'échantillon, les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

6.2.7. Fabrication des tuyaux :

Les tuyaux en béton sont fabriqués selon les procédés suivantes :

a. Vibration :

Les conduites obtenues par vibration sont en béton armé, leurs diamètres sont compris entre 300 et 1500 (mm).

b. Centrifugation :

Les tuyaux centrifuges sont armés, ils sont obtenus par collage de béton dans un moule à vitesse variable.

6.2.8. Classification des tuyaux :

Les tuyaux en béton sont classés selon trois caractères à savoir :

- Leur utilisation : tuyaux circulaires ou ovoïdes, pour la réalisation du réseau d'assainissement ou à usage divers (drainage, transfert...)
- Leur nature : tuyaux armés ou non armés.
- Leur résistance à l'écoulement.

6.3. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée, fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

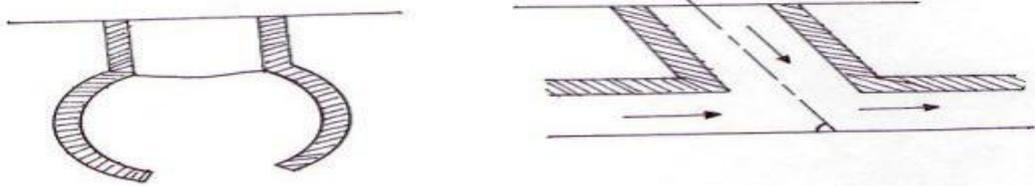
6.3.1. Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

6.3.1.1. Les branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles, un branchement comprend trois parties essentielles : [04]

- ✚ Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- ✚ Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- ✚ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.



a) Point de raccordement avec élargissement b) Point de raccordement avec inclinaison

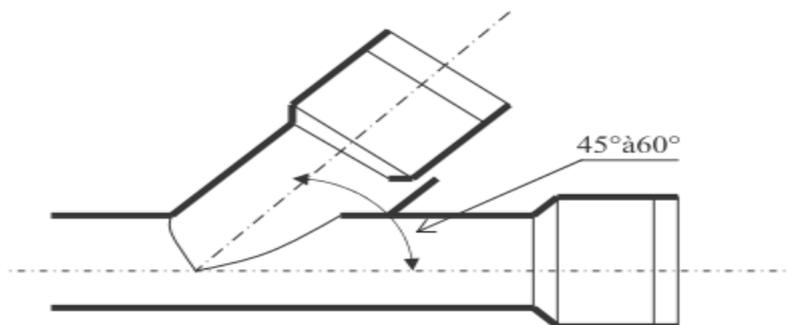


Figure 6-2 : Exemple d'un branchement

6.3.1.2. Ouvrages des surfaces :

Ce type d'ouvrages est destiné à la recueille des eaux pluviales. On distingue deux catégories

- ✓ Les ouvrages de recueille et de transport
- ✓ Les ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

a. Les ouvrages des surfaces et de transport :

❖ Les fossés :

Les fossés sont destinés à la recueille des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

❖ Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à la recueille des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

b. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées) elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50(m), la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.



Figure 6-3 : Bouches d'égout

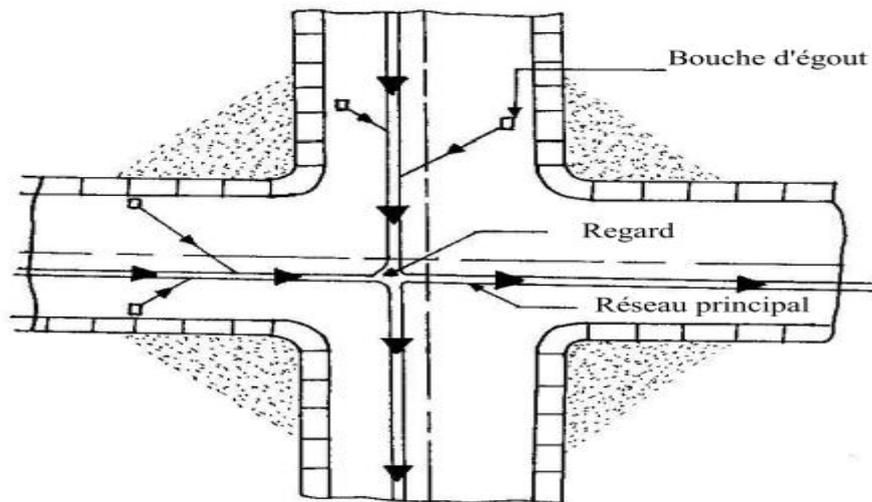


Figure 6-4 : Emplacement des bouches d'égout

6.3.1.3. Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. [18]

a. Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différente section, ils sont construits de telle manière à savoir :

- ✚ Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard)
- ✚ Les dénivelées entre les radiers des collecteurs
- ✚ Une absence de reflux d'eau par temps sec.

b. Regard latéral :

En cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.

c. Regard double :

Pour le système séparatif

d. Regard toboggan :

En cas d'exhaussement de remous

e. Regard de chute :

Les regards de chute sont très utilisés dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils servent à créer un décrochement dans le profil on long du collecteur de tronçon et à éviter les grandes excavations, donc les grandes profondeurs d'ouvrage, ceci en respectant les pentes motrices. On distingue deux types de chute :

- La chute verticale profonde.
- La chute Toboggan.

f. Regard de visite :

Pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations, on prévoit les regards de visite assez rapprochés, ils permettent l'accès à l'ouvrage l'installation d'appareil de ramonage et d'extraction, la cuvette à un diamètre égale à celui de collecteur, c'est le type de regard le plus fréquemment construite.

La présence d'air dans les égouts et la meilleure garantie contre la fermentation la production du sulfure d'hydraulique gazeux, la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices approprient
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolonges jusqu'à l'air libre
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

h. Regard de chasse :

Le regard de chasse jouant le rôle du réservoir périodique lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante, ces regards sont placés au point ou les dépôts tentent à s'accumuler au risque d'obturer la conduite. La distance entre deux regards est variable.

- 35 à 50 (m) en terrain accidenté.

