

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR  
HYDRAULICS

"The Mujahid Abdellah ARBAOUI"



المدرسة الوطنية العليا للري

"المجاهد عبد الله عرباوي"

ⵎⵓⵔⵉⵏⵏ ⵉⵏⵓⵏⵉⵔ ⵉⵏⵓⵏⵉⵔ ⵉⵏⵓⵏⵉⵔ ⵉⵏⵓⵏⵉⵔ

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

*Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique*

**Option : ASSAINISSEMENT**

**THEME :**

**Dimensionnement du réseau d'ASSAINISSEMENT de la  
partie basse EL MARINA MERSAT EL HADJADJ (W.  
ORAN)**

**Présenté par :**

**BELHADEF Abdelkader**

**Devant les membres du jury**

**Nom et Prénoms**

**Grade**

**Qualité**

M.KAHLERRAS  
M.BOUKHELIFA  
S.TOUAHIR  
A. HACHEMI

M.C.B  
M.A.A  
M.A.A  
M.C.B

Présidente  
Examineur  
Examinatrice  
Promoteur

**Session :2020**

# Remerciements

La construction de ce mémoire n'aurait été possible sans l'intervention de certaines personnes. Qu'elles trouvent ici l'expression de mon plus sincère remerciement pour leurs précieux conseils.

Tout d'abord, je tiens à remercier mon promoteur Mr HACHEMI Abdelkader pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un mémoire considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce mémoire un hommage vivant à sa haute personnalité.

Je désire aussi remercier les membres de jury qui ont pris le temps de lire et de discuter de mon mémoire : Mme KAHLERRAS Malika qui me fait l'honneur de présider ce jury ; j'exprime toute ma reconnaissance à Mr BOUKHELIFA, Mme TOUAHIR, qu'ils trouvent ici l'expression de mes vifs remerciements pour avoir bien jugé ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Je remercie ma très chère mère pour son soutien, encouragements et amour inconditionnel, une pensée spéciale à mon regretté père que j'aurais tant aimé le voir parmi nous et qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

Je remercie aussi mes frères, mes sœurs qui ont toujours été là pour moi.

Je profite de remercier mes amis : pour leur sincère amitié et soutiens aussi moral que physique durant ce long parcours.

# Dédicace

*Je dédie ce travail :*

*Avant tout à me famille, qui m'ont soutenue durant toutes ces années de formation.*

*A mon chère père Allah yerhmo*

*A ma chère maman pour son soutient, encouragements et amour inconditionnel*

*A mes chères frères Amine et Slimane*

*A mes chères sœurs Fatima et Djihen*

*A toute la famille BELHADEF*

*A tous mes amis spécialement Mohammed 22, Leyla, benda, Aisha, Djamel, Rania, Zaki et mes amis de Blockmates et Assainissement plus et toute ma famille d'ENSH.*

*Et a toute la promotion 2019/2020*

*A toutes mes adorables que j'ai connu pendant toute ma vie ...*

*Abdelkader*

## ملخص

تهدف هذه المذكرة أساسا الى دراسة شبكة التطهير للجزء السفلي لمارينا مرسى الحجاج لوهران. حيث تطرقنا الى تقدير قيمة كل من المياه المستعملة ومياه الأمطار وقمنا بتحديد مخطط لوضع هذه الشبكة حيث أخذنا بعين الاعتبار كل المعطيات اللازمة والمتعلقة بالمنطقة (طبوغرافيا. المناخ. المخطط المعماري .....). كل هذا بغية صرف المياه خارج المدينة الى محطة تصفية المياه المستعملة وفقا للمقاييس المعمول بها مراعين الشروط الأساسية للحفاظ على البيئة والمحيط.

**الكلمات المفتاحية:** الصرف الصحي ، الإخلاء ، الشبكة ، مياه الصرف الصحي ، مياه الأمطار ، التصريف

## Résumé :

Notre mémoire a pour objectif principal l'étude du réseau d'assainissement de **la partie basse de la marina MARSAT EL HADJEDJ-ORAN**

C'est dans ce sens que nous avons évalué les différents débits usés et pluviaux et tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données de la ville (Topographique, plan d'urbanisation, climat...etc.). Par la suite les eaux seront évacuées vers la station d'épuration ; où les rejets seront traités selon les normes pour préserver l'environnement.

**Mots clés :** assainissement, évacuation, réseau, eau usée, eau pluviale, rejet.

## ABSTRACT:

This study aims to discuss the sewage network of the lower part of the **marina MARSAT EL HADJEDJ-ORAN**.

We have evaluated the different discharge of waters and we have made the evacuation the network, taking into account the data of our city (topographical and urbanization maps ...etc.) and the evacuation of waste waters, without harming the environment, in to the water treatment plant out of the city.

**Keywords:** sanitation, evacuation, network, wastewater, rainwater, discharge.

# Sommaire

Introduction générale : .....	3
<b>Chapitre I : Présentation de la zone d'étude</b> .....	<b>5</b>
I.1 Introduction : .....	5
I.2 Les données naturelles du site : .....	5
I.2.1 Situation géographique et topographique : .....	5
I.2.2 Situation climatologique : .....	6
I.2.2.1. Climat : .....	6
I.2.2.2. Température : .....	6
I.2.2.3. Pluviométrie : .....	6
I.3 Situation démographique : .....	7
I.4. Situation socio-économique de la zone d'étude : .....	8
I.5. Urbanisation et routes : .....	8
I.6. Situation de l'assainissement : .....	8
I.7. Situation de l'AEP : .....	8
I.8. Conclusion : .....	8
<b>Chapitre II : Etude hydrologique</b> .....	<b>10</b>
II.1. Introduction : .....	10
II.2. Les averses : .....	10
II.3. Période de retour : .....	10
II.4. L'intensité moyenne de précipitation : .....	10
II.5. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement : .....	11
II.5.1. Analyse des données statistiques : .....	11
II.5.2. Choix de la loi d'ajustement : .....	13
II.5.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON : .....	13
II.5.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL : .....	15

II.6. Conclusion :	20
<b>Chapitre III : Calcul de base</b>	<b>22</b>
III.1. Introduction :	22
III.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :	22
III.2.1. Définition :	22
III.2.2. Choix de la limite des sous bassins :	22
III.3. Systèmes D'assainissement :	22
III.3.1. Système Unitaire :	23
III.3.2. Système Séparatif :	23
III.3.3. Système Pseudo Séparatif :	24
III.3.4. Les Systèmes Non Collectifs :	25
III.3.5. Les Systèmes Non Gravitaires :	25
III.4. Choix Entre Les Systèmes D'assainissement :	27
III.5. Les Schémas D'évacuation :	27
III.5.1. Le schéma perpendiculaire :	28
III.5.2. Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral :	28
III.5.3. Le schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique :	28
III.5.4. Le schéma par zones étagées ou par intercepteur :	28
III.5.5. Le schéma à centre collecteur unique et schéma radial :	28
III.5.6 choix du schéma d'évacuation :	30
III.6. Principes du tracé des collecteurs :	30
III.7. Evaluation de coefficient de ruissellement :	30
III.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré :	31
III.7.2. Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :	32

III.7.3. Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :.....	32
III.7.4. Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :.....	33
III.7.5. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :.....	33
III.8. Calcul de la population de chaque sous bassin : .....	34
III.8.1. Calcul de la densité partielle :.....	34
III.8.2. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :.....	34
III.9. Conclusion :.....	35
<b>Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales.....</b>	<b>37</b>
IV.1. Introduction :.....	37
IV.2. Evaluation des débits d'eaux usées :.....	37
IV.2.1. Généralités :.....	37
IV.2.2. Nature des eaux usées à évacuer : .....	37
a. Les usées domestiques :.....	37
b. Les eaux industrielles :.....	37
c. Les eaux usées du service public : .....	38
d. Les eaux parasites : .....	38
IV.2.3. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer : .....	38
1-Evaluation des débits à évacuer :.....	38
2-Evaluation du débit moyen journalier :.....	38
IV.3.1. La méthode rationnelle :.....	41
1-Hypothèses de la méthode rationnelle :.....	43
2-Validité De La Méthode Rationnelle :.....	43
3-Temps de concentration :.....	43
IV.3.2. La méthode superficielle (méthode de Caquot) : .....	44
1-Hypothèse et base de calcul du modèle :.....	45

2- Validité de la méthode superficielle : .....	45
IV-4. Conclusion: .....	47
<b>Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement</b> .....	<b>49</b>
V.1. Introduction : .....	45
V.2. Conception du réseau d'assainissement : .....	49
V.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement : .....	49
V.3.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement : .....	49
V.3.2. Mode de calcul : .....	50
V.5. Conclusion : .....	58
<b>Chapitre VI : Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout</b> .....	<b>60</b>
VI.1. Introduction : .....	60
VI.2. Les ouvrages principaux : .....	60
VI.2.1 Canalisations : .....	60
VI.2.1.1. Type de canalisations : .....	61
VI.2.1.2. Choix du type de canalisations : .....	61
VI.3. Les ouvrages annexes : .....	61
VI.3.1 Déversoirs d'orage : .....	62
a. Physiques (géométrie et hydraulique) : .....	62
b. Environnementales : .....	63
c. Economiques : .....	63
d. Gestion : .....	63
VI.3.2. Type des déversoirs : .....	63
VI.3.2.1. Détermination selon le nombre de seuils : .....	63
1-Déversoirs à seuil simple : .....	63



2-Déversoirs à seuil double :.....	64
VI.3.2.2. Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont : ...	64
1-Déversoirs à seuil latéral :.....	64
2-Déversoirs à seuil frontal :.....	65
3-Déversoirs à seuil dit "intermédiaire" :.....	65
VI.3.2.3. Déversoir by passe : .....	66
VI.3.3. Dimensionnement des déversoirs d'orage :.....	67
Mode de calcul :.....	67
V.3.4. Les branchements : .....	69
VI.3.5. Les caniveaux :.....	70
VI.3.6. Les bouches d'égout :.....	70
VI.3.7. Les regards : .....	71
VI.4. Conclusion .....	72
<b>Chapitre VII : Organisation de chantier.....</b>	<b>74</b>
VII.1. Introduction : .....	74
VII.2. Les étapes de réalisation du projet :.....	74
VII.2.1. Manutention et stockage des conduites :.....	74
VII.2.2. Décapage de la couche de terre végétale : .....	76
VII.2.3. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards : .....	76
VII.2.4. Aménagement du lit de pose :.....	78
VII.2.5. Emplacement des jalons des piquets :.....	79
VII.2.6. Pose canalisations dans la tranchée :.....	79
VII.2.7. Assemblage des conduites : .....	79

VII.2.8. Essais d'étanchéité : .....	79
VII.2.9. Réalisation des regards : .....	80
VII.2.10. Remblaiement et compactage des tranchées : .....	80
Pour le compactage : .....	81
VII.3 Devis quantitatif et estimatif : .....	81
VII.3.1 Détermination des différents volumes : .....	82
a) Volume de la couche végétale : .....	82
b) Volume des déblais des tranchées : .....	82
c) Volume occupé par le lit du sable : .....	82
d) Volume occupé par les conduites : .....	83
e) Volume du remblai : .....	83
f) Volume excédentaire : .....	83
VII.4 Conclusion .....	84
Conclusion générale : .....	86
Références bibliographiques : .....	87
Annexe .....	89

## Liste des figures :

Figure I.1 : plan de situation – Google Maps.....	5
Figure II.1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale .....	14
Figure II.2 :Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL .....	18
Figure III.1: Système unitaire .....	23
Figure III.2 : Système séparatif.....	24
Figure III.3 : Système pseudo séparatif.....	25
Figure III.4 : Système non collectif.....	25
Figure III.5 : Système non gravitaire.....	26
Figure III.6 : Schémas types de réseaux.....	29
Figure IV.1 : découpage d'un bassin en secteur.....	42
Figure VI.1 : Exemple de déversoir latéral à seuil simple.....	63
Figure VI.2 : Exemple de déversoir à seuil double.....	64
Figure VI.3 : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus.....	64
Figure VI.4 : Exemples de déversoir frontal.....	65
Figure VI.5 : Exemple de déversoir à seuil curviligne.....	66
Figure VI.6 : schéma de principe du déversoir d'orage.....	67
Figure VI.7 : Exemple d'un branchement simple.....	70
Figure VI.8 : Emplacement d'une bouche d'égout .....	71
Figure VI.9 : exemple d'un regard simple .....	72
Figure VII.1 : Les engins de décapage (Niveleuse automotrice).....	76
Figure VII.2 : Pelle équipée en rétro .....	77
Figure VII.3 : lit de pose.....	78
Figure VII.4 : Chargeur .....	81
Figure VII.5 : compacteur à rouleau lisse.....	81
Figure 1 : Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (D'après la formule de Bazin).....	89
Figure 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin) .....	90

## Liste des tableaux :

Tableau I.1 : la Température max et min dans la région.....	6
Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm) .....	6
Tableau I.3 : Estimation du nombre d'habitants pour horizon 2050.....	7
Tableau II.1 : La série pluviométrique de 1980 à 2004. ....	12
Tableau II.2 : Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau : (N=25). ....	12
Tableau II.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normale. ....	15
Tableau II.4 : Variables de GUMBEL .....	17
Tableau II.5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	18
Tableau II.6 : Les résultats de test d'adéquation .....	19
Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	26
Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation .....	32
Tableau III.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population. ....	32
Tableau III.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence. ....	33
Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	34
Tableau III.6 : Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin.....	35
Tableau IV.1 : Estimation des débits des eaux usées domestique (la saison estivale).....	40
Tableau IV.2 : Estimation des débits des eaux usées du service public (Un centre important de thalassothérapie en cours de construction). ....	40
Tableau IV.3 : Estimation des débits des eaux usées parasite .....	40
Tableau IV.4 : Calcul des débits pluviaux de chaque sous bassin par la méthode rationnelle	45
Tableau IV.5 : calcul du débit total de chaque sous bassin. ....	46
Tableau V.1 : Dimensionnement des tronçons.....	52
Tableau V.2 : Collecteur principale R5-R83.....	56
Tableau V.3 : Collecteur principale R83-DO.....	57
Tableau VI.1 : Dimensionnement de déversoir d'orage.....	69
Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif.....	83

## **Liste des Planches :**

Planche N°01 : Plan de masse de la zone d'étude LA PARTIE BASSE DE LA MARINA MARSAT EL HADJEDJ.

Planche N°02 : Plan de masse de la zone d'étude LA PARTIE BASSE DE LA MARINA MARSAT EL HADJEDJ avec réseau projeté.

Planche N°03 : Profil en Long de la conduite principale R5-R83.

Planche N°04 : Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout.

# **Introduction générale**

## Introduction générale :

On observe depuis quelques années une urbanisation croissante et une densification spatiale importante ; et les infrastructures d'assainissement sont malheureusement très insuffisantes et très peu développées induisant des maladies diverses liées à la vie dans un environnement insalubre. C'est pourquoi L'assainissement en milieu urbain et rural est sans doute indispensable à un épanouissement, et surtout primordiale pour la protection de l'hygiène du milieu environnant et il représente un enjeu majeur tant pour la santé publique que pour l'environnement.

L'assainissement a pour objet l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales par des dispositifs compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement, il est règlementé dans le code de la santé publique et dans le code général des collectivités territoriales, puisque ce sont en premier chef notre santé et les communes qui sont concernées.

L'absence d'assainissement d'eau usée et pluvial au niveau de la Marina posait un réel problème de santé, avec des risques d'apparitions de maladies à transmission hydrique et pollution de l'environnement.

L'objectif de ce travail est le dimensionnement de réseau d'assainissement de **la partie basse de la marina MARSAT EL HADJEDJ** qui consiste à assurer l'évacuation des eaux usées vers le milieu naturel ainsi que le dimensionnement des accessoires formants ce réseau. A cet effet notre mémoire sera structuré comme suite :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

Chapitre II : Etude hydrologique.

Chapitre III : Eléments de base.

Chapitre IV : Estimation des débits usée et pluvial.

Chapitre V : Dimensionnement d'un réseau d'assainissement.

Chapitre VI : Eléments constitutifs d'un réseau d'égout.

Chapitre VII : Organisation de chantier.

# **Chapitre I :**

## **Présentation de la zone d'étude**



## Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

### I.1 Introduction :

Avant tout projet d'assainissement une présentation de la zone d'étude est nécessaire, pour pouvoir comprendre ainsi ses différentes caractéristiques telles que la topographie, la géographie du terrain qu'on aura à faire face et les caractéristiques climatologiques qui dominant dans la région d'étude. Et ce présent chapitre résume ces différentes données.

### I.2 Les données naturelles du site :

#### I.2.1 Situation géographique et topographique :



Figure I.1 : plan de situation – Google maps

**MARSAT HADJADJ** chef-lieu de commune est située à l'est à une trentaine de kilomètres du chef-lieu de wilaya « **ORAN** » et neuf kilomètres du chef-lieu de Daïra **BETHIOUA**.

