



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Diagnostic et dimensionnement du système d'assainissement
De la commune d'Ain El Arbaa (W. Ain Témouchent)**

Présenté par :

BRIK SIHEM

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

AMMARI Abdelhadi

M.C.A

Président

BELLABAS Salima

M.C.B

Examineur

BOUNNAH Younes

M.A.A

Examineur

SALAH Boualem

Professeur

Promoteur

Session : Décembre 2023.

Remerciements

« Celui qui ne remercie pas les gens ne remercie pas le Dieu »

Mes premiers remerciements à mon dieu, qui m'a inspiré la patience, la force et la volonté pour terminer mon travail.

Je remercie mes très chers parents, Sans leurs prières et leur soutien pour moi à toutes les étapes de ma vie, je ne serais pas là où je suis maintenant.

J'adresse mes sincères remerciements à mon promoteur **Mr. SALAH boualem**, pour Son encadrement, suivi, contrôle, conseils et son soutien.

Ensuite Je remercie également les membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Sans oublier l'ingénieur de la direction des ressources en eau **Mr.OTMANI** et l'ingénieur de la Direction de l'Urbanisme, de la Construction et de l'Habitat **Mr.RAMOUL**.

Enfin, je remercie ma deuxième famille, la famille **BENAOUDA**.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude

Dédicace

Je dédie ce travail

À mes parents, qui sont mes plus grands supports, mes guides dans la vie, mes espoirs sont plus grands pour vous.

À mes très chères sœurs : *Khawla* et *Marwa*.

À mes frères : *Lakhdar*, *Zinou*, *Rahim* et *Nadir*.

À mes amis qui avec vous, le difficile était facile et les jours sont meilleurs, que Dieu vous garde mes chéries.

À tous ceux qui j'aime et ceux qui m'aiment.

Que dieu vous garde pour moi

ملخص:

شهدت بلدية عين الأربعاء ، إحدى البلديات التابعة لولاية عين تموشنت ، مؤخرا تدهورا في نظام الصرف الصحي فيها. اذ تعرض هذا الأخير الى أعطال هيدروليكية والتي ادت إلى فيضانات وانكسارات على مستوى قنوات وفتحات الصرف الصحي. كما شهدت البلدية المذكورة امتدادات حضرية ذات كثافة كبيرة. وبعد زيارة موقعية ، استنتج أن هذا النظام بحاجة إلى اعادة تهيئته. غالبا ما يفقد نظام الصرف الصحي كفاءته، لذا فإن عملية التشخيص لهذا الأخير ضرورية لتحديد المشاكل. وإيجاد حلول لضمان التشغيل السليم وتحسين الخدمة.

لذلك.هدفنا هو تشخيص وتجديد هذا النظام ليكون قادرا على تلبية احتياجات الرفض للسكان.

الكلمات المفتاحية: تشخيص- تجديد - بلدية عين الاربعاء – تدهور.

Résumé :

La commune d'Ain Al-Arbaa, l'une des communes appartenant à la wilaya l'État d'Ain Témouchent, a récemment été témoin d'une détérioration de son système d'assainissement. Ce dernier reconnaît défaillances hydrauliques qui se traduisent par des débordements et des cassures des collecteurs et regards. De même la dite commune a reconnu des extensions urbaines de densité importante. Suite à une visite effectuée sur site, il a été conclu que ce système doit être revu. Le système d'égouts perd souvent de son efficacité, de sorte que le processus de diagnostic de ce dernier est nécessaire pour identifier les problèmes et trouver des solutions pour assurer un bon fonctionnement et améliorer le service.

Par conséquent, notre objectif est de diagnostiquer et de rénover ce système pour pouvoir répondre aux besoins de rejet de la population.

Mots clés: diagnostic - Système d'assainissement - rénovation- - débordement

Abstract:

The municipality of Ain Al-Arbaa, one of the municipalities belonging to the Wilaya state of Ain Témouchent, has recently witnessed deterioration in its sanitation system. The latter recognizes hydraulic failures that result in overflows and breaks of the manifolds and manholes. Likewise, the said municipality has recognized urban extensions of significant density. Following an on-site visit, it was concluded that this system needs to be reviewed. The sewage system often loses its efficiency, so the diagnostic process of the latter is necessary to identify problems and find solutions to ensure proper operation and improve service.

Therefore, the purpose is to diagnose and renovate this system to be able to meet the rejection needs of the population

Keywords: diagnostic – sanitation system – renovation- overflows.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

CHAPITRE I : Présentation de la zone d'étude

| | |
|---|----|
| Introduction | 01 |
| I.1-Situation géographique | 01 |
| I.2-Situation géologique | 02 |
| I.3-Situation géotechnique | 02 |
| I.3- Relief | 03 |
| I.4- Topographie du site | 03 |
| I.5-Situation climatique | 03 |
| I.5.1. Température | 03 |
| I.5.2. Les précipitations..... | 04 |
| I.5.3. Les vents | 05 |
| I.5.4.Humidité | 05 |
| I.6.Situation démographique | 06 |
| I.7.Situation Hydraulique | 06 |
| I.7.1 Alimentation en eau potable | 06 |
| I.7.2 Assainissement | 07 |
| Conclusion | 07 |

CHAPITRE II : Étude du diagnostic du réseau d'assainissement.

| | |
|---|----|
| Introduction..... | 09 |
| II.1) L'objectif De L'étude Du Diagnostic..... | 09 |
| II.2) Les Types Du Diagnostic | 09 |
| II.3) Les Phases Principales D'une Étude De Diagnostic..... | 09 |
| II.4) Description De L'état Du Réseau D'assainissement De La Zone | 10 |
| II.4.1) Diagnostic Physique..... | 10 |
| II.4.1.1) État Des Regards | 10 |
| II.4.1.2) État Des Bouches D'égout | 10 |
| II.4.1.3) État Des Joints | 11 |
| II.4.1.4) État Des Collecteurs | 11 |
| II.4.1.5) État De Rejet | 13 |
| II.4.2) Diagnostic Hydraulique..... | 13 |
| Conclusion | 14 |

Chapitre III : Étude hydrologique

| | |
|--|----|
| Introduction | 16 |
| III.1) détermination de l'intensité moyenne des précipitations..... | 16 |
| III.2) Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement..... | 16 |
| III.2.1) Analyse des données statistiques | 16 |
| III.2.2) vérification de l'homogénéité de la série | 19 |
| III.2.3) Choix de la loi d'ajustement | 20 |
| III.2.3.1) Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquat..... | 20 |

| | |
|---|----|
| III.2.3.1.1) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel | 20 |
| III.2.3.1.2) Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton..... | 22 |
| III.2.3.1.3) Ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV..... | 24 |
| III.2.4) Choix de la loi d'ajustement..... | 25 |
| III.2.4.1) Test graphique..... | 26 |
| Conclusion..... | 27 |

Chapitre IV : Évaluation des débits des eaux usées et pluviales

| | |
|---|----|
| Introduction..... | 29 |
| IV.1- Origine et nature des eaux usées | 29 |
| IV.1.1) Les eaux usées industrielles..... | 29 |
| IV.1.2) Les eaux usées des services publics..... | 29 |
| IV.1.3) Les eaux usées domestiques..... | 30 |
| IV.1.4) Les eaux claires parasites..... | 30 |
| IV.2) évaluation des eaux usées | 30 |
| IV.2.1) estimation du débit d'eaux usées domestiques..... | 30 |
| IV.2.2) estimation du débit de pointe des eaux usées..... | 31 |
| IV.2.3) Situation démographique | 31 |
| IV.2.4) Découpage de la surface d'étude en surfaces élémentaires..... | 32 |
| IV.3) Evaluation des débits des eaux pluviales..... | 35 |
| IV.3.1) Méthode rationnelle..... | 36 |
| IV.3.2) L'estimation du débit des eaux parasites | 40 |
| Conclusion | 42 |

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

| | |
|---|----|
| Introduction | 44 |
| V.1) Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales..... | 44 |
| V.1.1) Système unitaire | 44 |
| V.1.1.a) Les Avantages et les inconvénients | 44 |
| V.1.2) Système séparatif | 45 |
| V.1.3) Système pseudo séparatif | 46 |
| V.2) Choix du système d'évacuation | 46 |
| V.3) Schémas d'évacuation | 46 |
| V.3.1) Schéma perpendiculaire | 46 |
| V.3.2) Schéma par déplacement latéral | 46 |
| V.3.3) Schéma à collecteur transversal ou oblique | 47 |
| V.3.4) Schéma à collecteur étagé | 47 |
| V.3.5) Schéma type radial | 47 |
| V.4) Choix du schéma du réseau d'évacuation | 47 |
| V.5) Dimensionnement Du Réseau D'assainissement..... | 48 |
| V.6) Conditions d'implantation de réseau | 49 |
| V.7) Résultats du dimensionnement | 49 |
| Conclusion..... | 54 |

CHAPITRE VI : Éléments constitutifs du réseau et les ouvrages annexes

| | |
|--|----|
| Introduction | 56 |
| VI.1) Les Ouvrages Principaux | 56 |
| VI.1.1) Le Choix Du Type De Canalisation | 57 |
| VI.1.2) Matériau Des Canalisations | 57 |
| VI.1.3) Différentes Actions Supportées Par La Conduite | 57 |
| VI.1.3.1) Actions Mécaniques | 57 |
| VI.1.3.2) Action Statique | 57 |
| VI.1.3.3) Action Chimique | 58 |
| VI.1.4) Les Essais Des Conduites Préfabriquées | 58 |
| VI.1.4.1) Essai À L'écrasement | 58 |
| VI.1.4.2) Essai D'étanchéité | 58 |
| VI.4.2) Essai De Corrosion (Chimique) | 59 |
| VI.1.5) Joints | 59 |
| VI.2) Les Ouvrages Annexes | 60 |
| VI.2.1) Les Branchements | 60 |
| VI.2.2) Les Bouches D'égouts | 60 |
| VI.2.3) Les Regards | 61 |
| VI.2.3.3) Les Bouches De Neige | 62 |
| VI.2.4) Déversoirs D'orage | 62 |
| VI.2.4.1) Fonctions Du Déversoirs D'orage..... | 63 |
| VI.2.4.2) Types Des Déversoirs..... | 63 |
| VI.2.5) Les Bassins De Retenue | 64 |
| VI.2.5.1) Différents Types Des Bassins De Retenue | 64 |
| VI.2.5.2) Les Bassins Pieges | 64 |

| | |
|---|----|
| VI.2.5.3) Drainage Du Bassin | 64 |
| VI.2.5.4) Préparation Pour Bassin | 65 |
| VI.2.5.5) Methode De Calcul Du Volume D'un Bassin | 65 |
| VI.2.5.8) Dimensionnement Du Bassin Piege | 66 |
| Conclusion | 75 |

Chapitre VII : Organisation du chantier

| | |
|--|----|
| Introduction..... | 77 |
| VII.1) Organisation du chantier..... | 77 |
| VII.2) L'installation du chantier..... | 77 |
| VII.3) Protection Et Sécurité Du Travail..... | 77 |
| VII.3.1) Mesures préventives pour éviter les causes des accidents..... | 78 |
| VII.4) Réalisation du réseau d'assainissement..... | 78 |
| VII.4.1) Vérification, manutention des conduites et les regards..... | 78 |
| VII.4.2) Décapage de la couche de terre..... | 78 |
| VII.4.3) emplacement des jalons des piquets (piquetage)..... | 79 |
| VII.4.4) Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards..... | 79 |
| VII.4.5) Exécution d'un regard..... | 80 |
| VII.4.6) Aménagement du lit de pose des conduites | 81 |
| VII.4.7) La mise en place des canalisations en tranchée..... | 81 |
| VII.4.8) Assemblage des tuyaux..... | 81 |
| VII.4.9) Remblaiement des tranchées..... | 81 |
| VII.5) Choix des engins de terrassement..... | 81 |
| VII.5.1) La pelle hydraulique..... | 82 |
| VII.5.2) Le Bulldozer ou Bouteur..... | 82 |

| | |
|---|----|
| VII.5.3) le chargeur..... | 82 |
| VII.5.4) le compacteur..... | 83 |
| VII.6) Devis quantitatif estimatif | 83 |
| VII.6.1) Détermination des différents volumes | 83 |
| VII.7) Planification des travaux | 89 |
| VII.7.1) Techniques de la planification..... | 89 |
| Conclusion..... | 94 |

CONCLUSION GENERALE

| | |
|--------------------------|----|
| Conclusion générale..... | 95 |
|--------------------------|----|

Références bibliographiques

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.1 : Localisation de la commune d'Ain el arba (wilaya d'Ain Témouchent)

(Wikipédia 2023)

Figure I.2 : Vue aérienne de la commune d'Ain el-Arbaa (Google Earth 2023)

Figure I.3 : Variations des températures mensuelles au cours dutemps

Figure I.4: Variation des précipitations moyennes mensuelles au cours de l'année.

Figure I.5: Variation des vitesses moyennes mensuelles du vent au cours de l'année.

Figure I.6: Variation mensuelle de l'humidité de l'air au cours de l'année.

Chapitre II : Etude du diagnostic du réseau d'assainissement

Figure II.1 : Photos d'un regard non nettoyé sans tampon

Figure II.2 : Photos d'une bouche d'égout bouchée sans tampon.

Figure II.3: Répartition du réseau d'assainissement de la commune d'Ain El Arbaa

Figure II.4 : vue aérienne de la station de lagunage.

Chapitre III : Étude hydrologique

Figure III.1: Ajustement graphique à la loi de Gumbel des PJ max

Figure III.2: Ajustement graphique à la loi Log-Normal des PJ max

Figure III.3: Ajustement graphique à la loi GEV des PJ max.