- 50 à 80 (m) en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

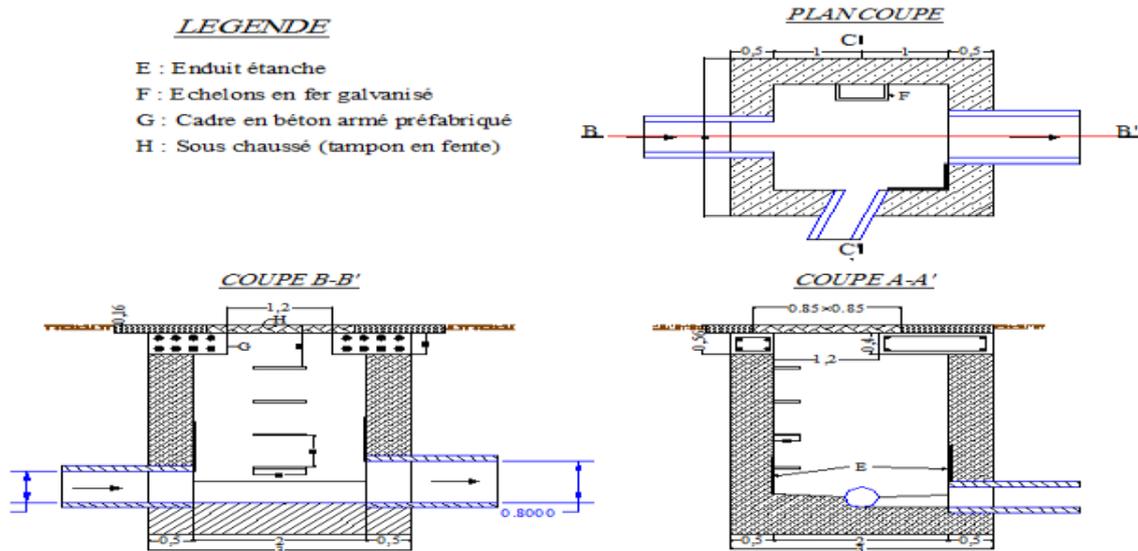


Figure 6-5 : Exemple d'un regard de visite

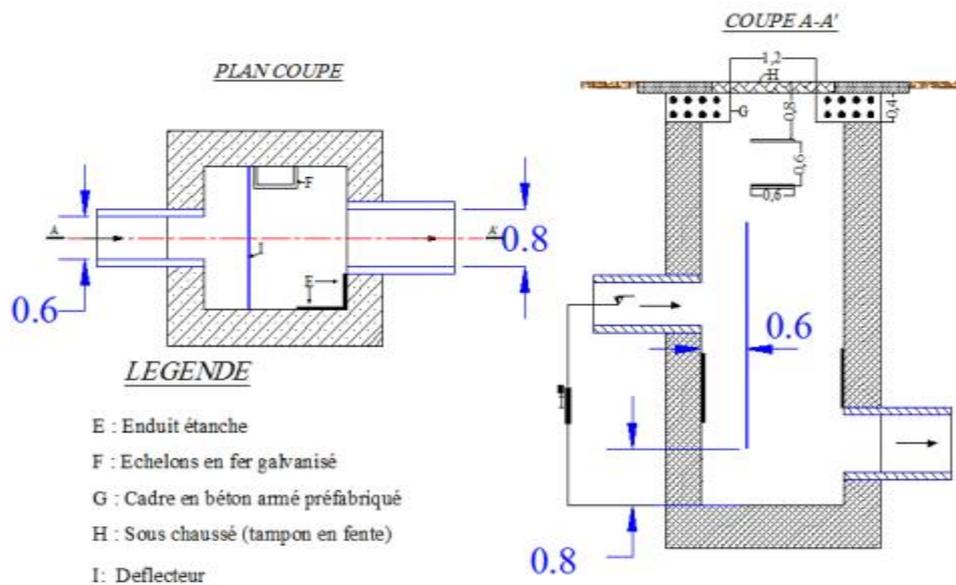


Figure 6-6 : Exemple d'un Regard de chute

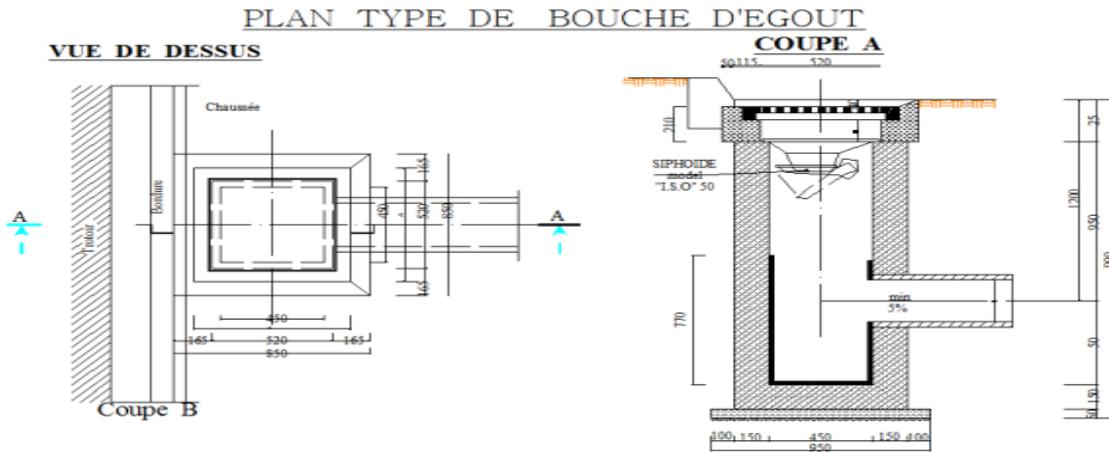


Figure 6-7 : Exemple d'un Bouche d'égout

6.3.2. Ouvrages spéciaux :

6.3.2.1. Déversoirs d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval. [24]

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.

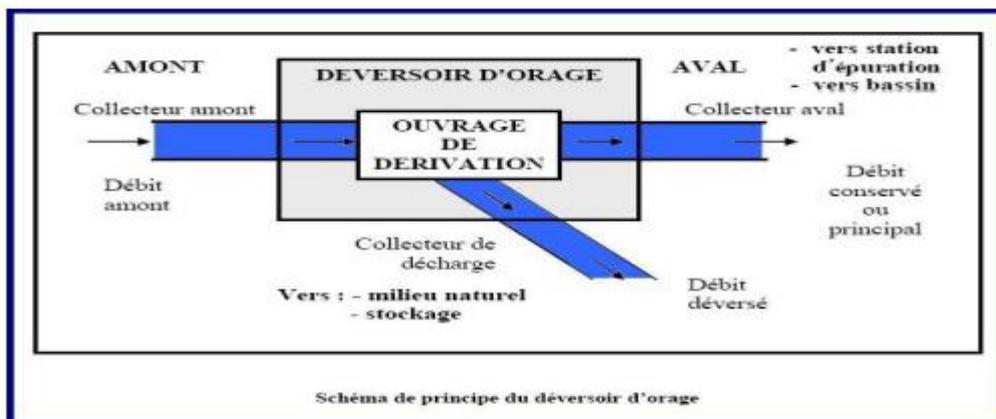


Figure 6-8 : Schéma de principe du déversoir d'orage

a. Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur Avant leurs projections il faut voir :
- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- La topographie du site et La variations des pentes.

b. Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP.

