

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Faculté de Technologie**  
**Département des Sciences de l'Eau et Environnement**  
**MEMOIRE DE MASTER**  
**Filière: Hydraulique**  
**Spécialité : Ressource hydraulique**



***Etude d'un réseau d'assainissement AADL 185  
logements soudania***

**Présenté par :**  
**Tabouche abd el madjid**  
**Mellouk ahmed chawki**

**Devant le jury composé de :**  
**Monsieur filali : Président**  
**Monsieur djelfi : Examineur**  
**Encadré par**  
**Pr. BESSENASSE Mohamed**

**2021-2022**



# Remerciement

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

Je remercie mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

Je remercie toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours, Je remercie tous mes professeurs qui mon étudier durent mes 2 ans

*Je tiens à exprimer mes vifs remerciements a notre promoteur Mr **MOHAMED BESSENASSE** et notre Co-promoteur Mr **sofiane** pour leur suivi, leurs précieux conseils et orientations qui m'ont été d'une grande utilité tout au long de ce travail.*

Je remercie **monsieur FILALI** et **monsieur DJELFI** d'avoir la gentillesse et l'intérêt qu'il va apporter pour examiner mon travail

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infallible,

Merci d'être toujours là pour nous

# *Dédicace*

*Cette étude est entièrement dédiée aux parents bien-aimés, qui ont été notre source d'inspiration et qui ont été renforcés lorsque nous avons abandonné, qui sont continuellement leur soutien moral, spirituel, émotionnel et financier.*

*À nos frères, soeurs, parents, , amis et camarades de classe qui ont partagé leurs conseils et leurs encouragements pour mener à bien cette étude*

*A monsieur filali , monsieur djelfi et tous les professeur qui mon etudier durent tout mon parcours*

*et compris les gens qui travail à l'administration pour leur sacrifisse pour nous et leur encouragement*

Merci boucoup

# Sommaire

<b>Remerciement.....</b>	<b>I</b>
<b>Dédicace .....</b>	<b>II</b>
<b>Sommaire .....</b>	<b>III</b>
<b>Liste des figure .....</b>	<b>VIII</b>
<b>Liste des tableaux.....</b>	<b>IX</b>
<b>Résume .....</b>	<b>X</b>
<b>Introduction Générale : .....</b>	<b>1</b>
 <b>chapitre I Généralités sur l’assainissement</b>	
I.1.Introduction : .....	2
I.2 .Définition de l’assainissement : .....	2
I.2.1.Conception des réseaux d'assainissement : .....	2
I.3.L’assainissement des eaux usées : .....	3
I.3.1.Les types des eaux usées : .....	3
I.3.1.1.Les eaux usées domestiques : .....	4
I.3.1.2.Les eaux usées industrielles : .....	4
I.3.1.3.Les eaux agricoles : .....	4
I.3.1.4.Les eaux pluviales et de ruissellement : .....	5
I.4.L’assainissement non collectif (individuel ou autonome) : .....	5
I.5.L’assainissement collectif : .....	5
I.6. Caractéristiques générales .....	6

I.6.1 Typologie des réseaux d'assainissement .....	6
I.6.1.1.Le réseau d'égout sanitaire ou domestique : .....	6
I.6.1.2.Le réseau d'égout pluvial: .....	6
I.7.Les avantages et inconvénients des différents systèmes : .....	9
I.8.Choix du système d'assainissement : .....	10
I.9.Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement [2].....	10
I.9.1.Les Regards :.....	10
I.9.1.1.Rôle des Regards : .....	10
I.9.2.Les Conduites : .....	11
I.9.3.Les ouvrages : .....	11
I.10.Les types des ouvrages : .....	11
I.10.1.Les ouvrages principaux : .....	11
I.10.2.Les ouvrages annexes .....	11
CONCLUSION :.....	12

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

II .1.Introduction : .....	13
II.2.Présentation de zone d'étude :.....	13
II.2.1.Historique de la ville : .....	13
II.2.2.Situation géographique :.....	14
II.2.2.1.Présentation de la wilaya d'Alger :.....	14
II.2.2.2.Situation géographique de la ville de Soudania :.....	15
II.3.Démographie de Soudania .....	16
II.3.1.La géologie :.....	16

II.3.2. La sismicité :.....	16
II.3.3.Hydrogéologie : .....	17
II.4.La climatologie.....	18
II.4.1.Le climat .....	18
II.4.2.Précipitations .....	18
II.4.3.Les températures :.....	20
II.4.4.Le vent 21	
II.4.5.Humidité :.....	21
Conclusion : .....	21

## **Chapitre III Etude hydrologique**

III .1. Objectif de l'étude :.....	22
III .2. Etude des précipitations : .....	22
III .3. Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique :.....	24
III .3.1.TEST DE WILCOXON : .....	24
III .4. Estimation des paramètres de la série pluviométriques : .....	27
III .5. Ajustement de la série pluviométrique : .....	27
III .5.1. Ajustement par la loi de gumbel : .....	28
III .5.1.2. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de gumbel :.....	29
III .5.2. Ajustement par la loi de GALTON :.....	32
III .5.3.Vérification de l'ajustement de l'échantillon par le test de Khi-Deux:.....	35
III .5.3.1.Calcul de Khi-Deux expérimental de la loi de GUMBEL : .....	35
III .5.3.2.Calcul de Khi-Deux expérimental de la loi de GALTON :.....	35

III .5.4. Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de10 ans par la formule de MONTANARI : .....	36
III .5.4.1.En utilisant la loi de GUMBEL : .....	36
III .5.4.2.En utilisant la loi de Galton : .....	36

## **Chapitre IV Evaluation des débits**

Introduction : .....	37
IV.1. Situation démographique : .....	37
IV.2.Evaluation des eaux usées a évacué : .....	37
IV.2.1.Nature des eaux usées a évacué : .....	37
IV.2.2.les différentes sortes des eaux usées: .....	39
IV.2.2.1Les eaux ménagères : .....	39
IV.2.2.2.Les eaux de ruissèlement : .....	39
IV.2.3.Débit des eaux usées : .....	39
IV.2.3.1.Évaluation de la quantité d'eau usée à évacuer : .....	39
IV.3.Estimation des eaux usées a évacué : .....	40
IV.3.1Estimation des débits des eaux usées domestiques : .....	40
IV.3.1.1.Evaluation du débit moyen journalier : .....	40
IV.3.1.2.Coefficient de pointe : [9].....	41
IV.3.1.3 Evaluation du débit de pointe : [9].....	41
IV.3.2. Evaluation des débits des eaux pluviales : .....	42
IV.3.2.1. La méthode superficielle : .....	42
IV.3.2.2. La méthode rationnelle : .....	43
Conclusion : .....	45



## **Chapitre V Calcul hydraulique**

Introduction :.....	46
V.1. Calcul de la pente moyenne : .....	46
V.1.1. Pour les conduites : .....	46
V.2.Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques : [9].....	48

## **chapitre VI Les ouvrages principaux et annexes**

Introduction.....	51
IV.1. Les ouvrages principaux : .....	51
VI.1.1. Canalisations : .....	51
VI .1.1.1. Types de canalisations : .....	51
VI .1.1.2. Choix de type de canalisation :.....	53
VI.1.1.3. Les joints des conduites en béton armé : .....	54
VI.2-Les ouvrages annexes :.....	54
VI .2.1. Ouvrages normaux :.....	54
VI .2.1.1. Les branchements : .....	54
VI .2.1.2. Bouches d'égout :.....	55
VI .2.1.3.Regards : .....	56
VI .2.1.4.Les caniveaux : .....	58
VI .2.1.5.Les Siphons :.....	58
VI .2.2.Les ouvrages spéciaux : .....	59
VI .2.1.1.Les déversoirs d'orage : .....	59

## chapitre VII Le devis estimatif des travaux

Introduction :.....	62
VII.1. Le devis estimatif des travaux de projet : [10] .....	62
Conclusion générale :.....	63
Références.....	64

### Liste des figure

Figure I. 1 image évacuation des eaux usées.....	3
Figure I. 2 assainissement collectif .....	5
Figure I. 3 Schéma d'un réseau d'égout pluvial.....	7
Figure I. 4 Schéma d'un réseau d'égout unitaire ou combiné.....	7
Figure I. 5 Schéma d'un réseau d'égout pseudo séparatif.....	8
Figure I. 6 éléments constitutif d'un regard .....	11
Figure II. 1 situation géographique et wilaya limitrophes d'Alger.....	14
Figure II. 2 Carte administrative de la wilaya d'ALGER.....	14
Figure II. 3 Situation géographique de la vile de soudania.....	15
Figure II. 4 Image satellitaire du site de l'étude .....	15
Figure II. 5 Carte géologique de la wilaya d'Alger .....	16
Figure II. 6 Carte hydrogéologique .....	17
Figure II. 7 Précipitations à soudania .....	19
Figure II. 8 Carte de précipitation pluviométrique .....	19
Figure II. 9 Températures moyennes mensuelles (soudania).....	20
Figure II. 10 Valeurs journalières de la température Moy , Max et Min (soudania).....	20
Figure III. 1 Courbe d'ajustement des données pluviométriques à la loi de.....	31
Figure III. 2 Courbe d'ajustement des données pluviométriques à la loi de.....	34
Figure IV. 1 un tuyau d'évacuation des eaux usées .....	38
Figure IV. 2 Caniveaux ouverts .....	38
Figure IV. 3 Caniveau à ciel ouvert .....	39
Figure VI. 1 Exemple d'un branchement simple.....	55
Figure VI. 2 Type des bouches d'égouts.....	56

## Liste des tableaux

Tableau I. 1 Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	9
Tableau II. 1 Météorologie de la ville ( soudania ) .....	18
Tableau II. 2 (Source : ANRH BLIDA) La vitesse du vent dans la Mitidja ouest a atteint les 3.3 m/s durant le mois de septembre .....	21
Tableau II. 3 [1] (Source : ANRH BLIDA) Les mois les plus humides sont : juillet, aout, septembre, octobre .....	21
Tableau III. 1 Pluies journalières maximale annuelles .....	23
Tableau III. 2 Application du test de WILCOXON sur la série pluviométrique de la station de MAHELMA FERME .....	26
Tableau III. 3 Caractéristiques de la série pluviométrique 1970-2012 .....	27
Tableau III. 4 Les paramètres de la loi de GUMBEL .....	29
Tableau III. 5 Gumbel (hydrolab) .....	30
Tableau III. 6 Résultat de la loi de GUMBEL .....	32
Tableau III. 7 GALTON (hydrolab).....	33
Tableau III. 8 Résultat de la loi de GALTON [2] .....	34
Tableau IV. 1 Débit de pointe .....	41
Tableau IV. 2 Des débits des eaux pluviales.....	44
Tableau V. 1 Calcul de la pente moyenne des conduites secondaires .....	47

## ملخص

في هذا العمل قمنا بإنشاء شبكة لتصريف المياه القذرة والمستعملة للتجمع السكاني سويدانية بالاعتماد على معطيات مأخوذة من الميدان والمتعلقة بالمنطقة محل الدراسة

الشروع في هذه الدراسة يتطلب جمع المعطيات اللازمة و هي المرحلة الأكثر أهمية بل هي قاعدة كل الحسابات عالجا في هذا الموضوع دراسة مفصلة بداية بالتعريف بالموقع الى غاية تحجيم الشبكة وذلك بأخذ بعين الاعتبار كل من الجانب التقني والاقتصادي

## كلمات مفتاحية

تصريف المياه القذرة، شبكة المياه القذرة، تحجيم انبوب، مجرى مياه المطر، فتحة الدخول الى البالوعة

## **Résumé**

Dans ce travail, nous avons projeté un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales de la ville de SOUDANIA AADL 185 logements, en se basant sur des données réelles concernant le site étudié.

L'élaboration d'une telle étude nécessite la collecte des données, c'est la phase la plus importante, qui est la base de tous les calculs.

Nous avons traité dans ce sujet une étude détaillée, tout en commençant par une présentation du site, jusqu'au dimensionnement du réseau en tenant compte des aspects technico-économiques.

## **Mots clés :**

Assainissement, réseau d'égouts, dimensionnement, conduite, regard, déversoir d'orage.

## **Abstract**

In this work, we projected a sewage and rainwater drainage network for the city of SOUIDANIA, based on real data concerning the site concerned.

The development of such a study requires the collection of data, this is the most important phase, which is the basis of all calculations.

In this subject, we have dealt with a detailed study, starting with a presentation of the site, up to the dimensioning of the network, taking into account the technical and economic aspects.

## **Key words:**

Dirty water drainage, dirty water network, sizing pipe, rain water duct, sewage entrance .

Introduction

Générale

# INTRODUCTION GENERALE

## **Introduction Générale :**

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles.

Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci, bien évidemment, se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publique et de l'environnement. Jusqu'au XIX<sup>ème</sup> siècle, le rejet des eaux usées était peu contrôlé. Le rejet se faisant directement dans la rue ou les oueds. Il existait cependant des fosses d'aisances pour récupérer les excréments humains. Une fois pleines, elles devaient être vidangées, ces fosses présentaient souvent des fuites pouvant polluer les points de puisage d'eau et occasionner des épidémies.

Ce n'est que depuis la fin de la première moitié du 19<sup>e</sup> siècle que des réseaux de collecte des eaux usées domestiques et industrielles furent déployés à des fins d'hygiène publique. À cette époque l'objet de l'assainissement se limitait au transfert des effluents domestiques loin des lieux habités par les voies les plus rapides. Cette approche, malgré ses nombreux inconvénients, est tout de même perçue encore aujourd'hui comme une des principales percées technologiques et sociales de cette époque pour l'amélioration de la qualité de vie des populations. En effet, elle a contribué, plus que toute autre mesure, à sortir les communautés des conditions pestilentielles et immondes qui prévalaient dans les grandes agglomérations à cette période.

Avec l'industrialisation, l'essor économique soutenu des pays développés et l'explosion démographique qui s'ensuivit, la nécessité de protéger la nature contre la pollution générée par les activités humaines émergea. Il fallait donc traiter les rejets pour que les produits nocifs évacués ne puissent souiller au-delà d'une limite admissible les cours d'eau récepteurs. Aujourd'hui nos connaissances en matière d'assainissement nous obligent à mettre en place des moyens de préservation de la ressource beaucoup plus efficaces parce que l'alimentation en eau des populations est désormais menacée et ne peut être assurée sans difficultés partout dans le monde.

A présent, avec l'accélération du développement démographique et économique, en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie, ces fosses deviennent des réseaux de collecte des eaux usées et pluvial qui nécessitent un entretien régulier qui est rendu obligatoire par la loi. Dans cet aspect ; notre étude est portée sur l'étude d'assainissement de l'agglomération de chef-lieu de la zone de Souidania qui appartient à la wilaya d'Alger.

# INTRODUCTION GENERALE

Notre mémoire se compose des chapitres suivants :

Chapitre 1 : Généralités sur l'assainissement,

Chapitre 2 : Présentation de la zone d'étude,

Chapitre 3 : Etude hydraulique,

Chapitre 4 : Evaluation des débits,

Chapitre 5 : Calcul hydraulique,

Chapitre 6 : Ouvrages principaux et annexes,

Chapitre 7 : Le devis estimatif.