Chapitre IV : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Figure IV.2 : Schéma par déplacement latéral

Chapitre V: Éléments constitutifs du réseau et les ouvrages annexes

Figure V.1 : point de raccordement avec inclinaison

Figure V.2 : Bouches d'égout

Figure V.3 : Emplacement des bouches d'égout.

Figure V.4 : Schéma d'un déversoir d'orage

Figure V.5 : schéma d'un bassin piège à connexion latérale sur la station d'épuration.

Figure V.6 : abaque de dimensionnement pour les bassins à déversoir de pluie.

Chapitre VII : Organisation du chantier

Figure VII.1 : schéma d'une tranchée

Figure VII.2 : schéma pose de la canalisation.

Figure VII.3: Réseau à nœuds.

Figure VII.4: diagramme de GANTT.

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1: températures mensuelles de la période 2004.

Tableau I.2. : Précipitations moyennes mensuelles 2004

Tableau .I .3: les moyennes mensuelles des vitesses des vents.

Tableau.I.4 : Répartition mensuelle de l'humidité de l'air

Chapitre II : Etude du diagnostic du réseau d'assainissement

Tableau II.1:Caractéristiques des collecteurs diagnostiqués.

Tableau II.2: Résultats du diagnostic hydraulique des collecteurs.

Chapitre III : Étude hydrologique

TableauIII.1 : la précipitation maximale journalière de la station Hamame Bouhdjer (1970-2011)

TableauIII.2 : Les caractéristiques de la série pluviométrique.

Tableau III.3 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Tableau III.4: Résultat de l'ajustement à la loi de Galton (Hyfran)

Tableau III.5 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

Chapitre IV : Évaluation des débits des eaux usées et pluviales

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

TableauIV.2: Découpage en surfaces élémentaires.

TableauIV.3: Évaluation des débits de pointe d'eaux usées

TableauIV.4 : Évaluation des débits d'eaux usées des équipements pour chaque Surface élémentaire

Tableau IV.5 : Caractéristiques de chaque groupement de surfaces élémentaires.

Tableau IV.6 : valeurs du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces.

Tableau IV.7 : valeurs de coefficient de ruissellement pour différentes densités de population.

Tableau III.8: Valeurs du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire.

Tableau III.9 : coefficient réducteur d'intensité α pour chaque surface élémentaire.

Tableau III.10 : débits des eaux pluviales

Tableau III.11 : débits des eaux parasites.

Tableau III.12: Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire.

Tableau III.13: Débits totaux à évacuer.

Chapitre V : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau IV.1: Calculs du réseau d'assainissement projeté.

Chapitre VI: Éléments constitutifs du réseau et les ouvrages annexes

Tableau VI.1 : le facteur correctif du temps d'écoulement

Chapitre VII : Organisation du chantier

Tableau VII.1: coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

Tableau VII.2: Devis quantitatif estimatif du réseau d'assainissement

Tableau VII.4: Les symboles et les durées de différentes opérations.

Tableau VII.5 : l'opération précède et succède de chaque opération

Tableau VII.6: Détermination des délais.

Liste des planches

Planche 01 : plan de masse avec le réseau d'assainissement existant.

Planche 02 : plan de masse du réseau d'assainissement projeté.

Planche 03 : profil en long du collecteur principal des eaux 'G'

Planche 04 : profil en long du collecteur principal des eaux 'H'.

Planche 05 : les ouvrages annexes.

Introduction Générale

Introduction générale

L'assainissement a été un problème à travers l'histoire, depuis les premières civilisations sédentaires jusqu'à la construction des premières villes.

L'évacuation des villes et l'évacuation des eaux usées étaient essentielles pour éviter les épidémies. À tout moment, sur n'importe quel continent, il fallait faire face à ce problème et trouver une vraie solution.

De l'activité humaine entraîne une augmentation de la production d'émissions nocives pour l'environnement. L'assainissement est donc l'ensemble des techniques permettant de drainer et d'épurer et de collecter ces eaux usées et de les dépolluer. Quelles précautions ont-ils prises avant de rejeter de l'eau purifiée dans le milieu naturel ? Chaque réseau d'égouts est conçu pour une étendue spécifique et, au fil du temps, les fuites et les ruptures de canalisations réduisent les performances hydrauliques.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude afin de pouvoir connaître ses caractéristiques, Après, nous avons fait un diagnostic du réseau d'assainissement existant afin de pouvoir détecter les problèmes et trouver des solutions pour le bon fonctionnement du système d'évacuation des eaux usées, Ensuite, nous avons fait une étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale, Puis, nous avons entamé la rénovation de notre réseau d'assainissement, Enfin nous avons estimé le coût total du projet et la durée de réalisation de ce dernier.

Notre objectif est de projeter le système d'assainissement de la commune d'Ain El Arbaa (W.Ain Témouchent) afin qu'il puisse répondre à ce besoin dans les limites de nos calculs.

Chapitre I
Présentation de la zone d'étude

Introduction

Avant l'élaboration de tout projet d'assainissement, l'étude du site représente une étape importante afin de connaître les caractéristiques du lieu et les facteurs qui peuvent intervenir sur le concept du projet. Dans ce qui suit, nous essayons de présenter la situation géographique, la situation géologique, la situation géotechnique, et la topographie du terrain. De ce fait, l'objectif de ce chapitre est de présenter des informations et des données qui nous seront nécessaires pour élaborer des données nécessaires pour le calcul de base du prochain chapitre.

I.1-Situation géographique :

La commune d'Ain-el-Arbaa, d'une superficie de 72 km², est située non loin de la Sebkhia d'Oran dont l'étendue est de 50 milles ha. Elle est limitée :

- Au Nord par la plaine de la Mleta et la Sebkhia.
- Au Sud par les communes de Sidi Boumediene
- à l'Est : par la commune de Oued Sebbah
- à l'Ouest : par la commune de Hammam Bouhjar



Figure I.1 : Localisation de la commune d'Ain el arbaa (Wikipédia 2023)



Figure I.2 : Vue aérienne de la commune d’Ain el-Arbaa (Google Earth 2023)

I.2-Situation géologique :

Le site urbain d’Ain-el- Arbaa est situé sur des terrains composés essentiellement d’alluvions récentes recouvrant une carapace calcaire (caliche) d’âge Pléistocène. Nous avons également identifié des affleurements du glaciis ancien rouge, polygénique d’ablation ou d’accumulation, recouvert d’une croûte calcaire importante (caliche). Un niveau de terrasses alluviales correspond à des dépôts alluviaux d’oueds actuels ou Holcènes.

I.3-Situation géotechnique :

Au vu de l’analyse sismotectonique, photogéologique et géotechnique le potentiel de rupture de faille en surface et de glissement de terrain est inexistant. Des cavités karstiques peuvent présenter un potentiel danger dans les zones urbaines ou dans les zones où le niveau est existant à l’affleurement et/ou à une profondeur comprise entre 1 et 6 m.

I.3- Relief :

Située sur le pied mont de Tessala, la ville d'Ain-el-Arbaa dispose d'une configuration topographique qui relève dans une large mesure de la plaine de Mlata, peu accidenté. Cependant, elle est traversée par un oued qui scinde l'agglomération en deux.

I.4- Topographie du site :

Les terrains sont relativement plats. Les pentes sont orientées du Sud vers le Nord variant entre 2 à 3%. Elle est située entre les coordonnées géographiques suivantes :

- Nord: 35° 24' 27''.
- Ouest: 0° 52' 54''.

I.5-Situation climatique :

La zone d'étude présente un climat semi-aride sec et froid (Classification de Köppen: BSk).

I.5.1. Température :

Les résultats des mesures élaborés sont donnés sur le tableau 1.1 :

Tableau I.1: températures mensuelles de la période 2004.

| <i>Mois</i> | <i>Sep</i> | <i>Oct</i> | <i>Nov</i> | <i>Déc</i> | <i>Janv</i> | <i>Fév</i> | <i>Mar</i> | <i>Avr</i> | <i>Mai</i> | <i>Juin</i> | <i>Juil</i> | <i>Out</i> |
|---------------------|------------|------------|------------|------------|-------------|------------|------------|------------|------------|-------------|-------------|------------|
| <i>Tmax</i> (°C) | 37 | 37,5 | 22 | 21,6 | 21,3 | 22,3 | 23 | 29,1 | 32 | 37 | 40 | 46 |
| <i>Tmin</i> (°C) | 16 | 10,5 | 7 | 0 | 3 | 4,5 | 1 | 6 | 8,5 | 13,9 | 17 | 18,5 |
| <i>Tmoy</i> (°C) | 26,5 | 24 | 14,5 | 10,8 | 12,15 | 13,4 | 12 | 17,55 | 20,2 | 24,6 | 28,5 | 32,2 |

(Source : ANRH d'Oran).

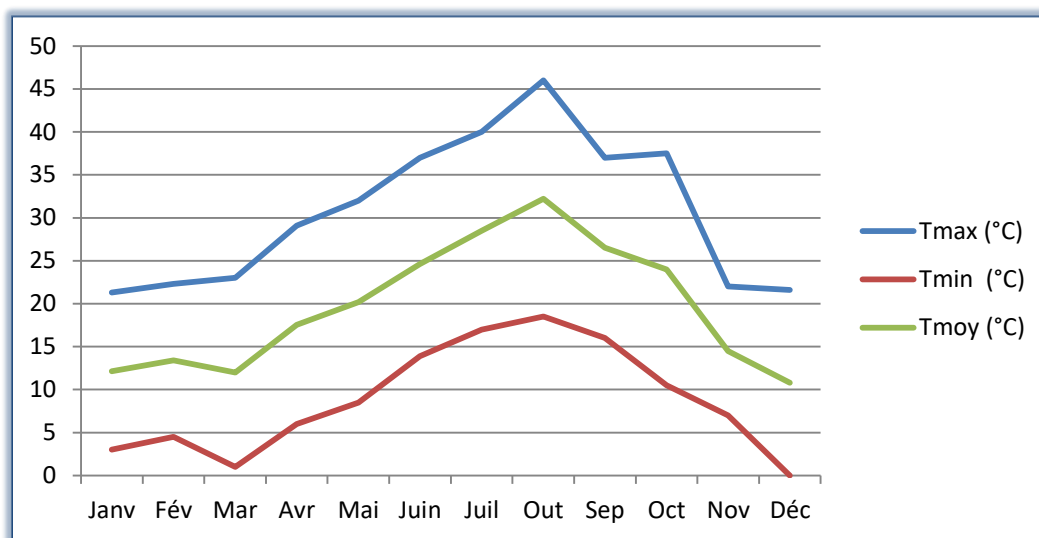


Figure I.3 : Variations des températures mensuelles au cours du temps

I.5.2. Les précipitations:

La pluviométrie est d'un régime variable et irrégulier suivant les mois et les années.

Tableau I.2. : Précipitations moyennes mensuelles 2004

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Janv | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Out |
|---------------------|-----|-----|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Précipitations (mm) | 0 | 0 | 0 | 1,3 | 0 | 31,7 | 71,6 | 85,6 | 22,8 | 33,2 | 32,9 | 14,5 |

(Source : ANRH d'Oran).

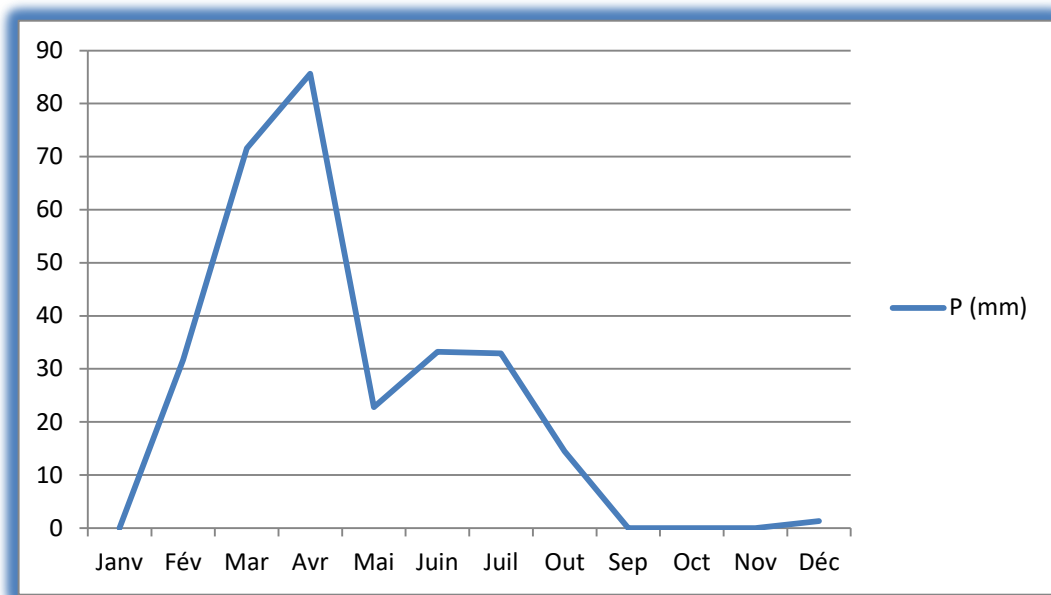


Figure I.4: Variation des précipitations moyennes mensuelles au cours de l'année

I.5.3. Les vents :

Les vitesses moyennes mensuelles variables des vents sont représentées dans le tableau (I.3)

Tableau .I.3 : les moyennes mensuelles des vitesses des vents.

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Janv | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Out |
|---------|-------|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| V (m/s) | 28,56 | 0 | 0,38 | 2,95 | 1,4 | 2,11 | 1,34 | 2,29 | 3,03 | 2,55 | 2,66 | 32,72 |

(Source : ANRH d'Oran).