- Les déversoirs à seuil latéral.
- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à barrage gonflable.

c. Les ouvrages annexes du déversoir d'orage :**❖ Chambre de tranquillisation et de dessablement :**

Cette chambre, située à l'amont du déversoir d'orage a pour but en réduisant la vitesse du flux d'assurer une décantation des matières en suspension les plus lourdes et de faire remonter en surface les flottants.

❖ Les grilles et les dérailleurs :

Pour éviter l'intrusion d'éléments susceptibles de perturber l'écoulement ; il convient de placer les dégrilleurs à l'entrée des déversoirs d'orage. Leur rôle est de retenir les corps les

plus volumineux transportés par les effluents pluviaux ou par les effluents d'eaux usées lors de leur écoulement dans le réseau.

Ces ouvrages sont très efficaces en amont des bassins de dessablement, les déversoirs d'orage et les stations de relevage.

6.3.2.2. Autoépuration naturelle :

Lorsqu'un cours d'eau reçoit une pollution biodégradable en quantité modérée, les bactéries aérobies (consommant de l'oxygène) dégradent cette pollution et se multiplient considérablement.

Elles utilisent donc de plus en plus d'oxygène et produisent des sels minéraux. Dans un deuxième temps, se développent d'une part des micros organismes prédateurs de ses bactéries, d'autre part des algues microscopiques qui assimilent les sels minéraux et produisent en retour de l'oxygène par photosynthèse. Le milieu retrouve progressivement une teneur en oxygène acceptable et par suite son équilibre. Ainsi peut s'expliquer (de manière simplifiée) le processus naturel d'autoépuration. [14]

6.3.2.2.1. L'épuration dans les filtres plantés de roseaux fonctionne en partie sur le modèle de l'autoépuration naturelle :

Les filtres plantés de macrophytes (roseaux) représentent une des solutions apparue dans les années 80, l'attrait que suscitent les filtres plantés de roseaux s'explique notamment par leurs performances d'épuration, leur fiabilité et leur intégration paysagère.

Pour cette technologie, les micro-organismes sont les acteurs de l'épuration biologique, ils se développent dans le massif filtrant et à la surface du filtre. Grâce à leur présence, la matière organique est dégradée et transformée en matière décantables. Une partie de cette matière organique est minéralisée.



Figure 6-9 : filtres plantés de roseaux

6.3.2.2.1.1. Caractéristiques générales :

Les stations d'épuration par filtres plantés de roseaux sont des installations comportant deux étages : le premier constitué de deux étages à filtres verticaux et le deuxième composé d'un filtre vertical suivi d'un filtre horizontal.

Dans les deux cas le principe général reste le même : suite à un prétraitement, l'eau parcourt les deux étages de filtres (eux-mêmes constitués de plusieurs lits fonctionnant en alternance) avant de rejoindre le milieu naturel.

➤ Systeme à deux filtres verticaux

Pour ce type de filière l'eau brute arrive en tête de station où elle est prétraitée.

Le prétraitement est constitué d'un dégrillage permettant d'éliminer les déchets les plus volumineux. L'eau est ensuite acheminée vers un système de bache permettant d'alimenter le premier étage.

Par la suite, l'eau traverse verticalement de haut en bas le premier étage puis se dirige vers le deuxième système de bache, en général gravitairement. L'eau traverse ensuite le deuxième étage de la même façon puis est rejeté vers le milieu naturel.

La majeure partie de l'épuration est effectuée au niveau du premier étage, le deuxième représentant un traitement de finition.

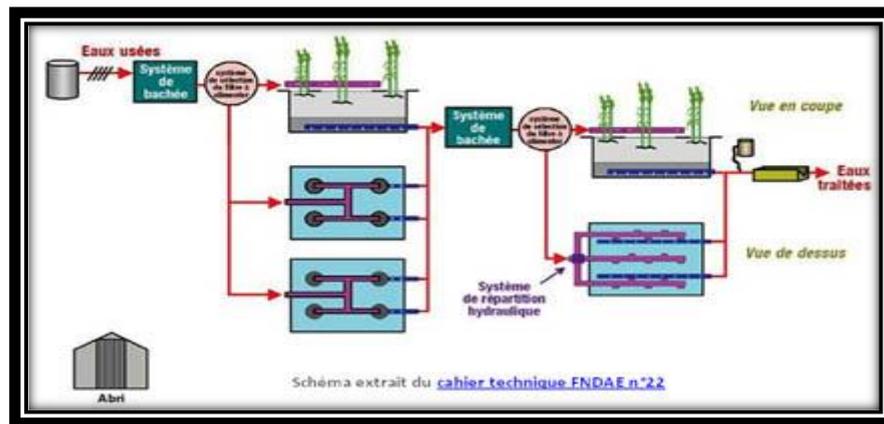


Figure 6-10 : Système à deux filtres verticaux

➤ Système à filtre vertical suivi d'un filtre horizontal

Dans ce cas de figure l'écoulement de l'eau reste sensiblement le même jusqu'à la fin de la traversée du premier étage.

Par la suite le deuxième étage n'est plus alimenté par système de bâchée mais en continu. L'eau parcourt le deuxième étage horizontalement en saturant le lit avant de se diriger vers le milieu naturel.

De même que précédemment, l'épuration est effectuée en majeure partie au niveau du premier étage, la différence notable étant le traitement de l'azote grâce au filtre horizontal.

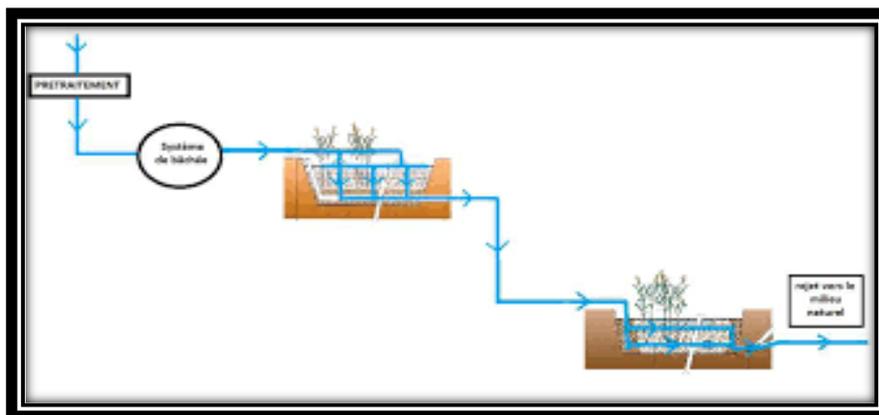


Figure 6-11 : Filtre vertical suivi d'un filtre horizontal

➤ **Système à filtres horizontaux**

Les filtres horizontaux sont beaucoup plus sujets au colmatage. Ils sont de ce fait utilisés en majorité après un traitement préalable afin d'éliminer les matières en suspension (après un premier étage de filtres verticaux ou un décanteur).