La zone d'étude « El Marina 4em partie » se trouve à l'Est de **MARSAT HADJADJ** et au Sud d'El Marina à proximité de la mer.

La zone d'étude s'étend approximativement sur une quinzaine d'hectare. La partie nord est de pente moyenne 2 à 3 % par contre sa partie sud –est extrêmement plate de pente inférieure à 1/1000

**I.2.2 Situation climatique :****a. Climat :**

Le climat de la région est semi-aride sec et chaud.

**b. Température :**

L'étude de la température est primordiale pour le choix judicieux des matériaux et l'organisation spatiale l'implantation et la forme de l'enveloppe des constructions.

**Tableau I.1 : la Température max et min dans la région (2008-2018)**

mois	jan	fev	mar	avr	mai	juin	juil	aou	sep	oct	nov	dec
T°c min	6.1	7.2	8.3	11.1	13.9	17.2	20.6	21.1	18.3	15.0	8.9	6.1
T°c max	17.2	17.8	20.00	22.2	25.0	28.3	31.1	31.7	30.0	27.2	21.1	17.8

ANRH-Oran

- Le maximum de température est atteint en Août (31.7°C).
- Le minimum se situe en janvier (6.1°C).

**c. Pluviométrie :****Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle en (mm) (2008-2018)**

mois	jan	fév	mar	avr	mai	juin	juil	aou	sep	oct	nov	dec
Pm(mm)	48.26	45.72	43.18	43.18	30.48	7.62	2.54	2.54	12.7	30.48	43.18	60.96

ANRH-Oran

A partir du tableau précédent on déduit que :

- Le mois le plus pluvieux est celui de décembre avec une précipitation moyenne de 60.96mm.

- Les mois sec sont ceux de Juin, juillet et aout et septembre avec une précipitation moyenne de 7.62, 2.54, 2.54 et 12.7mm.

- La période pluviale s'étale du mois d'Octobre jusqu'au mois de Mai avec une précipitation moyenne mensuelle de 345.44mm.

**I.3 Situation démographique :**

Dans toutes les études d'assainissement et de la planification, et afin de déterminer les perspectives à court, moyen, voir à long terme, on fixe un taux d'accroissement pour la région d'étude.

Pour l'estimation du nombre d'habitants pour différents horizons, on se réfère à la loi des accroissements géométriques donnés par la relation suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \tau)^n \dots\dots\dots \mathbf{I.1}$$

$P_n$  : population projetée à l'horizon donné ;

$P_0$  : Population à l'année de référence ;

$n$  : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

$\tau$  : taux d'accroissement ( $\tau = 3\%$ ).

Les valeurs ainsi calculées sont consignées dans le tableau suivant :

**Tableau I.3 : Estimation du nombre d'habitants pour horizon 2050**

Année	2008	T	2020	$\tau$	2050	$\tau$
Population	9224	3%	13153	3%	31926	3%

Référence PDAU URBOR - Mostaganem - année 2008 –Phase II

**Répartition de la population par zone d'étude :**

- MARSAT HADJADJ partie haute y compris MEDABRA : 80% soit 25541 habitants
- MARSAT HADJADJ partie basse 20% soit 6385 habitants dont :
  - Partie basse Marina et autre non concernée par l'étude mais dont le débit des eaux usées sera rejeté dans le réseau projeté de la zone Sud est : 4000 habitants

- La Marina partielle – 4em partie (zone d'étude de réseau) : 2385 habitants

### **I.4. Situation socio-économique de la zone d'étude :**

- Zone touristique
- Hôtellerie n'est pas développée mais la location de maison pendant la saison estivale est importante.
- Zone économiquement active pendant la saison estivale
- Pêche insignifiante
- Un centre important de thalassothérapie en cours de construction.

### **I.5. Urbanisation et routes :**

- Les maisons sont en majorité de construction de type bas plus ou moins récente.
- Les ruelles sont plus ou moins larges.

### **I.6. Situation de l'assainissement :**

- Il n'existe, aucun réseau d'assainissement,
- Certaines maisons sont dépourvues de fosses septiques.
- Les eaux de lavages ruissellent dans la nature
- Certaines fosses utilisées pour les eaux vannes débordent.

### **I.7. Situation de l'AEP :**

- La zone concernée est alimentée par réseau d'AEP.
- L'AEP est assurée convenablement par La SEOR entreprise de gestion d'eau.
- Dotation est 200 l/j/hab.
- La zone d'étude 'la partie basse Marina MARSAT HADJEDJ' est doté par le réservoir de 500 m<sup>3</sup> qui alimente par le réservoir ARRABBA de capacité 50000 m<sup>3</sup>.

### **I.8. Conclusion :**

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue topographie, démographie ainsi que la situation climatique et hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

# **Chapitre II :**

# **Etude hydrologique**

**Chapitre II : Etude hydrologique****II.1. Introduction :**

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. Il s'agit de déterminer l'intensité moyenne maximale des pluies.

**II.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. 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. [4]

**II.3. Période de retour :**

Une période de retour c'est le temps qu'une averse d'une intensité donnée met 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 d'une période de retour de 10 ans est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un côté, et que la durée de vie de la plu part des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable. [4]

**II.4. 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 :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots \text{II.1}$$

**Avec :**  $i_m$  : intensité moyenne en mm/h.

$\Delta h$  : hauteur de pluie tombée pendant la durée  $\Delta t$ .

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. [4]

## **II.5. Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :**

### **II.5.1. Analyse des données statistiques :**

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.

La série des pluies maximales journalières enregistrées à la station pluviométrique 60457 a été choisie comme étant la plus représentative des pluies maximales journalières pouvant se produire dans la région de notre étude et ceux pour deux raisons :

- La station ne se trouve pas très loin de notre zone d'étude et est sous un même climat.
- La station a presque la même élévation que le site de l'étude en question. [8]

Tableau II.1 : La série pluviométrique de 1980 à 2004.

année	sep	oct	nov	déc	jan	fév	ma	av	mai	juin	juin	aout	pj max
1980	3,2	4,5	1,6	40,1	21,9	13,8	37,5	26,4	7,9	0	0	0	40,1
1981	1,1	6,1	0	8,8	47,1	27,1	13,9	8	38,8	8,9	0,5	0,4	47,1
1982	2,7	47,8	20,6	20,6	4,8	14,4	3,4	9,7	5	0,2	0	0,3	47,8
1983	0	0,8	66,3	20,3	0	25,7	5,1	0,4	0,9	0	0	13,3	66,3
1984	3,8	5	176,3	23	28,4	16,2	23,6	3,5	13	0,4	0	0	176,3
1985	4,5	44,4	12,5	45,4	4,8	2,9	13,7	19,4	22,8	1,2	0	0	45,4
1986	47,5	6,4	14,9	21,1	29,6	21,5	24,2	5,3	2,4	4,7	0,7	0	47,5
1987	3,8	13,7	14,3	14,1	23,7	15,9	2,7	1,1	8,6	3,2	9,4	1,6	23,7
1988	5	7,9	18,3	5,5	23,8	15,3	4,9	18,5	66,1	1,2	0	1,2	66,1
1989	6,4	3,6	5,6	29,6	5,5	10,2	47,5	6,1	1,2	0,9	1,1	4,6	47,5
1990	4	11,7	12,7	12,7	48	0	0	30	6,8	0	2,4	0	48
1991	4,3	17,5	32,4	3,8	8,8	10,8	43,7	2,2	9,8	2	1,2	0,4	43,7
1992	1,5	1,9	22,7	8,4	14,2	27,6	17,3	2,7	25	17,4	4,6	0,3	27,6
1993	2,8	32	23	4,5	0	51,4	9,5	15,4	13,6	3,7	0	2,4	51,4
1994	10,6	10,6	16	1,6	24,4	17	1	17,3	7,3	0	0,4	0	24,4
1995	19,2	4,4	26	19,3	19,2	20,7	14,3	6,2	0,3	1,2	5,7	1,2	26
1996	19,4	15,7	2,4	12,9	55,7	17,1	9,5	25,3	10,5	0	5	0,4	55,7
1997	9,8	28,6	20,2	20,4	35,3	4,2	0	42,5	11,9	0,9	1,7	3,7	42,5
1998	3,6	5,1	13,2	44,8	16,2	9	3,9	13,5	18,9	0	1,4	3,4	44,8
1999	18,4	10,9	28,8	18	29	24,1	41,7	4,5	3	0,9	0,4	12	41,7
2000	62,7	35,7	63,1	1,5	2,8	0	8,3	7,8	16,4	0,5	0	0,1	63,1
2001	3,7	9,9	112,1	20,5	11,4	59,1	1,7	60,9	17,4	1,1	0	0,1	112,1
2002	0,5	24,5	21,2	3,5	4,6	0	17	20,4	30,1	1	0,7	9,1	30,1
2003	0	14,2	21,9	32,3	13,6	11,7	5,7	26,2	5,6	0,6	0	0	32,3
2004	4,5	20,5	73,7	57,2	16,9	14,5	5	4,8	24,2	9,6	0	1	73,7

Source :( l'ONM de Mostaganem station 60457 (code ONM).

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau : (N=25).

Tableau II.2 : Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau : (N=25).

Caractéristiques	Formules	Valeurs
la moyenne des Pjmax en (mm)	$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{N}$	52,996
L'écart type « $\sigma_x$ » ; Pour N ≤ 30 ans	$= \left[ \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{N - 1}} \right]$	31,853



Coefficient de variation « Cv »	$Cv = \frac{\sigma_{P_{max, j}}}{P_{max, j}}$	0,6011
L'exposant climatique b :	/	b= 0.38

**II.5.2. Choix de la loi d'ajustement :**

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les Conditions homogénéité-stationnarité sont réunies.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet d'accepter ou non la loi.

En Assainissement les deux lois généralement utilisées sont :

Loi de GALTON ou loi log NORMALE.

Loi de GUMBEL.

**II.5.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON :**

La fonction de la loi de Galton est :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots II.2$$

F(x) : fréquence au non dépassement.

la droite de Galton :  $\ln X = \overline{\ln X} + u \sigma_{\ln X}$

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \dots\dots\dots II.3$$

**a- Manuellement :**

- b- Calcul des caractéristiques empirique de la série transformée  $\overline{\ln X}$  et  $\sigma_{\ln X}$
- ❖  $\overline{\ln X} = 3.85$
- ❖  $\sigma_{\ln X} = 0.46$
- c- Détermination de la droite de Galton :  $\ln X = \overline{\ln X} + u \sigma_{\ln X}$

- ❖  $\ln X = 3.85 + u \cdot 0.46$
- ❖ Pour une fréquence  $F=0.9$  on a  $u=1.28$

d- Détermination de la valeur extrême  $X_{10\%}$

$$P_{\max j 10\%} = 84.67 \text{ mm}$$

**b- Par logiciel d'HYFRAN :**

Lancement du logiciel HYFRAN

- Sélectionner le type de variable, la définition de la période de retour et la formule de probabilité empirique (formule de HAZEN) ;
- Insérer les données et les trier par ordre décroissant.
- Faire l'ajustement par la loi GALTON (log normal).
- Tirer les résultats et le graphe.

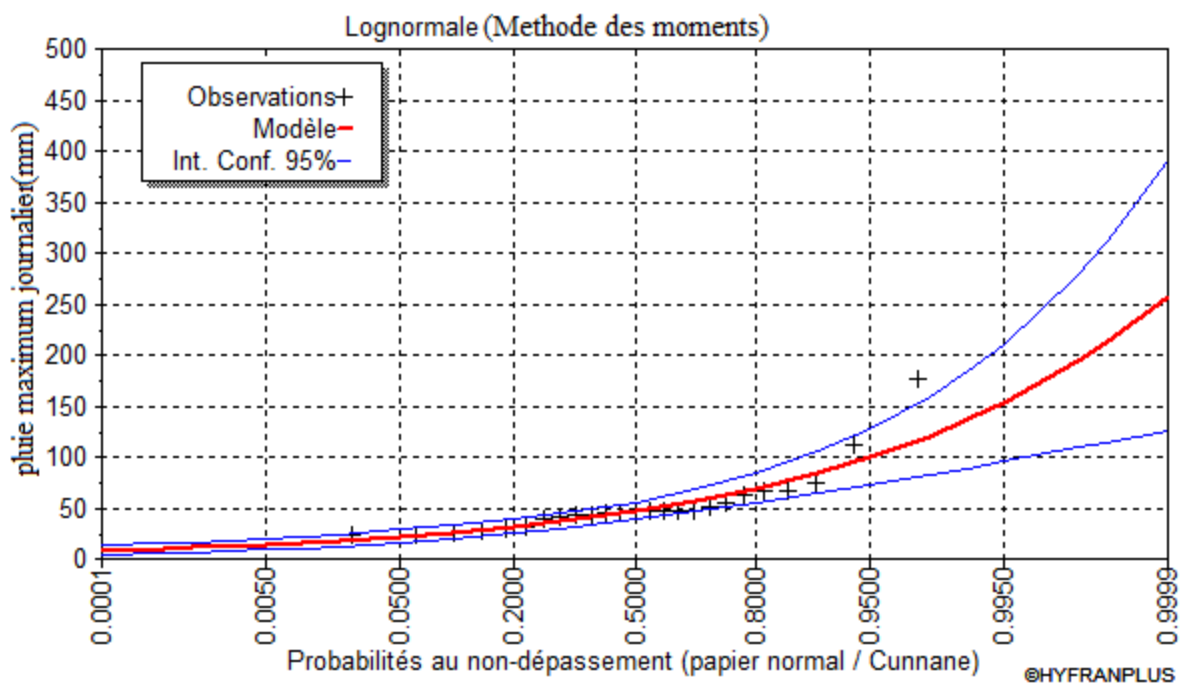


Figure II.1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi Log normale

Tableau II.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normale.

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
20.0	0.9500	100	14.2	72.3 - 128
<b>10.0</b>	<b>0.9000</b>	<b>84.8</b>	<b>10.5</b>	<b>64.1 - 105</b>
5.0	0.8000	69.3	7.40	54.8 - 83.8
3.0	0.6667	57.5	5.49	46.7 - 68.2
2.0	0.5000	47.2	4.31	38.8 - 55.7

**II.5.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :**

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots \text{II.4}$$

La variable réduite de GUMBEL :  $Y = \alpha(X - X_0)$

L'équation de la droite de GUMBEL est  $x = (1/\alpha) y + x_0$ .