# Chapitre I

## Généralités sur l'assainissement



## **I.1.Introduction :**

Le rejet d'eaux usées dans l'environnement présente toujours le risque de polluer les nappes phréatiques et d'aggraver encore les difficultés d'approvisionnement en eau potable. Ce sont principalement les questions d'assainissement des habitations non encore raccordées au tout-à-l'égout qui poseront problème dans les années qui viennent. Il s'agit donc clairement d'un problème de mise aux normes de l'habitat existant.

Pour cela dans Ce chapitre on présente sommairement les diverses caractéristiques générales des réseaux d'assainissement. Outre les diverses typologies, la présentation de ces caractéristiques ne sera pas limitée aux caractéristiques physiques et fonctionnelles de ce type d'infrastructure urbaine. Elle portera également sur la gestion de l'entretien de ces ouvrages.

## **I.2 .Définition de l'assainissement :**

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

### **I.2.1.Conception des réseaux d'assainissement :**

Un réseau d'assainissement se conçoit sur la base d'un équilibre économique entre le coût du réseau et le niveau de service souhaité compte tenu de certains critères. Les dimensions physiques des réseaux, les matériaux, les diamètres, les pentes sont choisies à partir des caractéristiques rencontrées sur le terrain, en fonction des débits de conception et conformément aux règles de l'art.

En premier lieu, le réseau d'égout pluvial doit véhiculer sans surcharge le débit généré par une pluie de récurrence de 5 ou 10 ans. Il doit également respecter des critères de construction associés aux différentes sollicitations externes, à savoir la résistance aux charges et agents agressifs des sols, aux surcharges et à l'usure qui résulte de l'abrasion par un régime hydraulique bien défini. Le réseau sanitaire doit être étanche et capable de véhiculer le débit de pointe des eaux usées d'origine domestique, commerciale et industrielle en plus d'un certain débit d'eaux parasites et il doit aussi répondre aux mêmes exigences que l'égout pluvial

face aux sollicitations externes. Le réseau combiné, qui n'est plus construit de nos jours devrait véhiculer sans surcharge le débit généré par une pluie de récurrence d'une fois en 5 ans. Il en est de même pour le réseau pseudo-séparatif qui doit véhiculer le débit de pointe des eaux usées d'origine domestique, commerciale et industrielle en plus d'un certain débit provenant des drains de toits, de fondation et des entrées de garage situées sous le niveau du sol.

### **I.3.L'assainissement des eaux usées :**

On appelle eaux usées toutes eaux polluées. Polluées dans ce contexte veut dire souillées par des activités humaines. Les activités humaines englobent énormément de choses: un bain, une chasse d'eau, une production industrielle, etc...

#### **I.3.1.Les types des eaux usées :**

Selon l'activité qui a conduit à la pollution des eaux, on distingue quatre « familles » d'eaux usées : les eaux domestiques, les eaux industrielles, les eaux agricoles et les eaux pluviales et de ruissellement.



**Figure I. 1 image évacuation des eaux usées [1]**

**I.3.1.1. Les eaux usées domestiques :**

Comme vous pouvez le deviner au nom, il s'agit des eaux polluées par toutes les activités domestiques, c'est-à-dire à la maison. On peut y distinguer:

- Les eaux grises :

Il s'agit des eaux de douche et de cuisine. Elles contiennent généralement chargées de graisses, de tensioactifs (savons, lessive), de solvants, de restes alimentaires, etc

- Les eaux noires :

Il s'agit des eaux des toilettes. Elles sont composées de matières fécales, d'urine et de papier. [1]

**I.3.1.2. Les eaux usées industrielles :**

Evidemment, il s'agit des eaux polluées par les industriels.

Leurs caractéristiques sont très variables puisque la pollution produite dépend de l'activité de l'usine :

→ Agroalimentaire

→ Métallurgie

→ Papeterie

→ Pétrochimie

→ Textile

Ainsi, on peut y retrouver des hydrocarbures, des composés organiques, des graisses, des micropolluants, des métaux lourds, etc... [1]

**I.3.1.3. Les eaux agricoles :**

Ce sont les eaux issues d'une utilisation faite en agriculture. Ce ne sont pas les premières eaux auxquelles on pense quand on parle d'assainissement, alors qu'elles représentent une grande majorité: en effet 70% de l'eau tirée du milieu naturel est consommée à des fins agricoles d'Organisation des Nations unies pour l'alimentation et l'agriculture.

En exemple d'eaux usées agricoles, on peut citer :

→ Les eaux blanches de laiterie ;

→ Les eaux de fumier ;

→ Les eaux de drainage. [3]

### I.3.1.4. Les eaux pluviales et de ruissellement :

Les eaux de pluie contiennent des impuretés. En effet, Elles peuvent être polluées par la pollution de l'air (exemple: pluies acides). De plus, une fois qu'elles touchent les toits et sols, elles ruissellent et emportent avec elles ce qu'elles croisent. Ainsi, elles peuvent dégrader la qualité des cours d'eau. [1]

### I.4. L'assainissement non collectif (individuel ou autonome) :

En zone d'habitat dispersé, des systèmes d'assainissement sont mis en place pour chaque habitation (assainissement individuel) ou pour un petit groupe d'habitations (assainissement autonome). Un zonage délimite les zones d'assainissement autonome. [1]

### I.5. L'assainissement collectif :

En zone urbaine ou d'habitats regroupés, les eaux usées, collectées dans un réseau d'assainissement sont traitées en station d'épuration.

Le réseau de collecte ou "égouts" a pour fonction de collecter les eaux usées et de les amener à la station d'épuration, via des collecteurs. Ce transport se fait le plus souvent par gravité, mais il peut aussi se faire par refoulement, mise sous pression ou sous dépression.

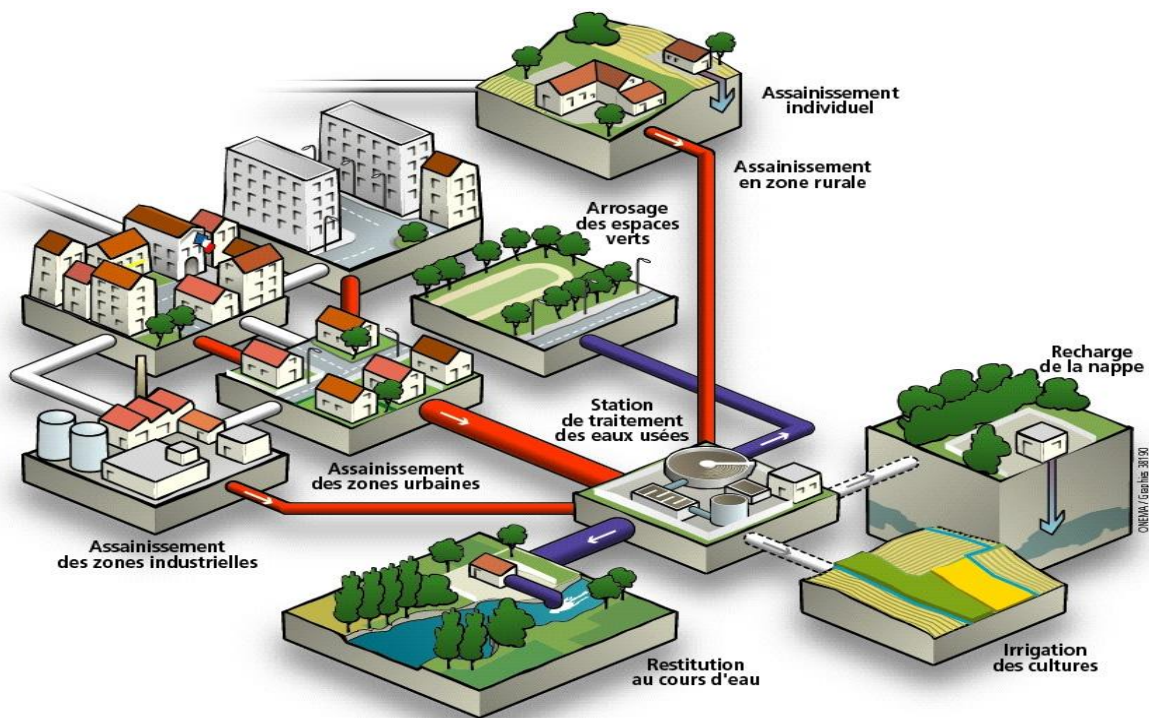


Figure I. 2 assainissement collectifs [1]

## **I.6. Caractéristiques générales**

### **I.6.1 Typologie des réseaux d'assainissement**

Les réseaux d'assainissement sont des infrastructures urbaines communément appelées systèmes urbains.

Une infrastructure urbaine est un système physique qui offre des services publics essentiels à la population d'une ville. L'évacuation des eaux usées est la fonction dévolue au réseau d'assainissement. Ce système est constitué d'un ensemble d'éléments physiques comprenant des conduits, des regards, des puisards, des stations de pompage et d'épuration, des bassins de rétention et de nombreux ouvrages de contrôle. Le rôle principal des réseaux d'assainissement est donc la collecte et l'évacuation des eaux usées vers une usine d'épuration ou un milieu récepteur. Cette évacuation est faite généralement par gravité, à l'exception des endroits où il faut recourir à des stations de pompage.

Les réseaux d'assainissement doivent éliminer les eaux usées domestiques et industrielles pour assurer l'hygiène publique tout en évitant la pollution des milieux naturels. Ils doivent également évacuer les eaux pluviales d'une façon adéquate afin d'empêcher l'inondation des zones urbaines et assurer ainsi le confort et la sécurité des populations.

Il existe quatre types de réseaux:[4]

#### **I.6.1.1.Le réseau d'égout sanitaire ou domestique :**

Un réseau d'égout sanitaire transporte les eaux usées d'origine domestique ainsi que les eaux provenant des commerces, des établissements industriels, institutionnels et les eaux dites parasites.

#### **I.6.1.2.Le réseau d'égout pluvial :**

Le réseau d'égout pluvial est destiné à canaliser les eaux de ruissellement pour généralement les déverser dans un cours d'eau récepteur sans traitement.

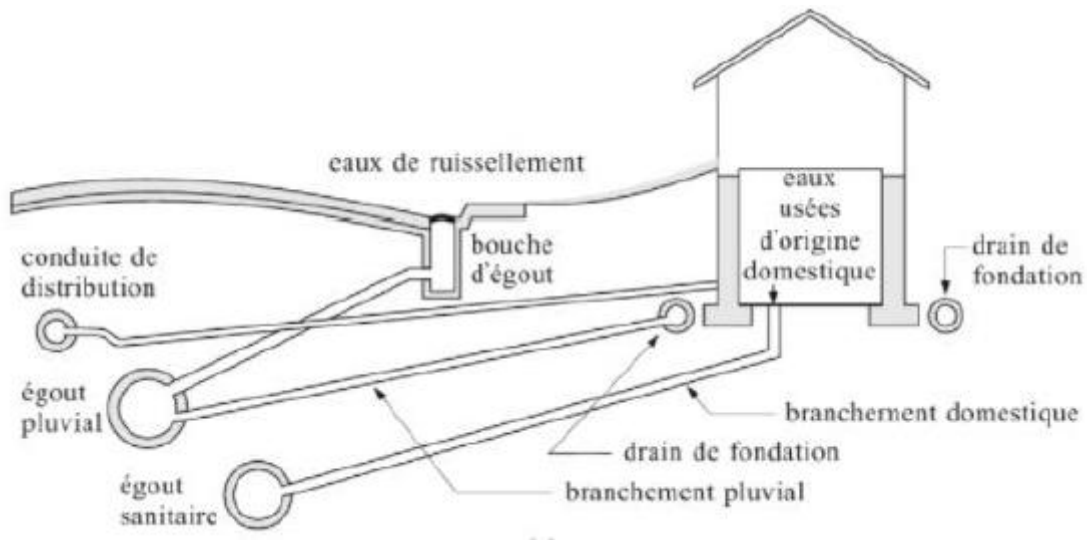


Figure I. 3 Schéma d'un réseau d'égout pluvial

#### I.6.1.3. Le réseau d'égout unitaire ou combiné :

Dans ce type de réseau d'égout toutes les eaux usées d'origine domestique, pluviale, industrielle, commerciale et institutionnelle sont canalisées dans un seul conduit.

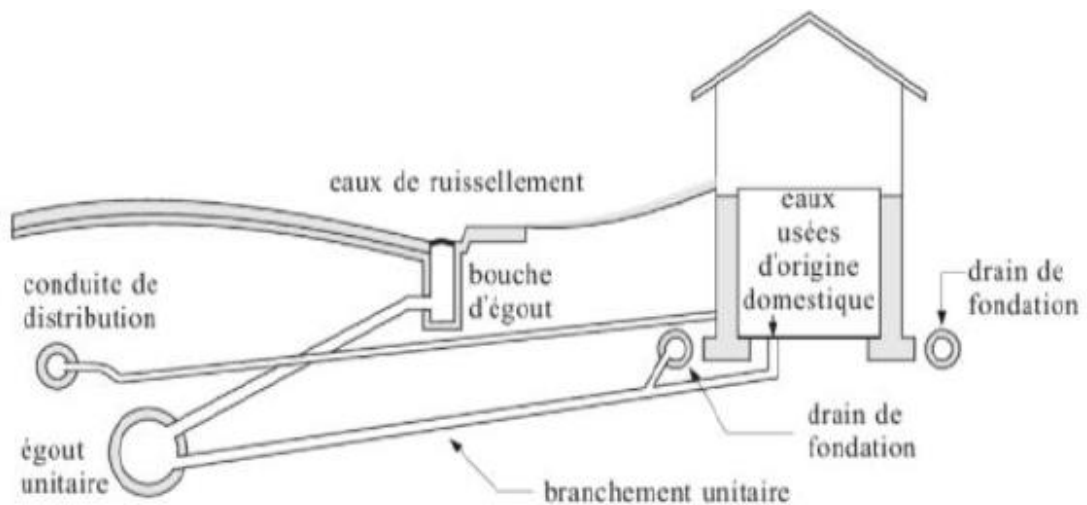


Figure I. 4 Schéma d'un réseau d'égout unitaire ou combiné

#### I.6.1.4. Le réseau d'égout pseudo-séparatif :

Dans cette configuration l'égout sanitaire reçoit les eaux usées d'origine domestique et certaines eaux pluviales comme les eaux issues des drains de fondation et des toits plats. L'égout pluvial draine les eaux de ruissellement provenant des chaussées et des surfaces perméables.

Ces différents types de réseaux se retrouvent en diverses proportions sur un territoire donné suivant l'époque de leur construction. Les réseaux unitaires et pseudo-séparatifs étant les plus anciens.