L'oxygénation est beaucoup plus faible que pour les filtres verticaux. L'oxygène est fourni par la partie supérieure non saturée du filtre ainsi que par le système racinaire des roseaux. Cette technologie n'utilise donc que très peu de bactéries aérobies et l'élimination de la pollution carbonée et l'oxydation des matières azotées y sont plus faibles.

En revanche, on y observe une dénitrification ce qui diminue les rejets de nitrates. Une partie de la pollution carbonée est tout de même dégradée au niveau des racines (rhizosphère). Le rôle des roseaux est encore principalement d'éviter le colmatage du filtre même si dans ce cas leurs apports d'oxygène ne sont plus négligeables.

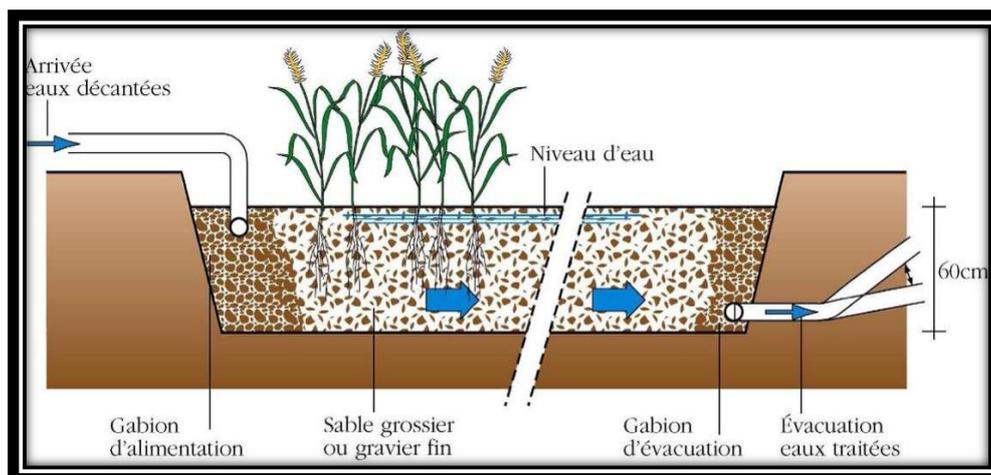


Figure 6.12 : Filtres horizontaux

6.3.2.2.1.2. Principe de fonctionnement

Il est primordial de bien cerner le fonctionnement des massifs filtrants afin de comprendre par la suite le rôle et l'importance qu'ont le prétraitement ainsi que les systèmes de bâchées précédant ces filtres.

✓ **Les massifs filtrant**

L'effluent, en traversant le massif est filtré et débarrassé de ses matières en suspension. Elles s'accumulent alors à la surface et dans la partie inférieure du filtre (dans le système racinaire des roseaux).

Commence ensuite la deuxième phase de l'épuration, à savoir la dégradation de la pollution organique par les micro-organismes se développant dans le massif filtrant : les micro-organismes éliminent les matières organiques en consommant de l'oxygène.

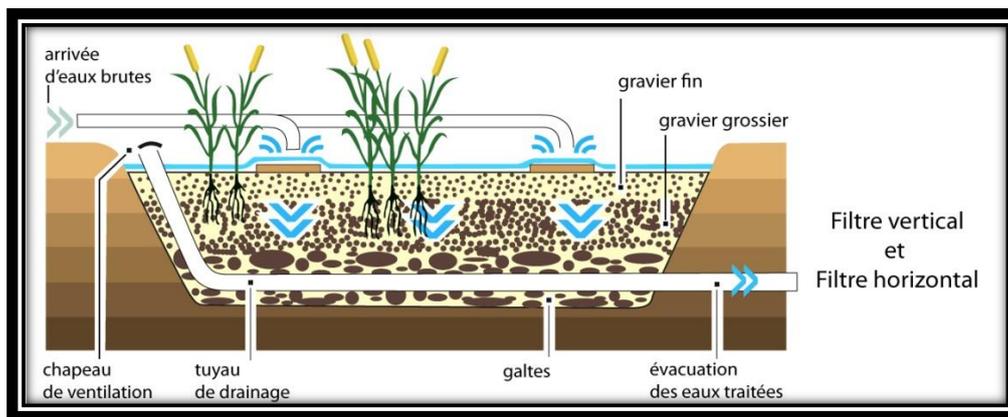


Figure 6.13 : massif filtrant

✓ **L'oxygène est vital**

Cet oxygène est fourni grâce aux conduites d'aération enterrées ainsi que par contact avec l'air à la surface. C'est la granulométrie spécifique des graviers qui permet une bonne oxygénation tout en maintenant une filtration efficace. Les micro-organismes ont besoin d'oxygène pour vivre ; c'est pourquoi il est primordial d'entretenir les conduites de ventilation et de ne pas saturer les filtres en eau (ce qui entraînerait l'asphyxie des bactéries).

✓ **L'alternance des lits**

Il faut suivre une alternance entre les lits afin de laisser le temps aux micro-organismes de dégrader la pollution. Les périodes de repos des lits doivent être deux fois plus longues que les périodes d'alimentation. C'est pour cela que chaque étage est composé de plusieurs filtres en parallèle. Suite à la phase de repos, la pollution est dégradée et le filtre en partie décolmaté.

✓ Le prétraitement : dégrillage

Le rôle du dégrilleur est de retenir au maximum les déchets les plus grossiers. Sa présence et son entretien sont indispensables car le passage de certains déchets trop volumineux ou non biodégradables (lingettes etc.) entraînerait des dysfonctionnements de la station.

En effet, le dégrillage diminue fortement les risques de panne du matériel électromécanique, de bouchage des canalisations et de colmatage du massif filtrant.