**a- Manuellement :**

La loi de GUMBEL a une fonction de répartition de la forme suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Avec  $y = a(X - X_0)$

X : précipitation maximale journalière en (mm) qui correspond à une fréquence F(X)

X<sub>0</sub> : paramètre de position en (mm)

Y : variable réduite de "GUMBEL"

Pour ajuster notre série pluviométrique à la loi de GUMBEL, on doit suivre les étapes suivantes :

- a.** Classifier les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre (rang).
- b.** Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :  $F(x) = m - 0.5 n$

Avec :

n : la taille de la série

m : numéro d'ordre

c. Calculer la variable réduite de "GUMBEL" par la formule :

$$Y = -\ln(-\ln F(x))$$

❖ Les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL tel que :

$$\bar{X} = (1/\alpha) \bar{Y} + X_0$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.78 \times \sigma_x = 24.84$$

$$\bar{Y} : \text{Moyenne de la variable réduite de GUMBEL} : \bar{Y} = \frac{\sum Y}{n} = 0.57$$

$$X_0 = \bar{X} - (1/\alpha) \bar{Y} = 22.84 \text{ mm}$$

Donc la droite de GUMBEL devient :  $X = 24.84Y + 22.84$

D'où :  $P_{\max j} = 24.84Y + 22.84$

La variable réduite est égale à :  $Y = -\ln(-\ln F(90\%)) = 2.23$

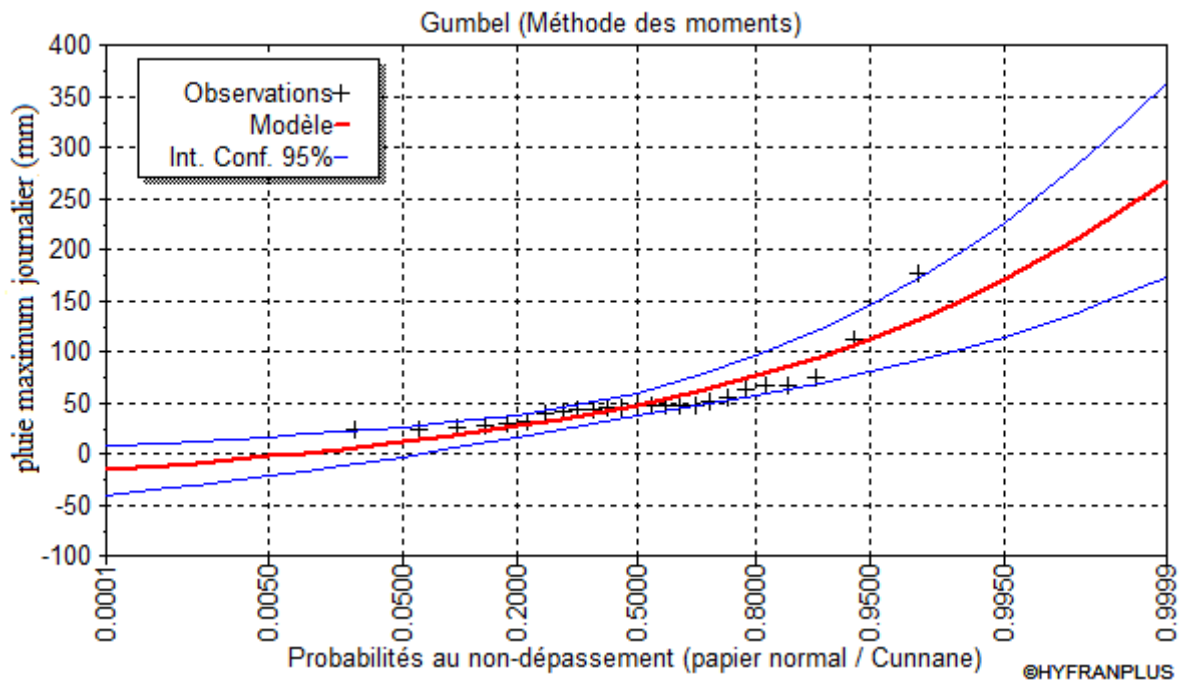
$$\mathbf{P_{\max j 10\%} = 78.2 \text{ mm}}$$

**Tableau II.4 : Variables de GUMBEL**

<b>Rang</b>	<b>Pj(max)</b>	<b>Fréquence</b>	<b>Y</b>
1	23.7	0.012820513	-1.4717169
2	24.4	0.038461538	-1.1811431
3	26	0.064102564	-1.010608
4	27.6	0.08974359	-0.8799581
5	30.1	0.115384615	-0.7698694
6	32.3	0.141025641	-0.672339
7	40.1	0.166666667	-0.5831981
8	41.7	0.192307692	-0.499962
9	42.5	0.217948718	-0.4210074
10	43.7	0.243589744	-0.3451982
11	44.8	0.269230769	-0.2716947
12	45.4	0.294871795	-0.1998459
13	47.1	0.320512821	-0.1291256
14	47.5	0.346153846	-0.0590912
15	47.5	0.371794872	0.01064344
16	47.8	0.397435897	0.08042769
17	48	0.423076923	0.15058889
18	51.4	0.448717949	0.22144404
19	55.7	0.474358974	0.29330999
20	63.1	0.5	0.36651292
21	66.1	0.525641026	0.44139789
22	66.3	0.551282051	0.51833926
23	73.7	0.576923077	0.59775276
24	112.1	0.602564103	0.68011008
25	176.3	0.628205128	0.76595763

**b- Par logiciel HYFRAN :**

En suivant la même procédure utilisée pour la loi de GALTON, on obtient :



**Figure II.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

**Tableau II.5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL**

T	Q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
20.0	0.9500	112	16.8	79.5 – 145
<b>10.0</b>	<b>0.9000</b>	<b>94.6</b>	<b>13.3</b>	<b>68.5 – 121</b>
5.0	0.8000	75.9	9.85	56.6 - 95.2
3.0	0.6667	61.1	7.43	46.5 - 75.6
2.0	0.5000	47.8	5.85	36.3 - 59.2
1.4286	0.3000	34.1	5.37	23.5 - 44.6

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation ; nous utilisons la formule de MONTANARI

$$I_{D(10ans)} = \frac{P_{maxj}}{24} \times \left(\frac{D}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots \mathbf{II.5}$$

- $I_{0.25}$  (10ans) : Intensité moyenne de précipitation pour une averse (10 min/10 ans) ;
- $P_{maxj}$  (10ans) : précipitation max pour une journée de fréquence donnée ;
- D : Durée de l'averse en heures (D = 0.16h) ;

- b : Exposant climatique de la région (b=0.38 ANRH-Oran)

**1- GUMBEL :**

**a. Manuelle :**

$$I_{0.16(10\text{ans})} = 54.56 \text{ mm/h}$$

**b. HYFRAN :**

$$I_{0.16(10\text{ans})} = 54.56 \text{ mm/h}$$

**2- GALTON :**

**a. Manuelle :**

$$I_{0.16(10\text{ans})} = 50.41 \text{ mm/h}$$

**b. HYFRAN :**

$$I_{0.16(10\text{ans})} = 59.86 \text{ mm/h}$$

**Tableau II.6 : Les résultats de test d'adéquation**

Loi	Nombre de degrés de liberté	Khi 2 calculé	Khi 2 théorique
GUMBEL	4	10.57	11.14
GALTON	4	8.3	9.49

Khi 2 calculé < Khi 2 théorique et la probabilité de la loi de GALTON est supérieure à la probabilité de la loi de GUMBEL. Donc l'ajustement à la loi de GALTON est le plus convenable.

**II.6. Conclusion :**

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. Nous observons qu'après l'analyse des deux lois d'ajustement que la loi de GUMBEL ne s'ajuste pas contrairement à celle de GALTON, c'est pour cela que nous prenons la valeur obtenue par cette dernière loi, et nous déterminerons l'intensité pluviale qui s'avère être le débit spécifique nécessaire au dimensionnement de notre réseau d'assainissement.

$$I_{0.25(10\text{ans})} = 59.86 \text{ mm/h}$$

D'où le débit spécifique est :

$$qs = \frac{59.86 * 10000}{3600} = 166.4$$

**Donc :**

$$\mathbf{qs = 167 \text{ l/s/ha}}$$



# **Chapitre III :**

## **Calcul de base**

**Chapitre III : calcul de base****III.1. Introduction :**

Quel que soit la nature, un réseau d'assainissement projeté au niveau d'une zone rurale ou urbaine, doit répondre à deux catégories de précipitation, à savoir, assurer :

- Le transit vers l'épuration des eaux et le cas échéant, des eaux résiduaires industrielles
- L'évacuation des eaux pluviales, de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation dans les points bas après les averses.

Dans ce contexte, un dimensionnement d'un réseau d'assainissement est indispensable, d'où on trouve, le calcul de base du réseau, le schéma de réseau, le nombre de sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

**III.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :****III.2.1. Définition :**

Le bassin est un secteur géographique, limité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement.

**III.2.2. Choix de la limite des sous bassins :**

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires, considéré comme limites :

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

### III.3. Systèmes d'assainissement :

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on a divers systèmes d'évacuation qui se présentent :

1. système unitaire ;
2. système séparatif ;
3. système pseudo séparatif.
4. les systèmes non collectifs ;
5. les systèmes non gravitaires ;

#### III.3.1. Système unitaire :

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement. [1]

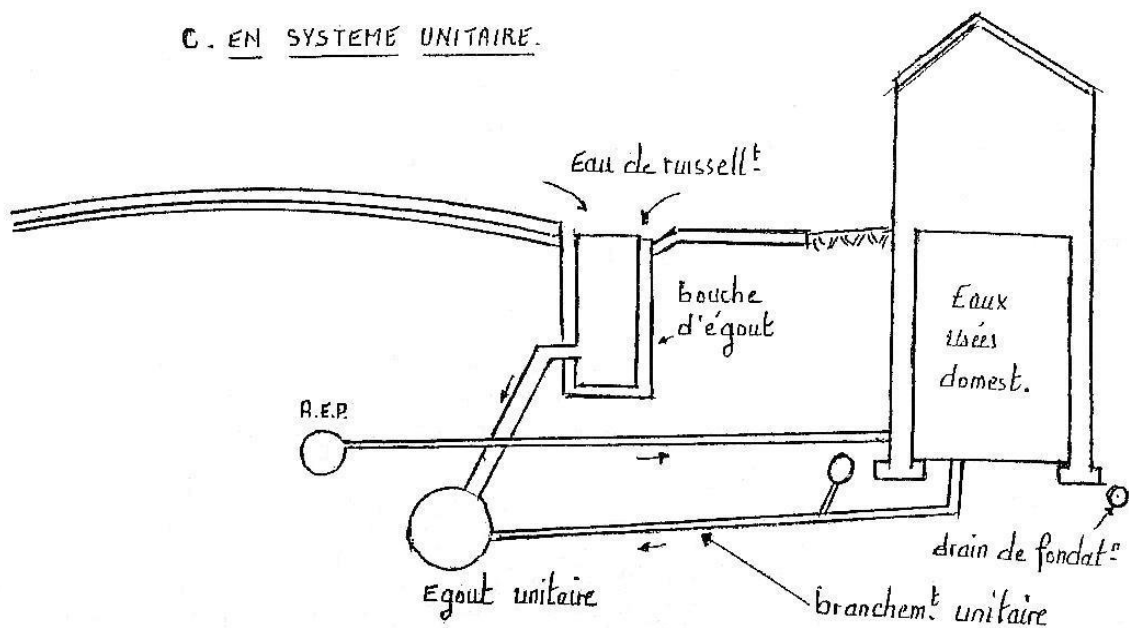


Figure III.1: Système unitaire (source : www.google.com)

#### III.3.2. Système séparatif :

Ce système comprend deux réseaux :

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

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

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à l'aval de l'agglomération. Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales qui sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiels. [01]

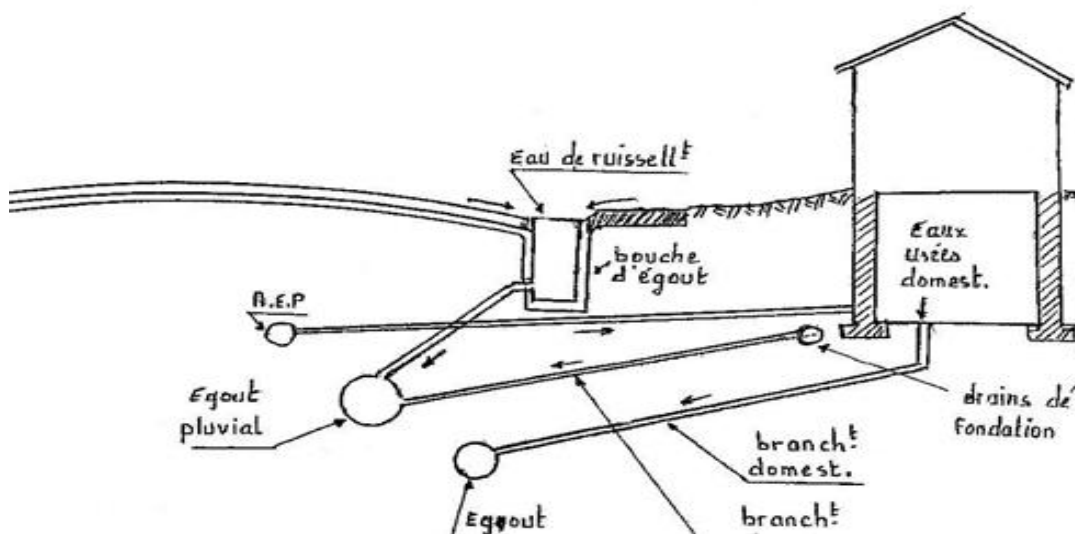


Figure III.2 : Système séparatif (source : www.google.com)

### III.3.3. Système pseudo séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties : l'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature L'autre provenant des toitures et des cours sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble. [1]

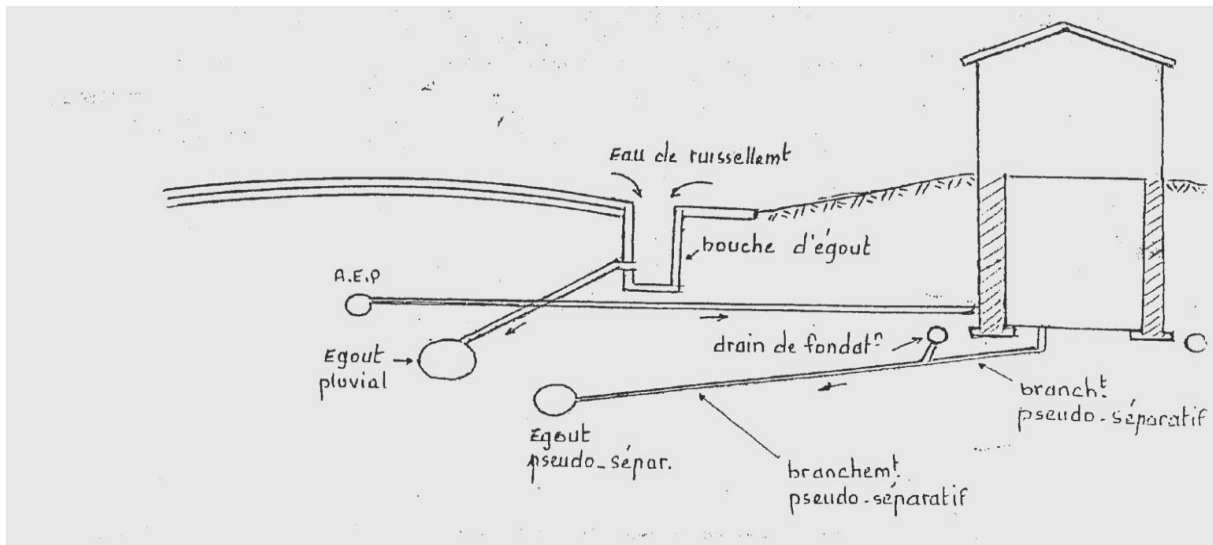


Figure III.3 : Système pseudo séparatif. (source : www.google.com)

### III.3.4. Les systèmes non collectifs :

Ils sont proposés lorsque la faible densité de l'habitat rend trop coûteuse la mise en place de réseaux publics. (Figure III.4).

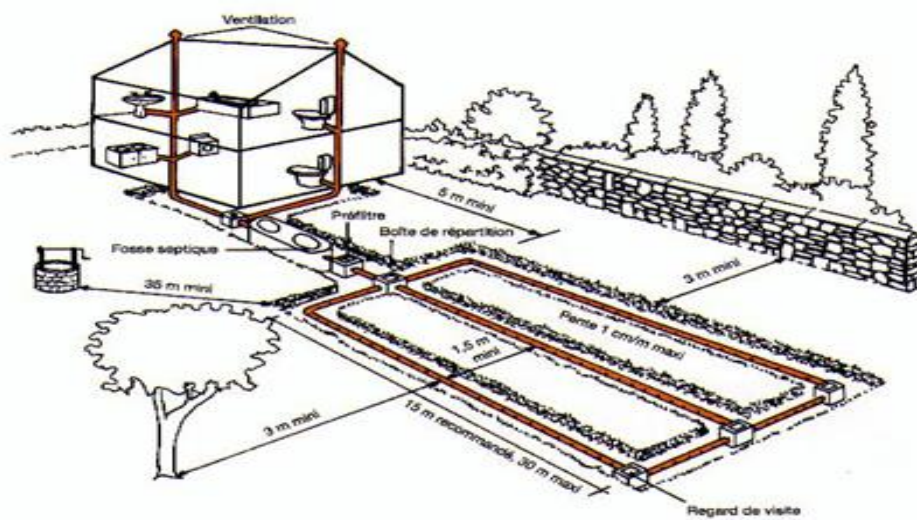


Figure III.4 : Système non collectif. (source : www.google.com)

### III.3.5. Les systèmes non gravitaires :

Que l'on appelle court transfert forcé mis en œuvre chaque fois que la topographie l'exige.

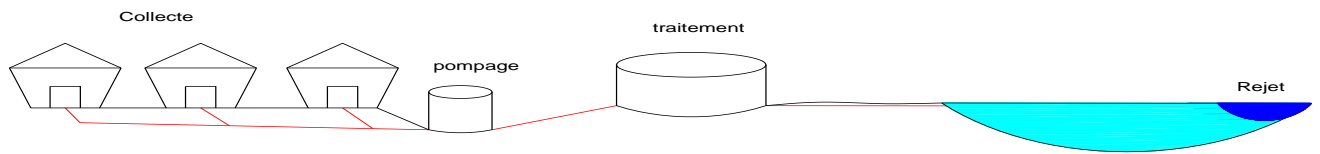


Figure III.5 : Système non gravitaire (source : www.google.com)

**Remarque :**

Il est permis d’imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l’effluent s’écoule généralement, mais qui peut dans certaines sections, se comporter en écoulement forcé.