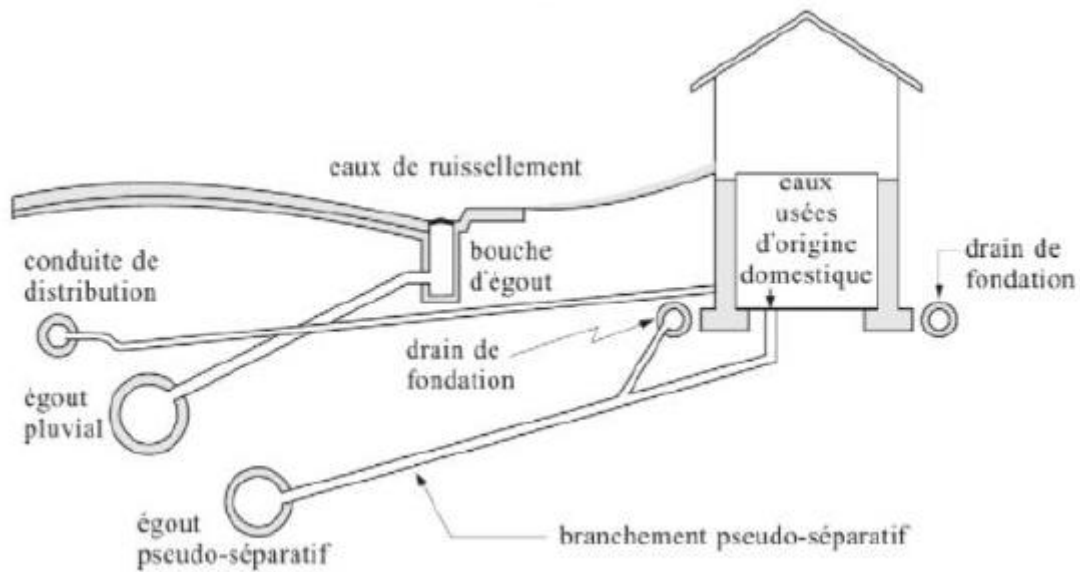


Figure I. 5 Schéma d'un réseau d'égout pseudo séparatif

**I.7. Les avantages et inconvénients des différents systèmes :**

Chaque type de réseau représente des avantages et des inconvénients comme le présente le tableau ci-après :

<b>Système</b>	<b>Unitaire</b>	<b>Séparatif</b>	<b>Pseudo-séparatif</b>
<b>Avantages</b>	- Conception simple - encombrement réduit du sous Sol - à priorité Économique pas de risque d'inversion de branchement.	Diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP meilleure naturel préservé	- Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension
<b>Inconvénients</b>	- Débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - Apport de sable important à la station d'épuration - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.	- encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé risque important d'erreur de branchement.	le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité
<b>Domaine d'utilisation</b>	- milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- petits et moyennes agglomération. présence d'un milieu récepteur proche

**Tableau I. 1 Avantages et inconvénients des différents systèmes**



### I.8.Choix du système d'assainissement :

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

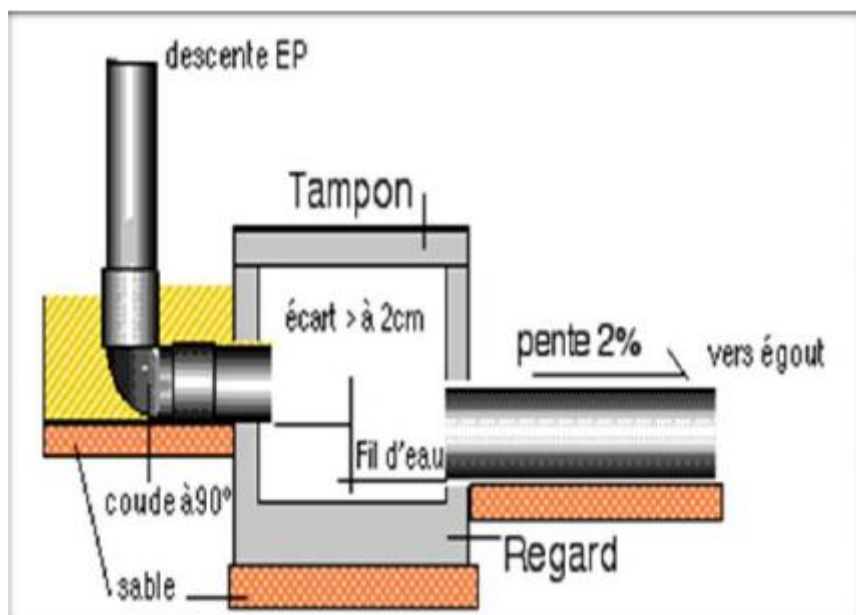
### I.9.Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement [2]

#### I.9.1.Les Regards :

Un regard est un ouvrage qui assure la liaison spéciale entre les conduites et nous permet de surveiller le réseau et d'y accéder.

##### I.9.1.1.Rôle des Regards :

1. Regard de tête.
2. Regard de changement de direction.
3. Regard de changement de pente.
4. Regard de changement de diamètre.
5. Regard de jonction.
6. Regard de chute. ,
7. Regard intermédiaire.
- 8.Regard de visite.



**Figure I. 6 éléments constitutif d'un regard****I.9.2. Les Conduites :**

La conduite est un élément essentiel du réseau qui sert à transporter le fluide, elle se présente sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et des ouvrages visitables.

Il existe plusieurs types de conduite qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations:

- Le béton armé.
- Conduite en fonte ductile.
- Conduite en matière plastique.
- Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre).
- Conduite en PEHD.
- Conduite PVC (chlorure de polyvinyle).
- Le grès.
- L'amiante-ciment (fibrociment).

**I.9.3. Les ouvrages :**

Un réseau d'assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales et pour objectif la protection du milieu naturel ; il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche et avoir un degré élevé de durabilité [2]

**I.10. Les types des ouvrages :****I.10.1. Les ouvrages principaux :**

Correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration ; ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval ; suivant la grandeur de leur section, on les classe ainsi : collecteur principal, collecteur secondaire, collecteur tertiaire

**I.10.2. Les ouvrages annexes**

Sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de

permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, relèvements, bassins de stockage-restitution, etc.) [1]

### **I.10.3.Canalisations :**

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

### **CONCLUSION :**

Dans ce chapitre, nous avons décrit et expliqué les différents types des réseaux d'assainissement ainsi que les divers types d'ouvrages, et nous avons également discuté des différents problèmes que l'on peut rencontrer dans le diagnostic ; la bonne maîtrise de ce dernier nous aide à faire une réalisation parfaite de notre réseau d'assainissement ce qui garantit la sécurité et le confort de population.

# Chapitre II

Présentation de la zone d'étude

**II .1.Introduction :**

L'étude du site d'un projet d'assainissement est important avant la réalisation de projet, on a réalisé cette étude pour connaître les divers facteurs influençant la conception d'un projet qui sont les plus importants :

- Les caractéristiques du terrain (topographique et géologique, climatologie).
- Les données relatives à l'agglomération

**II.2.Présentation de zone d'étude :****II.2.1.Historique de la ville :**

Souidania, cette commune semi-rurale, est située au centre du Sahel, à dix-huit kilomètres au Nord-Ouest d'Alger. Etablie sur un plateau à 120 mètres d'altitude. Cette ville agricole au relief montagneux qui niche au sommet de villages agricoles, est entourée de profonds ravins traversés par trois cours d'eau : Oued El Aggar, Oued El Harrach et Oued Boukandoura, un ruisseau qui porte le nom de la tribu qui y habitait, faisant couler ses eaux au centre du territoire de la commune. Les limites de cette communes, au Nord étaient, à l'époque : Oued Lebridja qui remontait son cours jusqu'à Oued Staouéli, sur le territoire de la commune de Sidi Fredj, actuellement les communes de Staouéli et de Chéraga ; à l'Est par le ravin de Ain El Kelâa, jusqu'à la commune de Ouled Fayet, à l'Ouest, la limite du cours du ravin du Saint Marabout Sidi Belezreg, les communes de Mahelma et de Koléa, actuellement les communes de Zéralda et de Mahelma ; et au Sud, par les terrains de la commune de Rahmania, actuellement, les communes de Rahmania et de Mahelma.

A l'époque de la Régence d'Alger, ce territoire faisait partie de l'Outan des Ben Khelil, puis, dès la fondation de la commune en 1843, elle se retrouve annexée à Douéra, dans le département d'Alger. Cinq ans plus tard, elle dépend de la commune mère de Douéra, à l'arrondissement de Blida, conformément à la loi du 9 décembre 1848. Ce centre de population comptait seulement 227 habitants, en 1860, de différentes nationalités, répartis entre le village de Souidania et Haouch Boukendoura. Elle sera promue commune de plein exercice en 1894. [5]

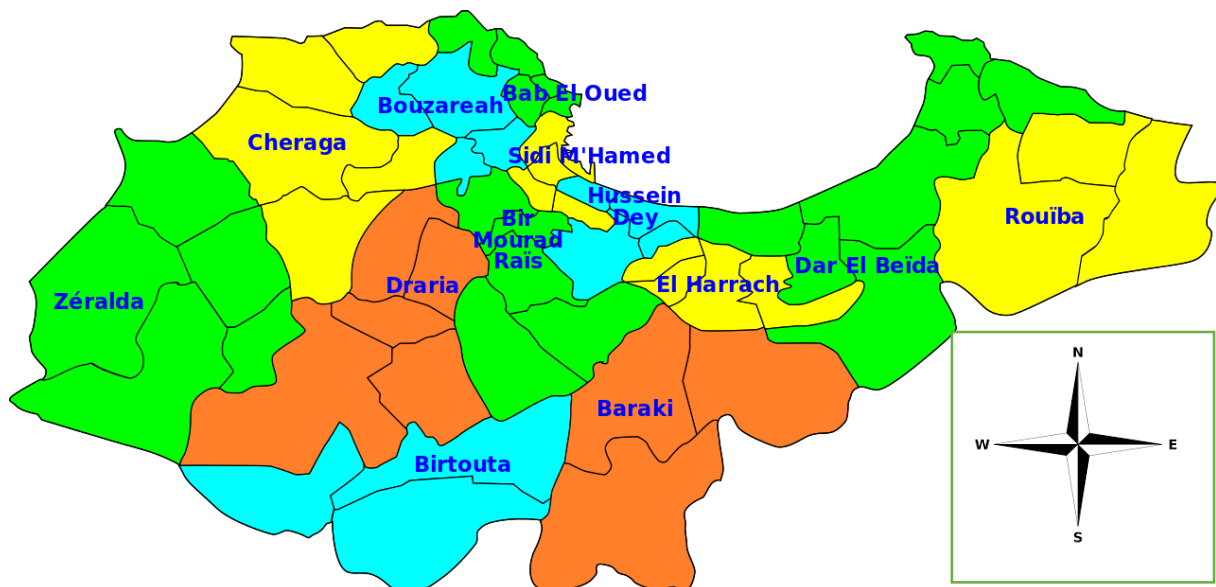
**II.2.2.Situation géographique :**

**II.2.2.1.Présentation de la wilaya d'Alger :**

La Wilaya D'ALGER est située dans le nord de l'Algérie, Au Nord elle est limitée par la mer méditerranée, à l'Ouest par la wilaya de Tipaza, à l'Est par la wilaya de boumerdas [6]



**Figure II. 1 situation géographique et wilaya limitrophes d'Alger[6]**



**Figure II. 2 Carte administrative de la wilaya d'ALGER[6]**

### II.2.2.2. Situation géographique de la ville de soudania :

Soudania est une commune de la wilaya de Alger, elle se situe à 18 km au Nord-Ouest à l'd'Alger , entre Mahlem et zeralda

Elle est limitée par :

- Au nord : Staoueli , Ouled Fayet
- A l'Est : Ouled Fayet
- Au sud Barrage de Douéra, Mahelma, Rahmania
- A l'Ouest : Zéralda, Forêt de Zéralda

Son territoire s'étend sur une superficie de 13,65 km<sup>2</sup> [6]



**Figure II. 3 Situation géographique de la vile de soudania[6]**



**Figure II. 4 Image satellitaire du site de l'étude[6]**

### II.3.Démographie de Souidania

Informations sur les habitants et la population de Souidania.

Nombre d'habitants à Souidania 17 105 habitants

Densité de population à Souidania 1 253,1 /km<sup>2</sup>

[6]

#### II.3.1.La géologie :

Du point de vue géotechnique, notre région d'étude est formée par des terrains exclusivement sédimentaires.

Les terrains sont essentiellement gréseux d'âge Calabrien recouverts par des argiles ou du sable peu épais d'âge quaternaire provenant de l'altération des grés. [6]

#### II.3.2. La sismicité :

La zone d'étude située au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen, est géologiquement instable. Selon le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), elle appartient à la zone II-b de moyenne sismicité caractérisée par une période de retour de 30 à 40 ans. [6]

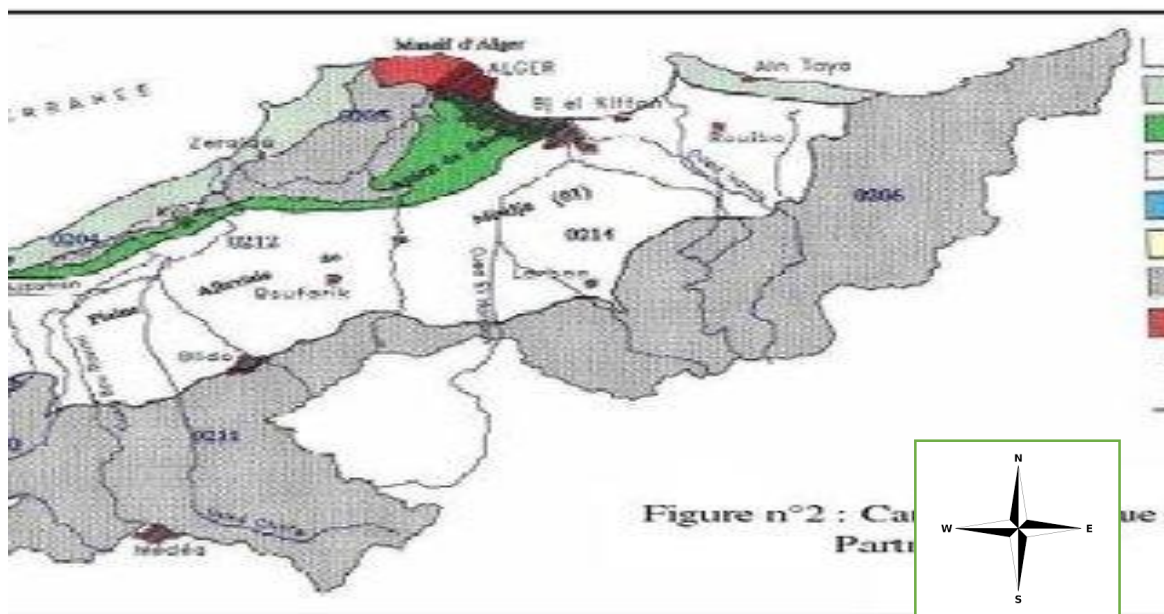


Figure II. 5 Carte géologique de la wilaya d'Alger [6]