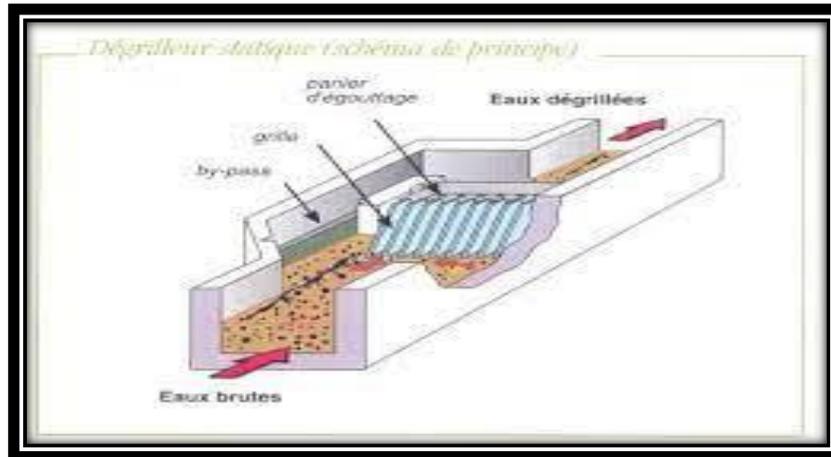


Figure 6.14 : dégrillage

✓ Le système de bâchée

Le système de bâchée a un rôle purement hydraulique. L'eau s'accumule dans la bache puis tout un volume est libéré ; le but étant de fournir suffisamment d'eau « **brusquement** » afin de recouvrir la surface du filtre par une lame d'eau et non pas de l'alimenter en continu.

Pourquoi est-il nécessaire ? Comme nous l'avons vu précédemment, le massif filtrant doit être alimenté par une lame d'eau sur toute sa surface (pour les filtres verticaux). Cette lame d'eau est indispensable afin que l'ensemble du massif soit traversé par le flux d'effluent. Ainsi, l'épuration est maximale car les bactéries sont uniformément réparties dans le filtre : tout le volume du filtre est exploité pour l'épuration. De surcroît, le risque de colmatage est alors grandement diminué.

✓ **L'importance des roseaux :**

Les roseaux ont un rôle principalement mécanique. L'oxygène fourni par les roseaux est ici négligeable et la plus part de pollution éliminée directement par les roseaux est minime (quelques pourcents).

En effet, leur fonction principale n'est pas d'épurer mais bien d'empêcher le colmatage du filtre. C'est grâce à leur système racinaire et leur partie hors sol soumise au vent que les roseaux évitent le colmatage du filtre.

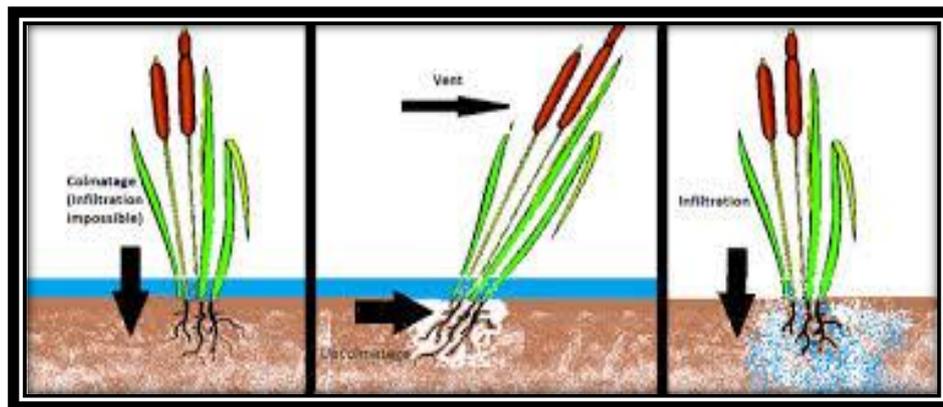


Figure 6.15 : Action des roseaux (pour un filtre vertical)

6.4. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons définis tous les éléments qui constituent notre réseau d'assainissement. Ces éléments représentent essentiellement les conduites circulaires en béton de diamètre compris entre 300 et 1500 (mm), et les regards (de chute et de jonction).

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

Pour les ouvrages annexes, une auto épuration sera projetée dans des massifs filtrant qui contiennent des plantes de roseaux qui permettent (plantes) le traitement biologique des eaux.

Conclusion générale

Conclusion générale

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature et du relief du terrain, de la nature et de la quantité d'eau à évacuer, ainsi que du plan d'urbanisation de l'agglomération. De tous ces critères, résulte le choix du système d'évacuation, ainsi que le schéma correspondant.

Au cours de ce présent travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour le dimensionnement du réseau d'assainissement de la municipalité d'Ain Saboune, commune d'Ain Sandel, ce réseau est de système unitaire sachant que notre projet est estimé à une durée de fonctionnement atteint 30 ans.

Après l'étude de la consommation des différents composants de l'agglomération et l'estimation des eaux pluviales avec une période de retour de 10ans, on a déterminé le débit de pointe pour le dimensionnement de notre réseau puis le débit spécifique pour l'évaluation de débit pour chaque tronçon.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau, dans ce cas, on a vérifié les deux conditions de l'implantation du réseau étudié en donnant à la canalisation amont des pentes permettant l'auto-curage et également la pente minimale souhaitable est de 0,3 %. À l'aide de logiciel Auto CAD on a fait le lever topographique, le découpage du bassin en 32 sous bassin, et le traçage des profils en long.

La condition d'auto curage est vérifiée pour la plupart des collecteurs en considérant que ce réseau est unitaire.

On remarque que les vitesses d'écoulement à travers le réseau, sont acceptables avec des pentes qui ne dépassent **1.22 %** ce qui implique une facilité de pose des conduites.

Dans cette étude nous avons projeté une station d'auto épuration à l'aval de l'agglomération et en amont du rejet (**Oued Héli**) avec des massifs filtrant qui contiennent des plantes de roseaux qui permettent (**plantes**) le traitement biologique des eaux.

Il faut parler aussi de l'économie du projet ; un projet qui a une grande durée de vie et un moindre coût basé sur le dimensionnement optimal de diamètre des conduites.

Nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant-projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable et plus rigoureux pour atteindre le mieux l'organisation et l'aménagement de la ville.

Référence
Bibliographique

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[01] **Abdi El Aziz.S, 2003**, «Etude de diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Cheréa (w. Blida)».Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique Arbaoui Abdallah, Département des spécialités, Blida.

[02] : **Beggas Et Lihou, 2014** ; Mémoire De Fin d'études d'assainissement, Conception Et Diagnostic De Système d'AEP Et d'Assainissement, Université D'EL OUED.

[03] : **Bengassem, 2001** ; “Élaboration d'un Système d'aide Au Diagnostic Hydraulique Et Structural Des Réseaux d'assainissement Urbains. Thèse De Doctorat. École De Technologie Supérieure, Université Du Québec”.

[04] : **Bourai said, (2005)**. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, Blida. Mémoire de fin d'étude d'ingénieur d'état en Hydraulique

[05] : **Charles de Freycinet**, Principes d'assainissement des villes, Paris, 1870, p.161.

[06] : **Christian Sylvain BRIGAND, mars 2014**, “ le guide de l'assainissement des collectivités”, territorial éditions, tome 2.