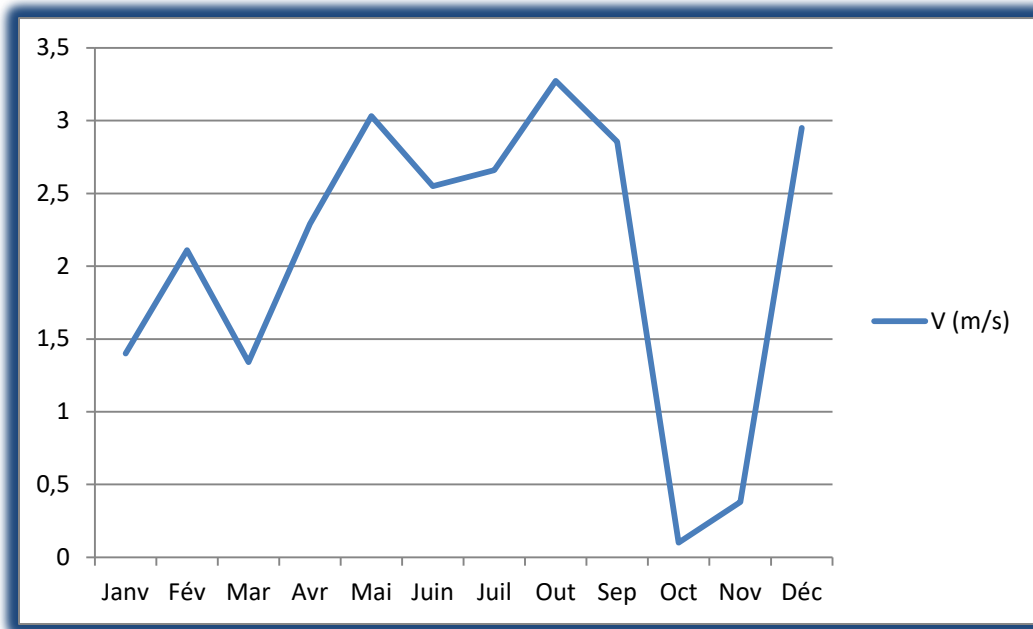


Figure I.5: Variation des vitesses moyennes mensuelles du vent au cours de l'année.

I.5.4. Humidité :

L'humidité relative moyenne annuelle de la zone d'étude est de 59%. Les valeurs extrêmes sont atteintes en novembre et en septembre.

La répartition mensuelle de l'humidité relative de l'air est représentée dans le tableau.I.4

Tableau.I.4 : Répartition mensuelle de l'humidité de l'air

| Mois | Sep | Oct | Nov | Déc | Janv | Fév | Mar | Avr | Mai | Juin | Juil | Out |
|----------|-----|-----|------|-----|------|------|-----|-----|------|------|------|-----|
| Hmax(%) | 100 | 87 | 100 | 100 | 100 | 94 | 77 | 97 | 100 | 68 | 63 | 73 |
| Hmin (%) | 38 | 21 | 51 | 34 | 33 | 23 | 35 | 25 | 31 | 15 | 21 | 31 |
| Hmoy(%) | 69 | 54 | 75.5 | 67 | 66.5 | 58.5 | 56 | 61 | 65.5 | 41.5 | 42 | 52 |

(Source : ANRH d'Oran).

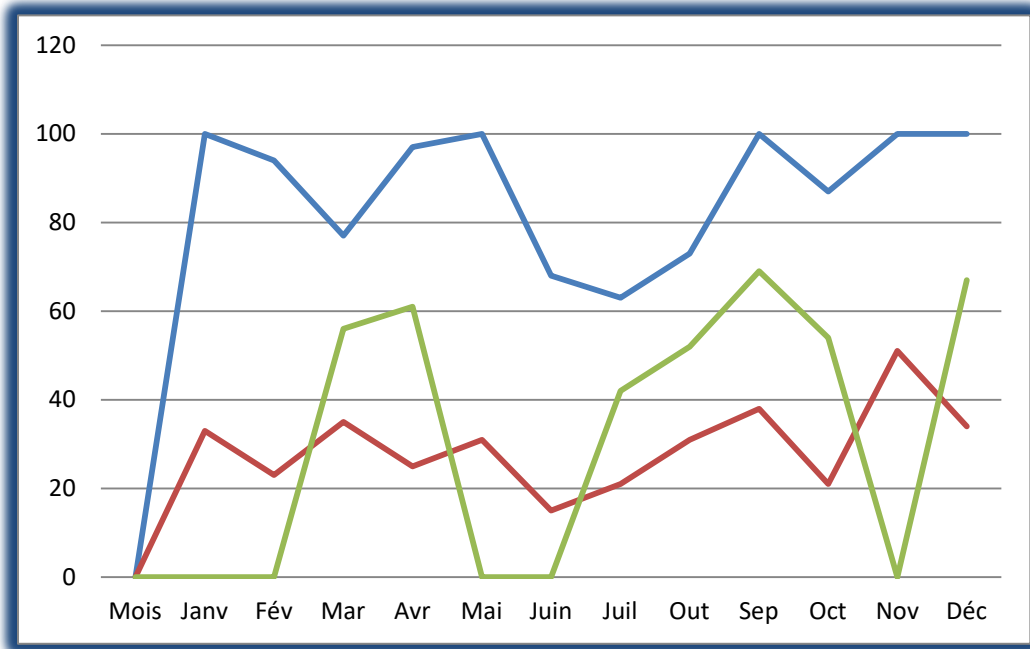


Figure I.6: Variation mensuelle de l’humidité de l’air au cours de l’année.

I.6.Situation démographique :

La population de la commune d’Ain-el-Arbaa est de 20319 habitants en 2022 selon le dernier recensement national avec un taux d’accroissement annuel égal à 2%. (D’après l’APC d’Ain-el-Arbaa).

I.7.Situation Hydraulique :

I.7.1.Alimentation en eau potable :

La commune d’Ain-el-Arbaa est alimentée à raison de 16% à Partir des eaux superficielles du barrage de Dzioua et 84% à partir des eaux dessalées et 00% à partir des eaux souterraines.

| Type de ressources | Eaux superficielles | Eaux souterraines | Eaux dessalées |
|---|---------------------|-------------------|----------------|
| | Barrage de Dzioua | / | SDEM |
| Volume produit (m³/j) | 603 | 0 | 3053 |

I.7.2 Assainissement :

Le tissu urbain de la commune est drainé par un système unitaire avec un taux de raccordement égal à 97%, d'un schéma latéral dont le réseau d'évacuation est composé de collecteurs de matériaux différents PEHD et béton dont les diamètres varient entre Ø300 et Ø 1000.

Ce système est doté d'ouvrages annexes à savoir les regards simples distants de 35 m l'un de l'autre et des bouches d'égout fréquemment colmatés. Nous signalons également l'absence de déversoirs d'orage où les effluents sont rejetés directement vers le milieu exutoire se trouvant au nord de la commune (plaine de la Mleta). Il est également à signaler que ce réseau ne répond pas aux besoins du rejet des effluents vu son état défaillant

Conclusion :

A travers ce chapitre qui représente le point de départ de notre projet, nous avons essayé de présenter des données et des informations qui nous seront nécessaires pour mener à bien notre travail dans le cadre de l'élaboration du projet d'assainissement de la commune en question. Dans ce qui suit, nous aborderons le chapitre concernant les effluents de la commune.

Chapitre II

Étude du diagnostic du réseau d'assainissement

INTRODUCTION :

En quelques années de fonctionnement, les réseaux d'assainissement commencent à présenter des dysfonctionnements résultant de la combinaison d'une série de facteurs, donc une perturbation dans le système de collecte, ainsi que l'impact sur l'environnement.

Le diagnostic c'est l'ensemble des tâches et des interventions dont le but d'acquérir une connaissance de l'état de fonctionnement du système d'évacuation des eaux usées en vue de sa restructuration.

II.1) L'OBJECTIF DE L'ETUDE DU DIAGNOSTIC :

L'étude du diagnostic nous permet de :

- prolonger la durée de vie des éléments constituant le réseau.
- Améliorer la performance d'un réseau d'assainissement.
- augmenter le rendement du réseau.

II.2) LES TYPES DU DIAGNOSTIC :

On a deux types de diagnostic :

- **Diagnostic fonctionnel** : Basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), l'aspect hydraulique du système.
- **Diagnostic structurel** : Basé sur l'état de la structure, l'aspect physique du système, Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs et les tronçons de collecteurs.

II.3) LES PHASES PRINCIPALES D'UNE ÉTUDE DE DIAGNOSTIC :**➤ collecte et exploitation de données :**

La collecte des données nécessite au préalable un scénario d'interventions sur terrain pour la prise des connaissances et les visites d'ouvrages.

➤ le pré-diagnostic :

Ce pré-diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

Dans cette phase, et après la collecte des données en va procéder à une mise à jour des plans et de cartographie des patrimoines.

II.4) DESCRIPTION DE L'ÉTAT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA ZONE :

II.4.1) Diagnostic physique :

II.4.1.1) État des regards :

Le réseau d'assainissement de la commune d'Ain El Arbaa comprend dans sa totalité 464 regards de types carrés et circulaires. La profondeur maximale est de 3 m et la distance entre les regards varie de 50 à 80m. Après suivi le tracé des collecteurs on a constaté que les regards ont en mauvaise état due à la négligence de l'entretien.



Figure II.1 : Photos d'un regard non nettoyé sans tampon regard 13 collecteur A
(Source: l'office national d'assainissement d'Ain El Arbaa).

II.4.1.2) État des bouches d'égout :

D'après notre visite sur le site on a remarqué que les bouches d'égout existent sur quelques rues seulement et en mauvais état.



Figure II.2 : Photos d'une bouche d'égout bouchée sans tampon.
(Source: l'office national d'assainissement d'Ain El Arbaa).

II.4.1.3) État des joints :

Afin d'assurer l'étanchéité des conduites, ces derniers sont connectés entre eux à l'aide des joints en caoutchouc. Vu la durée d'existence, un effet de détachement est remarqué au niveau des conduites, ce qui provoque une pénétration de la matière externe dans les collecteurs tel que les sables, les racines...etc.

II.4.1.4) État des collecteurs :

Le système d'évacuation est de type unitaire, la conception est en tuyaux circulaires en PVC et fonctionne selon le schéma latéral.

| <i>Réseau d'assainissement d'Ain El Arbaa</i> | | | | |
|---|-----------------|---------------------|------------------|--------------------|
| <i>Tronçons</i> | <i>diamètre</i> | <i>Linéaire(m)</i> | <i>matériaux</i> | <i>observation</i> |
| <i>Collecteur A</i> | | | | |
| <i>R3-R4</i> | Ø300 | 27,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R4-R5</i> | Ø300 | 37,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R5-R6</i> | Ø300 | 37,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R6-R7</i> | Ø300 | 37,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R7-R8</i> | Ø300 | 37,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>Collecteur B</i> | | | | |
| <i>R51-R52</i> | Ø300 | 62,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R52-R53</i> | Ø300 | 57,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R53-R54</i> | Ø300 | 57,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R54-R55</i> | Ø300 | 57,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R55-R56</i> | Ø300 | 87,5 | PVC | Mauvais état |

| <i>Collecteur C</i> | | | | |
|---------------------|------|-------|-----|--------------|
| <i>R23-R21</i> | Ø400 | 100 | PVC | Mauvais état |
| <i>R21-R20</i> | Ø300 | 100 | PVC | Mauvais état |
| <i>R21-R19</i> | Ø350 | 150 | PVC | Mauvais état |
| <i>R19-R18</i> | Ø350 | 87,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>Collecteur D</i> | | | | |
| <i>R69-R78</i> | Ø300 | 62,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R78-R77</i> | Ø500 | 225 | PVC | Mauvais état |
| <i>Collecteur E</i> | | | | |
| <i>R35-R92</i> | Ø500 | 100 | PVC | Mauvais état |
| <i>R92-R91</i> | Ø500 | 282,5 | PVC | Mauvais état |
| <i>R91-R90</i> | Ø500 | 110 | PVC | Mauvais état |
| <i>R90-R89</i> | Ø500 | 150 | PVC | Mauvais état |
| <i>R89-R88</i> | Ø500 | 250 | PVC | Mauvais état |

Tableau II.1:Caractéristiques des collecteurs diagnostiqués.

(Source: l'office national d'assainissement de la commune d'Ain El Arbaa).