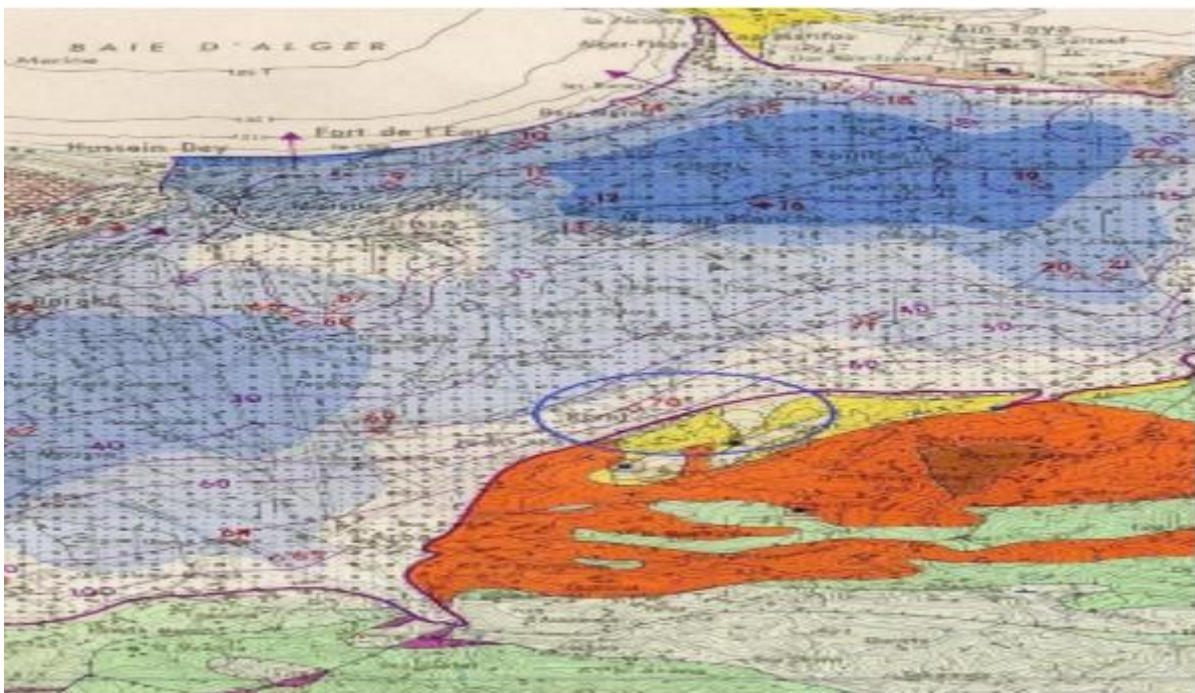


### II.3.3.Hydrogéologie :

Le niveau hydrostatique se trouve en dessous de l'exploitation, par conséquent, il ne cause pas de problèmes d'inondations, et en plus les calcaires massifs formant la région sont toujours très fissurés en affleurement, donc ils sont perméables et constituent ainsi un terrain favorable à la circulation des eaux souterraines

Elle est alimentée par :

- La pluviométrie (alimentation directe) ;
- L'infiltration à partir des oueds ;



**Figure II. 6** Carte hydrogéologique

## II.4.La climatologie

### II.4.1.Le climat

Soudania possède un climat méditerranéen chaud avec été sec (Csa) selon la classification de Köppen-Geiger. Sur l'année, la température moyenne à Soudania est de 19.7°C et les précipitations sont en moyenne de **672.3 mm**.

la température moyenne annuelle est de **14.4°C** et les précipitations sont en moyenne de **1078.4 mm**.

Mois	T moyenne	T moyenne min	T moyenne max	Record des températures min	Record des températures max	Précipitation
Janvier	15	11	18	2	26	64
Février	14	11	17	2	27	65
Mars	15	12	18	2	30	69
Avril	18	15	20	7	31	65
Mai	20	17	23	10	36	51
Juin	23	20	26	9	38	5
Juillet	25	22	28	16	39	3
Aout	27	24	30	15	38	19
Septembre	24	21	26	13	32	46
Octobre	22	19	25	11	35	54
Novembre	18	14	21	4	31	143
décembre	16	12	18	2	29	88

Année : 2022

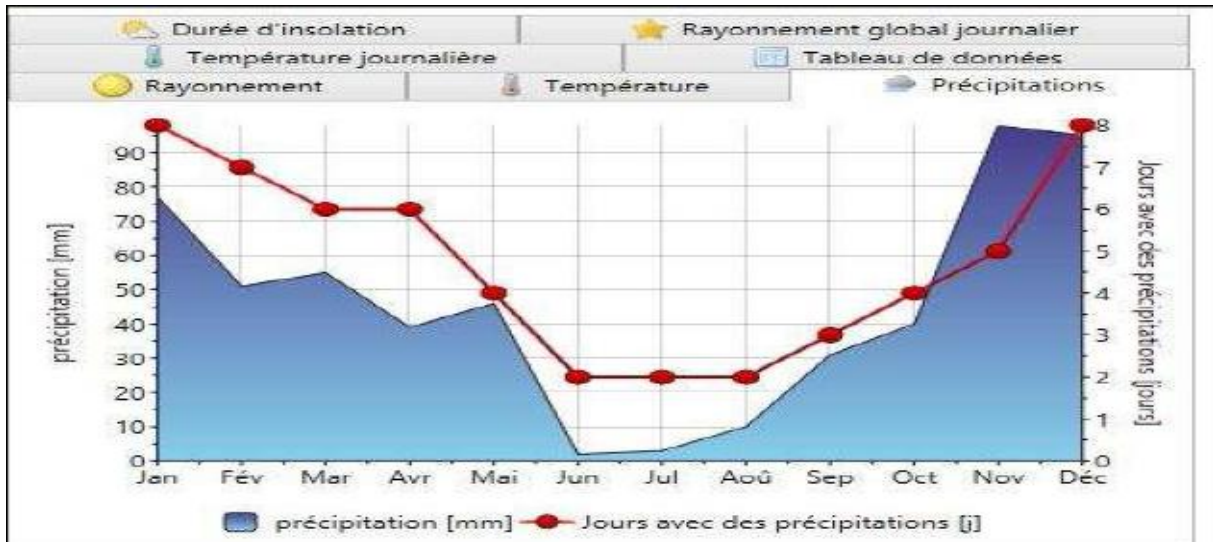
**Tableau II. 1 Météorologie de la ville ( soudania )**

Les précipitations varient de 140.2 mm entre le mois le plus sec et le mois le plus humide.

L'amplitude des températures tout au long de l'année est de 12.7°C. [7]

### II.4.2.Précipitations

Les précipitations dans La vile de soudania sont irrégulières dans le temps et dans l'espace. La plupart des précipitations se produisent durant les mois d'hiver.



**Figure II. 7 Précipitations à soudania [7]**

Nous avons rapproché des services concernés de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques ANRH pour avoir l'information sur les postes pluviométriques et hydrométriques existants dans la zone d'étude et sur leur période de fonctionnement ainsi que sur la fiabilité des données.

Les bassins versants sont dépourvus de stations pluviométriques et hydrométriques, nous avons alors eu recours aux stations de mesures implantées au voisinage.

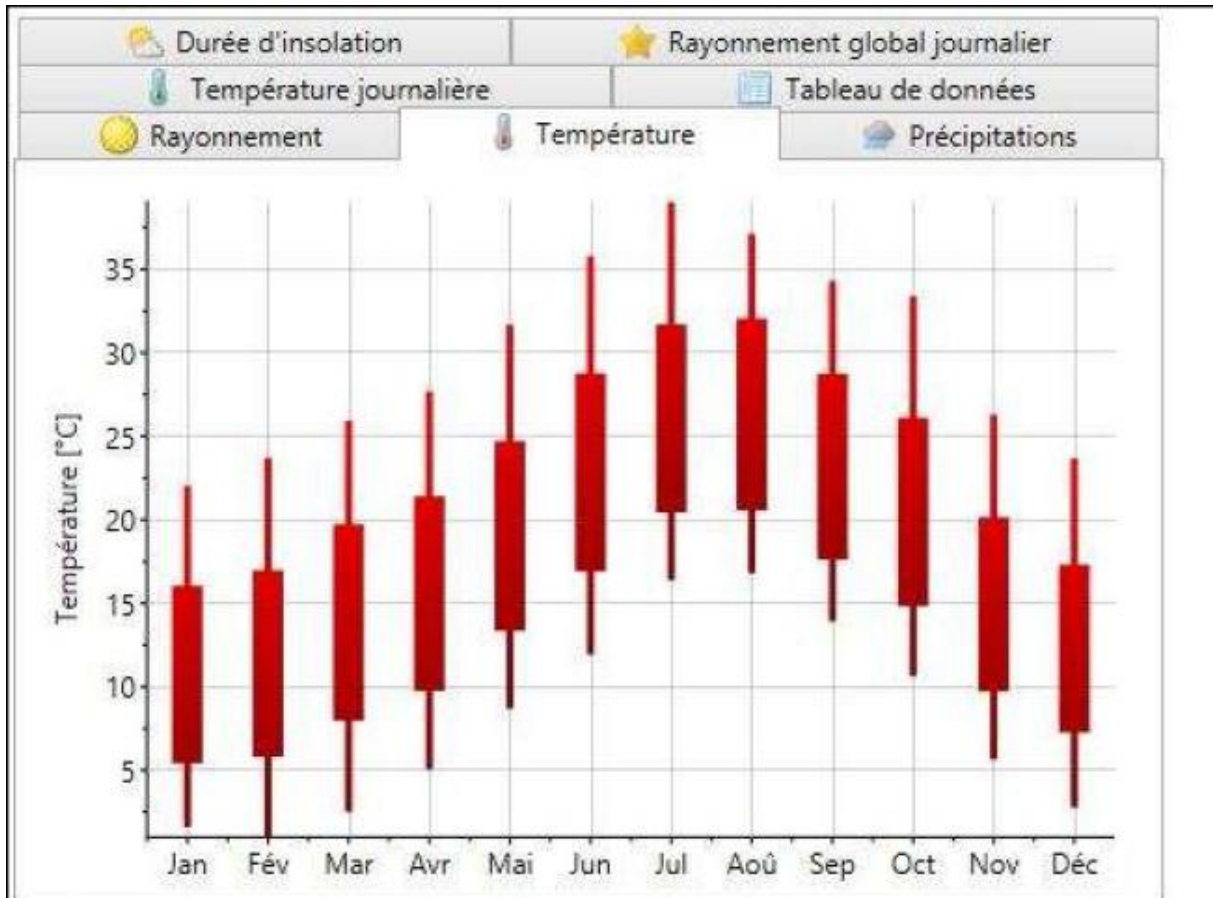


**Figure II. 8 Carte de précipitation pluviométrique[7]**



**II.4.3.Les températures :**

Les températures du site d'ALGER varient entre 6° et 32° en moyenne tout au long de l'année, comme l'indique le graphe suivant



**Figure II. 9 Températures moyennes mensuelles (soudania)**



**Figure II. 10 Valeurs journalières de la température Moy , Max et Min (soudania)**

En été les températures varient entre 24° et 32° tandis qu'en hiver elles oscillent

Entre 5° et 22° [7]

#### II.4.4.Le vent

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vent (m/s)	1.5	2.0	3.4	3.0	3.1	3.2	2.8	2.7	3.3	2.3	2.9	2.6

**Tableau II. 2 (Source : ANRH BLIDA) La vitesse du vent dans la Mitidja ouest a atteint les 3.3 m/s durant le mois de septembre**

#### II.4.5.Humidité :

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
HUM %	14.8	12.6	19.2	21.0	19.8	28.3	31.0	29.2	33.0	28.2	19.0	14.5

**Tableau II. 3 [1] (Source : ANRH BLIDA) Les mois les plus humides sont : juillet, aout, septembre, octobre**

#### Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons défini les données nécessaires relatives à notre région du point de vue, géologie, climatologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

# Chapitre III

## Etude hydrologique

### III .1. Objectif de l'étude :

Les études hydrologiques relatives au diagnostic des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le diagnostic, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales. Cette phase occupe la partie la plus rigoureuse de notre étude, d'où la nécessité d'un traitement poussé. Le but de notre étude hydrologique est de diagnostiquer et évaluer ou encore estimer avec la plus grande précision possible, les paramètres hydrologiques servant pour la détermination des volumes d'eau à évacuer en période de crues (période de retour ou crue du projet).

### III .2. Etude des précipitations :

L'étude des précipitations en assainissement a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour une période.

Pour notre travail, on dispose d'une série pluviométrique de la station de MAHELMA FERME, c'est la station la plus proche de notre site, donc c'est avec elle qu'on fera notre étude hydrologique.

La station de MAHELMA FERME a le code **020511** et les coordonnées Lambert suivantes :

X :517 **Km**

Y :376.85 **Km**

Z :150 **Km**

Le tableau suivant présente la série de données qui comporte les précipitations mensuelles et maximales journalières pour **43** années d'observation (**1970-2012**). Ces données ont été fournies par l'A.N.R.H [**8**]

<b>Années</b>	<b>Pj max (mm)</b>	<b>Années</b>	<b>Pj max (mm)</b>	<b>Années</b>	<b>Pj max (mm)</b>
<b>1970</b>	<b>80.40</b>	<b>1984</b>	<b>64.4</b>	<b>1999</b>	<b>47.1</b>
<b>1971</b>	<b>44.2</b>	<b>1985</b>	<b>29.8</b>	<b>2000</b>	<b>52.1</b>
<b>1972</b>	<b>68.9</b>	<b>1986</b>	<b>63.6</b>	<b>2001</b>	<b>86.3</b>
<b>1973</b>	<b>51.6</b>	<b>1987</b>	<b>34.6</b>	<b>2002</b>	<b>39.9</b>
<b>1974</b>	<b>69.3</b>	<b>1988</b>	<b>44.6</b>	<b>2003</b>	<b>43.2</b>
<b>1975</b>	<b>41.8</b>	<b>1989</b>	<b>25.5</b>	<b>2004</b>	<b>48</b>
<b>1976</b>	<b>61.6</b>	<b>1990</b>	<b>31.5</b>	<b>2005</b>	<b>30.1</b>
<b>1977</b>	<b>46.3</b>	<b>1991</b>	<b>53</b>	<b>2006</b>	<b>35.5</b>
<b>1978</b>	<b>48.2</b>	<b>1992</b>	<b>60.3</b>	<b>2007</b>	<b>131</b>
<b>1979</b>	<b>48.2</b>	<b>1993</b>	<b>82.3</b>	<b>2008</b>	<b>51.6</b>
<b>1980</b>	<b>37.5</b>	<b>1994</b>	<b>59.2</b>	<b>2009</b>	<b>58.1</b>
<b>1981</b>	<b>107.5</b>	<b>1995</b>	<b>77.3</b>	<b>2010</b>	<b>53.9</b>
<b>1982</b>	<b>88.8</b>	<b>1996</b>	<b>53.7</b>	<b>2011</b>	<b>56.8</b>
<b>1983</b>	<b>43.9</b>	<b>1997</b>	<b>50.2</b>	<b>2012</b>	<b>132</b>
		<b>1998</b>	<b>54.6</b>		

**Tableau III. 1 Pluies journalières maximale annuelles**



### III .3. Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique :

Pour vérifier l'homogénéité des données observées on a utilisé le teste de wilcoxon

#### III .3.1.TEST DE WILCOXON :

→Test non paramétrique.

→Consiste à comparer deux moyennes.

- On testera les hypothèses :  $H_0 : \mu_1 = \mu_2$

$$H_1: \mu_1 \neq \mu_2$$

- La statistique du test de Wilcoxon (W) est la somme des rangs (Ri) du premier sous-échantillon:

$$W = \sum_{i=1}^{n_1} R_i$$

Étapes de mise en application du test de Wilcoxon:

1. On classe les valeurs des  $n$  observations ( $n_1+n_2$ ) des deux sous-échantillons par ordre croissant,
2. On attribue un numéro d'ordre (**rang r**) pour chaque valeur classée (si deux observations présentent la même valeur, on ajoute **0,5** au rang de chacune),
3. on calcule la somme des rangs des valeurs du premier échantillon.
4. La table des seuils de la loi de Wilcoxon, fournit, pour  $n_1$  et  $n_2$  la valeur critique minimale ( $W_{min}$ ).
5. On calcule  $W_{max} = n_1 (n_1+n_2 + 1) - W_{min}$
6. L'hypothèse  $H_0$  est acceptée pour un seuil  $\alpha$  si:  $W_{min} \leq W \leq W_{max}$

Dans le tableau ci-dessous on a appliqué la loi de **WILCOXON** sur la série

Pluviométrique pour vérifier l'homogénéité des données observées.