**Tableau III.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes**

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Milieu récepteur éloigné des points de collecte</li> <li>- Topographie à faible relief</li> <li>- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Conception simple</li> <li>- Encombrement réduit du sous-sol</li> <li>- À priori économique</li> <li>- pas de risque d'inversion de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Débit à la STEP très variable</li> <li>- La dilution des eaux usées est variable</li> <li>- Apport de sable important à la station d'épuration ;</li> <li>- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien régulier des déversoirs D'orage et des bassins de stockage</li> <li>- Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.</li> </ul>

Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> <li>- petites et moyennes agglomérations ;</li> <li>- extension des villes ;</li> <li>- faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- diminution des sections des collecteurs</li> <li>- exploitation plus facile de la STEP</li> <li>- meilleure nature préservée</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Encombrement important du sous-sol</li> <li>- coût d'investissement élevé</li> <li>- Risque important d'erreur de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Surveillance accrue des branchements</li> <li>- entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)</li> </ul>
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> <li>- petits et moyennes agglomération.</li> <li>- présence d'un milieu récepteur proche.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le problème des faux branchements est éliminé.</li> <li>- Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en dehors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre Dimension</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ;</li> <li>- Surveillance accrue des branchements.</li> </ul>

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B. SALAH, 2014)

### III.4. Choix entre les systèmes d'assainissement :

Généralement ; le choix entre les systèmes d'assainissement résulte :

- de la topographie locale, du régime de précipitation atmosphérique, la nature du terrain, la durée de temps sec précédant le ruissellement, le tracé du réseau de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilisation des sols, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

- Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir autoépuration du milieu est limité.

- De l'économie, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration).

- Urbanistiques (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux, et industriels, etc....) ; généralement ; les annexes de pose fixent le périmètre de chaque système d'assainissement ;

- Politiques (acceptation ou refus de la transformation du système d'assainissement en autre par exemple : système unitaire ou séparatif) ;
- Environnementales, qui interdiront par fois de recourir à un équipement unitaire si le milieu récepteur ne permet pas le rejet de surverses d'orage.
- D'exploitation tenant, par exemple : à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain. Cette raison pourra amener à utiliser un système d'assainissement relativement coûteux, voire des dispositifs spéciaux pour faciliter l'écoulement (pompage),
- De réduction des débits de pointe des eaux pluviales.
- De la sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome. Ce qui limite économiquement la profondeur des tranchées.
- De proximité des réseaux voisins et de leurs positions en profondeur (conduites d'eaux potable, canalisation de gaz, câbles électriques ou téléphoniques, etc.).

### **III.5. Les schémas d'évacuation :**

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très divers selon le système choisi et les contraintes, leur schéma plus proche le plus souvent de l'un des cinq suivants :

#### **III.5.1. Le schéma perpendiculaire :**

Au cours d'eau Avec ses multiples découchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses 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.

#### **III.5.2. Le schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral :**

Il est le plus simple par rapport au système qui reportent, le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge, mais avec dispositif, on trouve souvent le problème, si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de pente.



**III.5.3. Le schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique :**

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux. Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent.

**III.5.4. Le schéma par zones étagées ou par intercepteur :**

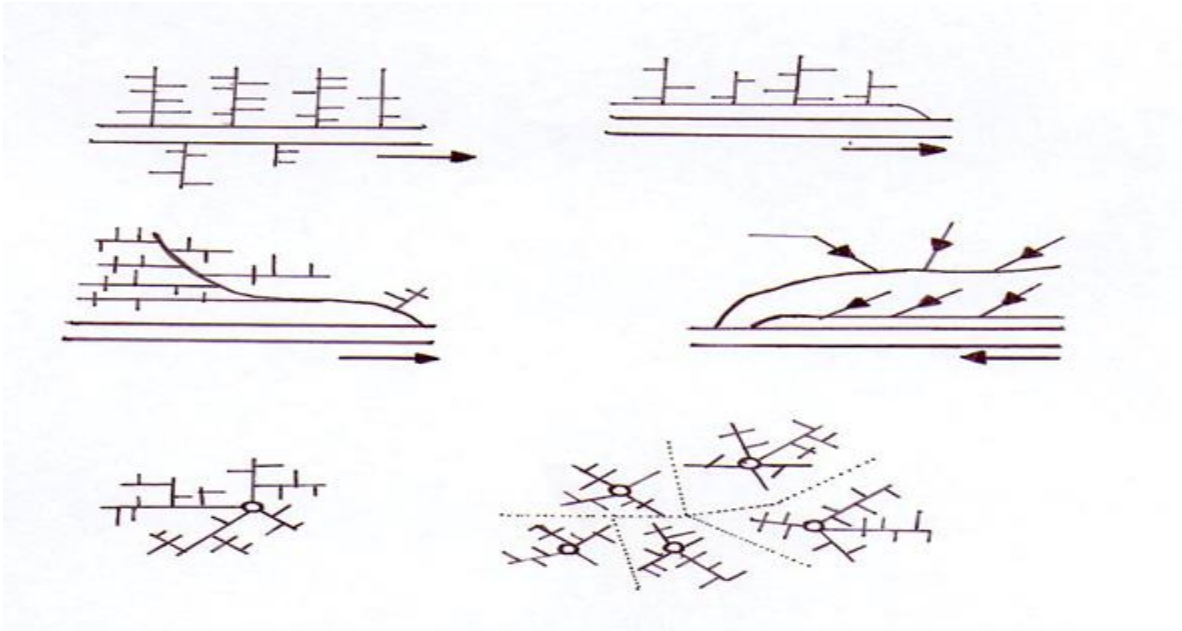
Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou obliques dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs, qui sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouvent alors soulagés des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant pouvant être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une restructuration, que l'on appelle intercepteurs, sont ou contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte.

**III.5.5. Le schéma à centre collecteur unique et schéma radial :**

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, ou l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transports à distance. Ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates : Il permet de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations.

**Remarque :**

Les collecteurs principaux et secondaires assurant l'évacuation rapide des effluents urbains se situent naturellement sous les voies publiques. Ils suivent donc l'ensemble des rues qu'ils desservent, c'est pourquoi les réseaux d'assainissement appartiennent le plus généralement au type dit « ramifié », un certain nombre de branchements pouvant se terminer en impasse. En variante du schéma de réseau, on peut concevoir un réseau d'assainissement du type « maillé » semblable à celui que l'on adapté dans tous les réseaux d'eau potable. En effet, ce réseau maillé permet, dans certaines zones urbaines, d'obtenir de meilleures conditions d'écoulement, d'auto curage et de stockage aux époques de fortes pluies.



**Figure III.6 : Schémas types de réseaux.** (source : [www.google.com](http://www.google.com))

A- Schéma perpendiculaire

B- Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral ;

C- Schéma à collecteur transversal ou oblique ;

D- Schéma par zone étagée ou par interception ;

E- Schéma radial unique ;

F- Schéma radial par zone.

### III.5.6 choix du schéma d'évacuation :

Le tracé du réseau dépend de plusieurs paramètres, dont les principaux sont les suivantes :

- La topographie du terrain ;
- La répartition des habitants à travers la zone urbaine ;
- L'emplacement de la station d'épuration si elle existe ;
- L'implantation des canalisations dans le domaine public ;
- Les conditions de rejet ;

### III.6. Principes du tracé des collecteurs :

1. Les collecteurs de rues doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation.
2. Les contre inclinaisons sont à éviter, si possible.

3. Les égouts collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans de grandes rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pour quoi dans les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont mieux adapter.
4. Lors de choix de la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants :

### **III.7. Evaluation de coefficient de ruissellement :**

Le coefficient de ruissellement C'est à déterminer par le plus grand débit  $Q_r$  (l/s) instantané et la plus forte précipitation  $P$  (l/s. ha) dans le bassin d'apport  $S$  (ha) est désigné comme coefficient de ruissellement maximal :

$$C = \frac{\text{débit}}{\text{précipitation}} = \frac{Q(l/s)}{P(l/s.ha) \times S(ha)} \dots\dots\dots \text{III.1}$$

La grandeur du coefficient de ruissellement varie entre 0.05-1 et dépend de :

L'inclinaison, du genre et de densité de la surface à drainer (terre limoneuse avec ou sans végétation, sable, rochers) à cela s'ajoutent :

- l'humidité de l'air ;
- la température ;
- la vitesse et la direction du vent ;
- La gelée ;
- L'orientation de la pluie ;
- L'humidité de la surface ;
- La capacité de la surface de retenue d'eau ;
- La durée des pluies ;
- La densité de la population ;
- Le mode d'occupation du sol ;

Donc pour déterminer le coefficient de ruissellement on prend tous ces facteurs en considération pour pouvoir déterminer le coefficient de ruissellement dans la pratique, car une

mauvaise estimation de ce dernier conduit à un sur ou sous dimensionnement des eaux pluviales.

**III.7.1. Coefficient de ruissellement pondéré :**

Ne perdons pas de vue que l’influence de **C** sur les débits est plus importante que les autres paramètres. Si on a appréhendé correctement l’aire **S**, il n’est pas de même du coefficient **C** : les coefficients **C** peuvent faire les débits du simple au double surtout pour des espaces libres constitués de sols plus ou moins perméables.

Dans de tels cas, on calculera un coefficient **C** pondéré en découpant le bassin en zones plus ou moins homogènes, si **Si** et **Ci** désignent respectivement l’aire et le coefficient volumétrique de ruissellement de la nième zone, on obtient :

$$C_{rp} = \frac{C_1S_1 + C_2S_2 + \dots + C_nS_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_iS_i}{\sum_{i=1}^n S_i} = 0.52 \dots \dots \dots \text{III.2}$$

**III.7.2. Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d’urbanisation :**

**Tableau III.2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D’urbanisation**

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

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B. SALAH, 2014)

**III.7.3. Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population :****Tableau III.3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.**

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

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B. SALAH, 2014)

**III.7.4. Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence :****Tableau III.4 : Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.**

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

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B. SALAH, 2014)

**III.7.5. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**

**Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.**

Surface	Coefficient de ruissellement (C <sub>r</sub> )
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.05 – 0.10
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Plat (pente &lt; à 2 %).</li> <li>• Pente moyenne de 2 à 7 %.</li> <li>• Pente abrupte</li> </ul>	0.10 – 0.15
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.15 – 0.20
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Plat (pente &lt; à 2 %).</li> <li>• Pente moyenne de 2 à 7 %.</li> <li>• Pente abrupte</li> </ul>	0.13 – 0.17
Entrée de garage en gravier	0.18 – 0.22
	0.25 – 0.35
	0.15 – 0.30

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B. SALAH, 2014)

**III.8. Calcul de la population de chaque sous bassin :**

A défaut de connaître le nombre exact du nombre d’habitant de chaque sous bassin, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

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

**III.8.1. Calcul de la densité partielle :**

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

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} S}$$

Avec :  $D_i$  : Densité partielle du sous bassin considéré en (hab/ha).

$C_{rp}$  : Coefficient de ruissellement pondéré total.

$C_{ri}$  : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

$P$  : Population globale à l'horizon de calcul.  $A$  : Surface totale de la zone urbanisée en (ha)

**III.8.2. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :**

Le nombre d'habitant de chaque sous bassin est donné par l'expression :

$$P_i = D_i A_i$$

Avec :  $P_i$  : Population partielle du sous bassin considéré.

$A_i$  : Surface partielle du sous bassin considéré (ha)

**Tableau III.5 : Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin**

N° du sous bassin	Aire $A_i$ (ha)	Coeff. de Ruissellement	densité partielle $D_i$	Nombre d'habitants
BV1	1.28	0.5	486.9	626
BV2	0.66	0.5	486.9	321
BV3	0.95	0.5	486.9	462
BV4	1.82	0.55	535.6	976
BV5	8.17	0.6	/	/

**III.9. Conclusion :**

Pour notre zone on a fixé les choix suivants :

- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduit à distinguer 5 sous bassins.
- Schéma par déplacement latéral.

**Chapitre IV :**  
**Estimation des débits d'eaux**  
**usées et pluviales**



### **Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales**

#### **IV.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 la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

#### **IV.2. Evaluation des débits d'eaux usées :**

##### **IV.2.1. Généralités :**

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde dysenterie...). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

##### **IV.2.2. 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 :

- a) Les eaux usées d'origine domestique ;
- b) Les eaux usées d'origine industrielle ;
- c) Les eaux usées du service public ;
- d) Les eaux parasites ; [7]

##### **a. Les usées domestiques :**

Les eaux usées domestiques comprennent les eaux ménagères (lessives ; cuisine, douches...) et les eaux vannes (toilettes, WC...).

##### **b. Les eaux industrielles :**

Sont classées dans les industrielles, tous les rejets correspondant à une utilisation de l'eau autre que domestique et résultant des autres activités industrielles, commerciales, artisanales, ou autres. Leurs caractéristiques sont précisées dans une convention

spéciale, valant autorisation de déversement, lors du raccordement au réseau d'assainissement.

### **Remarque :**

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

### **c. Les eaux usées du service public :**

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques. [7]

### **d. Les eaux parasites :**

Les eaux claires parasites sont l'ensemble des eaux propres de temps sec qui surcharge inutilement le réseau nuisant au bon fonctionnement de la STEP. En absence de valeurs mesurées, on prendra un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha. [1]

### **IV.2.3. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :**

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau. Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit.

#### **1- Evaluation des débits à évacuer :**

Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet. Dans notre cas, on va adopter un coefficient de rejet de l'ordre de 80% ( $K_r=80\%$ ). [7]

#### **2- Evaluation du débit moyen journalier :**

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

$$Q_{\text{moy.j}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \dots \dots \dots \text{IV.1}$$

Avec :

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

## Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

---

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

D : Dotation journalière prise égale à 200 l/j hab.

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

### 3- 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 qui est donné par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_P \cdot Q_{moy} \dots \dots \dots \text{IV.2}$$

Avec :

Q<sub>pte</sub> : Débit de pointe.

K<sub>p</sub> : Coefficient de pointe.

Q<sub>moy</sub> : Débit moyen journalier.

Le coefficient de pointe est le rapport entre le débit maximal et le débit moyen au cours de cette même journée, il peut être estimé de plusieurs manières :

#### a. De façon moyenne :

$$K_p = 24/14 \approx 1.714 \quad \text{ou} \quad K_p = 24/10 \approx 2.4$$

#### b. Relié à la position de la conduite dans le réseau :

K<sub>p</sub> = 3 en tête du réseau ;

K<sub>p</sub> = 2 à proximité de l'exutoire.

#### c. Calculé à partir du débit moyen Q<sub>moy</sub> :

$$K_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si } Q_{moy} \geq 2.8 \text{ l/s} \dots \dots \dots \text{IV.3}$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moy} < 2.8 \text{ l/s}$$

Avec :

$$a = 1.5 \quad \text{et} \quad b = 2.5 ;$$

K<sub>p</sub> : coefficient de pointe ;

Q<sub>moy</sub> : débit moyenne journalière ;

Dans notre étude, l'évaluation du coefficient de pointe est estimée à partir du débit moyen.

## Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

**Tableau IV.1 : Estimation des débits des eaux usées domestique (la saison estivale).**

N SB	Pi (hab)	Dotation (l/j/hab)	Krejet	Qmoy.usée (l/s)	Kp	Qp (l/s)
BV1	626	200	0.8	1.16	3	3.48
BV2	321	200	0.8	0.6	3	1.8
BV3	462	200	0.8	0.86	3	2.58
BV4	976	200	0.8	1.8	3	5.4

**Tableau IV.2 : Estimation des débits des eaux usées du service public (Un centre important de thalassothérapie en cours de construction).**

N° SB	Nombre d'unités(lit)	Dotation(l/j/u)	Qmoy (l/j)	Qmoy (l/s)
BV5	1000	300	300000	3.5

**Tableau IV.3 : Estimation des débits des eaux parasite**

N° SB	Ai (ha)	Q parasite (l/s)
BV1	1.28	0.192
BV2	0.66	0.1
BV3	0.95	0.15
BV4	1.82	0.275
BV5	8.17	1.23

## Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

---

### IV.3. Evaluation des débits des eaux pluviales :

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

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

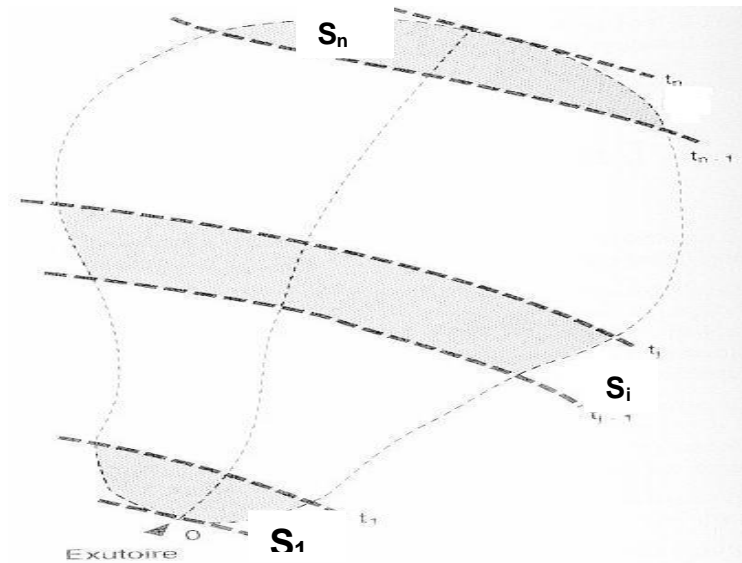
En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; nous considérons deux méthodes, les plus utilisées pour l'évaluation du débit pluvial :

1. La méthode rationnelle.
2. La méthode superficielle. [6]

#### IV.3.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à évaluer, à mesure de l'avancement du calcul, les temps de concentration aux divers points caractéristiques du parcours d'un réseau, toute modification dans la résolution entraîne nécessairement une itération de calcul. De ce point de vue, la méthode rationnelle est une méthode de convergence permettant d'optimiser les résultats.