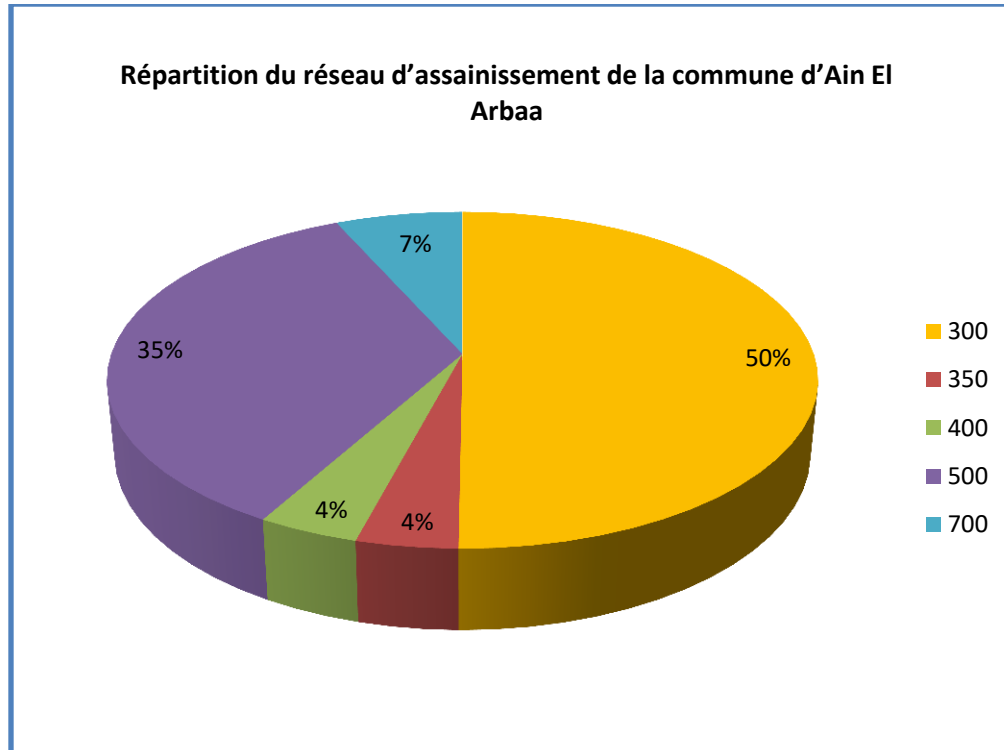


Figure II.3: Répartition du réseau d'assainissement de la commune d'Ain El Arbaa

II.4.1.5) État de rejet :

Le réseau d'assainissement de la commune d'Ain El Arbaa comporte un seul point de rejet qui se déverse au niveau de la station de lagunage.



Figure II.4 : vue aérienne de la station de lagunage.

(Source: Google Earth2023)

II.4.2) Diagnostic hydraulique:

Dans le but de la vérification de la capacité d'évacuation des collecteurs, nous avons estimé le débit total de chaque collecteur (débit des eaux usées+ Les eaux parasites + débits des eaux pluviales), ainsi que la pente existante de chaque tronçon, ce qui nous permet de calculer les diamètres théoriques et de les comparer avec les diamètres existants.

Tableau II.2: Résultats du diagnostic hydraulique des collecteurs.

| <i>Réseau d'assainissement d'Ain El Arbaa</i> | | | | | |
|---|-----------------|-----------------|------------------|----------------|-----------------------------|
| <i>Tronçons</i> | <i>diamètre</i> | <i>linéaire</i> | <i>matériaux</i> | <i>Pente %</i> | <i>Contrainte</i> |
| <i>Collecteur A</i> | | | | | |
| <i>R3-R4</i> | Ø300 | 27,5 | PVC | | <i>ok</i> |
| <i>R4-R5</i> | Ø300 | 37,5 | PVC | 5.1 | Pente trop accentuée |
| <i>R5-R6</i> | Ø300 | 37,5 | PVC | 4.9 | Vitesse d'écoulement élevée |

| | | | | | |
|---------------------|------|-------|-----|-------|-----------------------------|
| R6-R7 | Ø300 | 37,5 | PVC | 0.013 | Écoulement en charge |
| R7-R8 | Ø300 | 37,5 | PVC | 0.013 | Écoulement en charge |
| Collecteur B | | | | | |
| R51-R52 | Ø300 | 62,5 | PVC | 6.2 | Pente trop accentuée |
| R52-R53 | Ø300 | 57,5 | PVC | 5.5 | Vitesse d'écoulement élevée |
| R53-R54 | Ø300 | 57,5 | PVC | 0.017 | Écoulement en charge |
| R54-R55 | Ø300 | 57,5 | PVC | 0.017 | Écoulement en charge |
| R55-R56 | Ø300 | 87,5 | PVC | 4.3 | Pente trop accentuée |
| Collecteur C | | | | | |
| R23-R21 | Ø400 | 100 | PVC | 0.026 | Écoulement en charge |
| R21-R20 | Ø300 | 100 | PVC | 0.02 | Écoulement en charge |
| R21-R19 | Ø350 | 150 | PVC | 5 | Vitesse d'écoulement élevée |
| R19-R18 | Ø350 | 87,5 | PVC | 0.011 | Écoulement en charge |
| Collecteur D | | | | | |
| R69-R78 | Ø300 | 62,5 | PVC | 4.2 | Vitesse d'écoulement élevée |
| R78-R77 | Ø500 | 225 | PVC | 4.3 | Vitesse d'écoulement élevée |
| Collecteur E | | | | | |
| R35-R92 | Ø500 | 100 | PVC | 0,01 | Écoulement en charge |
| R92-R91 | Ø500 | 282,5 | PVC | 0,003 | Ok |
| R91-R90 | Ø500 | 110 | PVC | 0,018 | Ok |
| R90-R89 | Ø500 | 150 | PVC | 0,006 | Ok |
| R89-R88 | Ø500 | 250 | PVC | 0,012 | ok |

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons fait un diagnostic (physique et hydraulique) du réseau existant où nous avons détecté toutes les anomalies de ce dernier afin de pouvoir prévenir les améliorations à effectuer. Vu que les diamètres du réseau qui sont faibles (la plupart sont du 300 mm), nous avons décidé de rénover ce réseau pour l'horizon futur.

Chapitre III
Étude hydrologique

Introduction

L'hydrologie est une branche de la science basée sur le cycle de l'eau et ses propriétés. Une étude hydrologique définit la probabilité d'un écoulement d'eau en un point donné d'un bassin versant. Toute étude hydrologique s'appuie sur des mesures hydrologiques (précipitations, débits fluviaux) et des méthodes d'extrapolation.

L'hydrologie utilise des modèles mathématiques pour prédire différents phénomènes hydrologiques afin de gérer les ressources en eau de manière proactive et non réactive. Il peut également utiliser ces essayer et agir sur les systèmes d'eau pour éviter ou au moins réduire l'étendue des dommages.

III.1) Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est d'une grande importance lors de la détermination des dimensions des réseaux d'assainissement. [4]

Lors de l'étude d'une averse, l'intensité moyenne maximale définie par le rapport de la hauteur de l'eau tombée à la durée Δt , soit : [4]

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

Avec : i_m : intensité moyenne en mm/h.
 Δh : hauteur de pluie (mm) tombée pendant la durée Δt (heure).

LES étapes à suivre : [5]

- 1)- Sélectionnez le type de loi qui analyse les données de précipitations et ajuste les résultats.
- 2)- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier leur validité.
- 3)- Calculer la valeur moyenne de l'intensité des précipitations.

III.2) Analyse des données pluviométriques et choix de la loi

d'ajustement :

III.2.1) Analyse des données statistiques :

Pour étudier les précipitations dans une installation d'assainissement, nous avons besoin d'une série de précipitations qui inclut les précipitations quotidiennes maximales sur une période aussi longue que possible.

Le poste pluviométrique, représentatif de la zone d'étude, retenu pour le calcul de la pluie journalière maximale est celui de *Hammem bouhdjer*.

Tableau III.1 : la précipitation maximale journalière de la station Hamame Bouhdjer (1970-2011)

Code 40415 (X=167.2 km ; Y=237.45km ; Z=153 m).

| années | Précipitations (mm) | | | | | | | | | | | | Maxj |
|--------|---------------------|-------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|--------|
| | Sup | Oct | Nov | Déc | Jan | Fév | Mar | Avr | Mai | Jui | Juil | Aout | |
| 1970 | 0.00 | 24.20 | 2.90 | 22.10 | 19.10 | 7.60 | 35.60 | 17.00 | 84.60 | 5.50 | 0.00 | 0.00 | 84.6 |
| 1971 | 2.80 | 2.20 | 36.70 | 19.30 | 16.10 | 26.80 | 26.80 | 27.30 | 18.50 | 34.40 | 1.10 | 8.60 | 36.70 |
| 1972 | 9.60 | 14.40 | 9.70 | 13.30 | 16.70 | 24.30 | 16.40 | 19.10 | 0.60 | 17.10 | 0.00 | 3.10 | 24.30 |
| 1973 | 6.20 | 9.10 | 2.10 | 22.40 | 12.50 | 41.50 | 40.70 | 17.30 | 0.00 | 12.40 | 0.00 | 0.00 | 41.50 |
| 1974 | 4.50 | 5.70 | 8.30 | 0.00 | 4.80 | 8.30 | 17.00 | 52.30 | 10.30 | 3.10 | 0.00 | 3.50 | 52.30 |
| 1975 | 0.00 | 8.90 | 15.50 | 13.40 | 14.20 | 38.20 | 6.60 | 14.80 | 15.50 | 5.20 | 9.70 | 9.70 | 38.20 |
| 1976 | 17.60 | 14.80 | 3.50 | 15.40 | 23.40 | 10.80 | 7.20 | 37.60 | 10.80 | 1.40 | 6.80 | 0.00 | 37.60 |
| 1977 | 0.00 | 0.00 | 60.90 | 14.30 | 17.70 | 4.60 | 17.30 | 23.60 | 9.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 60.90 |
| 1978 | 0.00 | 21.10 | 23.10 | 22.40 | 3.10 | 23.20 | 14.20 | 9.70 | 9.10 | 6.20 | 5.20 | 0.00 | 23.20 |
| 1979 | 16.40 | 12.20 | 8.30 | 41.50 | 35.80 | 16.70 | 30.20 | 10.60 | 6.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 41.50 |
| 1980 | 6.20 | 9.80 | 7.50 | 22.40 | 29.90 | 12.40 | 23.80 | 12.70 | 13.70 | 33.40 | 0.00 | 0.00 | 33.40 |
| 1981 | 13.20 | 0.00 | 0.00 | 10.50 | 4.20 | 29.40 | 3.20 | 12.60 | 19.60 | 5.20 | 0.00 | 0.00 | 29.40 |
| 1982 | 2.90 | 17.00 | 28.80 | 29.20 | 0.00 | 33.20 | 11.50 | 1.90 | 2.20 | 0.00 | 0.00 | 1.90 | 33.20 |
| 1983 | 0.00 | 0.00 | 15.80 | 13.60 | 23.40 | 25.70 | 14.10 | 0.00 | 17.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 25.70 |
| 1984 | 5.80 | 1.50 | 115.90 | 12.00 | 14.40 | 9.10 | 15.50 | 32.80 | 18.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 115.90 |
| 1985 | 2.90 | 0.50 | 108.00 | 16.90 | 39.30 | 38.40 | 16.20 | 13.30 | 4.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 108.00 |
| 1986 | 18.00 | 20.60 | 10.90 | 24.00 | 19.60 | 54.60 | 6.20 | 0.00 | 6.30 | 0.00 | 6.60 | 0.00 | 54.60 |
| 1987 | 2.40 | 9.20 | 13.90 | 6.20 | 0.00 | 6.50 | 2.40 | 9.90 | 10.10 | 4.10 | 0.00 | 0.00 | 13.90 |
| 1988 | 8.30 | 4.80 | 27.10 | 0.00 | 20.80 | 7.00 | 43.00 | 23.30 | 1.30 | 0.70 | 0.00 | 0.00 | 43.00 |
| 1989 | 7.70 | 0.00 | 4.20 | 7.80 | 40.50 | 0.00 | 17.80 | 45.80 | 12.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 45.80 |
| 1990 | 4.10 | 9.90 | 15.60 | 18.20 | 25.90 | 12.40 | 23.80 | 0.00 | 1.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 25.90 |
| 1991 | 9.30 | 10.80 | 22.50 | 5.10 | 10.70 | 13.00 | 25.40 | 6.40 | 48.20 | 22.40 | 0.00 | 0.00 | 48.20 |
| 1992 | 0.00 | 6.10 | 23.20 | 11.50 | 3.30 | 20.90 | 32.30 | 17.30 | 22.00 | 4.60 | 0.00 | 0.00 | 32.30 |
| 1993 | 7.80 | 71.00 | 30.70 | 5.60 | 32.70 | 37.50 | 3.30 | 13.20 | 6.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 71.00 |
| 1994 | 0.00 | 5.50 | 12.90 | 9.70 | 14.30 | 39.80 | 33.50 | 7.90 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 39.80 |
| 1995 | 5.20 | 0.60 | 3.70 | 35.1 | 20.6 | 21.5 | 10.7 | 8.70 | 2.60 | 0.00 | 0.0 | 0.00 | 35.10 |
| 1996 | 12.10 | 2.70 | 7.60 | 21.30 | 26.40 | 0.00 | 0.00 | 13.10 | 3.90 | 0.80 | 0.00 | 0.00 | 26.40 |
| 1997 | 24.60 | 7.50 | 35.40 | 13.00 | 13.30 | 10.40 | 6.10 | 5.60 | 13.50 | 0.00 | 0.00 | 1.00 | 35.40 |
| 1998 | 0.00 | 0.00 | 26.80 | 9.70 | 21.80 | 28.30 | 34.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 34.60 |
| 1999 | 7.40 | 14.90 | 37.40 | 23.40 | 0.00 | 0.00 | 2.60 | 8.60 | 4.70 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 37.40 |
| 2000 | 21.50 | 38.30 | 18.10 | 16.60 | 74.90 | 16.60 | 0.00 | 12.10 | 1.60 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 74.90 |
| 2001 | 9.20 | 23.30 | 63.70 | 7.90 | 1.10 | 0.00 | 11.40 | 20.40 | 38.70 | 0.00 | 0.00 | 15.20 | 63.70 |

| | | | | | | | | | | | | | |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|------|-------|
| 2002 | 0.00 | 14.50 | 24.00 | 1.10 | 11.60 | 23.50 | 9.90 | 7.50 | 9.90 | 0.00 | 2.10 | 0.00 | 24.00 |
| 2003 | 2.90 | 7.90 | 16.60 | 10.3 | 30.40 | 3.50 | 10.80 | 4.90 | 17.60 | 0.50 | 0.00 | 2.50 | 30.40 |
| 2004 | 0.00 | 14.70 | 34.70 | 21.30 | 7.20 | 8.30 | 15.2 | 3.70 | 0.00 | 1.10 | 0.00 | 0.00 | 34.70 |
| 2005 | 3.40 | 0.00 | 24.70 | 3.70 | 13.70 | 24.90 | 3.40 | 4.80 | 5.10 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 24.90 |
| 2006 | 4.60 | 0.00 | 1.10 | 18.60 | 5.90 | 11.80 | 43.20 | 16.60 | 6.50 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 43.20 |
| 2007 | 9.20 | 21.50 | 17.50 | 2.10 | 17.10 | 6.70 | 9.70 | 0.00 | 19.20 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 21.50 |
| 2008 | 27.50 | 18.70 | 25.90 | 21.80 | 19.70 | 18.30 | 19.80 | 5.10 | 5.60 | 0.00 | 1.10 | 0.00 | 27.50 |
| 2009 | 2.10 | 0.00 | 11.90 | 11.8 | 32.10 | 9.50 | 24.20 | 0.00 | 12.50 | 5.00 | 0.00 | 8.80 | 32.10 |
| 2010 | 0.00 | 23.00 | 8.10 | 11.30 | 34.60 | 9.70 | 9.10 | 47.10 | 8.60 | 7.60 | 0.00 | 0.00 | 47.10 |
| 2011 | 6.10 | 13.70 | 37.80 | 16.80 | 16.90 | 15.30 | 5.40 | 23.80 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 37.80 |
| Moyenne | 6.70 | 11.44 | 23.88 | 15.01 | 18.80 | 17.86 | 16.70 | 14.49 | 11.90 | 4.06 | 0.78 | 1.29 | 42.66 |

Source A.N.R.H (Agence National des ressources en eau Ain T'émouchent)

Les caractéristiques de cette série sont :

❖ Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} X_i}{N} \dots\dots\dots (II.2)$$

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=42} X_i}{N} = \frac{1305.6}{42} = 42,6571429mm$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 42ans).