[07] : Cours Assainissement licence hydraulique Université Badji Mokhtar – Annaba – par : Dr CHABI Moncef. 2019/2020.

[08] : Cours assainissement. Hydraulique urbaine. Par Mr : MAALIOU.A 2009/2010

[09] : Cours d'assainissement urbain 1980, « initiation à la technique du traitement des eaux usées et des déchets solides », l'université des sciences et des techniques d'Alger.

[10] : **DIOP, 2006** ; Projet Fin d'études. En Vue l'obtention du diplôme d'ingénieur De Conception, Cheikh Anta Diop de DAKAR-Sénégal.

[11] : **DOUKHANE El hadj Mohammed Nabil, BENSAISSA M'hamed Amir Amar** “ ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE VILLAGE EL DBIL (Wilaya de M'Sila) “ mémoire, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, 2014/2015

[12] : **Dr. TOUMI Abdelouaheb** “ cours préservation et protection contre les crues et les inondations “, université 08 mai 1945 de GUELMA, 2021/2022

[13] : **Ennaouri,I, 2010**, «Modélisation de la dégradation hydraulique et structurale des réseaux sanitaires et pluviaux». Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise et sciences appliquées. Université de Montréal.

[14] : **Filtres plantés de roseaux** ‘ Principe de fonctionnement et exploitation’
'Département de Saône et Loire. (consulté le 17/03/2022)

https://www.saoneetloire71.fr/fileadmin/Que_peut-on_faire_pour_vous_/Vous_etes_une_collectivite/Assainissement_collectif/19_Filtres_Roseaux_fonctionnement_et_exploitation_01.pdf

[15] : **François G Brière, 2000**, «Distribution et collecte des eaux, Edition Presses internationales Polytechnique Canada».

[16] : **Ghedeir et Herma, 2017** ; Mémoire De Master Académique, Modélisation d'un Système d'assainissement Par le Modèle "SWMM", Université Kasdi Merbah Ouargla.

[17] : **GOMELLA, C., GUERREE, H., 1986** « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), EYROLLES, Paris.

[18] : **Guerrée, H., Gomella, C., (1978)**. Les eaux usées dans les agglomérations urbaines et rurales, Tome I, Eyrolles, Paris.

[19] : **MARC SATIN, BECHIR SELMI, 2006**, Guide Technique de l'Assainissement, Édition Le Moniteur, Paris (France).

[20] : **Jean-Luc BERTRAND-KRAJEWSKI**, ‘Mesures en hydrologie urbaine et assainissement ‘, page 113

[21] : **Julien.W, 2009**, «Requalification du centre-ville de Lure». Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme ingénieur en génie civil, INSA de Strasbourg.

[22] : **Kerloc'h.B et Maelstaf.D, 1983**, « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations ». C.E.T.E, nord Picardie.

[23] : **KERLOC'H et MAELSTAF, (2015)**, Cours pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations Document réalisé par : KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien (DDE 80) et publié le 25 septembre 2015.

[24] : **Mokhtari, E., (2007).** Cours d'Assainissement, Centre Universitaire d'Oum el-Bouaghi.

[25] : **Mme BEB** " cours Assainissement " Université 08 mai 1945 de GUELMA, 2019/2020

[26] : **Mme DORBANI Meriem,** " cours Assainissement ", Université 08 mai 1945 de GUELMA, 2021/2022

[27] : **OUKHANE El hadj Mohammed Nabil, BENSAISSA M'hamed Amir Amar** " ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE VILLAGE EL DBIL (Wilaya de M'Sila) " mémoire 2014/2015

[28] : **SALAH, B, 1993** « polycop d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA. Je Moniteur, Paris (France) 2006.

[29] : **Salomé, 2000** ; Fonctionnement des réseaux d'assainissement Christian Salomé Chef de service Direction des rivières d'Ile de France, Agence de l'eau Seine Normandie disponible sur <https://fr.calameo.com/read/00501883481a1586e8b8d>.

[30] : **SARI AHMED, Initiation l'hydrologie de surface**

[31] : **Savane.M, 2012,** «Dimensionnement des réseaux d'AEP et d'assainissement de la localité de M'sala commune de Chetouane». Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme Master en hydraulique « eau, sol et aménagement » option : espace urbain. Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen.

[32] : **Smara.M, 2008,** «Etude du schéma directeur d'El Abadia (w. Ain Defla)». Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique école nationale supérieure de l'hydraulique « Arbaoui Abdellah ».

[33] : **Souaker Khaireddine Djedidi Abdelhamid, juin 2015** " l'étude de réseau d'assainissement de cité Mih-Bahi commune d'ELOUED " mémoire,

[34] : **Touaibia Iman ;(2008),** Diagnostic et gestion du réseau D'assainissement (collecteur intercepteur) de la commune de BLIDA. ENSH .Mémoire de fin d'études.

Site web

[a] : <http://www.services-urbains.lillemetropole.fr>

[b] <https://www.emploisdessinateur.ca/description-du-logiciel-autocad-d-autodesk-inc/10i#:~:text=Pr%C3%A9sentation%20d'AutoCAD,et%20commercialis%C3%A9%20par%20Autodesk%20Inc> (Consulté le 05/04/2022)