Avec :

$$n_1 = 21$$

$$n_2 = 22$$

Années	P <sub>J</sub> max(mm)	En	Années	P <sub>j</sub> max (mm) par ordre croissant	Rang	Origine
1970	88,8	E1	2004	25,5	1	E1
1971	48,2	E1	1991	29,8	2	
1972	80,4	E1	2007	30,1	3	
1973	53,7	E1	2012	31,5	4	E1
1974	82,3	E1	1981	34,6	5	
1975	46,3	E1	1989	35,5	6	
1976	68,9	E1	1985	37,5	7	
1977	50,2	E1	2005	39,9	8	E1
1978	51,6	E1	1990	41,8	9	
1979	52,1	E1	1987	43,2	10	
1980	44,2	E1	2006	43,9	11	
1981	34,6	E1	1980	44,2	12	
1982	132	E1	2002	44,6	13	E1
1983	48	E1	1975	46,3	14	
1984	77,3	E1	2003	47,1	15	
1985	37,5	E1	1983	48	16	E1
1986	69,3	E1	1971	48,2	17	E1
1987	43,2	E1	1988	48,2	18	E1
1988	48,2	E1	1977	50,2	19	
1989	35,5	E1	1999	51,6	20	E1
1990	41,8	E2	1978	51,6	21	E1
1991	29,8	E2	1979	52,1	22	E1
1992	64,4	E2	1997	53	23	
1993	107,5	E2	1973	53,7	24	E1
1994	63,6	E2	2008	53,9	25	E1

1995	86,3	E2	2000	54,6	26	
1996	56,8	E2	1996	56,8	27	
1997	53	E2	2010	58,1	28	
1998	59,2	E2	1998	59,2	29	
1999	51,6	E2	2011	60,3	30	
2000	54,6	E2	2009	61,6	31	
2001	131	E2	1994	63,6	32	E1
2002	44,6	E2	1992	64,4	33	
2003	47,1	E2	1976	68,9	34	E1
2004	25,5	E2	1986	69,3	35	E1
2005	39,9	E2	1984	77,3	36	E1
2006	43,9	E2	1972	80,4	37	E1
2007	30,1	E2	1974	82,3	38	E1
2008	53,9	E2	1995	86,3	39	
2009	61,6	E2	1970	88,8	40	E1
2010	58,1	E2	1993	107,5	41	E1
2011	60,3	E2	2001	131	42	
2012	31,5	E2	1982	132	43	
$W_{\text{obs}} = \sum_{i=1}^{n=20} \text{rang}(E1) = 416$						

**Tableau III. 2 Application du test de WILCOXON sur la série pluviométrique de la station de MAHELMA FERME**

D'après le tableau :

$$W_{\text{obs}} = 416$$

avec la table des seuils de la loi de WILCOXON on trouve que :

$$W_{\text{min}} = 386$$

$$W_{\text{max}} = 604 \quad ;$$

**Conclusion :** d'après le test de wilcoxon, la série pluviométrique de la station de mahelma ferme est homogène.

### III .4. Estimation des paramètres de la série pluviométriques :

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à calculer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de **43ans**.

Son objectif est de condenser l'information disponible sous une forme simple et claire

Afin d'interpréter le comportement du phénomène observé.

Ces caractéristiques sont définies comme suit :

→**La somme** : des précipitations maximales journalières durant **43** ans

D'observations :

$$N=43$$

$$\sum_{i=1} P_{j \max} = 2488.4 \text{ mm}$$

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

$$P_{j \max} = \frac{\sum_{i=1}^{N=43} P_{j \max}}{n} = 57.86 \text{ mm}$$

→ L'écart type  $\sigma P_{j \max}$  : **23.52**

→Le coefficient de variance cv: **0 .40**

Désignation	Valeur
$P_{j \max}$	<b>2488.4</b>
$\sigma P_{j \max}$	<b>23.52</b>
$c_v$	<b>0.40</b>

Tableau III. 3 Caractéristiques de la série pluviométrique 1970-2012

### III .5. Ajustement de la série pluviométrique :

En Algérie les régimes pluviométriques sont irréguliers d'où les deux lois les plus utilisées sont celle de **Gumbel** et de **Galton**, car elles donnent des résultats corrects et fiables.

### III .5.1. Ajustement par la loi de gumbel :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F = e^{-e^{-y}}$$

Tel que :

$$y = (X - X_0)$$

$$F_{(x)} = f_{(y)}$$

$(x)$  : Fréquence au dépassement de la valeur de

X Avec :

$y$  : Variable réduite de GUMBEL

$X$  : Précipitation maximale journalière (mm)

$X_0$  : Paramètre de position (mode).

$\alpha$  : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif

#### III .5.1.1. Procède d'ajustement :

Les étapes d'ajustement à la loi de GUMBEL sont :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazan qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$f(x) = \frac{m - 0,5}{n}$$

Avec :

$m$  : Rang de précipitation (1.2.3.4.....45) à partir de la série pluviométrique

$n$  : Nombre d'observations  $n=45$

- Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon.
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y_i = -\ln(\ln(F_{(x)}))$$

- Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.
- Calculer le coefficient de corrélation.
- Entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL.

### III .5.1.2. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule

$$x = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0.78\sigma$$

$$X_0 = \bar{x} - 0.577\sigma$$

Le tableau suivant représente les paramètres de la loi de GUMBEL :

$\bar{X}$	$\frac{1}{\alpha}$	$\sigma$	$X_0$
<b>57.86</b>	<b>18.56</b>	<b>23.52</b>	<b>47.16</b>

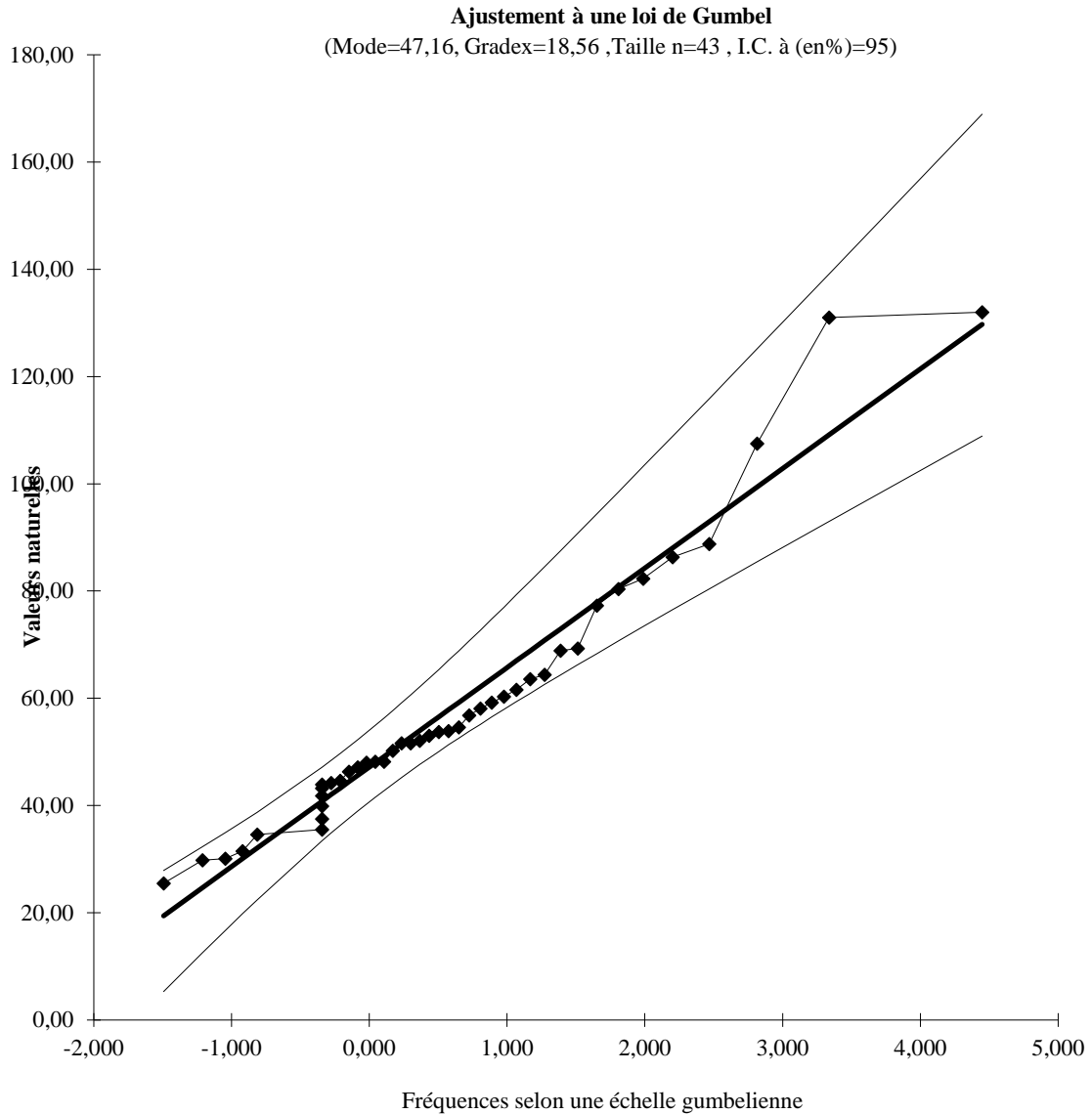
**Tableau III. 4 Les paramètres de la loi de GUMBEL**

Pour effectuer l'ajustement par la loi de GUMBEL on va utiliser **HYDROLAB** pour obtenir un résultat fiable et précis. Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
2004	25,5	1	0,0116	-1,494	25,50	19,43	5,28	27,87
1991	29,8	2	0,0349	-1,211	29,80	24,68	12,53	32,28
2007	30,1	3	0,0581	-1,046	30,10	27,75	16,69	34,92
2012	31,5	4	0,0814	-0,920	31,50	30,09	19,82	36,98
1981	34,6	5	0,1047	-0,814	34,60	32,05	22,41	38,73
1989	35,5	11	0,2442	-0,343	35,50	40,78	33,40	47,12
1985	37,5	11	0,2442	-0,343	37,50	40,78	33,40	47,12
2005	39,9	11	0,2442	-0,343	39,90	40,78	33,40	47,12
1990	41,8	11	0,2442	-0,343	41,80	40,78	33,40	47,12
1987	43,2	11	0,2442	-0,343	43,20	40,78	33,40	47,12
2006	43,9	11	0,2442	-0,343	43,90	40,78	33,40	47,12
1980	44,2	12	0,2674	-0,277	44,20	42,02	34,87	48,40
2002	44,6	13	0,2907	-0,211	44,60	43,23	36,28	49,68
1975	46,3	14	0,3140	-0,147	46,30	44,43	37,64	50,96

2003	47,1	15	0,3372	-0,083	47,10	45,61	38,97	52,26
1983	48	16	0,3605	-0,020	48,00	46,78	40,26	53,57
1971	48,2	17	0,3837	0,043	48,20	47,96	41,53	54,91
1988	48,2	18	0,4070	0,106	48,20	49,13	42,77	56,28
1977	50,2	19	0,4302	0,170	50,20	50,32	44,00	57,68
1999	51,6	20	0,4535	0,235	51,60	51,52	45,22	59,12
1978	51,6	21	0,4767	0,300	51,60	52,73	46,42	60,60
1979	52,1	22	0,5000	0,367	52,10	53,96	47,63	62,13
1997	53	23	0,5233	0,434	53,00	55,22	48,84	63,71
1973	53,7	24	0,5465	0,504	53,70	56,51	50,06	65,35
2008	53,9	25	0,5698	0,575	53,90	57,84	51,30	67,06
2000	54,6	26	0,5930	0,649	54,60	59,21	52,55	68,85
1996	56,8	27	0,6163	0,726	56,80	60,63	53,83	70,72
2010	58,1	28	0,6395	0,805	58,10	62,11	55,14	72,68
1998	59,2	29	0,6628	0,888	59,20	63,65	56,49	74,76
2011	60,3	30	0,6860	0,976	60,30	65,28	57,90	76,96
2009	61,6	31	0,7093	1,069	61,60	67,00	59,37	79,30
1994	63,6	32	0,7326	1,167	63,60	68,83	60,92	81,82
1992	64,4	33	0,7558	1,273	64,40	70,79	62,56	84,53
1976	68,9	34	0,7791	1,388	68,90	72,92	64,32	87,49
1986	69,3	35	0,8023	1,513	69,30	75,25	66,23	90,74
1984	77,3	36	0,8256	1,652	77,30	77,83	68,33	94,37
1972	80,4	37	0,8488	1,809	80,40	80,73	70,67	98,47
1974	82,3	38	0,8721	1,989	82,30	84,08	73,35	103,21
1995	86,3	39	0,8953	2,202	86,30	88,04	76,50	108,86
1970	88,8	40	0,9186	2,466	88,80	92,94	80,36	115,86
1993	107,5	41	0,9419	2,815	107,50	99,42	85,44	125,15
2001	131	42	0,9651	3,338	131,00	109,13	92,99	139,13
1982	132	43	0,9884	4,449	132,00	129,74	108,91	168,94

Tableau III. 5 Gumbel (hydrolab)



**Figure III. 1 Courbe d’ajustement des données pluviométriques à la loi de GALTON Hydrolab)**

Pour une période de retour T (an) :

-On a :  $FND = 1 - \frac{1}{T}$

-On fait entrer la fréquence dans le tableau suivant pour avoir la pluie journalière max de la période de retour adéquate. (On prend exemple T = 10 ans et FND = 0.9).