❖ Écart type σ_x :

$$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{N}} \right] \dots\dots\dots (II.3)$$

$$= 21,3391563$$

❖ Coefficient de variation : C_v :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{X}} = \frac{21,3391563}{42,6571429} = 0.506 \dots \dots \dots (II.4)$$

❖ Exposant climatique :

Il est donné par l'A.N.R.H de notre région $b = 0.4$.

Tableau III.2 : Les caractéristiques de la série pluviométrique.

| \bar{X} | σ_x | C_v | $\sum_{i=1}^{N=42} X_i$ | b |
|------------|------------|-------|-------------------------|------------|
| 42,6571429 | 21,3391563 | 0.506 | 1791,6 | 0.4 |

III.2.2 vérification de l'homogénéité de la série :

Avant d'ajuster la série des précipitations maximales journalières, il est indispensable de vérifier l'homogénéité de la série.

Test de la médiane :

Les étapes sont les suivantes :

- 1- Trier la série par ordre croissant.
- 2- Déterminer la valeur M de la médiane.

Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $X_i > M$ ou bien un signe(-) si $X_i < M$.

- 3- Calculons les quantités NS et TS tel que :

Ns : est le nombre total des séries (+) ou (-).

Ts : est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$Ns > \frac{1}{2}(N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N + 1})$$

$$Ts < 3.3 (\log_{10}(N + 1))$$

$$\text{Avec : } \alpha = 5\% \quad u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$$

Interprétation :

D'après les résultats du test de la médiane (**Tableau II.3 :**), on conclut que la série des précipitations maximales journalières est homogène.

III.2.3 Choix de la loi d'ajustement :

III.2.3.1. Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :

III.2.3.1.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est : [4]

$$F(X) = e^{-e^{\frac{(x-x_0)}{\alpha}}} \quad (\text{II.5})$$

Avec :

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

α, x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable $y = \frac{x - x_0}{\alpha}$, la loi de GUMBEL s'écrit

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

$Y = \alpha / (x - x_0)$ Variable réduite de GUMBEL.

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]-\infty, +\infty [$

L'équation $Y = \alpha / (x-x_0)$ présent sous la forme $x = (1/\alpha) y + x_0$.

est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

Les paramètres de la loi sont :

$$U= 32.937 \quad \alpha= 16.8398$$

Tableau III.3 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

| <i>T (ans)</i> | <i>q (m³/s)</i> | <i>XT</i> | <i>STANDART</i> | <i>INTRVALE DE CONFIANCE (95%)</i> |
|----------------|----------------------------|-------------|-----------------|--|
| 50.0 | 0.9800 | 98.6 | 11.2 | 76.6 - 121 |
| 20.0 | 0.9500 | 83.0 | 8.79 | 65.7 - 100 |
| 10.0 | 0.9000 | 70.8 | 6.96 | 57.2 - 84.5 |
| 5.0 | 0.8000 | 58.2 | 5.15 | 48.1 - 68.3 |
| 3.0 | 0.6667 | 48.1 | 3.89 | 40.5 - 55.8 |
| 2.0 | 0.5000 | 39.1 | 3.06 | 33.1 - 45.1 |

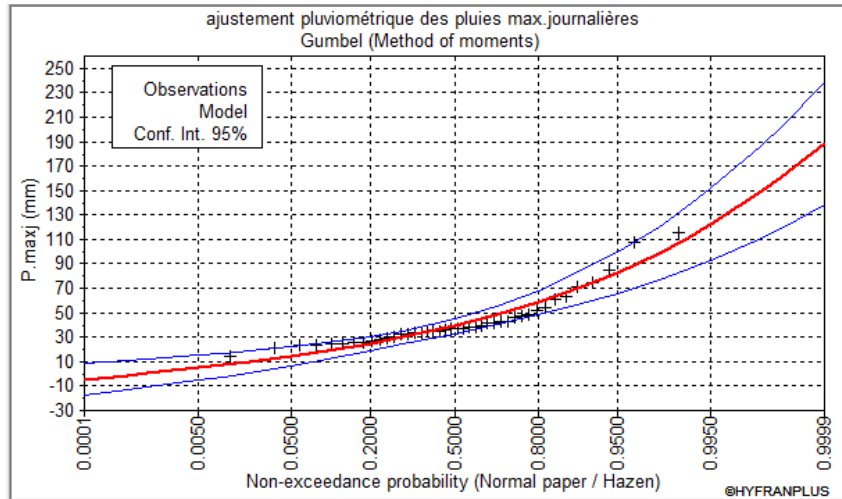


Figure III.1: Ajustement graphique à la loi de Gumbel des PJ max.

III.2.3.1.2 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton : [4]

La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de ré partition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots(\text{II.11})$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots(\text{II.12})$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$ est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

Les paramètres de la loi sont :

$$u = 3.65463 \qquad \sigma = 0.432388$$

Tableau III.4: Résultat de l'ajustement à la loi de Galton (Hyfran)

| <i>T (ans)</i> | <i>q (m³/s)</i> | <i>XT</i> | <i>STANDART</i> | <i>INTRVALE DE CONFIANCE (95%)</i> |
|----------------|----------------------------|-------------|-----------------|------------------------------------|
| 50.0 | 0.9800 | 94.0 | 11.1 | 72.1 - 116 |
| 20.0 | 0.9500 | 78.7 | 8.11 | 62.8 - 94.6 |
| 10.0 | 0.9000 | 67.3 | 6.09 | 55.3 - 79.2 |
| 5.0 | 0.8000 | 55.6 | 4.33 | 47.1 - 64.1 |
| 3.0 | 0.6667 | 46.6 | 3.25 | 40.2 - 52.9 |
| 2.0 | 0.5000 | 38.7 | 2.58 | 33.6 - 43.7 |

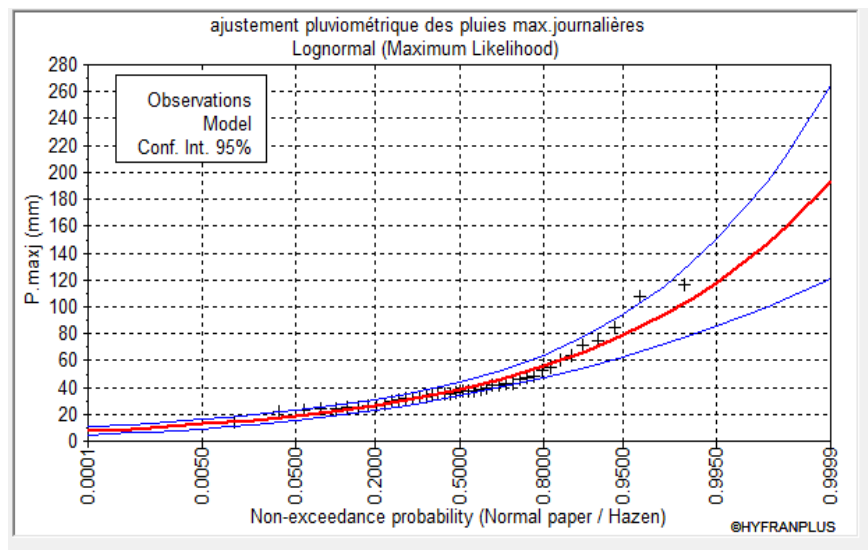


Figure III.2: Ajustement graphique à la loi Log-Normal des PJ max

III.2.3.1.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV : [4]

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

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

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$Y = -1/k \ln [1 - k / \alpha (x-u)]$$

Avec :

x : variable étudiée (Pmax.j).

u: paramètre de position

α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

L'expression de quantile est alors :

$$X = u + (\alpha / k) (1 - e^{-ky})$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u = 32.7241 \text{ mm} ; \alpha = 14.5916 ; k = -0.0953698$$

Tableau III.5 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

| <i>T (ans)</i> | <i>q (m³/s)</i> | <i>XT</i> | <i>STANDART</i> | <i>INTRVALE DE CONFIANCE (95%)</i> |
|----------------|----------------------------|-------------|-----------------|--|
| 50.0 | 0.9800 | 102 | 5.77 | 90.4 - 113 |
| 20.0 | 0.9500 | 82.8 | 2.10 | 78.7 - 87.0 |
| 10.0 | 0.9000 | 69.4 | 5.02 | 59.5 - 79.2 |
| 5.0 | 0.8000 | 56.3 | 5.51 | 45.4 - 67.1 |
| 3.0 | 0.6667 | 46.5 | 4.29 | 38.1 - 54.9 |
| 2.0 | 0.5000 | 38.2 | 2.10 | 34.1 - 42.3 |

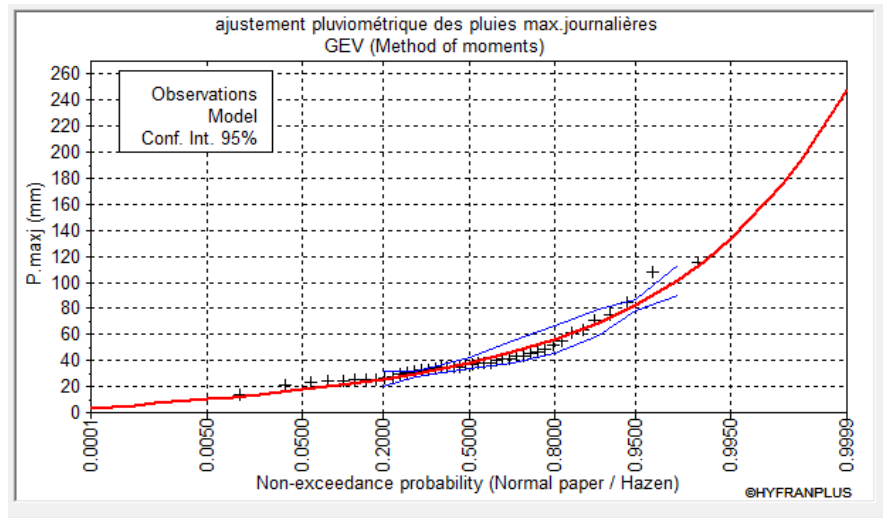


Figure III.3: Ajustement graphique à la loi GEV des PJ max.

III.2.4 CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT :

Après l'ajustement de notre série sur les différentes lois, nous devons choisir la loi la plus appropriée. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

III.2.4.1 Test graphique

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures II.1, II.2 et II.3, on remarque :

- L'ajustement graphique à la loi Log-Normal, donne un ajustement adéquat, par rapport aux deux autres lois.

III.3-3 CALCUL DE L'INTENSITE DE LA PLUIE :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI : [4]

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

$I_{t_{15 \text{ min}}, p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%)

$I_{24, p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.4$).

On obtient donc:

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

- D'après la loi de GALTON :

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{67.3}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.4-1} = 43.37 \text{ mm / h}$$

$$I = \frac{43.37 \times (10000)}{3600} = 120.47 \text{ l/s/ha}$$

| |
|-----------------------------|
| $I = 120.47 \text{ l/s/ha}$ |
|-----------------------------|

Avec : $\frac{10000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha).

Conclusion :

Dans le présent chapitre, l'étude hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation selon la loi Log-Normal qui représente la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières pour notre série.

Chapitre IV

Évaluation des débits des eaux usées et pluviales

Introduction

Dans le domaine de l'assainissement urbain, les principaux objectifs recherchés sont :

- ✓ Protéger le milieu naturel.
- ✓ Santé publique.
- ✓ Protection du réseau.
- ✓ Caractéristiques de contamination.

Afin d'atteindre ces objectifs, l'évaluation des eaux usées et des eaux pluviales est une étape très importante pour comprendre la quantité et la qualité des rejets liquides des habitations et des lieux afin de pouvoir les évacuer.

IV.1- Origine et nature des eaux usées :

Une eau usée est une eau chargée de substances minérales ou biologiques, issues de l'activité humaine provoquant, sous une concentration anormale, une dégradation de la qualité de l'eau naturelle du milieu récepteur. (Ghettas, 2009).