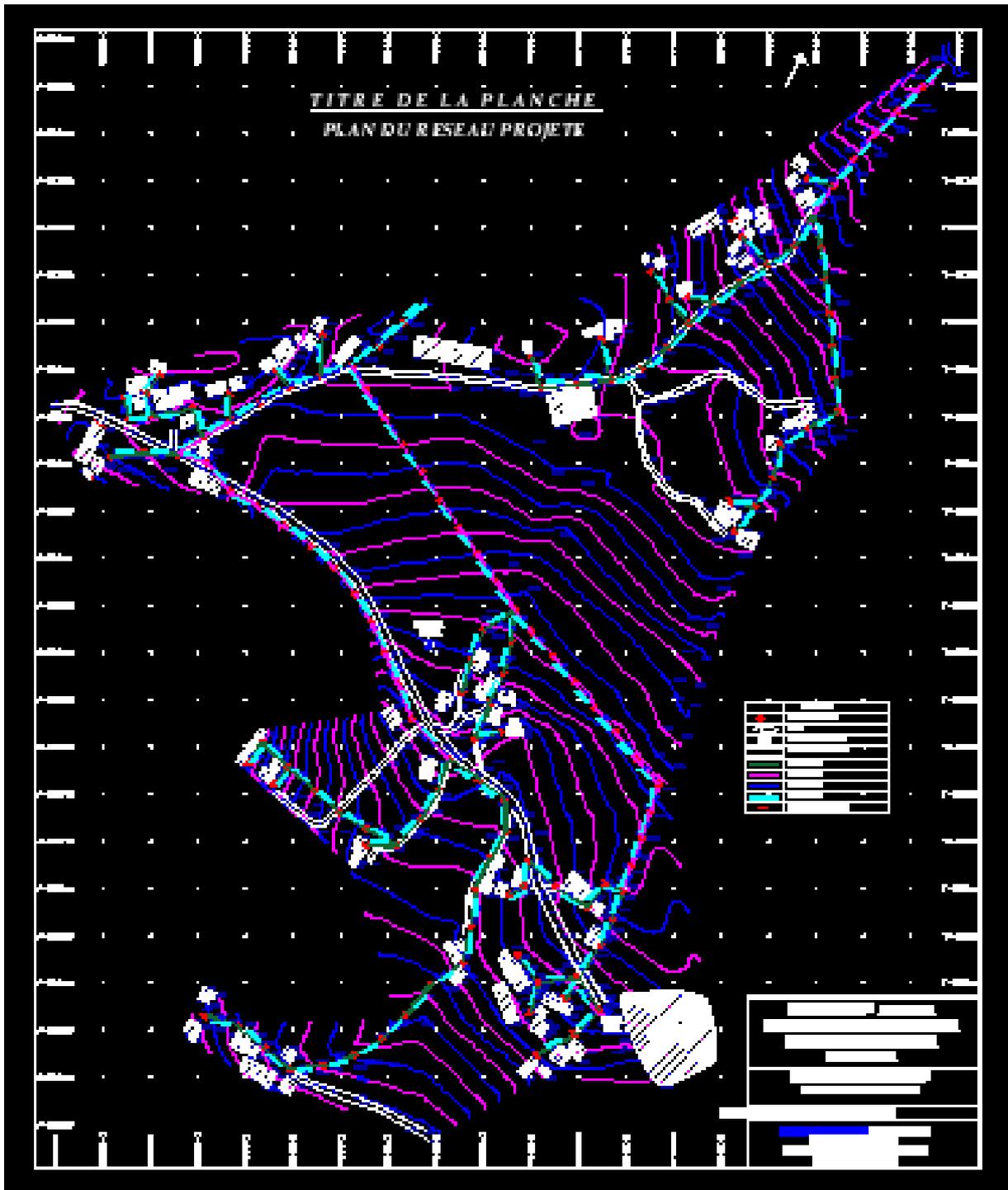
[c] <https://fr.acervolima.com/avantages-et-inconvenients-d-autocad/#:~:text=Compatibilit%C3%A9%20%E2%80%93%20La,au%2Ddel%C3%A0%20des%20fronti%C3%A8res%20industrielles> (Consulté le 05/04/2022)

[d] <https://www.geo-media.com/solutions/logiciel-covadis/dessin-assiste#:~:text=COVADIS%20associe%20une%20%C3%A9chelle%20de,de%20l'ex%C3%A9cution%20du%20plan> (Consulté le 26/03/2022)

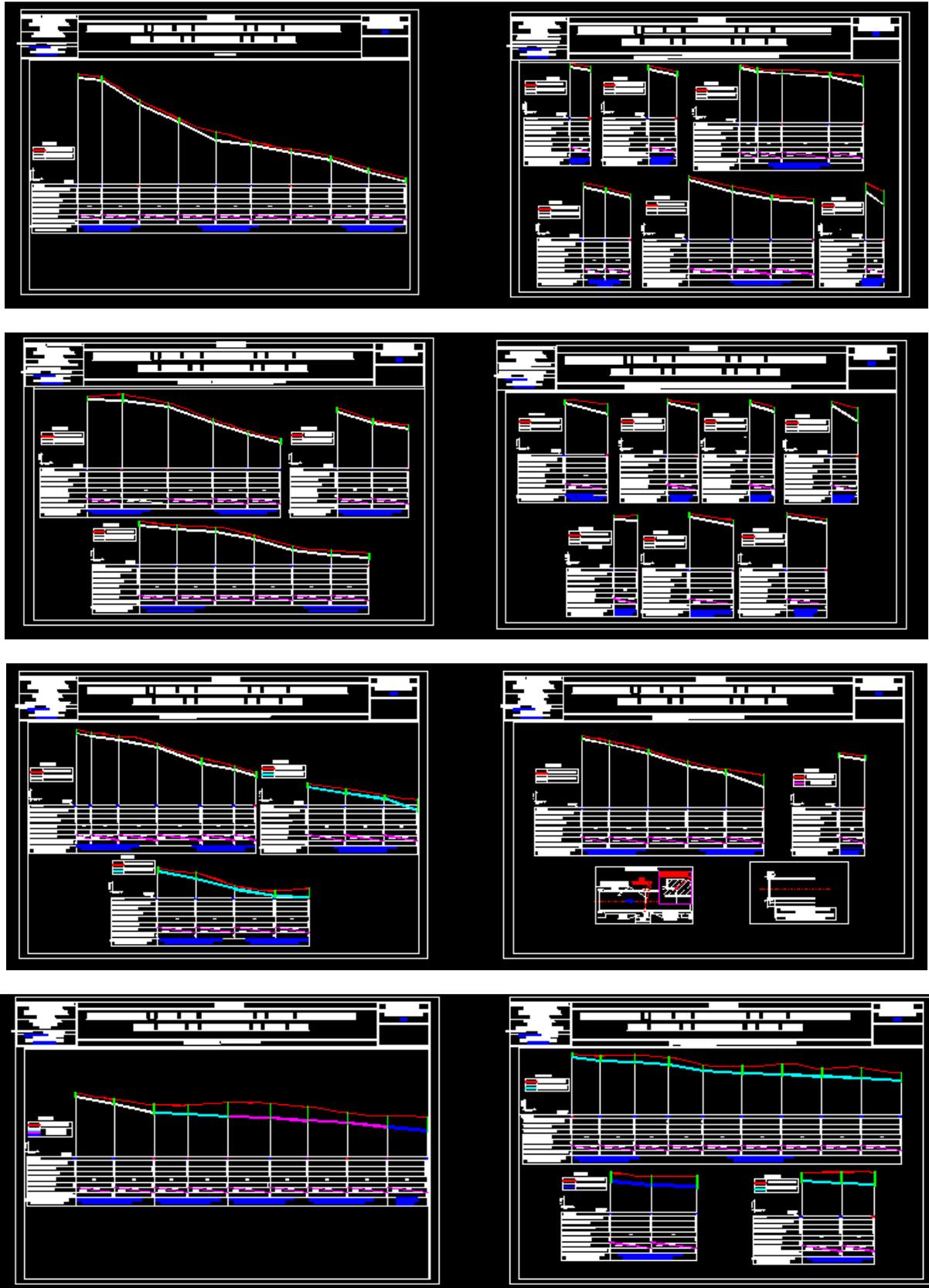
[e] : <https://knowledge.autodesk.com/fr/support/autocad/learn-explore/caas/sfdarticles/sfdarticles/FRA/How-to-import-survey-data-from-excel-into-AutoCAD.html#:~:text=Mettez%20en%20surbrillance%20l'espace,espaces%20de%20la%20colonne%20Rechercher> (Consulté le 26/03/2022)