On obtient :

**PJmax = 88.93 mm**



période de retour	Fréquence	Variable Réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne Supérieure
10	0,9	0,25	88,93	77,20	110,13

**Tableau III. 6 Résultat de la loi de GUMBEL**

### III .5.2. Ajustement par la loi de GALTON :

Le tableau suivant représente les paramètres de la loi de GALTON

$\bar{x}$	$\Sigma$
3,99	0,37

Tableau : paramètre de la loi de GALTON

Pour effectuer l'ajustement par la loi de GALTON on va utiliser

HYDROLAB pour obtenir un résultat fiable et précis. Les résultats obtenus

sont dans le tableau suivant

Moyenne de $\ln(x-x_0) = 3,99$ Seuil $x_0 = 0$ Taille $n = 43$ I.C. à (en%) = 95								
Ecart-type de $\ln(x-x_0) = 0,37$ Nb au départ (1)    U Gauss = 1,960								
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
<b>2004</b>	3,24	1	0,0116	-2,269	3,24	23,41	18,11	27,99
<b>1991</b>	3,394508	2	0,0349	-1,813	3,39	27,69	22,25	32,36
<b>2007</b>	3,404525	3	0,0581	-1,571	3,40	30,27	24,81	35,00
<b>2012</b>	3,449988	4	0,0814	-1,396	3,45	32,29	26,81	37,06
<b>1981</b>	3,543854	5	0,1047	-1,255	3,54	34,00	28,52	38,81
<b>1989</b>	3,569533	6	0,1279	-1,136	3,57	35,52	30,05	40,38
<b>1985</b>	3,624341	7	0,1512	-1,031	3,62	36,92	31,45	41,83
<b>2005</b>	3,686376	8	0,1744	-0,937	3,69	38,23	32,76	43,19
<b>1990</b>	3,732896	9	0,1977	-0,850	3,73	39,47	34,01	44,49
<b>1987</b>	3,76584	10	0,2209	-0,769	3,77	40,66	35,20	45,75
<b>2006</b>	3,781914	11	0,2442	-0,693	3,78	41,82	36,35	46,98
<b>1980</b>	3,788725	12	0,2674	-0,621	3,79	42,95	37,47	48,19
<b>2002</b>	3,797734	13	0,2907	-0,551	3,80	44,06	38,57	49,38
<b>1975</b>	3,835142	14	0,3140	-0,485	3,84	45,15	39,64	50,57
<b>2003</b>	3,852273	15	0,3372	-0,420	3,85	46,24	40,71	51,76
<b>1983</b>	3,871201	16	0,3605	-0,357	3,87	47,32	41,76	52,96
<b>1971</b>	3,875359	17	0,3837	-0,296	3,88	48,40	42,81	54,17
<b>1988</b>	3,875359	18	0,4070	-0,235	3,88	49,49	43,86	55,39

<b>1977</b>	3,916015	19	0,4302	-0,176	3,92	50,59	44,91	56,64
<b>1999</b>	3,943522	20	0,4535	-0,117	3,94	51,70	45,96	57,91

<b>1978</b>	3,943522	21	0,4767	-0,058	3,94	52,82	47,02	59,22
<b>1979</b>	3,953165	22	0,5000	0,000	3,95	53,97	48,10	60,56
<b>1997</b>	3,970292	23	0,5233	0,058	3,97	55,14	49,19	61,94
<b>1973</b>	3,983413	24	0,5465	0,117	3,98	56,34	50,29	63,37
<b>2008</b>	3,98713	25	0,5698	0,176	3,99	57,58	51,42	64,86
<b>2000</b>	4,000034	26	0,5930	0,235	4,00	58,85	52,58	66,41
<b>1996</b>	4,039536	27	0,6163	0,296	4,04	60,18	53,77	68,03
<b>2010</b>	4,062166	28	0,6395	0,357	4,06	61,55	55,00	69,74
<b>1998</b>	4,080922	29	0,6628	0,420	4,08	62,99	56,27	71,55
<b>2011</b>	4,099332	30	0,6860	0,485	4,10	64,51	57,59	73,47
<b>2009</b>	4,120662	31	0,7093	0,551	4,12	66,11	58,98	75,52
<b>1994</b>	4,152613	32	0,7326	0,621	4,15	67,82	60,45	77,73
<b>1992</b>	4,165114	33	0,7558	0,693	4,17	69,65	62,00	80,13
<b>1976</b>	4,232656	34	0,7791	0,769	4,23	71,63	63,67	82,75
<b>1986</b>	4,238445	35	0,8023	0,850	4,24	73,79	65,47	85,65
<b>1984</b>	4,347694	36	0,8256	0,937	4,35	76,19	67,44	88,90
<b>1972</b>	4,387014	37	0,8488	1,031	4,39	78,89	69,64	92,61
<b>1974</b>	4,410371	38	0,8721	1,136	4,41	82,00	72,13	96,93
<b>1995</b>	4,45783	39	0,8953	1,255	4,46	85,67	75,05	102,12
<b>1970</b>	4,486387	40	0,9186	1,396	4,49	90,21	78,60	108,64
<b>1993</b>	4,677491	41	0,9419	1,571	4,68	96,21	83,22	117,41
<b>2001</b>	4,875197	42	0,9651	1,813	4,88	105,21	90,00	130,90
<b>1982</b>	4,882802	43	0,9884	2,269	4,88	124,42	104,06	160,85

Tableau III. 7 GALTON (hydrolab)

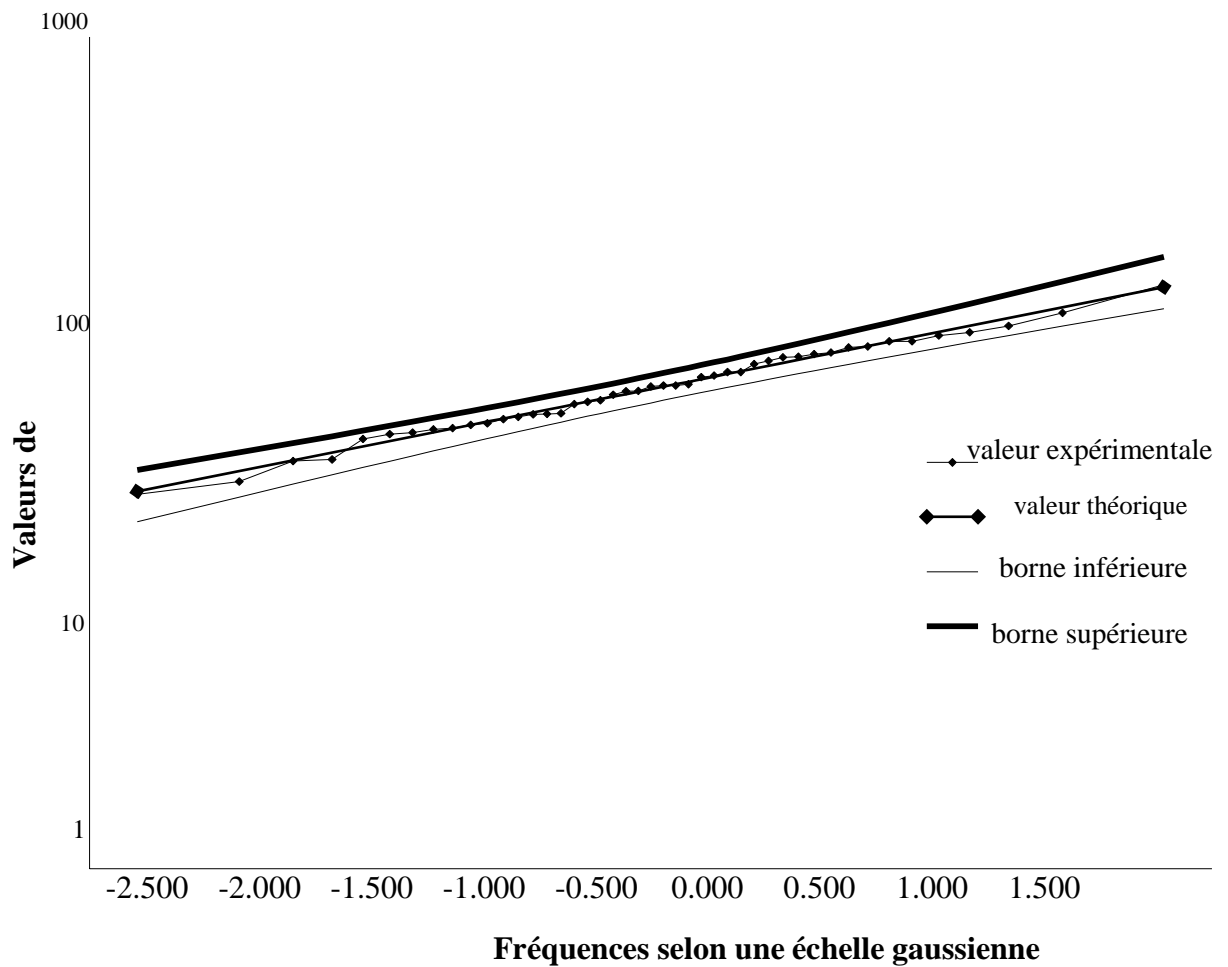


Figure III. 2 Courbe d’ajustement des données pluviométriques à la loi de

Pour une période de retour T (an) :

-On a :  $FND = 1 - \frac{1}{T}$

;-On fait entrer la fréquence dans le tableau suivant pour avoir la pluie journalière maxde la période de retour adéquate. (On prend exemple T = 10 ans et FND = 0.9). On obtient :

période de retour	Fréquence	Variable Réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne Supérieure
10	0,9	1,282	86,50	75,7	103,3

Tableau III. 8 Résultat de la loi de GALTON [2]

### III .5.3.Vérification de l'ajustement de l'échantillon par le test de Khi-Deux:

#### ➤ Khi-Deux $\chi^2$ théorique :

A partir de la table de KHI-DEUX en fonction de  $u$  et de  $\alpha$  :

$u$ : nombre de degrés de liberté :  $u = k - p - 1$ .

Avec :

$K$  : nombre de classe ;  $k = 5$  classes.

$p$  : nombre de paramètres de la loi d'ajustement (la moyenne, l'écart-type et le coefficient de variation) ;  $p = 2$

$\alpha$ : Degré de risque et est égal à 1-seuil de confiance donc  $\alpha = 5\%$ .

Sur la table de KHI-DEUX (pour  $u=2$  et  $\alpha = 5\%$

Le  $\chi^2$  théorique égale à :

**$X^2$  théorique=7.81**

**Donc :**

**$X^2$  expérimentale <  $X^2$  théorique**

#### **Conclusion :**

On conclut que le  $\chi^2$  calculé (=1) est situé dans la zone favorable et qu'il y a 95% de chance que la loi de GUMBEL s'ajuste à notre échantillon.

#### III .5.3.1.Calcul de Khi-Deux expérimental de la loi de GUMBEL :

D'après le tableau de calcul on obtient une valeur:  **$X^2$  expérimentale = 1.00**

#### III .5.3.2.Calcul de Khi-Deux expérimental de la loi de GALTON :

D'après le tableau de calcul on obtient une valeur de  **$X^2$  expérimentale** égale à 1

Donc :

**$X^2$  expérimentale <  $X^2$  théorique**

#### **Conclusion :**

On conclut que le  $\chi^2$  calculé est situé dans la zone favorable et qu'il y a 95% de chance que la loi de GALTON s'ajuste à notre échantillon.

### III .5.4. Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI :

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

$$I_t (15 \text{ min}) p (\%) = I_{24 (P \%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$$I_t (15 \text{ min}) p_{(10\%)} = I_{24(10\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{I_{24(10\%)}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

Avec :

$I_t (15 \text{ min}) p_{(10\%)}$ : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 10%

$I_{24(10\%)}$ : intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence 10% donnée

t : durée de l'averse en heures,  $t = 0.25 \text{ h} = 15 \text{ min.}$  pour une période de retour de 10ans.

b: exposant climatique de la région ( $b = 0.37$ ). [10]

Pour l'estimation de notre intensité, nous aurons

donc:

#### III .5.4.1.En utilisant la loi de GUMBEL :

$$I(15 \text{ min}) p_{10\%} = \frac{88,93}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,37-1} = 65,71 \text{ mm/h}$$

#### III .5.4.2.En utilisant la loi de Galton :

$$I(15 \text{ min}) p_{10\%} = \frac{86,50}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,37-1} = 63,91 \text{ mm/h}$$

### Conclusion:

L'intensité de pluie pour une durée de 15 minutes et fréquence 10% est :

→En utilisant la loi de Gumbel :  $I_{15} (10\%) = 62.80 \text{ mm/h.}$

→En utilisant la loi de Galton :  $I_{15} (10\%) = 63.86 \text{ mm/h.}$

En ce référent aux deux graphes, celui de la loi de Gumbel et celui de la loi de Galton, on remarque que l'ajustement issu de la loi Galton est mieux que l'ajustement par la loi Gumbel par ce que dans la loi de Galton les données sont plus proches par les deux courbes de l'intervalle de confiance et loin de la droite théorique.

$$I_{15} (10\%) = 63.86 \text{ mm/h} = 177.39 \text{ l/s/ha}$$

# Chapitre IV

## **Evaluation des débits**

**Introduction :**

Dans l'étude d'un projet d'assainissement, il est nécessaire de définir tous les paramètres et la méthodologie à suivre pour effectuer cette étude.

Il est indispensable de prendre en considération la surface d'influence et sa pente et les coefficients qui caractérisant cette surface, pour avoir une meilleure estimation des débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables.

**IV.1. Situation démographique :**

Chaque étude se fait à long terme de 35 à 45 ans pour prévoir toute extension imprévisible de la région et pour satisfaire les besoins.

Dans notre cas ; nous allons étudier l'évolution de la population à l'horizon 2062 qui est donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1+T)^N$$

Avec :

$P_t$  : Nombre d'habitants à l'horizon futur ;

$P_0$  : Nombre d'habitants à l'horizon actuel ( $P_0 = 1295$  hab) ;

$T$  : Taux d'accroissement 1.3 % ;

$N$  : la différence d'années entre la référence et l'horizon proposé (40 ans).

$P_{2038} = P_{2022} [1 + (1.3/100)]^{40} = 2171$  hab ; donc  **$P_{2062} = 2171$  hab.**

**IV.2. Evaluation des eaux usées a évacué :****IV.2.1. Nature des eaux usées a évacué :**

Les eaux usées à évacuer sont de deux types :

**Eaux usées (domestique) :**

L'évacuation de ces eaux se faire avec des Canalisations enterrées



**Figure IV. 1 un tuyau d'évacuation des eaux usées**

**Eau pluviale :**

L'évacuation se faire avec deux types de caniveaux :



**Figure IV. 2 Caniveaux ouverts**





**Figure IV. 3 Caniveau à ciel ouvert**

#### **IV.2.2.les différentes sortes des eaux usées:**

##### **IV.2.2.1 Les eaux ménagères :**

Sont les eaux rejetés par les installations domestiques (cuisine, salle de bain), elles contiennent des produits chimiques (détergents) et des déchets organiques (déchets des légumes, fruits...)

##### **IV.2.2.2. Les eaux de ruissèlement :**

Sont les eaux pluviales, les eaux de lavage des cours et des engins(en raison de l'existence d'un accord entre le ministère de l'Environnement et l'usine on ne remarque pas les traces d'huile des engins dans le réseau)

#### **IV.2.3. Débit des eaux usées :**

##### **IV.2.3.1. Évaluation de la quantité d'eau usée à évacuer :**

Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. 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 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet ( $K_r=80\%$ ).

$$Q_{moyj} = P_f * d$$

Avec :

$Q_{moy j}$ : Débit moyen futur de la population

$P_f$  : Nombre d'habitants future qui est égale à :  $P_f = P_p * (1 + r)$

$P_p$  : Nombre d'habitants initial à l'année de référence.

$r$  : Taux d'accroissement en (%),.

$n$  : Nombre d'année séparant l'année de référence de l'année de l'horizon d'étude.

$d$  : Dotation maximale journalière.