Dans la pratique, la démarche consiste à estimer les débits produits à l'aval de secteurs élémentaires  $S_1, S_2, \dots, S_n$  délimités par des lignes isochrones de ruissellement (lignes égales de temps de concentration), arrive à l'exutoire au bout d'un temps  $\Delta t$  (respectivement  $2\Delta t, \dots, n\Delta t$ ) [6]



**Figure IV.1 : découpage d'un bassin en secteur.**

Si on considère une averse d'intensité constante  $i$  sur un secteur de superficie  $A$  ayant un coefficient de ruissellement pondéré  $C$ , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = C.i.A \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à un épïcentre et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient  $\alpha$  de répartition de la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épïcentre. On obtiendra alors la relation :

$$Q = C. \alpha.i.A \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

Avec :

$Q$  : Débit d'eau de ruissellement (l / s).

$A$  : Surface de l'aire d'influence (ha).

$C$  : Coefficient de ruissellement.

$i$  : Intensité de précipitation (l / s / ha).

$\alpha$  : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du bassin.

### 1- Hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont les suivantes :

- Le débit de pointe  $Q_p$  est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.
- Les surfaces imperméables sont uniformément réparties sur la totalité du bassin considéré [6]

### 2- Validité De La Méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux. [6]

### 3- Temps de concentration :

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

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Où  $t_1$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \dots (\text{min}) \dots \dots \dots \text{IV.6}$$

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

$t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots (\text{min}) \dots \dots \dots \text{IV.7}$$

## Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

---

Avec :

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

- ❖ Le bassin ne comporte pas de canalisation :  $t_c = t_3$  ;
- ❖ Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation :  $t_c = t_1 + t_3$  ;
- ❖ Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation :  $t_c = t_1 + t_2$ .

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la

relation suivante :  $t_c = 3.98 \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77}$  .....IV.8

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

### IV.3.2. La méthode superficielle (méthode de Caquot) :

Le modèle de Caquot ou la méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle.

D'une manière générale, en faisant intervenir tous les mécanismes de l'écoulement, cette méthode permet de calculer, aux divers points caractéristiques des tronçons, le débit de pointe qui servira à la détermination ultérieure des dimensions hydrauliques des ouvrages évacuateurs. C'est un modèle déterministe de définition du débit de pointe s'appliquant à toute la surface considérée, d'où l'expression de la méthode superficielle de Caquot, mais à la différence de la méthode rationnelle, il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux, à moins d'ajuster les paramètres. [6]

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^u . I^v . C^w . S^u \text{ .....IV.9}$$

Où :

Q (F) : débit pluvial de fréquence f, en (m<sup>3</sup>/s) ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

C : coefficient de ruissellement ;



## Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

S : surface du sous bassins considéré (ha) ;

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

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \dots\dots\dots \text{IV.10}$$

$$v = 0.41 \cdot b(f) \dots\dots\dots \text{IV.11}$$

$$u = 1 + 0.287 \cdot b(f) \dots\dots\dots \text{IV.12}$$

$$w = 0.95 + 0.507 \cdot b(f) \dots\dots\dots \text{IV.13}$$

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

$$I(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)}$$

Où : I(t, f) : intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

### 1- Hypothèse et base de calcul du modèle :

- Le débit de pointe ne peut être observé à l'exutoire que si l'averse à une durée au moins égale au temps de concentration.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne de l'averse au cours du temps de concentration.
- Le débit de pointe de la même période de retour que l'intensité qui le provoque. [1]

### 2- Validité de la méthode superficielle :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sou bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d'allongement "M" doit être compris entre  $0.8 < M < 2$ .
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%. [1]

**Tableau IV.4 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle**

N° sous bassin	Ai (ha)	Cri	Coeff correcteur	Int moy	Qplu (l/s)	Qplu (m3/s)
BV1	1.28	0.5	1	167	106.8	0.1068
BV2	0.66	0.5	1	167	55.11	0.0551

## Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

---

BV3	0.95	0.5	1	167	79.33	0.07933
BV4	1.82	0.55	1	167	170.17	0.16717
BV5	8.17	0.6	1	167	818.63	0.81863

### Remarque :

Vue que l'aire d'étude est petite donc la méthode rationnelle est assez suffisante pour l'évaluation du débit pluvial pour une période de retour de 10 ans.

**Tableau IV.5 : calcul du débit total de chaque sous bassin.**

N° sous bassin	Débit usée m3/s	Débit pluvial m3/s	Débit parasite l/s	Débit total m3/s
BV1	0.00348	0.1068	0.192	0.11
BV2	0.0018	0.0551	0.1	0.058
BV3	0.02433	0.07933	0.15	0.105
BV4	0.0054	0.16717	0.275	0.17
BV5	0.0035	0.81863	1.23	0.825

## Chapitre IV : Estimation des débits d'eaux usées et pluviales

---

Débit de la partie basse « nord -ouest » de la marina à injecter au réseau d'assainissement projeté.

**Q=21.75** l/s Débit à injecter au niveau du regard projeté « R54 » (BV3)

$$Q_{\text{tot}} = 1.267 \text{ m}^3/\text{s}$$

### IV-4. Conclusion:

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures domestique et pluviales tout en partageant notre agglomération en 5 sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé. D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits des eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

**Chapitre V :**  
**Dimensionnement du réseau  
d'assainissement**

### **Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement**

#### **V.1. Introduction :**

La phase qui vient après la détermination des débits c'est bien le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception.

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.

#### **V.2. Conception du réseau d'assainissement :**

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global conçu en fonction de la structure de l'agglomération, l'exutoire, et l'emplacement de la station de relevage ou d'épuration si elles existent.

Les collecteurs sont définis par leur :

- Emplacement (en plan) ;
- Profondeur ;
- Diamètres (intérieur et extérieur) ;
- Pente ;
- Les joints et leur confection.

Les ouvrages spéciaux sont également définis par leur :

- Emplacement (en plan) ;
- Profondeur ;
- Rôles à jouer.

#### **V.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement :**

##### **V.3.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre ; il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

## Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

---

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable, dans les collecteurs est de l'ordre de :

0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.

0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.

-La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

### V.3.2. Mode de calcul :

Dans la section à étudier, le débit à évacuer s'exprime par la relation :

$$Q = V \cdot S_m \dots\dots\dots V.1$$

Avec :

Q : Débit en (m<sup>3</sup>/s).

S<sub>m</sub> : Section mouillée en m<sup>2</sup>.

V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s).

La vitesse se calcule par différentes expressions, on prend l'expression de Manning-Strickler suivante :

$$V = K_s \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots V.2$$

Avec :

R : Le rayon hydraulique défini comme le rapport de la section au périmètre mouillé (m).

K<sub>s</sub> : Coefficient de rugosité (ou de Strickler) à la dimension L<sup>1/3</sup>T<sup>-1</sup>.

I : Pente du collecteur en (m/m).

On va calculer le diamètre avec la relation suivante :

$$D_{cal} = \left( \frac{3.2036 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots\dots\dots V.3$$

Avec : Q<sub>t</sub> = Q<sub>usée</sub> en (m<sup>3</sup>/s)

## Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

---

$Q_{usée}$  : Débit d'eau usée.

Sachant que le débit à pleine section est donné par :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{3.14 * D_{nor}^2}{4} \dots\dots\dots V.4$$

Avec :  $D_{nor}$  : Diamètre normalisé de la conduite (m).

$V_{ps}$  : Vitesse à pleine section (m/s) .

$Q_{ps}$  : Débit à pleine section (m<sup>3</sup>/s).

Le rayon hydraulique pour calculer la vitesse à pleine section est :

$$R = \frac{S}{P} = \frac{D_{nor}}{4} \dots\dots\dots V.5$$

La vitesse à pleine section sera donc :

$$V_{ps} = K_s \left( \frac{D_{nor}}{4} \right)^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots V.6$$

Les différents rapports :

- Les rapports des débits :  $R_q = \frac{Q_t}{Q_{ps}}$
- Les rapports des vitesses :  $R_v = \frac{V_{eco}}{V_{ps}}$
- Les rapports des hauteurs :  $R_h = \frac{H}{D_{nor}}$

Le dimensionnement de tous les collecteurs a été établi à l'aide des abaques attribués à l'annexe ainsi qu'une vérification par la formule de Manning-Strickler.

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

- ✓ 1 ère condition : Vitesse d'écoulement ( $V > 1$  m/s) ;
- ✓ 2 ème condition :  $V_{min} > 0,60$  m/s pour ( $Q_{PS} / 10$ ) ;
- ✓ 3 ème condition :  $V_{min} > 0,30$  m/s pour ( $Q_{PS} / 100$ ).

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

**Tableau V.1 : Dimensionnement des tronçons.**

NSB	Tronc	Dis (m)	I (m/m)	Qusé (l/s)	Qpl (l/s)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	V 1/10	Autocurage
1	R1-R2	28,67	0,023	0,18	5,54	0,006	150	300	2,02	0,143	0,040	0,657	0,131	1,33	1,113	V
1	R2-R3	24,55	0,015	0,32	10,28	0,011	122	300	1,66	0,117	0,090	0,738	0,211	1,22	0,912	V
1	R3-R4	25,58	0,021	0,48	15,22	0,016	133	300	1,93	0,136	0,115	0,695	0,240	1,34	1,059	V
1	R4-R5	16,83	0,026	0,6	18,47	0,019	137	300	2,17	0,153	0,124	0,712	0,249	1,55	1,194	V
1	R6-R7	40,49	0,010	0,26	7,83	0,008	120	300	1,33	0,094	0,086	0,756	0,206	1,4	0,729	V
1	R7-R8	23,47	0,014	0,41	12,37	0,013	134	300	1,55	0,110	0,116	0,850	0,241	1,32	0,854	V
1	R8-R9	26,57	0,035	0,58	17,50	0,018	128	300	2,48	0,176	0,103	0,668	0,226	1,66	1,367	V
1	R9-R10	20,50	0,042	0,71	21,46	0,022	133	300	2,72	0,192	0,115	0,695	0,240	1,89	1,495	V
1	R12-R13	15,09	0,030	0,1	2,92	0,003	67	300	2,33	0,164	0,018	0,344	0,084	1,4	1,279	V
1	R13-R14	21,10	0,027	0,23	7,00	0,007	95	300	2,20	0,156	0,046	0,486	0,143	1,458	1,01	V
1	R14-R11	23,45	0,059	0,38	11,53	0,012	99	300	3,24	0,229	0,052	0,510	0,154	1,65	0,9	V
1	R16-R17	28,34	0,012	0,18	5,48	0,006	101	300	1,44	0,102	0,056	0,752	0,160	1,08	0,793	V
1	R17-R18	28,91	0,012	0,36	11,07	0,011	132	300	1,45	0,103	0,111	0,783	0,236	1,14	0,799	V
1	R18-R19	29,02	0,030	0,55	16,68	0,017	129	300	2,32	0,164	0,105	0,673	0,229	1,56	1,275	V
1	R19-R15	32,47	0,059	0,75	22,96	0,024	128	300	3,24	0,229	0,104	0,670	0,227	2,17	1,781	V
1	R20-R21	34,90	0,012	0,22	6,75	0,007	110	300	1,45	0,102	0,068	0,810	0,180	1,17	0,796	V
1	R21-R22	21,41	0,008	0,36	10,90	0,011	142	300	1,17	0,083	0,136	0,890	0,261	1,04	0,642	V
1	R22-R23	22,99	0,018	0,5	15,34	0,016	138	300	1,77	0,125	0,126	0,860	0,251	1,03	0,776	V
1	R23-R24	39,45	0,064	0,75	22,97	0,024	126	300	3,38	0,239	0,099	0,660	0,222	2,23	1,857	V



## Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

NSB	Tronc	Dis (m)	I (m/m)	Qusé (l/s)	Qpl (l/s)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	V1/10 (m/s)	Autocurage
2	R26-R27	27,69	0,016	0,15	4,5	0,005	88,6	300	1,701	0,12	0,039	0,578	0,128	1,247	0,935	V
2	R27-R28	30,73	0,036	0,32	9,5	0,01	101	300	2,531	0,179	0,055	0,521	0,159	1,319	1,1	V
2	R28-R25	30,41	0,098	0,49	14,44	0,015	97,93	300	4,181	0,296	0,051	0,504	0,151	2,106	1,348	V
2	R30-R31	33,27	0,013	0,185	5,41	0,006	99,67	300	1,495	0,106	0,053	0,754	0,155	1,127	0,822	V
2	R31-R32	25,1	0,026	0,33	9,49	0,01	107,7	300	2,133	0,151	0,065	0,662	0,175	1,412	1,173	V
2	R32-R29	30,79	0,065	0,5	14,5	0,015	105,9	300	3,407	0,241	0,062	0,549	0,171	1,872	1,274	V
2	R34-R35	16,55	0,012	0,1	2,7	0,003	77,3	300	1,474	0,104	0,027	0,84	0,104	1,238	0,81	V
2	R35-R36	13,64	0,017	0,18	4,9	0,005	90,96	300	1,732	0,122	0,041	0,464	0,134	1,354	0,953	V
2	R36-R37	32,99	0,006	0,36	10,26	0,011	147,7	300	0,993	0,07	0,151	0,753	0,273	1,448	0,646	V
2	R37-R38	27,44	0,025	0,51	14,72	0,015	127,5	300	2,112	0,149	0,102	0,666	0,225	1,407	1,162	V
2	R38-R33	27,44	0,057	0,66	19,18	0,02	120,5	300	3,197	0,226	0,088	0,63	0,208	2,015	1,758	V

## Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

NSB	Tronc	Dis (m)	I (m/m)	Qusé (l/s)	Qpl (l/s)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	V1/10 (m/s)	Autocurage
3	R40-R41	26,91	0,022	0,15	4,35	0,005	83	300	1,97	0,139	0,032	0,680	0,115	1,34	1,084	<b>V</b>
3	R41-R42	26,05	0,036	0,29	8,56	0,009	97	300	2,54	0,180	0,049	0,620	0,148	1,58	1,099	<b>V</b>
3	R42-R43	26,08	0,018	0,44	13,89	0,014	132	300	1,81	0,128	0,112	0,688	0,236	1,25	0,997	<b>V</b>
3	R44-R45	21,88	0,017	0,12	3,53	0,004	81	300	1,72	0,122	0,030	0,700	0,110	1,21	0,947	<b>V</b>
3	R45-R46	30,15	0,026	0,29	8,40	0,009	103	300	2,15	0,152	0,057	0,667	0,163	1,43	1,181	<b>V</b>
3	R46-R47	23,99	0,008	0,42	12,27	0,013	149	300	1,16	0,082	0,154	0,757	0,276	1,188	0,641	<b>V</b>
3	R47-R48	23,98	0,052	0,55	16,14	0,017	115	300	3,04	0,215	0,078	0,601	0,194	1,83	1,047	<b>V</b>
3	R49-R50	48,05	0,020	0,26	7,76	0,008	105	300	1,87	0,133	0,061	0,697	0,168	1,31	1,031	<b>V</b>
3	R51-R52	52,7	0,012	0,28	8,51	0,009	119	300	1,47	0,104	0,085	0,680	0,204	1,2	0,808	<b>V</b>
3	R52-R53	48,99	0,030	0,54	16,42	0,017	128	300	2,30	0,163	0,104	0,671	0,228	1,55	1,166	<b>V</b>
3	R54-R55	33,09	0,003	21,92	5,34	0,027	234	300	0,74	0,053	0,518	1,010	0,514	1,275	0,709	<b>V</b>
3	R55-R56	34,37	0,024	22,21	10,9	0,033	173	300	2,05	0,145	0,229	0,825	0,328	1,69	1,126	<b>V</b>
3	R56-R39	34,45	0,052	22,28	16,46	0,039	158	300	3,04	0,215	0,180	0,786	0,296	2,39	1,672	<b>V</b>

## Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

NSB	Tronc	Dis (m)	I (m/m)	Qusé (l/s)	Qpl (l/s)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	V1/10 (m/s)	Autocurage
4	R62-R63	22,9	0,015	0,13	3,85	0,004	85	300	1,64	0,116	0,034	0,430	0,120	1,271	0,903	V
4	R63-R64	44,64	0,013	0,38	11,36	0,012	131	300	1,52	0,107	0,109	0,682	0,233	1,404	0,836	V
4	R65-R64	27,84	0,006	0,16	4,68	0,005	109	300	1,01	0,071	0,068	0,569	0,179	1,54	0,756	V
4	R64-R66	15,38	0,036	0,63	18,63	0,019	130	300	2,55	0,180	0,107	0,678	0,231	1,72	1,1	V
4	R67-R66	45,18	0,007	0,25	7,60	0,008	127	300	1,10	0,078	0,101	0,663	0,224	1,1	0,608	V
4	R69-R66	36,6	0,030	0,20	6,16	0,006	89	300	2,30	0,163	0,039	0,453	0,129	1,04	0,86	V
4	R66-R68	30,77	0,006	1,25	37,57	0,039	235	300	1,05	0,074	0,524	0,655	0,517	1,06	0,676	V
4	R68-R61	29,11	0,003	1,41	42,46	0,044	275	300	0,78	0,055	0,794	0,456	0,667	1,13	0,430	V
4	R70-R71	72,7	0,017	0,4	12,23	0,013	128	300	1,75	0,124	0,102	0,667	0,226	1,17	0,962	V
4	R71-R72	54,33	0,015	0,7	21,37	0,022	162	300	1,61	0,114	0,194	0,799	0,305	1,29	0,885	V
4	R77-R78	46,19	0,013	0,26	7,77	0,008	114	300	1,51	0,107	0,075	0,594	0,191	1,2	0,829	V
4	R78-R76	32,5	0,021	0,44	13,24	0,014	127	300	1,93	0,136	0,100	0,662	0,223	1,28	1,061	V
4	R80-R81	42,03	0,041	0,24	7,07	0,007	88	300	2,70	0,191	0,038	0,450	0,128	1,21	1,484	V
4	R81-R82	35,36	0,011	0,44	13,02	0,013	142	300	1,40	0,099	0,136	0,731	0,260	1,02	0,770	V
4	R82-R79	50,01	0,007	0,72	21,43	0,022	185	300	1,13	0,080	0,277	0,854	0,358	1,23,,	0,622	V

## Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

**Tableau V.2 : Collecteur principal R5-R83**

NSB	Tronc	Dis (m)	I (m/m)	Q <sub>usé</sub> (l/s)	Q <sub>pl</sub> (l/s)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>cal</sub> (mm)	D <sub>nor</sub> (mm)	V <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	R <sub>q</sub>	R <sub>v</sub>	R <sub>h</sub>	V(m/s)	V1/10 (m/s)	Autocurage
1	R5-R10	14,45	0,031	0,7	21,27	0,022	140	300	2,37	0,167	0,131	0,724	0,256	1,71	1,302	V
1	R10-R11	17,49	0,011	1,52	46,11	0,048	228	300	1,40	0,099	0,480	0,985	0,490	1,38	0,773	V
1	R11-R15	21,02	0,006	2,03	61,70	0,064	287	300	1,01	0,072	0,891	1,114	0,740	1,13	0,557	V
1	R15-R24	19,47	0,010	2,9	88,42	0,091	298	400	1,59	0,200	0,458	0,970	0,476	1,54	0,873	V
1	R24-R25	15,56	0,012	3,65	109,00	0,113	310	400	1,77	0,223	0,506	0,562	0,506	1,78	0,974	V
2	R25-R29	16,29	0,012	4,23	126,10	0,130	326	400	1,79	0,225	0,579	0,654	0,550	1,87	0,985	V
2	R29-R33	16,18	0,011	4,82	143,23	0,148	346	400	1,73	0,217	0,682	0,552	0,605	1,87	0,950	V
2	R33-R39	16,55	0,011	5,57	165,10	0,171	370	400	1,67	0,209	0,815	0,685	0,681	1,84	0,916	V
4	R39-R57	52,96	0,021	30,18	254,39	0,285	395	400	2,34	0,294	0,968	0,75	0,816	2,63	1,287	V
4	R57-R58	41,3	0,003	30,41	261,83	0,292	593	600	1,07	0,302	0,968	0,662	0,816	1,20	0,64	V
4	R58-R59	35,61	0,003	30,61	267,82	0,298	577	600	1,17	0,331	0,901	0,695	0,749	1,31	0,644	V
4	R59-R60	30,85	0,005	30,78	273,01	0,304	529	600	1,51	0,426	0,714	0,569	0,622	1,64	0,828	V
4	R60-R61	15,55	0,006	30,87	275,60	0,306	507	600	1,70	0,480	0,638	0,563	0,582	1,82	0,934	V
4	R61-R83	29,95	0,007	35,45	323,10	0,359	534	600	1,73	0,489	0,733	0,584	0,632	1,89	0,952	V

## Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

### Tableau V.3 : Collecteur principal R83-DO

NSB	Tronc	Dis (m)	I (m/m)	Qusé (l/s)	Qpl (l/s)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	V1/10(m/s)	Autocurage
5	R83-R84	45,59	0,005	37,08	519,04	0,556	665	800	1,81	0,910	0,611	0,52	0,568	1,92	0,995	V
5	R84-R85	34,7	0,008	37,90	597,45	0,635	639	800	2,30	1,158	0,549	0,53	0,532	2,37	1,267	V
5	R85-R86	37,5	0,010	38,62	682,20	0,883	685	800	2,56	1,289	0,685	0,51	0,606	2,78	1,411	V
5	R86-R87	30,11	0,009	39,20	750,24	0,789	681	800	2,41	1,212	0,651	0,51	0,589	2,59	1,326	V
5	R87-R88	17,6	0,006	39,60	790,02	0,830	751	800	1,95	0,982	0,845	0,5	0,703	2,16	1,074	V
5	R88-R89	19,19	0,010	31,30	833,38	0,865	690	800	2,55	1,283	0,674	0,51	0,601	2,76	1,404	V
5	R89-R90	35,16	0,005	31,30	905,46	0,937	730	800	1,84	0,922	1,015	0,49	0,870	2,05	1,009	V
5	R90-R91	34,8	0,008	31,30	976,80	1,008	761	800	2,29	1,152	0,875	0,49	0,726	2,55	1,261	V
5	R91-R92	30,15	0,006	31,30	1 041,30	1,073	775	800	1,98	0,993	1,080	0,51	0,943	2,14	1,087	V
5	R92-DO	67,45	0,010	31,30	1 233,10	1,267	794	800	2,56	1,289	0,981	0,49	0,831	2,88	1,410	V

### **V.5. Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté 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

Nous remarquerons sans doute que notre dimensionnement a pris en considération :

-La vitesse d'auto curage.

**Chapitre VI :**  
**Les éléments constitutifs**  
**d'un réseau d'égout**

### Chapitre VI : Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout

#### VI.1. Introduction :

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout doivent assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;
- Le transport des eaux usées dans les conditions d'hygiène favorables ; Ainsi les ouvrages peuvent être classés en :

- 1- Les ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau, du début de ce dernier jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration. (Chapitre V).
- 2- Les ouvrages annexes qui permettent une bonne exploitation du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

#### VI.2. Les ouvrages principaux :

##### VI.2.1 Canalisations :

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

##### VI.2.1.1. Type de canalisations :

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

##### **A- Conduites en béton non armé :**

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

### **C- Tuyaux en fibre ciment :**

Le terme pluraliste de « fibre ciment » tend à remplacer l'ancien terme « amiante ciment ». L'amiante ciment est un minéral d'origine métamorphique, la plus utilisée est un silicate de magnésie hydraté ; le ciment utilisé est un ciment portland.

La norme prescrit ; outre l'essai à l'écrasement et l'essai d'étanchéité ; l'essai par pression hydraulique interne de 1 bar durant 30 minutes. La longueur utile des tuyaux varie, selon le diamètre de 2m à 5m ; les tolérances s'étendent de (+5) mm à (-20) mm

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 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m ; les joints sont exclusivement du type préformé.

### **D- Conduites en chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié :**

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics. Découvert en 1835 par le physicien français Victor Regnault, le PVC est composé à 57% de chlore et à 43 % d'éthylène, hydrocarbure composé de carbone et d'hydrogène issu du pétrole. Le chlore est obtenu par électrolyse du sel (chlorure de sodium : Na Cl). Par suite de réactions entre le chlore et l'éthylène, on obtient le chlorure du vinyle monomère (CVM) qui, par polymérisation, donne le PVC. La polymérisation est la réaction chimique par laquelle les molécules s'additionnent les unes aux autres pour former une chaîne de grande longueur.

#### **V.2.1.2. Choix du type de canalisations :**

Dans la présente étude ; les conduites en béton de forme circulaire sont les plus adaptées vue leurs avantages :

- Bonne étanchéité ;
- Pose et assemblage facile ;
- Bonne résistance mécanique ;
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.

Pour notre cas le type de canalisation est en béton armé.

### VI.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.

#### VI.3.1 Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un véritable "**fusible hydraulique**" ou une "**soupape de sécurité**". Cet ouvrage est donc présent dans tous les réseaux unitaires. Le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects, comme par exemple :

- Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.
- Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.
- Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.
- Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

Les déversoirs d'orage sont souvent construits sur des systèmes unitaires, à proximité d'un milieu récepteur. Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes :

#### a. Physiques (géométrie et hydraulique) :

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels ... ;
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol ... ;
- Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...).

### b. Environnementales :

- Protection du milieu naturel contre les pollutions ;
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...) ;
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel ;
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

### c. Economiques :

Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.

### d. Gestion :

Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles). Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien...

### VI.3.2. Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoirs :

#### VI.3.2.1. Détermination selon le nombre de seuils :

##### 1- Déversoirs à seuil simple :

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage. Ce type de Déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil.

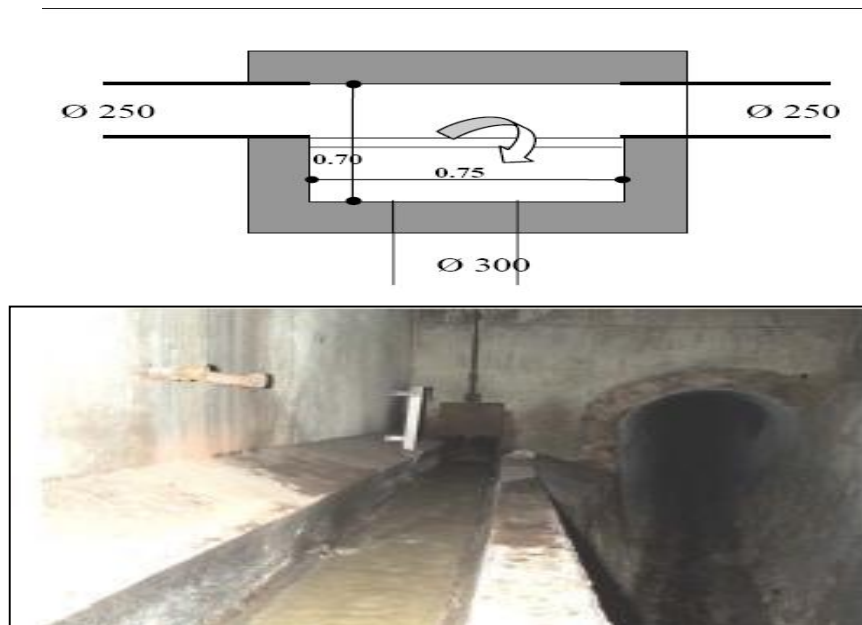


Figure VI.1 : Exemple de déversoir latéral à seuil simple source : [www.google.com](http://www.google.com)

## 2- Déversoirs à seuil double :

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus.

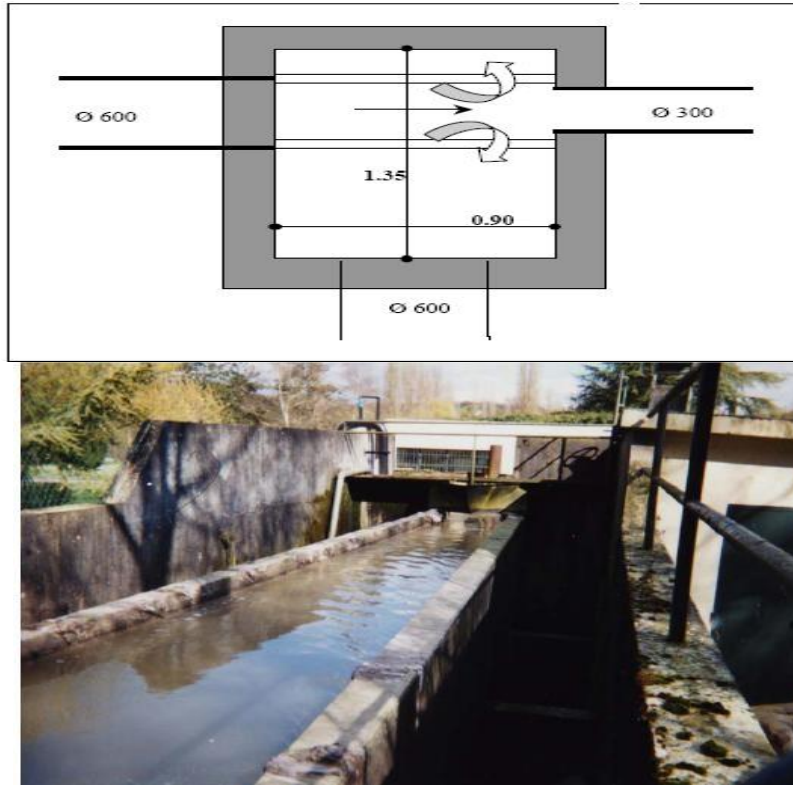


Figure VI.2 : Exemple de déversoir à seuil double source : [www.google.com](http://www.google.com)

### VI.3.2.2. Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont :

#### 1- Déversoirs à seuil latéral :

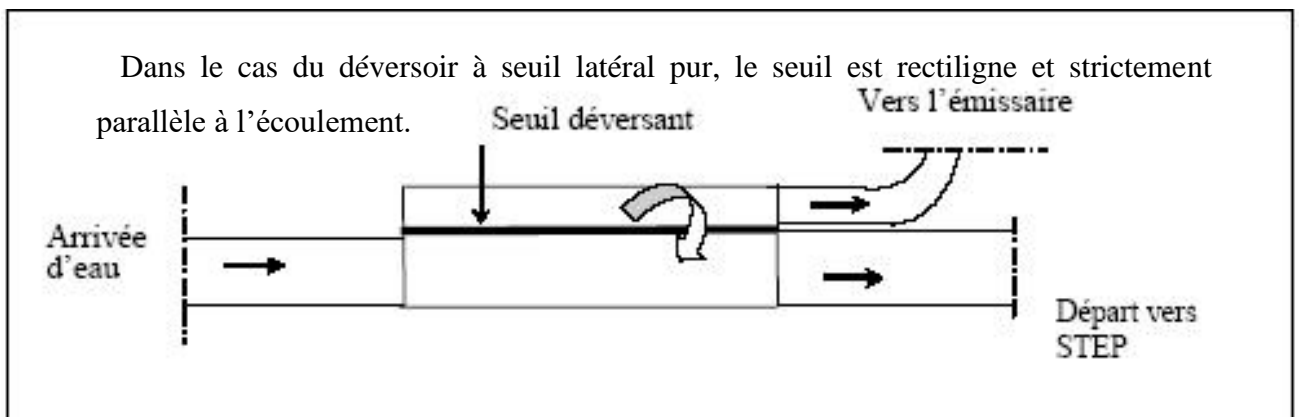


Figure VI.3 : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus.

### 2- Déversoirs à seuil frontal :

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.