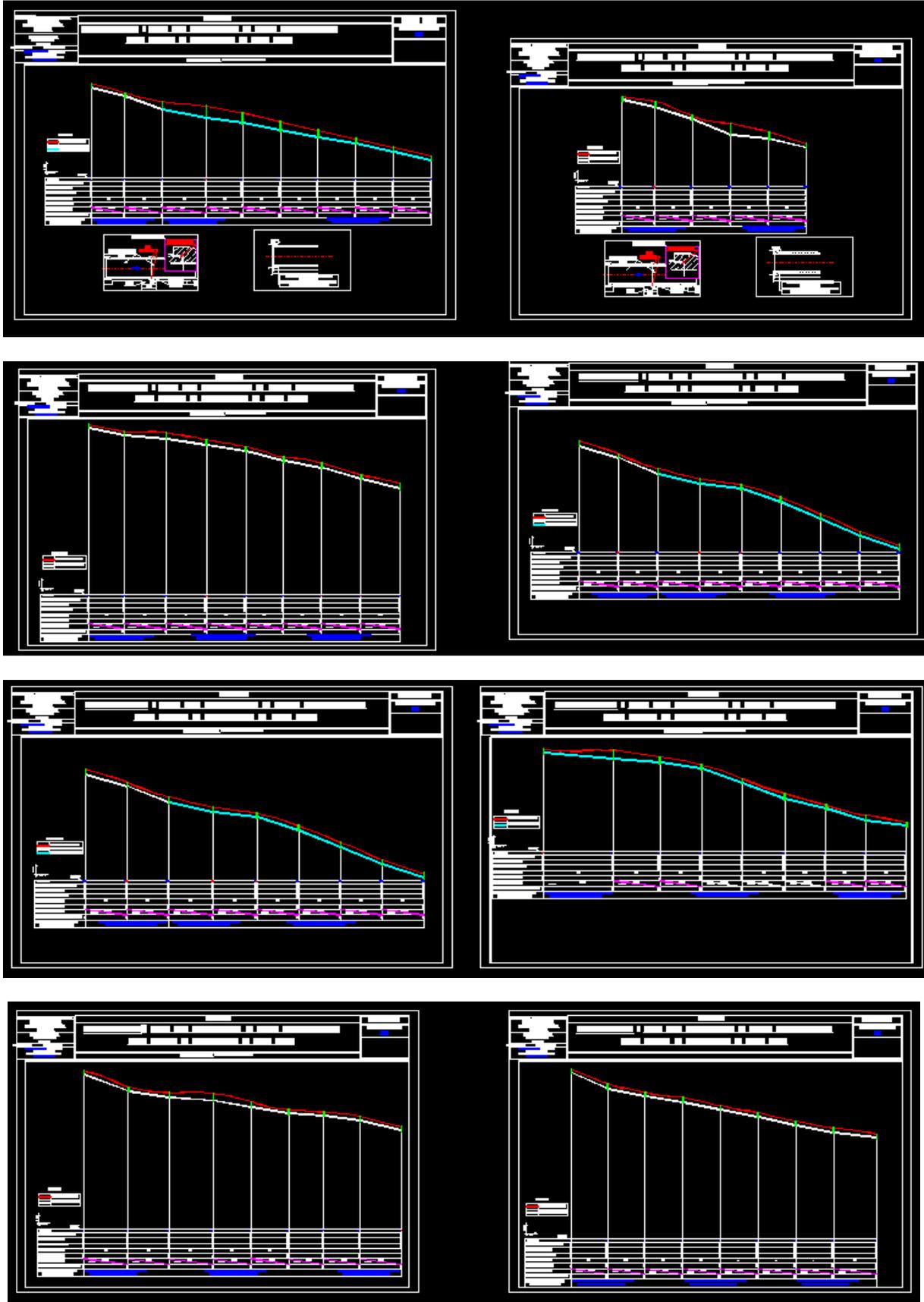
Annexes

Annexe 2 : Plan du réseau projeté



Annexe 4 : profils en long

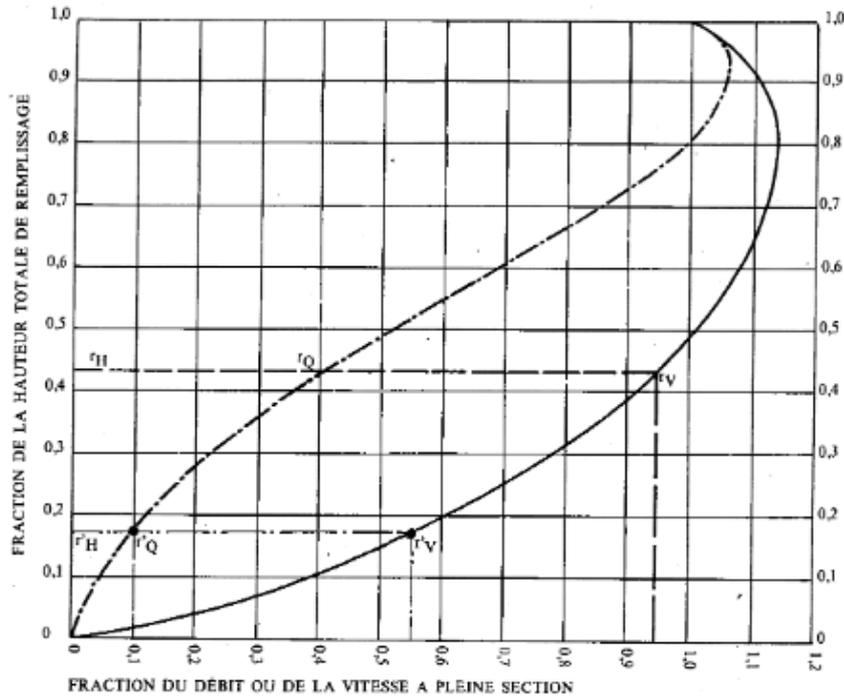




Annexe 5 : Condition d'auto-curage

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{pg}/10$, on obtient $r_V = 0,55$ et $r_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Instruction technique de 1977

Tableau 6

CANALISATIONS CIRCULAIRES PARTIELLEMENT REMPLIES							
H/D	TETA	D/DPS	V/VFS	S/SPS	L/D	RH/D	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	0.167
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