### **IV.3.Estimation des eaux usées a évacué :**

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

#### **IV.3.1Estimation des débits des eaux usées domestiques :**

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

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

##### **IV.3.1.1.Evaluation du débit moyen journalier :**

Le débit moyen des eaux usées sera déterminé en fonction des équipements sanitaire installé dans les blocs, il est donné par la formule suivante :

$$Q_m = \frac{D.N.a}{86400}$$

Avec

$Q_m$  : Débit moyen (l/s)

D : Dotation journalière par habitant 200 l/s/hab pour les blocs

10 l/s/m<sup>2</sup> pour services et commerces

N : Nombre d'occupant. Selon les blocs

.a : Coefficient tenant compte de l'abattement.  $a = 0.7 \text{ à } 0.8$  [9]

### IV.3.1.2. Coefficient de pointe : [9]

Le débit moyen  $q_m$  étant connu, cependant il y a lieu de tenir compte de la plus forte consommation dans la journée, qui est caractérisée par un coefficient de pointe noté P tel que :

$$P = a + b / (Q_m)^{1/2}$$

Avec :

.a : Paramètre qui exprime le seuil à ne pas dépasser, il est fixé tel que  $a = 1.5$

.b : Paramètre qui tient compte de la croissance lorsque  $Q_m \rightarrow 0$  (tend vers zéro), il est tel que  $b = 2.5$

D'où :

$$P = 1.5 + 2.5 / (Q_m)^{1/2}$$

### IV.3.1.3 Evaluation du débit de pointe : [9]

Le débit de pointe  $Q_p$  (revenant aux eaux usées) à évacuer est donné par l'expression suivante :

$$Q_p = P * (Q_m) \quad \text{en (l/s)}$$

P : Coefficient de pointe

$Q_{moy j}$ (l/s)	$k_p$	$Q_{pt}$ (l/s)
10,34	3	31,02

Tableau IV. 1 Débit de pointe

### IV.3.2. Evaluation des débits des eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits des eaux pluviales. Ces débits seront estimés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 mn. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations. Deux méthodes essentielles présentent pour l'estimation des eaux pluviales :

#### IV.3.2.1. La méthode superficielle :

C'est l'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de M. Caquot. Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule de Caquot est la formule la plus utilisée pour l'estimation des apports

Pluviaux des bassins urbanisés :

$$Q = m \cdot K^{1/u} \cdot C^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot A^{w/u}$$

Q : débit de période de retour T en m<sup>3</sup>/s,

I : pente moyenne du bassin m/m,

C : coefficient de ruissellement,

A : superficie du bassin versant en hectare,

m : coefficient correcteur  $m = (m/2)^{\frac{0.84b}{u}}$

M : allongement du bassin versant,

Les coefficients k ; u, v et w sont en fonction des paramètres d'ajustement a et b :

$$K = \hat{a} * (0.5^b/6.6) \quad \text{avec } \hat{a} = a/60$$

$$U = 1 + (0.287*b)$$

$$V = -(0.41*b)$$

$$W = 0.95 + (0.507*b)$$

### IV.3.2.1.1. Validité de la méthode superficielle :

- La limite supérieure de la surface du bassin est fixée à 200 ha.
- La valeur de la pente du collecteur est comprise entre 0,2% et 5%
- Le coefficient de ruissellement  $0,2 \leq Cr \leq 1$ .
- Le coefficient d'allongement  $M = 4\sqrt{A} \cdot 0,8$ . [10]

### IV.3.2.2. La méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin

Versant en secteurs limités par les lignes isochrones, c'est une méthode qui a fait ses preuves

Surtout pour les bassins urbains de faible surface ( $\leq 10$  ha).

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i »

Supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A »,

Caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par

La formule suivante : [5]

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A$$

Tel que :

$\alpha$  : Coefficient de rabattement spatial des pluies.

Cr : Coefficient de ruissellement des pluies.

i : intensité moyenne des pluies

A : superficie d'apports de chaque sous bassin [10]

#### IV.3.2.2.1. Hypothèses de La Méthode Rationnelle :

→ L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.

→ Le débit de pointe  $Q_p$  en  $m^3/s$  de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i, A.

→ En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre. [10]

**IV.3.2.2.2. Temps de concentration :**

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer ce dernier, on sait qu'il :

**t1, t2 et t3** tels que : [5]

$t_1 = \frac{1}{60.v}$  : C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)

t2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$  : Temps de ruissellement sur un parcours qui ne comporte pas de canalisation.

→ : Temps de ruissellement sur un parcours qui ne comporte pas de canalisation. I L t 11 3 □

→ 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 :  $t_c = t_1 + t_2$ .

**IV.3.2.2.3. Choix de la méthode de calcul :**

Pour l'évaluation des débits pluviaux, on a choisi la méthode superficielle et parce que les conditions recommandées pour l'application de cette méthode sont respectées dans notre cas.

TR	Surfaces à C= 0,9					Surfaces C=0,05		S-Totale	Ceq	I	Qpartiel	Qcumulé
	Bat	Voie+Trot	Parkings	Surface	S x 0,9	E-vert	Sx0,05					
R1-R5	1129,90	1000,00		2 129,90	1916,91	450,00	22,50	2579,90	0,75	0,08	155,15	155,15
R26-R36	3389,70	3771,72	800,00	7961,42	7165,28	400,00	20,00	8361,42	0,61	0,08	408,04	563,19
R15-R25	3520,88	3291,60		6812,48	6131,23		-	6812,48	0,90	0,08	490,50	1053,69
R5-R13	3389,97	3291,60		6681,57	6013,41		-	6681,57	0,90	0,08	481,07	1534,69
R13-R36	1129,90	2129,90		3259,80	2933,82	700,00	35,00	3959,80	0,75	0,08	237,51	1772,2
R36-BD			-	-	-	2000,00	100,00	2000,00	0,05	0,08	8,00	1780,2

**Tableau IV. 2 Des débits des eaux pluviales**

**Conclusion :**

Dans ce chapitre, on a calculé les débits de rejet de cette usine de différentes natures : domestiques et pluviales, on a trouvé que le débit de rejet total de pointe

$$Q_{u=31.02} \text{ (l/s),}$$

Et le débit total des eaux pluviales est  $Q_{e.p} = 1780,2 \text{ l/s}$

# Chapitre V

## Calcul hydraulique



**Introduction :**

Dans ce chapitre, on a opté le calcul de toutes les distances entre deux regards consécutives ainsi que la pente des conduites secondaires et de collecteur principal, ces calculs sont résumé dans les tableaux

Ainsi que le calcul des paramètres hydrauliques correspondants aux conduites secondaires et collecteur principale, ces calculs sont résumés dans les tableaux.

**V.1. Calcul de la pente moyenne :****V.1.1. Pour les conduites :**

Les calculs sont faits selon la formule suivante :

$$\Delta Z = \text{cote amont} - \text{cote aval}$$

$$\text{Pente I} = \frac{\Delta Z}{\text{longueur du tronçon}}$$

Tronçon d'égout						
du	au					
N°Regard	cote amont	cote aval	L	$\Delta Z$	pente I (%)	
R1-R2	79,36	78,65	23,38	0,71	3,01	
R2-R3	78,65	77,94	23,38	0,68	3,01	
R3-R4	77,94	77,38	18,60	0,56	3,01	
R4-R5	77,38	76,83	18,60	0,55	3,01	
R26-R27	76,38	73,88	32,45	0,50	4,62	
R27-R28	73,88	71,88	32,45	2,00	3,08	
R28-R30	71,88	69,70	32,45	2,18	3,63	
R30-R31	69,70	67,51	34,92	2,19	3,40	
R31-R33	69,70	65,34	34,92	4,36	3,35	
R33-R34	65,34	63,15	34,84	2,19	3,41	

R34-R36	63,15	61,00	34,79	2,15	3,30
R15-R17	76,28	75,42	29,90	0,86	2,92
R17-R18	75,42	74,54	29,83	0,88	2,92
R18-R20	74,54	72,53	35,07	2,01	2,92
R20-R21	72,53	70,45	34,91	2,08	3,09
R21-R23	70,45	68,23	34,91	2,22	3,49
R23-R24	68,23	66,27	34,84	1,67	2,75
R24-R25	66,27	63,95	34,79	2,32	3,79
R5-R6	76,83	76,33	32,45	0,5	1,54
R6-R7	76,33	75,98	32,45	0,35	1,07
R7-R8	75,98	75,01	32,45	0,97	2,98
R8-R9	75,01	72,98	39,45	2,03	3,87
R9-R10	72,98	71,65	28,00	1,33	2,96
R10-R11	71,65	70,10	34,91	1,55	1,57
R11-R12	70,10	68,67	34,84	1,43	2,41
R12-R13	68,67	68,00	34,79	0,67	1,92
R13-R14	67,00	65,34	21,42	2,34	3,08
R14-R25	65,34	63,95	18,60	1,39	2,09
R25-R35	63,95	62,43	23,38	1,52	2,22
R35-R36	62,43	61,00	23,38	1,43	1,83

**Tableau V. 1 Calcul de la pente moyenne des conduites secondaires**

## V.2.Calcul des diamètres et paramètres hydrauliques : [9]

Les calculs sont faits par un logiciel de calcul hydraulique (N-calclass 116) selon les formules suivantes :

$$\Phi \text{ Calculé} = \left( \frac{Qt}{K \cdot \left( \left( \frac{1}{4} \right)^{\frac{5}{3}} \right) \cdot i^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

$$Q_{ps} = K \cdot \left( \frac{1}{4} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot Dn^{\frac{3}{8}}$$

$$V_{ps} = K \cdot \left( \frac{1}{4} \right)^{\frac{5}{3}} \cdot i^{\frac{1}{2}} \cdot \left( \frac{Dn}{4} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$IQ = \frac{QT}{Qps}$$

$$RH = \frac{H}{Dn} \rightarrow H = RH \cdot Dn$$

$$rV = \frac{V_{\text{écoulement}}}{V_{ps}} \Rightarrow V_{\text{écoulement}} = rV \cdot V_{ps}$$

Pour la vérification d'autocurage, on procède aux calculs suivants :

$$rQ_{\min} = \frac{Q_{\min}}{Q_{ps}}$$

$$rV_{\min} = \frac{V_{\min}}{V_{ps}} \Rightarrow V_{\min} = rV_{\min} \cdot V_{ps}$$

Puis on vérifie par :

$$\rightarrow V_{\min} = 0,3 \text{ m/s} \quad \text{si} \quad \frac{Q_{\min}}{Q_{ps}} \approx \frac{1}{100}$$

$$\rightarrow V_{\min} = 0,6 \text{ m/s} \quad \text{si} \quad \frac{Q_{\min}}{Q_{ps}} \approx \frac{1}{10}$$

TR	L	Q	Cotes Tampon		Cotes Fil d'eau		Pente	Diamètre	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V
R1-R5	(m)	(l/s)	Amont	Aval	Amont	Aval	(%)	(mm)	(l/s)	(m/s)				(m/s)
R1-R2	23,38	155,15	81,36	80,72	79,36	78,65	3,01	400	361,33	2,88	0,43	0,43	0,93	2,68
R2-R3	23,38	0,65	80,72	80,22	78,65	77,94	3,01	400	361,33	2,88	0,00	0,62	1,12	3,22
R3-R4	18,60	0,70	80,22	79,71	77,94	77,38	3,01	400	361,33	2,88	0,00	0,77	1,14	3,28
R4-R5	18,60	0,78	79,71	79,33	77,38	76,83	3,01	400	361,33	2,88	0,00	0,84	1,28	3,68

TR	L	Q	Cotes Tampon		Cotes Fil d'eau		Pente	Diamètre	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V
R26-R36	(m)	(l/s)	Amont	Aval	Amont	Aval	(%)	(mm)	(l/s)	(m/s)				(m/s)
R26-R27	32,45	0,55	78,88	76,38	76,38	73,88	4,62	400	447,65	3,56	0,00	0,43	0,93	3,31
R27-R28	32,45	0,60	76,38	74,38	73,88	71,88	3,08	400	365,51	2,91	0,00	0,62	1,12	3,26
R28-R30	32,45	0,63	74,38	72,20	71,88	69,70	3,63	400	396,80	3,16	0,00	0,77	1,14	3,60
R30-R31	34,92	0,65	72,20	70,01	69,70	67,51	3,40	400	384,03	3,06	0,00	0,84	1,28	3,91
R31-R33	34,92	0,68	70,01	67,84	69,70	65,34	3,35	400	381,19	3,03	0,00	0,65	1,12	3,40
R33-R34	34,84	0,70	67,84	65,65	65,34	63,15	3,41	400	384,59	3,06	0,00	0,59	0,85	2,60
R34-R36	34,79	0,73	65,65	63,50	63,15	61,00	3,30	400	378,34	3,01	0,00	0,68	0,95	2,86

TR	L	Q	Cotes Tampon		Cotes Fil d'eau		Pente	Diamètre	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V
R15-R25	(m)	(l/s)	Amont	Aval	Amont	Aval	(%)	(mm)	(l/s)	(m/s)				(m/s)
R15-R17	29,90	0,63	78,78	77,78	76,28	75,42	2,92	400	355,89	2,83	0,00	0,43	0,93	2,64
R17-R18	29,83	0,66	77,78	76,35	75,42	74,54	2,92	400	355,89	2,83	0,00	0,62	1,12	3,17
R18-R20	35,07	0,68	76,35	75,03	74,54	72,53	2,92	400	355,89	2,83	0,00	0,77	1,14	3,23
R20-R21	34,91	0,70	75,03	72,95	72,53	70,45	3,09	400	366,10	2,91	0,00	0,84	1,28	3,73
R21-R23	34,91	0,72	72,95	70,73	70,45	68,23	3,49	400	389,07	3,10	0,00	0,65	1,12	3,47
R23-R24	34,84	0,75	70,73	68,77	68,23	66,27	2,75	400	345,37	2,75	0,00	0,56	0,85	2,34
R24-R25	34,79	1,78	68,77	66,45	66,27	63,95	3,79	400	405,45	3,23	0,00	0,71	0,95	3,07

TR	L	Q	Cotes Tampon		Cotes Fil d'eau		Pente	Diamètre	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V
			Amont	Aval	Amont	Aval								
R5-R13	(m)	(l/s)	Amont	Aval	Amont	Aval	(%)	(mm)	(l/s)	(m/s)				(m/s)
R5-R6	32,45	0,55	79,33	78,83	76,83	76,33	1,54	400	258,45	2,06	0,00	0,43	0,93	1,91
R6-R7	32,45	0,59	78,83	78,48	76,33	75,98	1,07	400	215,43	1,72	0,00	0,62	1,12	1,92
R7-R8	32,45	0,63	78,48	77,01	75,98	75,01	2,98	400	359,52	2,86	0,00	0,73	1,14	3,26
R8-R9	39,45	0,65	77,01	75,48	75,01	72,98	3,87	400	409,71	3,26	0,00	0,78	1,28	4,18
R9-R10	28,00	0,68	75,48	74,15	72,98	71,65	2,96	400	358,32	2,85	0,00	0,65	1,12	3,20
R10-R11	34,91	0,73	74,15	72,60	71,65	70,10	1,57	400	260,96	2,08	0,00	0,56	0,85	1,77
R11-R12	34,84	0,77	72,60	71,17	70,10	68,67	2,41	400	323,32	2,57	0,00	0,75	0,95	2,45
R12-R13	34,79	0,81	71,17	69,50	68,67	68,00	1,92	400	288,58	2,30	0,00	0,78	0,82	1,88

TR	L	Q	Cotes Tampon		Cotes Fil d'eau		Pente	Diamètre	Qps	Vps	Rq	Rh	Rv	V
			Amont	Aval	Amont	Aval								
R13-R36	(m)	(l/s)	Amont	Aval	Amont	Aval	(%)	(mm)	(l/s)	(m/s)				(m/s)
R13-R14	21,42	0,77	69,50	67,84	67,00	65,34	3,08	400	365,51	2,91	0,00	0,55	0,93	2,71
R14-R25	18,60	0,89	67,84	66,45	65,34	63,95	2,09	400	301,09	2,40	0,00	0,62	1,12	2,68
R25-R35	23,38	0,90	66,45	64,93	63,95	62,43	2,22	400	310,31	2,47	0,00	0,73	1,14	2,82
R35-R36	23,38	0,95	64,93	63,50	62,43	61,00	1,83	400	281,74	2,24	0,00	0,78	1,28	2,87

# Chapitre VI

## **Les ouvrages**

## **principaux et annexes**

## **Introduction**

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

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;
- Le transport des eaux usées, susceptibles de provoquer une pétrification, dans des

Conditions d'hygiène favorables.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

1- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à

L'entrée des effluents dans la station d'épuration.

2- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de

Permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (Bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage Etc.).

### **IV.1. Les ouvrages principaux :**

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de

Rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

#### **VI.1.1. Canalisations :**

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine, elles sont désignées

Par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués

Désignés par leur hauteur exprimée en centimètre ou des ouvrages visitables. [11]

#### **VI.1.1.1. Types de canalisations :**

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination. [11]

**VI .1.1.1.1. Conduites en béton non armé :**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité

Élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de tuyaux ont une rupture

Brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers

Âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations

visitables.

**VI .1.1.1.2. 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 2 m.

**VI .1.1.1.3. Conduites en amiante – ciment :**

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment

Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Ce genre de tuyaux se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans

Emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de



4 à 5 m. Les joints sont exclusivement du type préformé.

#### **VI .1.1.1.4. Conduites en grès :**

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux

Cuits entre 1200° C à 1300° C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux

Agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les

Zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m.

#### **VI .1.1.1.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié :**

Ces tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0° C. Ils présentent une

Certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être

Tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

#### **VI .1.1.2. Choix de type de canalisation :**

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

- Des pentes du terrain ;
  - des diamètres utilisés ;
  - de la nature du sol traversé ;
  - de la nature chimique des eaux usées ;
  - des efforts extérieurs dus au remblai.
- Pour notre cas on a choisi des conduites en béton armé. [11]

### **VI.1.1.3. Les joints des conduites en béton armé :**

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la

Nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux

Et de leurs caractéristiques (Diamètre, épaisseur).

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types de joints à utiliser (figure 7.1) :

#### **VI .1.1.3.1. Joint type Rocla :**

Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures.

Ce joint est valable pour tous les diamètres.

### **VI.2-Les ouvrages annexes :**

L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant des points de vue constructif qu'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux.

#### **VI .2.1. Ouvrages normaux :**

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau. [12]

##### **VI .2.1.1. Les branchements :**

Ce sont des conduites de diamètres inférieures aux diamètres de la canalisation publique, reliant le réseau vertical d'eau usée et pluviale des immeubles à cette dernière ; le raccordement du cote égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

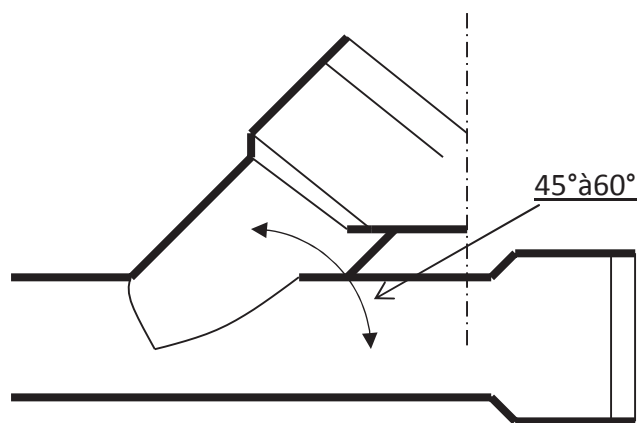


Figure VI. 1 Exemple d'un branchement simple

### VI .2.1.2. Bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées) Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir.

La distance entre deux Bouches d'égout est en moyenne de 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, la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets est retenue.

#### VI.2.1.2.1. Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation :

Ce type de bouche d'égout peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent.

Selon le type de recueil des eaux, on distingue cinq types de bouche d'égout.

#### VI.2.1.2.2. Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique :

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

#### VI.1.2.1.3. Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonoïde ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à

0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

#### VI.1.2.1.4. Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton :

Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.

#### IV.1.2.1.5. Les bouches d'égout avec avaloir métallique :

Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

##### A. La bouche d'égout à grille seule :

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

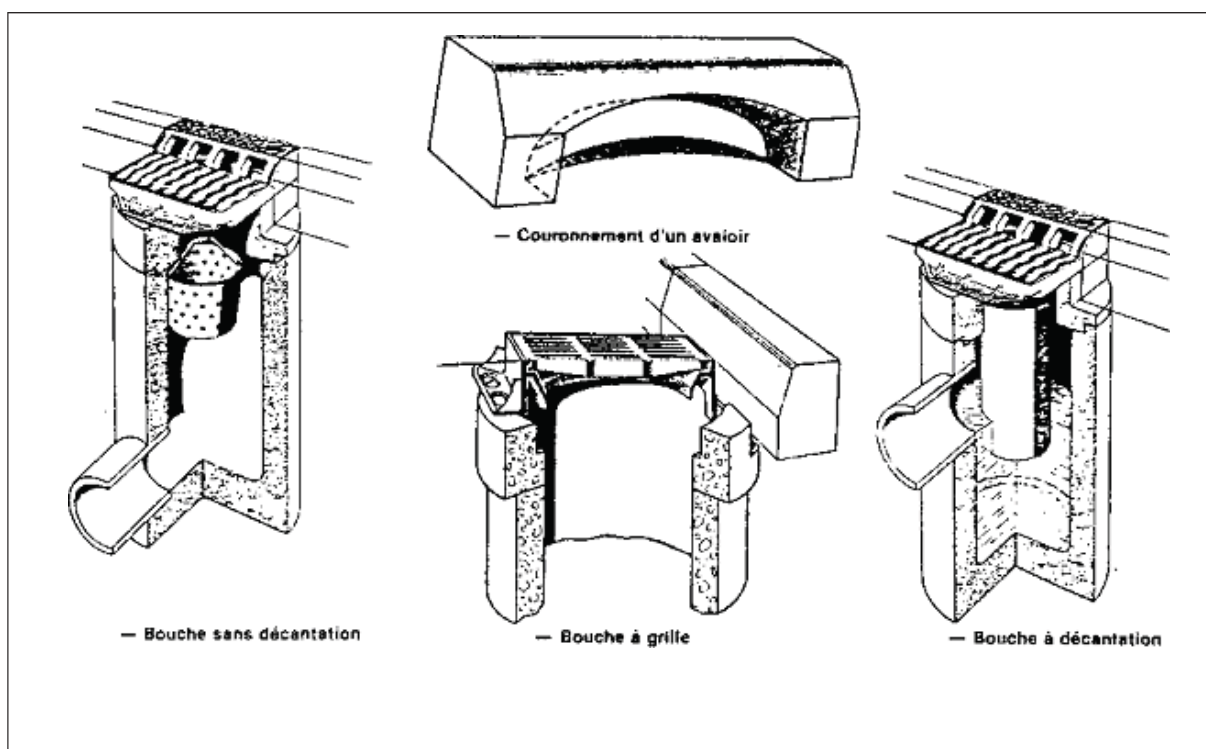


Figure VI. 2 Type des bouches d'égouts

#### VI .2.1.3.Regards :

Leur rôle est de permettre, l'accès aux canaux pour les ouvrages visitables. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

Ils permettent aussi l'aération de réseau.

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

- Regard double : Pour le système séparatif.
- Regard de chute : Pour les terrains à forte pente.

L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages. Sur les canalisations, les regards doivent être installés :

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

#### **VI .2.1.3.1. Différents types de regards :**

On distingue différents types qui sont : [12]

##### **-Regard de visite :**

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

##### **-Regard de ventilation :**

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par :

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

##### **-Regards de chasse :**

Ceux-ci jouent le rôle des réservoirs périodiques. Ils envoient un volume d'eau important dans la canalisation pour entraîner tous les éléments qui sont disposés et qui risquent d'obstruer la conduite lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante

**-Regard de jonction :**

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à savoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;
- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

→ Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus rependus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

**-Regard de chute :**

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

**1- La chute verticale profonde :**

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

**2- La chute toboggan :**

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous

**VI .2.1.4. Les caniveaux :**

Les caniveaux sont destinés à recueillir les 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 .2.1.5. Les Siphons :**

Les siphons sont des ouvrages destinés au franchissement d'obstacle, ils s'intègrent parfaitement sur le réseau des lors que des circonstances particulières s'opposent à la réalisation des conditions normales des écoulements (cours d'eau, voie ferrée...). Dans notre étude l'obstacle c'est le cours d'eau [12]

**VI .2.2.Les ouvrages spéciaux :****VI .2.1.1.Les déversoirs d'orage :**

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

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire. [13]

**VI .2.1.1.1.Emplacement des déversoirs d'orage :**

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

→Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.

→Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.

→La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

→Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.

→Topographie du site et variations des pentes.

**VI .2.1.1.2.Type des déversoirs :**

On distingue plusieurs types de déversoir :

**Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée :**

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir. [13]

**Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre :**

Type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval à un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé. [13]

**Déversoir d'orage a ouverture du fond :**

Dans ce type d'ouvrage, le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal ;
- Les déversoirs siphoniques ;
- Les déversoirs automatiques. [13]

**Dimensionnement des déversoirs d'orage :**

Pour notre cas nous optons pour la triple dilution, c'est à dire, une partie d'eau usée domestique pour deux parties d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduite. [12]

**Mode de calcul :**

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre. On doit adopter :  
Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec ( $Q_{EU}$ ) et du débit pluvial ( $Q_P$ )

$$Q_T = Q_P + Q_{EU}$$

Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station de lagunage :  $Q_{ST} = 3 \cdot Q_{EU}$  ;

Le débit rejeté vers l'Oued:

$$Q_R = Q_T - Q_{ST}$$

On détermine la valeur de la lame déversée ( $H_r$ ) On détermine la longueur du seuil, déversant ( $L$ ). [9]



**Conclusion :**

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent.

Ainsi dans notre cas et après avoir exposé les divers types de conduites, on a opté pour des **conduites circulaires en PVC et béton armé.**

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

- Les regards ;
- Un déversoir d'orage de types latéral ;
- Un bassin de dessablement.

# Chapitre VII

**Le devis estimatif des travaux**

**INTRODUCTION :**

Chaque étude de réalisation d'un projet a pour objectif d'être efficace en terme de fiabilité de sécurité et le plus économiquement possible. C'est pour cela qu'une étude économique est établie.

Dans notre présente étude, un devis estimatif des travaux a été fait pour connaître le coût des ces travaux. Le cout est l'unité des travaux multiplié par le prix unitaire.

**VII.1. Le devis estimatif des travaux de projet : [10]**

L'estimation du cout de projet représenté dans le tableau suivant :

**Evaluation administratif****DEVIS QUANTITATIF****Projet : 185 Logts à SOUIDANIA -ALGER-**

N°	DESIGNATIONS	U	QUANTITE	P.U	TOTAL
	<b><u>LOT 02/ASSAINISSEMENT ET DRAINAGE</u></b>				
1	Fouilles en tranchée, y compris branchements particuliers	M3	4 552,57	600	2 731 542,00
2	Fourniture et pose de lit de sable	M3	206,93	2500	517 325,00
3	F/P des buses en PVC pn 06 bars				
	- E 600	ML	150,00	6500	975 000,00
	- E 400	ML	2 436,69	4000	9 746 760,00
	- E 250 pour avaloires et boites des branchements	ML	900,00	3000	2 700 000,00
4	Remblai des fouilles	M3	4 218,17	600	2 530 902,00
5	Evacuation des terres exédentaires	M3	334,40	500	167 200,00
6	Réalisation des regards de visite en béton armé (1,10x1,10) hauteur moyenne 2,50m y compris cadre et tampon en fonte série lourd 85/85	U	36	60000	2 160 000,00
7	Réalisation des regards de branchement particulier en B.A, y compris cadre et tampon en fonte série léger 50/50	U	68	25000	1 700 000,00
8	Réalisation des avaloires à grille syphoide	U	78	35000	2 730 000,00
9	Réalisation de caniveau avec grille en fonte dim, 0,40x0,60x10,00	U	1	50000	50 000,00

**TOTAL HT 26 008 729,00**

**TVA 09 % 2340785,61**

**TOTAL TTC 28 349 514,61**

**Le présent devis estimatif est arrêté à la somme de vingt-huit millions trois cents quarante-neuf mille Cinq cent quatorze dinars algériens et soixante et un centimes en toutes taxes comprises**

# Conclusion Générale

## Conclusion générale

### **Conclusion générale :**

L'objectif de ce projet était de faire un dimensionnement du réseau afin de projeter un réseau qui permet d'évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions favorables pour éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

L'étude a été faite en tenant compte aux exigences de la santé publiques et de l'environnement de cette région, pour un horizon de 20 ans. Pour répondre aux objectifs de cette étude, il a fallu :

→ Faire la présentation de la zone d'étude qui compote :

- Les caractéristiques du terrain (topographique et géologique, climatologie).
- Les données relatives à l'agglomération

→ Avec une étude hydrologique profonde, on a pu déterminer l'intensité moyenne des précipitations pour une période de retour de 10 ans

→ Faire l'évaluation des débits des eaux usées à évacuer et un calcul de la pente et des paramètres hydraulique

→ Définir les ouvrages annexes constitutifs du réseau d'égouts qui sont les regards, un déversoir d'orage de type latéral et un bassin de dessablement situé à l'amont de la station d'épuration.

→ Et enfin le devis estimatif des travaux de projet.

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

Grace à cette étude et le stage déroulé dans le BET chabane ZCIGC, on a pu mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation dont on a fait des sorties sur différents chantiers qui nous a permis de gagner un maximum d'expériences sur la réalisation des travaux et le monde professionnel en général.

Enfin, on conseil que ce projet pourra faire l'objet d'un avant-projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement fiable et rigoureux.

# Référence

## Références

### Références

- [1] <https://www.wikiterritorial.cnfpt.fr/xwiki/bin/view/vitrine/Les%20r%C3%A9s eaux%20d%27assainissement/>.
- [2] Gomella, C., & Guerrée, H. (1986). Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales. Paris.
- [3] PDAU 2012 : le plan directeur d'aménagement et d'urbanisme, phase n :3, 05/2012.
- [4] (Brière, 2000)
- [5] <https://babzman.com/souidania-ce-village-semi-rural-de-174-ans/>
- [6] <https://fr.wikipedia.org/wiki/Alger>
- [7] [https://planificateur.a-contrésens.net/afrique/algerie/wilaya\\_de\\_tipaza/souidania/2479238.html](https://planificateur.a-contrésens.net/afrique/algerie/wilaya_de_tipaza/souidania/2479238.html)
- [8] ANRH
- [9] BET chaabani
- [10] SALAH, B :« polycop d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA. 1993.
- [11] Cours d'assainissement, 4 eme année, ENSH2006
- [12] Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de FOUKA (W.TIPAZA) ENSH 2005.
- [13] POLYCOP DE COURS assainissement urbaine, dimensionnement et exploitation des réseaux (dr.samira baba hamed).