Généralement, on distingue quatre origines qui sont :

- ✓ Les eaux usées industrielles.
- ✓ Les eaux usées de services publics
- ✓ Les eaux usées domestiques.
- ✓ Les eaux claires parasites.

IV.1.1) Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent de diverses usines de fabrication, selon leur origine, elles contiennent souvent des produits chimiques toxiques.

IV.1.2- Les eaux usées des services publics

Les eaux usées de services publics proviennent essentiellement du lavage des espaces publics.

IV.1.3- Les eaux usées domestiques

Les eaux de ménage trouvent leur origine dans les centres d'agglomération .parmi ces eaux nous distinguons :

- les eaux vannes.
- les eaux de vaisselle, de lavage, de bains et de douches.
- les eaux usées de cours.
-

IV.1.4- Les eaux claires parasites

Ce sont le plus souvent des eaux provenant des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe. Ces eaux pénètrent dans les collecteurs à travers les joints mal confectionnés ou déboîtés, ou bien à travers les fissures. Le débit de ces eaux est difficilement déterminé, en pratique nous estimons ce débit à environ 0.15 l/s/ha.

IV.2- évaluation des eaux usées :

IV.2.1-estimation du débit d'eaux usées domestiques :

La quantité des eaux usées à évacuer est l'ensemble des eaux récupérées après leur utilisation. D'une manière générale ce débit est évalué sur la base de 80% de la consommation moyenne d'eau potable ; tel que :

- Le débit de pointe sera considéré dans le dimensionnement des collecteurs.
- Le débit minimum permettra l'appréciation de la capacité d'auto curage de notre réseau.

Ce débit dit débit moyen journalier est évalué à l'aide de la formule suivante : [1]

$$Q_{\text{moy.j}} = (Cr * DOT * N) / 86400 \text{ (l / s)}$$

Avec:

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

Cr : coefficient de rejet pris égale à **80%** de la quantité moyenne d'eau Potable.

DOT : dotation journalière prise égale à **180 l / j / hab** (source DRE) pour l'horizon de calcul 2053.

N : nombre d'habitants.

IV.2.2- estimation du débit de pointe des eaux usées :

La consommation d'eau peut être beaucoup plus forte que celle correspondant au débit moyen. On applique alors un coefficient de majoration appelé coefficient de pointe **Kp**

On obtient ensuite le débit de pointe par la formule ci-après [1].

$$Q_p = K_p * Q_m$$

Avec :

Qp : Débit de pointe en (l/s) des eaux usées.

Qm : Débit moyen futur en (l/s) des eaux usées.

Kp: Coefficient de pointe, qui peut être déterminé comme suit :

Si $Q_m \geq 2,8$ l/s, on utilise la formule suivante :

$$K_p = a + b \sqrt{Q_m}$$

Avec : Les valeurs de **a** et **b** sont prises respectivement égales à 1.5 et 2.5.

Si $Q_m < 2,8$ l/s on prend le coefficient de pointe est égale à 3.

IV.2.3- Situation démographique :

La population actuelle de la commune d'Ain El Arbaa est estimée à 20319 habitants avec un taux d'accroissement égal à 2% D'après les données de l'APC de cette commune.

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

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

Avec :

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

P₀ : Nombre d'habitants à l'année de base 2022 (**P₀**=20319 hab.).

T : taux d'accroissement égal d'après l'APC à 2% pour notre région.

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

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

| <i>Horizon</i> | <i>2022</i> | <i>2052</i> |
|-------------------|-------------|-------------|
| <i>Estimation</i> | 20319 | 36806 |

IV.2.4-Découpage de la superficie d'étude en surfaces élémentaires :

Un bassin versant est une zone géographique délimitée par une ligne de partage des eaux. Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage de la surface de notre agglomération en surfaces élémentaires doit être fait selon : [5]

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

Pour notre projet le découpage de la superficie à étudier se fait suivant la nature du sol et la densité des habitants.

TableauIV.2: Découpage en surfaces élémentaires.

| <i>Numéro des surfaces élémentaires</i> | <i>Surfaces A_i en (ha)</i> |
|---|--|
| I | 25.92 |
| II | 22.80 |
| III | 38.18 |
| IV | 53.75 |
| V | 23.56 |
| VI | 40.77 |
| VII | 26.76 |
| VIII | 30.45 |

TableauIV.3: Évaluation des débits de pointe d'eaux usées à l'horizon d'étude 2052.

| <i>N°SB</i> | <i>N.hab</i> | <i>Dotation (l/j/hab)</i> | <i>Coeff.rejet</i> | <i>Qmoy.usée (l/s)</i> <i>=dot*N.hab</i> | <i>Kp</i> | <i>Qp_{usée}(l/s)</i> | <i>Qp_{usée}(m³/s)</i> |
|-------------|--------------|---------------------------|--------------------|---|-----------|-------------------------------|---|
| I | 3639 | 180 | 0.8 | 6,065 | 2,5 | 15,254 | 0,0152 |
| II | 3201 | | | 5,33 | 2,5 | 13,776 | 0,0137 |
| III | 5360 | | | 8,93 | 2,3 | 20,872 | 0,0208 |
| IV | 7546 | | | 12,57 | 2,2 | 27,730 | 0,0277 |
| V | 3308 | | | 5,51 | 2,5 | 14,140 | 0,0141 |
| VI | 5724 | | | 9,54 | 2,3 | 22,031 | 0,0220 |
| VII | 3757 | | | 6,26 | 2,4 | 15,648 | 0,0156 |
| VIII | 4275 | | | 7,125 | 2,4 | 17,360 | 0,0173 |

TableauIV.4 : Évaluation des débits d'eaux usées des équipements pour chaque Surface élémentaire à l'horizon d'étude 2052.

| <i>N°S B</i> | <i>Équipement</i> | <i>Unité</i> | <i>Nombre d'unité</i> | <i>Dotation .éq (L/j/unité)</i> | <i>Qmoy. Usée^{éq} = dot*Nmbr^u nité (l/s)</i> | <i>Kp</i> | <i>Qp^{équi} = Kp * Qmoy^{équi} (l/s)</i> | <i>Qp^{équi} total (l/s)</i> | <i>Qp^{équi} (m³/s)</i> |
|--------------|-------------------|----------------|-----------------------|---------------------------------|--|-----------|---|--------------------------------------|--|
| I | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| II | École primaire | élève | 424 | 10 | 0.039 | 3 | 0.117 | 0.117 | 0.0001 |
| III | Mosquée | fidèle | 500 | 5 | 0.023 | 3 | 0.069 | 0.069 | 0.00006 |
| IV | p. Civile | M ² | 400 | 5 | 0.0185 | 3 | 0.0555 | 0.0555 | 0.00005 |

| | | | | | | | | | |
|----|---------------------------------|----------------|------|----|--------|---|--------|--------|---------|
| V | lycée | élève | 500 | 10 | 0.023 | 3 | 0.069 | 0.177 | 0.00017 |
| | Salle couverte | M ² | 200 | 5 | 0.009 | 3 | 0.027 | | |
| | Salle omnisport | M ² | 200 | 5 | 0.009 | 3 | 0.027 | | |
| | Centre de loisir scientifique | M ² | 200 | 5 | 0.009 | 3 | 0.027 | | |
| | Maison de jeunes | M ² | 200 | 5 | 0.009 | 3 | 0.027 | | |
| VI | École | élève | 1308 | 10 | 0.121 | 3 | 0.363 | 1.0491 | 0.001 |
| | Centre handicapé | handicapé | 100 | 30 | 0.0277 | 3 | 0.0831 | | |
| | biblio | M ² | 200 | 5 | 0.009 | 3 | 0.027 | | |
| | Parc communal | M ² | 200 | 5 | 0.009 | 3 | 0.027 | | |
| | CCLS | M ² | 200 | 5 | 0.009 | 3 | 0.027 | | |
| | Hôpital | lit | 50 | 10 | 0.0046 | 3 | 0.0138 | | |
| | CEM | élève | 194 | 10 | 0.0179 | 3 | 0.0537 | | |
| | Siège daïra | M ² | 500 | 5 | 0.023 | 3 | 0.069 | | |
| | Complexe sportif | M ² | 450 | 5 | 0.02 | 3 | 0.06 | | |
| | Usine de Fabrication des jouées | M ² | 470 | 5 | 0.021 | 3 | 0.063 | | |
| | Moulin d'olive | M ² | 500 | 5 | 0.023 | 3 | 0.069 | | |
| | usine aliments de bétails | M ² | 550 | 5 | 0.025 | 3 | 0.075 | | |
| | usine matériaux de construction | M ² | 470 | 5 | 0.021 | 3 | 0.063 | | |
| | CFPA | M ² | 400 | 5 | 0.0185 | 3 | 0.0555 | | |

| | | | | | | | | | |
|-------------|-----------------|----------------|------|-----|--------|---|--------|--------|--------|
| VII | Marché couvert | M ² | 400 | 5 | 0.0185 | 3 | 0.0555 | 1.1685 | 0.001 |
| | Gendarmerie | M ² | 500 | 5 | 0.023 | 3 | 0.069 | | |
| | Ecole | élève | 306 | 10 | 0.028 | 3 | 0.084 | | |
| | Mosquée | fidèle | 500 | 5 | 0.023 | 3 | 0.069 | | |
| | APC | M ² | 500 | 5 | 0.023 | 3 | 0.069 | | |
| | Ecole Coranique | personne | 500 | 5 | 0.023 | 3 | 0.069 | | |
| | Poste | M ² | 400 | 5 | 0.0185 | 3 | 0.0555 | | |
| | OPGI | M ² | 4000 | 5 | 0.185 | 3 | 0.555 | | |
| | CNAS | M ² | 450 | 5 | 0.02 | 3 | 0.06 | | |
| | Parc | M ² | 200 | 5 | 0.009 | 3 | 0.027 | | |
| | EPEOR | M ² | 400 | 5 | 0.0185 | 3 | 0.0555 | | |
| VIII | CEM | Elève | 250 | 10 | 0.023 | 3 | 0.069 | 0.9555 | 0.0009 |
| | Ecole | Elève | 200 | 10 | 0.0185 | 3 | 0.0555 | | |
| | abattoir | tête | 60 | 200 | 0.111 | 3 | 0.333 | | |
| | POST | employé | 30 | 10 | 0.166 | 3 | 0.498 | | |

IV.3- Evaluation des débits des eaux pluviales:

Les eaux pluviales ou de ruissellement sont estimés suivant deux méthodes [1]

- Méthode superficielle.
- Méthode rationnelle.

IV.3.1) Méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées généralement inférieures à 10(ha). le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement .le débit déterminé par la relation (1), est proportionnel à l'intensité moyenne des précipitations, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée. [1]

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \text{ (m}^3\text{/s)}$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (m³/s)

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

Cr : coefficient de ruissellement

i : intensité moyenne maximale de précipitations (mm/h)

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

A. Les Hypothèses De La Méthode Rationnelle

Trois hypothèses fondent la méthode rationnelle :

1. Le débit de pointe **Q_p** est observé à l'exutoire seulement si la durée de la verse est supérieure au temps **t_c** de concentration du bassin versant. [2]
2. Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne maximale(**i**) sur une durée égale au temps **t_c** de concentration du bassin versant. [2]
3. L'intensité **i** et le débit **Q** qui en résulte ont la même période de retour **T**. ceci suppose que le coefficient de ruissellement **Cr** du bassin versant soit constant. [2]

B. Coefficient de ruissellement :

C'est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombée sur cette surface.

La valeur de coefficient de ruissellement dépend de l'inclinaison, du genre et de la densité de la surface à drainer, la durée de la pluie l'humidité de la surface, l'humidité de l'aire.

Le coefficient de ruissellement est estimé suivant deux cas :

Premier cas : en fonction de la nature des surfaces à drainer.

Tableau IV.6 : valeurs du coefficient de ruissellement suivant la nature des surfaces. [5]

| <i>Nature de la surface</i> | <i>Valeur du coefficient Cr</i> |
|---|---------------------------------|
| Toits en métal, tuile, ardoise | 0.9 |
| Chaussée avec peu de joints | 0.85-0.9 |
| Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés | 0.75-0.85 |
| Pavage en blocages | 0.4-0.5 |
| Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |
| Chemin en gravier | 0.25-0.3 |
| Gare, terrain de sport | 0.1-0.3 |
| Parcs, jardins, gazons | 0.05-0.25 |
| Forets | 0.01-0.2 |

Deuxième cas : la densité de population influe énormément sur le coefficient de ruissellement.