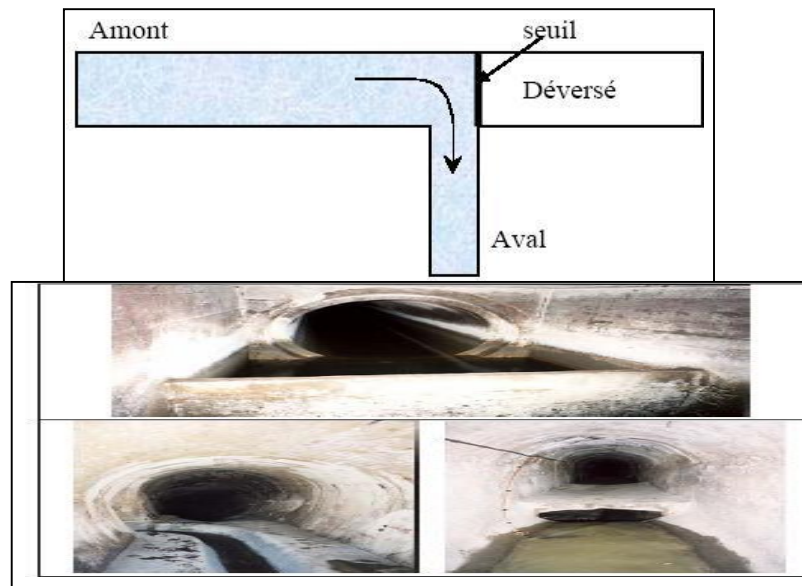
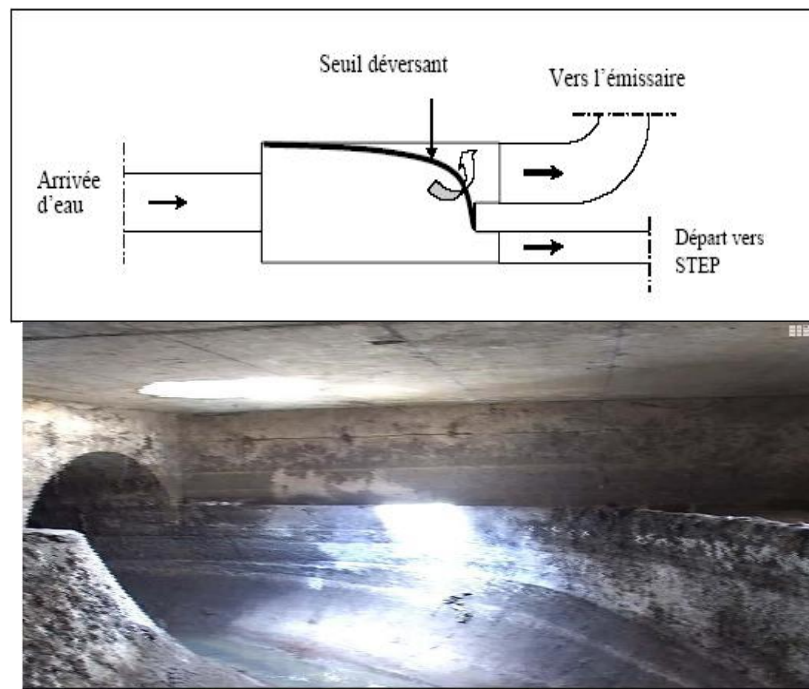


Figure VI.4 : Exemples de déversoir frontal source : [www.google.com](http://www.google.com)

### 3- Déversoirs à seuil dit "intermédiaire" :

Ce sont les déversoirs qui ont des seuils qui ne sont pas purement rectilignes : seuil rectiligne avec angle intermédiaire (41%), seuil brisé (4%) ou seuil curviligne (18%).



**Figure VI.5 : Exemple de déversoir à seuil curviligne** source : [www.google.com](http://www.google.com)

### VI.3.2.3. Déversoir by passe :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transports ; prélever les eaux de temps sec pour les envois vers un égout des eaux, transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage.

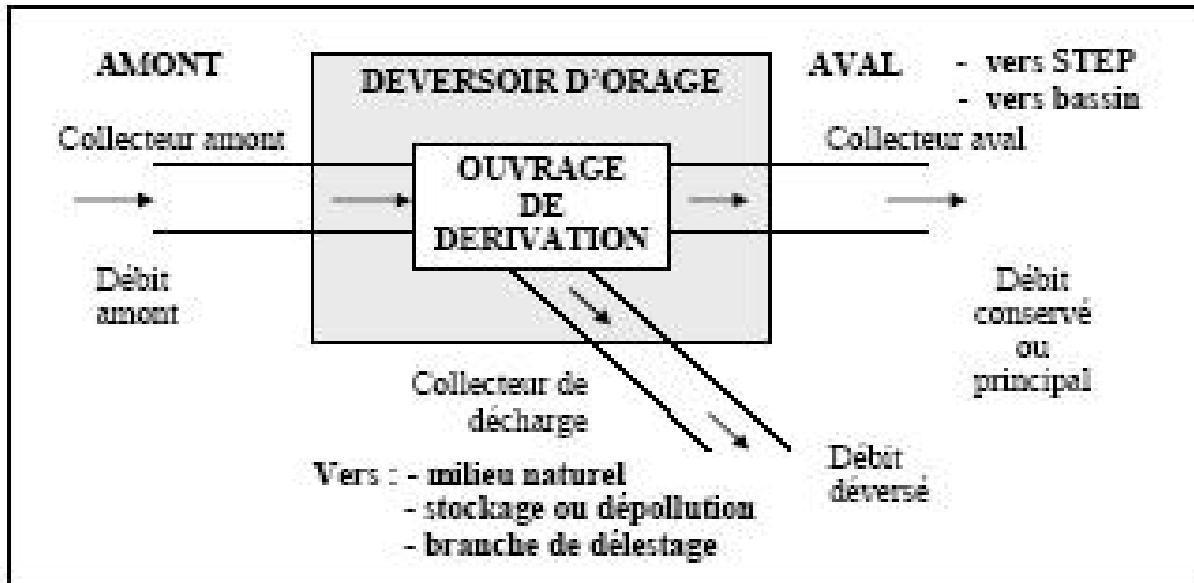


Figure VI.6 : schéma de principe du déversoir d'orage.

### VI.3.3. Dimensionnement des déversoirs d'orage :

#### Mode de calcul :

Pour le calcul des déversoirs d'orage nous adoptons :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec ( $Q_{eu}$ ) et du débit pluvial ( $Q_p$ )

$$Q_{tot} = Q_p + Q_{eu}$$

- On détermine la valeur de la lame déversée ( $H_r$ )
- On détermine la longueur du seuil déversant ( $L$ ).

#### - Le coefficient de retardement :

$$Z = 1 - t_c/100 \dots\dots\dots VI.1$$

Avec :  $Z$  : coefficient de retardement

$T_c$  : temps de concentration = 15min

#### - Le débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_{tot} \dots\dots\dots VI.2$$

#### - Hauteur critique :

Pour calculer la hauteur critique nous devons passer au calcul de :

$$Rq = \frac{Qc}{QPS} \quad Rh = \frac{Hc}{D}$$

$$Hc = Rh * D$$

### - Hauteur transitée :

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$Rq = \frac{Qstep}{QPS} \quad Rh = \frac{Hstep}{D}$$

$$Hstep = Rh * D$$

### - Hauteur déversée :

$$Hd = Hc - Hstep$$

### - Débit rejeté vers l'Oued :

$$Qrej = Qc - Qstep$$

Pour calculer le débit déversé, la formule la plus utilisée est celle de Bazin, dont l'expression est la suivante :

$$\text{Déversoir frontal : } Q_{dev} = m * L * [(2g)^{0,5}] * [H^{(3/2)}] \dots\dots\dots VI.3$$

$$\text{Déversoir latéral : } Q_{dev} = (2/3) * m * L^{(0,83)} * [(2g)^{0,5}] * [H^{1,67}] \dots\dots VI.4$$

Avec :

$Q_{dev}$  : débit déversé vers un milieu récepteur (m<sup>3</sup>/s) exprimé par :

$$Q_{dev} = Qc - Qstep$$

$m$  : coefficient expérimental :  $m = 0,4$

$L$  : longueur de seuil du déversoir (m)

$g$  : la pesanteur = 9,81m/s<sup>2</sup>

$H_{dev}$  : hauteur de la lame déversant (m) est exprimée par :

$$H_{dev} = H_e - H_s \text{ ; pour DO frontal}$$

$$H_{dev} = (H_e - H_s) / 2 \text{ ; pour DO latéral}$$



## Chapitre VI : Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout

---

Avec :

He : hauteur de remplissage du collecteur entrant au DO

Hs : hauteur du seuil et hauteur de remplissage du collecteur sortant du DO vers la STEP

**NB** : Pour notre cas le type de déversoir d'orage est **frontal**.

**Tableau VI.1 : Dimensionnement de déversoir d'orage**

<b>L(m)</b>	<b>V(m/s)</b>	<b>Tc(min)</b>	<b>Z</b>	<b>Qc(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Qps(m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>rq</b>	<b>rh</b>	<b>D(m)</b>
791	1.9	11.94	0.88	1.12	1.259	0.89	0.73	0.8
<b>Hc(m)</b>	<b>Qusée</b>	<b>Qstep</b>	<b>rq</b>	<b>rh</b>	<b>Hseui(m)</b>	<b>Qdev</b>	<b>Hdev(m)</b>	<b>Ldo(m)</b>
0.57	0.039	0.117	0.1	0.17	0.15	1.003	0.42	11

### VI.3.4. Les branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles.

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

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société EVERITUBE).

-Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public. [1]

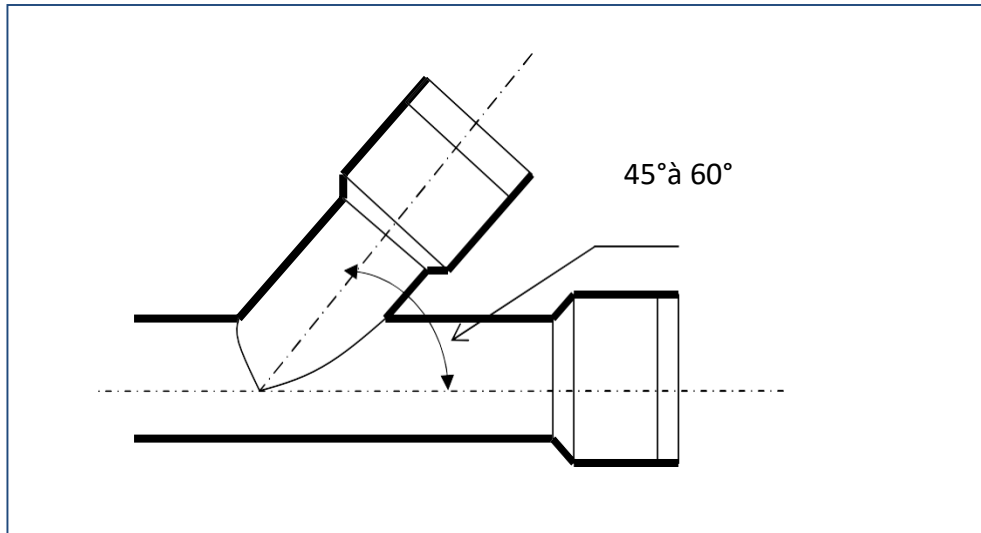


Figure VI.7 : Exemple d'un branchement simple source : www.google.com

### VI.3.5. 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.

### VI.3.6. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales 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 50m. -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 :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéral et bouches à accès sur le dessus ;
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation. [6]

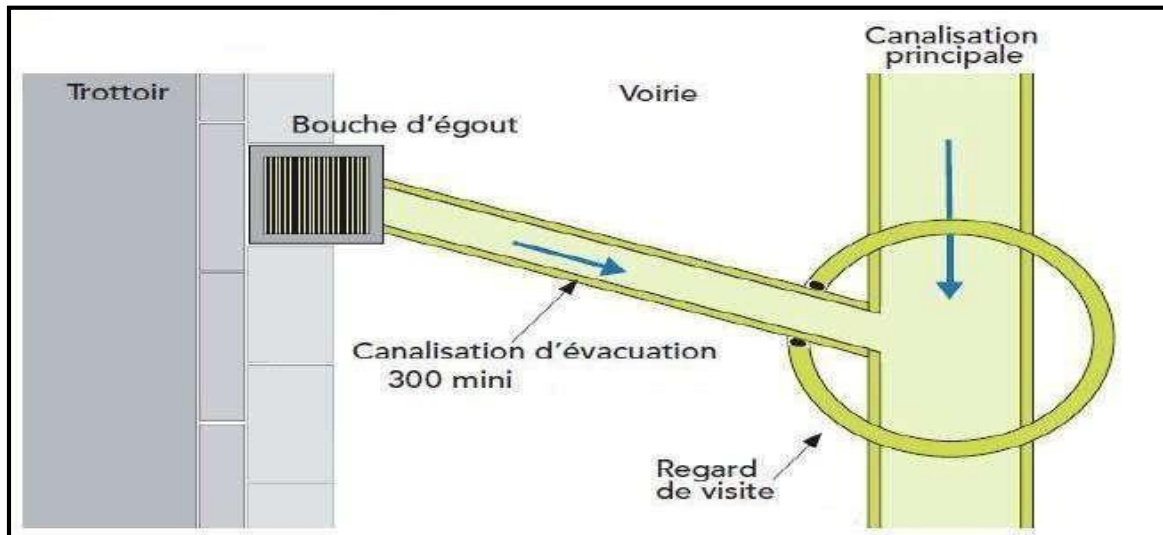


Figure VI.8 : Emplacement d'une bouche d'égout Source :www.billmat.fr (25/06/2017)

### V.3.7. 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 regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.

- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.

- Regard double : pour un système séparatif ;

- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous ;

- Regard de chute : à forte pente ; La distance entre deux regards est variable :

- A) 35 à 50 m en terrain accidenté.

- B) 50 à 80 m en terrain plat. [6]

### Emplacement des regards :

Les regards doivent être installés Sur les canalisations :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;

## Chapitre VI : Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout

- Aux points de chute ;
- A chaque changement pente ;
- A chaque changement diamètre ; [6]

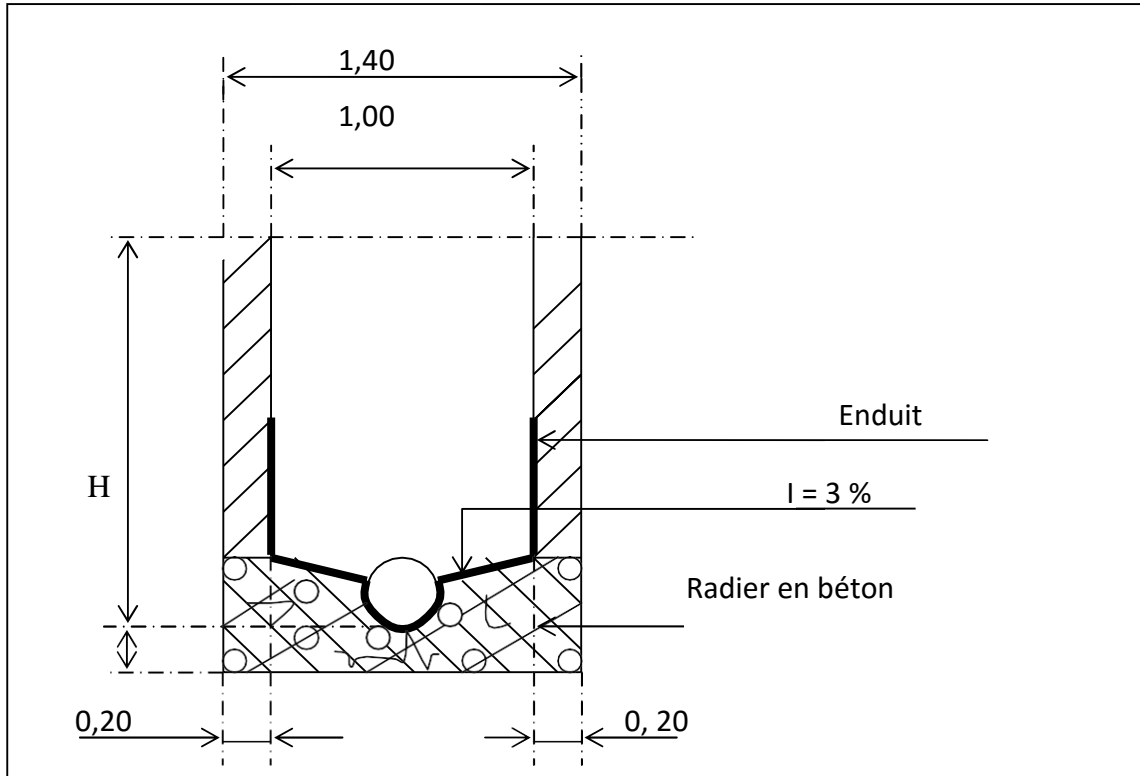


Figure VI.9 : exemple d'un regard simple

### VI.4. Conclusion :

Dans ce chapitre on a cité beaucoup des éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de visite ; ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix est tombé sur les canalisations circulaires en béton armé pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

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

- Déversoir d'orage de type frontal.
- canalisation en béton armé.

# **Chapitre VII :**

# **Organisation de chantier**

**Chapitre VII : Organisation de chantier****VII.1. Introduction :**

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur chantier et avant le commencement de la réalisation. Pour cela il faut toujours commencer par une étude théorique et ensuite la partie pratique. Dans la première on détermine le temps de réalisation avec précision, le matériel à utiliser, la main d'œuvre nécessaire et les matériaux de construction nécessaires. Dans la deuxième partie on passe à l'exécution des travaux sur terrain.