Tableau IV.7 : valeurs de coefficient de ruissellement pour différentes densités de population. [5]

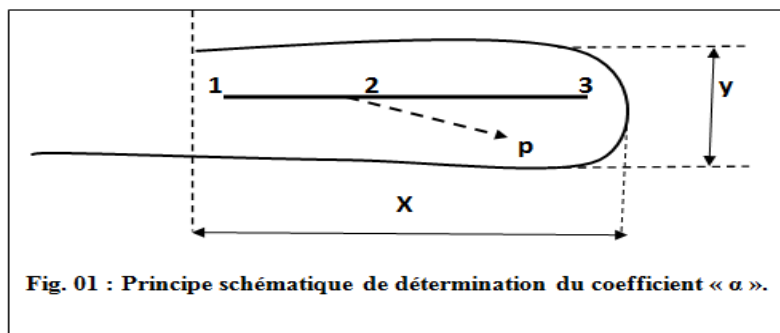
| <i>Densité de population par hectare</i> | <i>Coefficient de ruissellement</i> |
|--|-------------------------------------|
| 20 | 0.23 |
| 30-80 | 0.2-0.27 |
| 60-150 | 0.25-0.34 |
| 150-200 | 0.3-0.45 |
| 200-300 | 0.6-0.62 |
| 300-400 | 0.6-0.8 |
| 400-600 | 0.7-0.9 |

Tableau IV.8: Valeurs du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire.

| <i>Nombre des sous-bassins</i> | <i>Nature de la surface</i> | <i>Cr</i> |
|--------------------------------|-----------------------------|-----------|
| I | Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |
| II | Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |
| III | Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |
| IV | Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |
| V | Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |
| VI | Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |
| VII | Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |
| VIII | Surfaces goudronnées | 0.25-0.6 |

C. Coefficient réducteur d'intensité α :

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies de forte intensité. Supposant un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur « x » et de largeur moyenne « y » drainé par un collecteur 1 - 2 - 3. (Fig.01). Le point « p » du bassin se trouve en amont du collecteur 1 - 2 intéressé par le calcul. $P - 2$, est la distance du point « 2 » situé à l'amont du tronçon étudié au point « p » du bassin considéré. [3]



Tab.03 : valeurs du coefficient réducteur « α » en fonction de la distance ($p - 2$).

| ($p-2$), m | 200 | 400 | 600 | 800 | 1000 | 1200 | 1400 | 1600 | 1800 | 2000 | 2200 | 2400 | 2600 | 2800 |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $Y < X/2$ | 0.91 | 0.88 | 0.85 | 0.83 | 0.81 | 0.79 | 0.77 | 0.76 | 0.75 | 0.73 | 0.72 | 0.70 | 0.69 | 0.68 |
| $Y > X/2$ | 0.90 | 0.86 | 0.83 | 0.80 | 0.78 | 0.76 | 0.75 | 0.72 | 0.70 | 0.69 | 0.67 | 0.66 | 0.64 | 0.63 |

Tableau IV.9 : coefficient réducteur d'intensité α pour chaque surface élémentaire.

| Nombre des Surfaces élémentaires | X | Y | X/2 | α |
|----------------------------------|-------|-------|--------|----------|
| I | 812.5 | 375 | 406.25 | 0.81 |
| II | 670 | 390 | 335 | 0.8 |
| III | 762.5 | 500 | 381.25 | 0.8 |
| IV | 1180 | 362.5 | 590 | 0.79 |
| V | 817.5 | 410 | 408.75 | 0.78 |
| VI | 532.5 | 640 | 266.25 | 0.83 |
| VII | 407.5 | 650 | 203.75 | 0.83 |
| VIII | 472.5 | 955 | 236.25 | 0.83 |

D. Critique de la méthode rationnelle (Source : cours d'assainissement ENSH)

La critique principale de la méthode rationnelle est qu'elle ne tient pas compte du stockage de l'eau sur la surface à drainer.

La méthode rationnelle présente des inconvénients et des limites :

- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.
- Elle ne tient pas compte de la distribution spatiale des pluies.
- Cette méthode sous-estime les débits de pointes observées, probablement parce qu'on sous-estime les valeurs des coefficients de ruissellement en négligeant le rôle des surfaces non revêtues et sa végétation.

Tableau IV.10 : débits des eaux pluviales

| <i>N°SB</i> | <i>A_i(ha)</i> | <i>Cri</i> | α | <i>i(l/s/ha)</i> | <i>Q_{pi} (l/s)</i> |
|-------------|--------------------------|------------|----------|------------------|-----------------------------|
| <i>I</i> | 25.92 | 0.6 | 0.81 | 120.47 | 1517,57 |
| <i>II</i> | 22.80 | | 0.8 | | 1318,42 |
| <i>III</i> | 38.18 | | 0.8 | | 2207,78 |
| <i>IV</i> | 53.75 | | 0.79 | | 3069,27 |
| <i>V</i> | 23.56 | | 0.78 | | 1328,31 |
| <i>VI</i> | 40.77 | | 0.83 | | 2445,95 |
| <i>VII</i> | 26.76 | | 0.83 | | 1605,44 |
| <i>VIII</i> | 30.45 | | 0.83 | | 1826,81 |

IV.3.2) L'estimation du débit des eaux parasites :

Les eaux parasites sont estimées à 0,15 l/s/ha pour chaque surface élémentaire en absence de données.

Tableau IV.11 : débits des eaux parasites.

| <i>N°des surf. élém.</i> | $Q_{p_{usée}} + Q_{p_{équi}}$ (m^3/s) | $Q_{parasite}$ (m^3/s) |
|--------------------------|--|----------------------------|
| <i>I</i> | 0,0152 | 0,0038 |
| <i>II</i> | 0,0138 | 0,0034 |
| <i>III</i> | 0,02086 | 0,0057 |
| <i>IV</i> | 0,02775 | 0,008 |
| <i>V</i> | 0,01427 | 0,0035 |
| <i>VI</i> | 0,023 | 0,006 |
| <i>VII</i> | 0,0166 | 0,004 |
| <i>VIII</i> | 0,0182 | 0,0045 |

Tableau IV.12: Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire.

| <i>N°des surf. élém.</i> | $Q_{p_{usée}^{dom}}$ (m^3/s) | $Q_{p_{équi}}$ (m^3/s) | $Q_{p_{usée}} + Q_{p_{équi}}$ (m^3/s) | $Q_{parasite}$ (m^3/s) | Q_{total} (m^3/s) |
|--------------------------|----------------------------------|-------------------------------|--|-------------------------------|----------------------------|
| <i>I</i> | 0,0152 | / | 0,0152 | 0,0038 | 0,019 |
| <i>II</i> | 0,0137 | 0,0001 | 0,0138 | 0,0034 | 0,0172 |
| <i>III</i> | 0,0208 | 0,00006 | 0,02086 | 0,0057 | 0,02656 |
| <i>IV</i> | 0,0277 | 0,00005 | 0,02775 | 0,008 | 0,03575 |
| <i>V</i> | 0,0141 | 0,00017 | 0,01427 | 0,0035 | 0,01777 |
| <i>VI</i> | 0,0220 | 0,001 | 0,023 | 0,006 | 0,029 |
| <i>VII</i> | 0,0156 | 0,001 | 0,0166 | 0,004 | 0,0206 |
| <i>VIII</i> | 0,0173 | 0,0009 | 0,0182 | 0,0045 | 0,0227 |

Tableau IV.13: Débits totaux à évacuer.

| <i>N°des surf. élém</i> | $Q_{usée}^{total}$ (m^3/s) | Q_{pluv} (m^3/s) | Q_{total} (m^3/s) |
|-------------------------|-----------------------------------|---------------------------|----------------------------|
| <i>I</i> | 0,019 | 1,517 | 1,536 |
| <i>II</i> | 0,0172 | 1,318 | 1,335 |
| <i>III</i> | 0,02656 | 2,207 | 2,233 |
| <i>IV</i> | 0,03575 | 3,069 | 3,104 |
| <i>V</i> | 0,01777 | 1,328 | 1,345 |
| <i>VI</i> | 0,029 | 2,445 | 2,474 |
| <i>VII</i> | 0,0206 | 1,605 | 1,625 |
| <i>VIII</i> | 0,0227 | 1,826 | 1,848 |

Conclusion :

Ce présent chapitre nous a permis de calculer les différents débits (eaux pluviales et eaux usées) pour chaque surface élémentaire, afin de pouvoir dimensionner notre système d'évacuation des eaux.

Chapitre V

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Introduction :

Une fois le débit d'eau à évacuer au niveau du de la surface élémentaire déterminé, nous procédons aux calculs hydrauliques du système d'assainissement qui comprennent le dimensionnement des collecteurs et des éléments nécessaires pour assurer l'évacuation des eaux dans les meilleures conditions possibles. Tout en satisfaisant aux conditions d'auto-curage.

Les conditions de satisfaction de l'auto curage sont :

- Vitesse à pleine section supérieure à 1 m/s
- Vitesse supérieure à 0.60 m/s pour 1/10 du débit à pleine section
- Vitesse supérieure à 0.30 m/s pour 1/100 du débit à pleine section.

V.1) Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

Il existe Trois systèmes d'évacuation qui sont : [1]

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

V.1.1) Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, D'une partie des eaux dans le milieu naturel. [1]

V.1.1.a) Les Avantages et les inconvénients

Les avantages et les inconvénients de système unitaire sont : [6]

➤ Les avantages :

- ✓ conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.
- ✓ encombrement réduit du sous-sol.
- ✓ à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).
- ✓ aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.
- ✓ pas de risque d'inversion de branchement

➤ **les inconvénients :**

- ✓ débit à la station d'épuration très variable.
- ✓ lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales.
- ✓ apport de sable important à la station d'épuration.
- ✓ acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.
- ✓ rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.

V.1.2) Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau. [1]

Les avantages et les inconvénients de système séparatif sont : [6]

➤ **Les avantages :**

- ✓ diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées.
- ✓ exploitation plus facile de la station d'épuration.
- ✓ meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques.
- ✓ certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).

➤ **les inconvénients :**

- ✓ encombrement important du sous-sol.
- ✓ coût d'investissement élevé.
- ✓ risque important d'erreur de branchement.

V.1.3) Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines. [1]

V.2) Choix du système d'évacuation :

Les principaux paramètres pour choisir un système d'assainissement sont :

- Économie : Une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Les conditions de rejet doivent être prises en compte.
- Les systèmes existants doivent être pris en compte lors de l'extension du réseau.
- La topographie du terrain naturel.
-

V.3) Schémas d'évacuation :

Les réseaux de canalisations fonctionnent principalement par écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions différentes selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

V.3.1) Schéma perpendiculaire :

Ce schéma est constitué d'un certain nombre de collecteurs perpendiculaires au flux. Aucune concentration d'eau en un seul point de nettoyage. Il convient également pour évacuer l'eau de pluie et lorsque l'épuration n'est pas jugé nécessaire. [3]

V.3.2) Schéma par déplacement latéral :

Ce type de système est utilisé lorsqu'il existe une exigence de traitement des eaux usées qui dirige toute l'eau vers un seul point. [3]

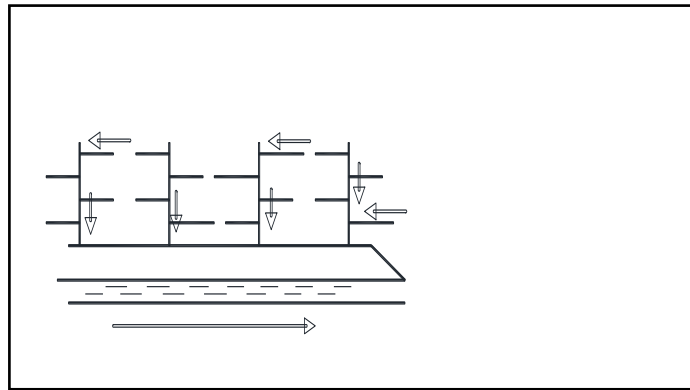


Figure V.1 : Schéma par déplacement latéral

V.3.3) Schéma à collecteur transversal ou oblique :

Ce schéma est utilisé pour augmenter la pente du collecteur lorsque la pente de la rivière est insuffisante pour profiter de la pente du terrain vers la rivière. [3]

V.3.4) Schéma à collecteur étagé :

Si l'accumulation est importante et que la pente est très faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux. [3]

V.3.5) Schéma type radial :

Si notre communauté est sur un terrain plat, nous devons donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration.[3]

V.4) Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres : [4]

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

Remarque :

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau d'eau usée et pluviale un schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération. Ce schéma est choisi en fonction de la pente et du point de rejet.

V.5) DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT**Mode de calcul :**

Il convient toutefois de définir les paramètres hydrauliques suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est au contact de l'eau (m) [1]
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).[1]
- Rayon hydraulique (R_h) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m). [1]
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).[1]

Le dimensionnement des collecteurs se fait à base des abaques de BAZIN.

Le procédé de calcul est le suivant :

Avec la pente et le débit on tire de l'abaque (annexe IV.06) le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcule les rapports : [1]

$$R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}} \text{ Rapport des débits } \underline{\hspace{2cm}}$$

$$R_V = \frac{V}{V_{PS}} \text{ Rapport des vitesses } \underline{\hspace{2cm}}$$

$$R_h = \frac{h}{D} \text{ Rapport des hauteurs } \underline{\hspace{2cm}}$$

Où:

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m³/s)

V : Vitesse d'écoulement en (m/s).

H : Hauteur de remplissage dans la conduite en (m).

D: diamètre normalisé de la conduite en (mm).

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

Q_{ps} : Débit de pleine section en (m³/s)

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

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

$$Q = V.S \text{ _____ (V.1)}$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m²).