**VII.2. Les étapes de réalisation du projet :**

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- ❖ Manutention et stockage des conduites ;
- ❖ Décapage de la couche de terre végétale
- ❖ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- ❖ Aménagement du lit de pose ;
- ❖ Emplacement des jalons des piquets ;
- ❖ La mise en place des canalisations en tranchée ;
- ❖ Assemblage des tuyaux ;
- ❖ Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- ❖ Remblaiement des tranchées ;
- ❖ Construction des regards en béton armé. [2]

**VII.2.1. Manutention et stockage des conduites :**

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport. Il faut éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes.
- Les tubes avec emboîture doivent être alternés.
- Les emboîtures doivent dépasser la pile. [2]

**Déchargement :**

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire

**Stockage :**

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane ;
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile ;
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m ;
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (La décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques) ;
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation ;
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques ;
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

[2]

**VII.2.2. Décapage de la couche de terre végétale :**

L'opération se fait par une niveleuse automotrice sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapé est :

$$V=b*H*L .....VII.1$$

**H** : Epaisseur de la couche végétale.

**b** : Largeur de la couche végétale.

**L** : Longueur totale de tranché.

**Utilisation des niveleuses :**

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition son emploi est multiple

- ✓ Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres ;
- ✓ Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur ;
- ✓ Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



**Figure VII.1 : Les engins de décapage (Niveleuse automotrice)**

### **VII.2.3. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :**

On utilise une pelle équipée en rétro. Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Ce sont des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir. [2]



**Figure VII.2 : Pelle équipée en rétro**



**- Largeur du tranché :**

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs entre (0.3-0.5) m de part et d'autre.

La largeur de tranchée est donnée par la formule :

$$\mathbf{B = D + (2 \times c)}$$

**B** : largeur de la tranchée en (m) ;

**D** : diamètre de la conduite en (m) ;

**c** : largeur entre conduite et parois de tranché.

**- Profondeur du tranché :**

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{H = e + D + h}$$

Avec :

**H** : profondeur de la tranchée en (m) ;

**e** : épaisseur de lit de sable en (m), e = 10 cm ;

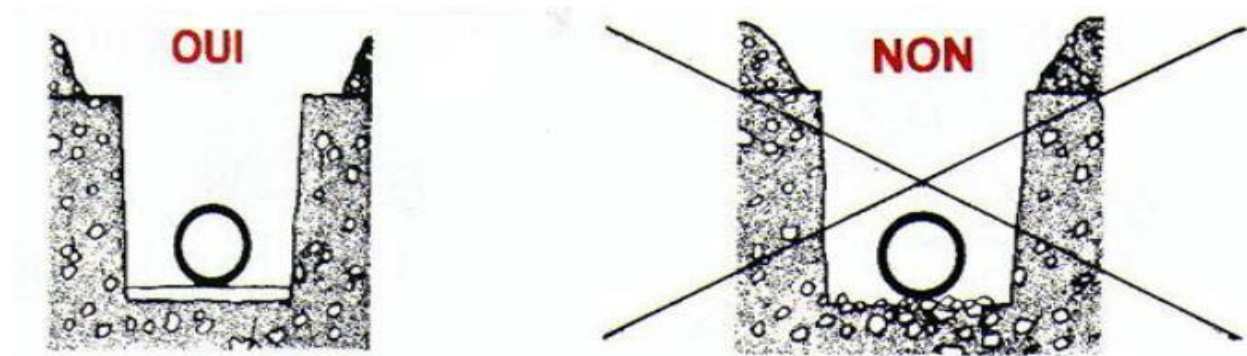
**D** : diamètre de la conduite en (m) ;

**h** : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m).

**VII.2.4. Aménagement du lit de pose :**

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures 0,1mm. [2]



**Figure VII.3 : lit de pose**

**Remarque :**

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

Le volume du sable est calculé par la formule suivante :

$$V_s = L * B * e \dots\dots\dots VII.2$$

Avec :

- V<sub>s</sub>** = volume du sable en (m<sup>3</sup>) ;
- L** : Longueur de la tranchée en (m) ;
- B** : Largeur de la tranchée en (m) ;
- e** : épaisseur du sable, e = 10 cm.

### **VII.2.5. Emplacement des jalons des piquets :**

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation. [2]

### **VII.2.6. Pose canalisations dans la tranchée :**

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale.
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.
- De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches,
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries...) qui constituent des tasseaux naturels,
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damer avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier. [2]

### **VII.2.7. Assemblage des conduites :**

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule. [2]

### **VII.2.8. Essais d'étanchéité :**

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

### VII.2.9. Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- ❖ Réglage du fond du regard ;
- ❖ Exécution de la couche du béton de propreté ;
- ❖ Ferrailage du radier de regard ;
- ❖ Bétonnage du radier ;
- ❖ Ferrailage des parois ;
- ❖ Coffrage des parois ;
- ❖ Bétonnage des parois ;
- ❖ Décoffrage des parois ;
- ❖ Ferrailage de la dalle ;
- ❖ Coffrage de la dalle ;
- ❖ Bétonnage de la dalle ;
- ❖ Décoffrage de la dalle.

### VII.2.10. Remblaiement et compactage des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure. [2]

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur. Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels montent à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins portant un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, nous utilisons le rétro chargeur.



**Figure VII.4 : Chargeur**

### **Pour le compactage :**

L'engin qui convient à cette opération c'est le compacteur à rouleau lisse. (Figure VIII.4)

Il comprend :

- Un châssis ;
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse ;
- Les organes de manœuvre.



**Figure VII.5 : compacteur à rouleau lisse**

**VII.3 Devis quantitatif et estimatif :**

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d’effectuer une estimation du coût de notre projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

Ce calcul consiste alors, à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes opérations effectuées sont :

- ✓ Travaux de décapage de la terre végétale ;
- ✓ L’exécution des tranchées ;
- ✓ Fourniture et pose de lit de sable ;
- ✓ Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé ;
- ✓ Construction des regards et des déversoirs d’orage en béton armé ;
- ✓ Tavaux de remblaiement de la tranchée ;
- ✓ Transport des sols excédentaires [2]

**VII.3.1 Détermination des différents volumes :**

**a) Volume de la couche végétale :**

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \dots\dots\dots VII.3$$

- $V_{cv}$  : Volume de la couche végétale en (m<sup>3</sup>).
- $H_v$  : Profondeur de la couche végétale (on prend  $H_v = 0,1$  m).
- $L$  : Longueur totale de la tranchée en (m).
- $B$  : Largeur de la couche végétale en (m).

**b) Volume des déblais des tranchées :**

$$V_d = B \cdot L \cdot H \dots\dots\dots VII.4$$

- $V_d$  : Volume des déblais des tranchées en (m<sup>3</sup>).
- $B$  : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- $H$  : Profondeur de la tranchée en (m).

**c) Volume occupé par le lit du sable :**

$$V_{ls} = e \cdot L \cdot B \dots\dots\dots VII.5$$

- $V_{ls}$  : Volume du lit du sable en (m<sup>3</sup>).

- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

**d) Volume occupé par les conduites :**

$$V_{\text{cdt}} = L \cdot \pi \cdot D^2 / 4 \dots\dots\dots \text{VII.6}$$

- $V_{\text{cdt}}$  : Volume occupé par les conduites en (m3).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

**e) Volume du remblai :**

$$V_r = V_d - [ V_{\text{cdt}} + V_{\text{cv}} + V_{\text{ls}} ]$$

- $V_r$  : Volume du remblai en (m<sup>3</sup>).

**f) Volume excédentaire :**

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r$$

- $V_{\text{exc}}$  : Volume du sol excédentaire en (m3).
- $V_f$  : Volume du sol foisonné en (m3).

Tel que  $V_f = V_d \cdot K_f$

- $K_f$  : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :  $K_f = 1,2$

**Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif**

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant ( da)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M3	753.6	250.00	188400.00
2	Déblais	M3	2977.32	350.00	1042062.00
3	Pose de lit de sable	M3	249.64	1500.00	374460.00
4	Remblais de la tranchée	M3	1609.36	300.00	482808.00
5	Evacuation des déblais excédentaire	M3	1963.424	500.00	981712.00
6	Grillage	MI	2512	80.00	200960.00
B	Canalisation				
	Fournitures, transport et pose de canalisation				

Canalisation					
	Ø 300	MI	1870	8000.00	14960000.00
	Ø 400	MI	137	8500.00	1164500.00
	Ø 600	MI	253	9500.00	2403500.00
	Ø 800	MI	452	10000.00	4520000.00
<b>C</b>	Construction				
	Regards en béton armé	Unité	92	45000.00	4140000.00
	Déversoir d'orage	Unité	1	300000.00	300000.00
	THT				34628402.00
	TVA 19 %				6579396.38
	TTC				41207798.38

**VII.4. Conclusion :**

L'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part, définie aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier.

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet d'établir une estimation du coût total du projet.



# **Conclusion générale**

## **Conclusion générale :**

Réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération.

L'objectif principal de notre étude est de dimensionner LA PARTIE BASSE DE LA MARINA MARSAT EL HADJEDJ ORAN d'un réseau d'assainissement de dimension optimal qui collectera et véhiculera toute les eaux usées et les eaux pluviales vers la station d'épuration en temps sec.

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelle, et les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique...) ont été déterminés selon la répartition de la population.

On a projeté un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales et notre choix s'est penché sur un système unitaire.

Concernant le surplus d'eau circulant dans les canalisations, nous avons projeté un déversoir d'orage de type frontal qui permet de séparer le débit de rejet de notre agglomération en deux :

- Un débit de pointe ( $Q_{step} = 3 Q_{us}$ ) transité vers la station d'épuration.
- Un débit d'eaux pluviales transité vers l'Oued.

Pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement il faut qu'une dépense d'investissement importante ce qui nécessite l'entretien, l'exploitation et la gestion qui restent les nécessités fondamentales pour qu'il soit fonctionnel et durable.

## Références bibliographiques :

- [01] SALAH.B, 2014, « Polycopie D'assainissement », ENSH, Blida.
- [02] Dr. BENLAOUKLI, 2015, « cours ODC, 5<sup>ème</sup> », ENSH, Blida.
- [03] M. Dernouni.F. « Cours d'assainissement, 4<sup>ème</sup> »E.N.S.H, 2005
- [04] TOUAIBIA.B, 2004, « manuel pratique d'hydrologie », ENSH, Blida.
- [05] A.LENCASTRE, « Hydraulique générale », 2008.
- [06] BENMICIA.KHADIJA, mémoire de fin d'études d'assainissement,  
dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville  
d'ASSERDOUNE ENSH 2019.
- [07] DOUKHANE Elhadj Mohammed Nabil, BENSALISSA M'hamed Amir  
Amar, Etude du réseau au d'assainissement de village EL DBIL (WILAYA DE  
M'SILA) Université Abderrahmane MIRA de Bejaia 2015.
- [08] BOUDANI MUSTAPHA RABIE, mémoire de fin d'études d'ouvrage  
Hydrotechniques, Etude de protection contre les inondations du futur pôle  
économique de BETHIOUA (W. ORAN) 2013

# **Annexes**

# Annexes :

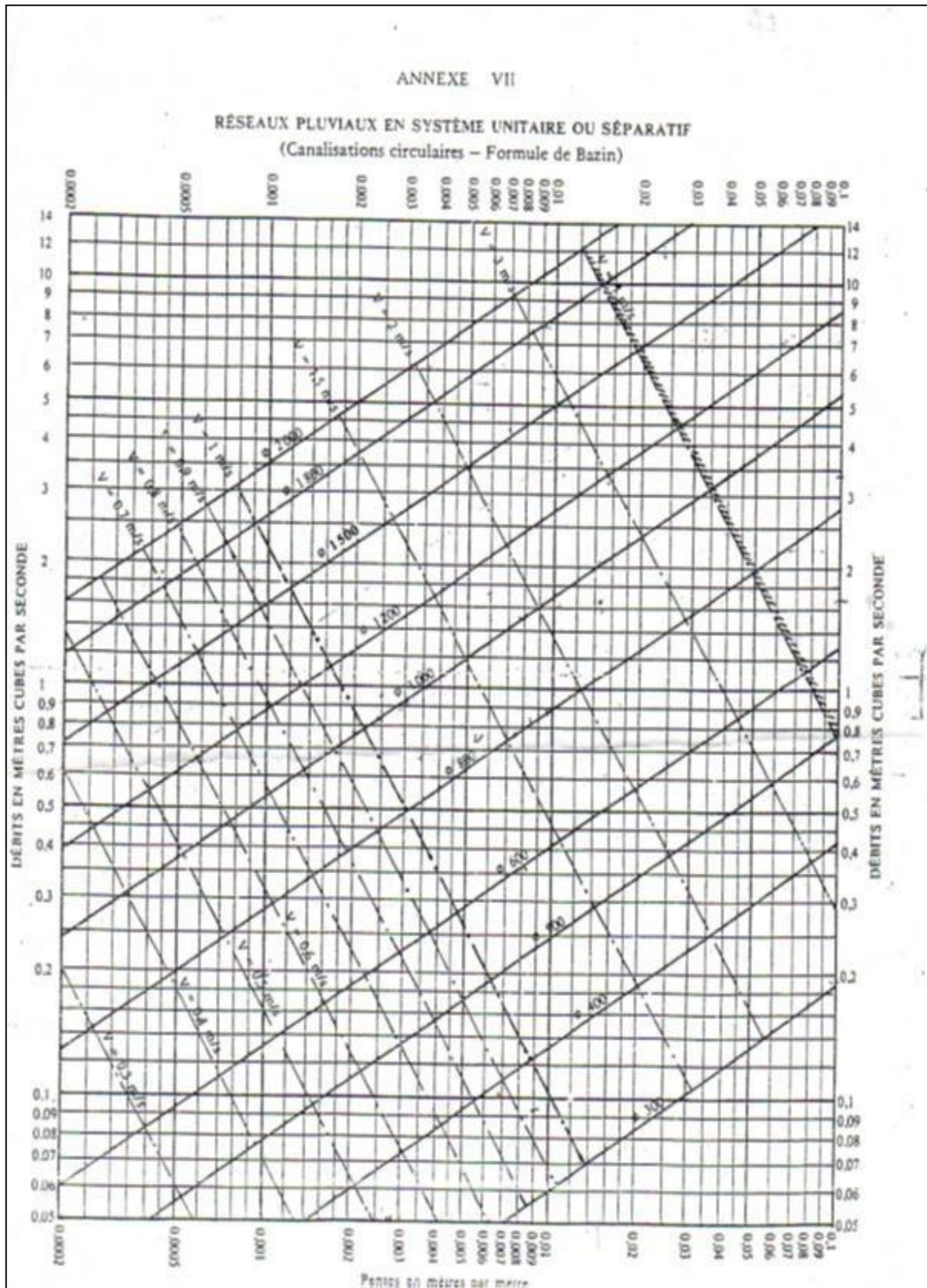
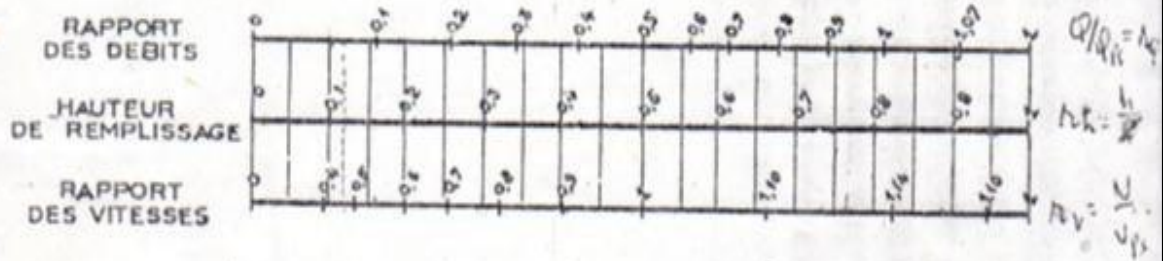


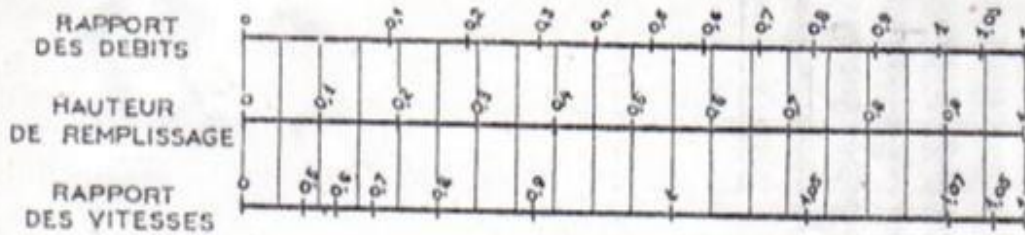
Figure 1 : Abaque de variation des diamètres et des vitesses en fonction de débit et de la pente (D'après la formule de Bazin)

VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES  
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE  
(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Figure 2 : Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage (D'après la formule de Bazin)