V.6) Conditions d'implantation de réseau :

- ✚ Le diamètre minimum des conduites est de 300 mm. Pour éviter les risques de constipation. [3]
- ✚ Il faut veiller à ce que la canalisation amont ait une pente permettant un nettoyage automatique. La pente minimale est de 0,2 %.
- ✚ Évitez autant que possible de pomper de l'eau. [3]
- ✚ Le recouvrement minimum du collecteur est de 80 cm.
- ✚ Il est préférable que la vitesse maximale dans toute la section transversale soit d'environ 4 m/s. [3]

IV.7) Résultats du dimensionnement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

| <i>Tronçons</i> | <i>Cpr.am</i> (m) | <i>Cpr.av</i> (m) | <i>L</i> (m) | <i>I</i> (m/m) | <i>Q</i> (m ³ /s) | <i>D</i> (mm) | <i>RQ</i> | <i>RV</i> | <i>RH</i> | <i>H</i> (m) | <i>V</i> (m/s) | <i>Q_{ps}</i> (m ³ /s) | <i>V_{ps}</i> (m/s) | <i>1/10Q_{ps}</i> (m ³ /s) | <i>V_{1/10QPS}</i> (m/s) | <i>Auto- curation</i> |
|----------------------------|----------------------|----------------------|-----------------|-------------------|---------------------------------|------------------|-----------|-----------|-----------|-----------------|-------------------|--|--------------------------------|--|-------------------------------------|---------------------------|
| <i>Collecteur A</i> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <i>R1-R2</i> | 124 | 123 | 192,5 | 0,005 | 0,272 | 500 | 0,856 | 0,857 | 0,035 | 17 | 1,3 | 0,3 | 1,6 | 0,03 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R2-R3</i> | 123 | 119 | 180 | 0,022 | 0,527 | 500 | 0,805 | 0,806 | 0,711 | 355 | 2,6 | 0,6 | 3,3 | 0,06 | 0,8 | Vérfiée |
| <i>R3-R4</i> | 119 | 118 | 27,5 | 0,036 | 0,566 | 500 | 0,676 | 0,677 | 0,675 | 337 | 2,8 | 0,8 | 4,2 | 0,08 | 0,8 | Vérfiée |
| <i>R4-R5</i> | 118 | 117,5 | 37,5 | 0,013 | 0,619 | 600 | 0,757 | 0,75 | 0,602 | 361 | 2,1 | 0,8 | 2,8 | 0,08 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R5-R6</i> | 117,5 | 117 | 37,5 | 0,027 | 0,673 | 500 | 0,927 | 0,93 | 0,645 | 322 | 3,4 | 0,7 | 3,6 | 0,07 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R6-R7</i> | 117 | 116,5 | 37,5 | 0,013 | 0,726 | 600 | 0,875 | 0,88 | 0,774 | 464 | 2,5 | 0,8 | 2,9 | 0,08 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R7-R8</i> | 116,5 | 116 | 37,5 | 0,013 | 0,779 | 600 | 0,940 | 0,9 | 0,727 | 436 | 2,7 | 0,8 | 2,9 | 0,08 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R8-R9</i> | 116 | 115,5 | 100 | 0,005 | 0,921 | 800 | 0,842 | 0,84 | 0,786 | 629 | 1,8 | 1 | 2,1 | 0,1 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R9-R10</i> | 115,5 | 115 | 60 | 0,008 | 1,006 | 800 | 0,712 | 0,713 | 0,700 | 560 | 2 | 1,4 | 2,8 | 0,14 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R10-R11</i> | 115 | 114,5 | 25 | 0,02 | 1,041 | 800 | 0,476 | 0,47 | 0,621 | 496 | 2 | 2,1 | 4,3 | 0,21 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R11-R12</i> | 114,5 | 113,5 | 110 | 0,009 | 1,197 | 800 | 0,812 | 0,812 | 0,487 | 390 | 2,3 | 1,4 | 2,9 | 0,14 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R12-R13</i> | 113,5 | 112,5 | 112,5 | 0,008 | 1,356 | 800 | 0,930 | 0,931 | 0,679 | 543 | 2,7 | 1,4 | 2,9 | 0,14 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R13-R14</i> | 112,5 | 112 | 62,5 | 0,008 | 1,445 | 1000 | 0,576 | 0,576 | 0,777 | 777 | 1,8 | 2,5 | 3,1 | 0,25 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R14-R15</i> | 112 | 111,5 | 62,5 | 0,008 | 1,534 | 1000 | 0,611 | 0,612 | 0,548 | 548 | 1,9 | 2,5 | 3,1 | 0,25 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>Collecteur B</i> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <i>R46-R47</i> | 119 | 118 | 112,5 | 0,0089 | 0,242 | 500 | 0,581 | 0,581 | 0,03 | 17 | 1,2 | 0,4 | 2,1 | 0,04 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R47-R48</i> | 118 | 116 | 87,5 | 0,023 | 0,415 | 500 | 0,620 | 0,62 | 0,55 | 275 | 2,1 | 0,6 | 3,4 | 0,06 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R48-R49</i> | 116 | 115,9 | 45 | 0,002 | 0,504 | 800 | 0,692 | 0,69 | 0,57 | 458 | 1 | 0,7 | 1,4 | 0,07 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R49-R50</i> | 115,9 | 115,7 | 42,5 | 0,004 | 0,588 | 800 | 0,555 | 0,55 | 0,61 | 488 | 1,1 | 1 | 2,1 | 0,1 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R50-R51</i> | 115,7 | 115,5 | 55 | 0,003 | 0,697 | 800 | 0,748 | 0,74 | 0,53 | 428 | 1,3 | 0,9 | 1,8 | 0,09 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R51-R52</i> | 115,5 | 115 | 62,5 | 0,008 | 0,821 | 800 | 0,593 | 0,59 | 0,64 | 512 | 1,6 | 1,3 | 2,7 | 0,13 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R52-R53</i> | 115 | 114 | 57,5 | 0,017 | 0,935 | 600 | 0,999 | 0,1 | 0,558 | 334 | 3,3 | 0,9 | 3,3 | 0,09 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R53-R54</i> | 114 | 113 | 57,5 | 0,017 | 1,049 | 800 | 0,520 | 0,52 | 0,851 | 681 | 2 | 2 | 4 | 0,2 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R54-R55</i> | 113 | 112 | 57,5 | 0,017 | 1,163 | 800 | 0,576 | 0,57 | 0,515 | 412 | 2,3 | 2 | 4 | 0,2 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R55-R56</i> | 112 | 111 | 87,5 | 0,011 | 1,336 | 800 | 0,824 | 0,82 | 0,548 | 438 | 2,6 | 1,6 | 3,2 | 0,16 | 0,6 | Vérfiée |

| <i>Collecteur C</i> | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|-----|--------|-------|--------|-------|------|-------|-----|-------|-----|-----|-----|-----|------|-----|---------|
| R23-R24 | 130 | 129 | 100 | 0,01 | 0,319 | 500 | 0,724 | 0,7 | 0,687 | 340 | 1,6 | 0,4 | 2,2 | 0,04 | 0,6 | Vérfiée |
| R24-R25 | 129 | 124 | 100 | 0,05 | 0,639 | 500 | 0,647 | 0,6 | 0,627 | 313 | 3,2 | 0,9 | 5 | 0,09 | 1 | Vérfiée |
| R25-R26 | 124 | 121 | 60 | 0,05 | 0,831 | 500 | 0,841 | 0,8 | 0,586 | 293 | 4,2 | 0,9 | 5 | 0,09 | 0,9 | Vérfiée |
| R23-R21 | 121 | 118,36 | 100 | 0,026 | 1,150 | 600 | 0,986 | 0,9 | 0,700 | 420 | 4 | 1,1 | 4,1 | 0,11 | 0,8 | Vérfiée |
| R21-R20 | 130 | 128 | 100 | 0,02 | 1,470 | 800 | 0,672 | 0,6 | 0,836 | 669 | 2,9 | 2,1 | 4,3 | 0,21 | 0,8 | Vérfiée |
| R20-R19 | 128 | 122 | 150 | 0,04 | 1,950 | 800 | 0,63 | 0,6 | 0,599 | 479 | 3,8 | 3 | 4,1 | 0,3 | 1,1 | Vérfiée |
| R19-R18 | 122 | 121 | 87,5 | 0,011 | 2,23 | 1000 | 0,743 | 0,7 | 0,577 | 577 | 2,8 | 2,9 | 3,8 | 0,29 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>Collecteur D</i> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R70-R71 | 116 | 110 | 325 | 0,0184 | 0,707 | 600 | 0,724 | 0,7 | 0,637 | 382 | 2,5 | 0,9 | 3,4 | 0,09 | 0,8 | Vérfiée |
| R71-R72 | 110 | 105 | 200 | 0,025 | 1,142 | 600 | 1 | 1 | 0,627 | 376 | 4 | 1,1 | 4 | 0,11 | 0,8 | Vérfiée |
| R72-R73 | 105 | 100 | 175 | 0,029 | 1,522 | 800 | 0,578 | 0,5 | 0,859 | 687 | 3 | 2,6 | 5,2 | 0,26 | 1 | Vérfiée |
| R73-R74 | 100 | 98 | 300 | 0,0192 | 2,175 | 1000 | 0,559 | 0,5 | 0,549 | 549 | 2,7 | 3,8 | 4,9 | 0,38 | 0,9 | Vérfiée |
| R74-R75 | 98 | 97 | 100 | 0,01 | 2,392 | 1000 | 0,853 | 0,8 | 0,538 | 538 | 3 | 2,8 | 3,5 | 0,28 | 0,7 | Vérfiée |
| R75-R76 | 97 | 96 | 75 | 0,013 | 2,556 | 1000 | 0,789 | 0,8 | 0,709 | 709 | 3,2 | 3,2 | 4,1 | 0,32 | 0,8 | Vérfiée |
| R76-R78 | 96 | 95 | 250 | 0,045 | 3,1 | 800 | 0,949 | 0,9 | 0,664 | 531 | 3,1 | 3,2 | 4,5 | 0,32 | 1,2 | Vérfiée |
| R67-R68 | 105 | 104 | 112,5 | 0,014 | 1,471 | 800 | 0,797 | 0,8 | 0,796 | 636 | 2,9 | 1,8 | 3,6 | 0,18 | 0,7 | Vérfiée |
| R68-R69 | 104 | 102 | 62,5 | 0,022 | 2,289 | 800 | 0,998 | 0,9 | 0,670 | 536 | 4,5 | 2,2 | 4,5 | 0,22 | 0,8 | Vérfiée |
| R69-R78 | 102 | 99 | 62,5 | 0,048 | 3,106 | 800 | 0,917 | 0,9 | 0,849 | 679 | 3,1 | 3,3 | 3,7 | 0,33 | 1,2 | Vérfiée |
| R78-D'02 | 99 | 95 | 225 | 0,07 | 6,05 | 1000 | 0,822 | 0,8 | 0,763 | 763 | 3,7 | 7,3 | 3,3 | 0,73 | 1,7 | Vérfiée |
| <i>Collecteur E</i> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R41-R42 | 124 | 123 | 200 | 0,005 | 0,265 | 500 | 0,85 | 0,8 | 0,686 | 343 | 1,3 | 0,3 | 1,5 | 0,03 | 0,6 | Vérfiée |
| R42-R43 | 123 | 114 | 400 | 0,0225 | 0,797 | 600 | 0,649 | 0,6 | 0,707 | 445 | 2,5 | 1,2 | 3,9 | 0,12 | 0,9 | Vérfiée |
| R43-R44 | 114 | 113 | 150 | 0,006 | 0,996 | 800 | 0,789 | 0,8 | 0,588 | 470 | 1,9 | 1,2 | 2,5 | 0,12 | 0,6 | Vérfiée |
| R44-R39 | 113 | 112 | 262,5 | 0,003 | 1,345 | 1000 | 0,777 | 0,8 | 0,664 | 664 | 1,7 | 1,7 | 2,2 | 0,17 | 0,6 | Vérfiée |

| <i>Collecteur F</i> | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|--------|--------|-------|--------|-------|------|-------|-----|-------|-----|-----|-----|-----|------|-----|---------|
| <i>R15-R34</i> | 114,5 | 112,29 | 75 | 0,029 | 0,379 | 400 | 0,914 | 0,9 | 0,657 | 262 | 3 | 0,4 | 3,3 | 0,04 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R34-R35</i> | 112,9 | 111,61 | 37,5 | 0,0344 | 0,568 | 500 | 0,694 | 0,6 | 0,761 | 380 | 2,8 | 0,8 | 4 | 0,08 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R35-R36</i> | 111,61 | 111 | 40 | 0,015 | 0,771 | 600 | 0,877 | 0,8 | 0,611 | 366 | 2,7 | 0,8 | 3 | 0,08 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R36-R37</i> | 111 | 110,26 | 162,5 | 0,0046 | 1,593 | 1000 | 0,837 | 0,8 | 0,727 | 727 | 2 | 1,9 | 2 | 0,19 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R37-R38</i> | 110,26 | 109,12 | 100 | 0,0114 | 2,098 | 1000 | 0,701 | 0,7 | 0,697 | 697 | 2,6 | 2,9 | 3 | 0,29 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R38-R33</i> | 109,12 | 108,51 | 106,4 | 0,02 | 2,794 | 1000 | 0,704 | 0,7 | 0,614 | 614 | 3,5 | 3,9 | 5 | 0,39 | 0,9 | Vérfiée |
| <i>R33-R34</i> | 106,3 | 103,87 | 50 | 0,05 | 3,047 | 800 | 0,881 | 0,8 | 0,616 | 493 | 3 | 3,4 | 3,8 | 0,34 | 1,2 | Vérfiée |
| <i>R34-R35</i> | 103,87 | 102 | 190 | 0,0098 | 4,008 | 1200 | 0,886 | 0,8 | 0,731 | 877 | 3,5 | 4,5 | 4 | 0,45 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R26-R29</i> | 118,36 | 109 | 192,5 | 0,049 | 1,142 | 600 | 0,718 | 0,7 | 0,735 | 441 | 4 | 1,5 | 5,6 | 0,15 | 1,1 | Vérfiée |
| <i>R39-R40</i> | 112 | 111 | 125 | 0,008 | 0,602 | 600 | 0,937 | 0,9 | 0,624 | 374 | 2,1 | 0,6 | 2,2 | 0,06 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R40-R29</i> | 111 | 109 | 187,5 | 0,01 | 1,505 | 800 | 0,942 | 0,9 | 0,784 | 627 | 2,9 | 1,5 | 3,1 | 0,15 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R31-R29</i> | 110 | 109 | 210 | 0,0047 | 1,602 | 1000 | 0,828 | 0,8 | 0,789 | 789 | 2 | 1,9 | 2,4 | 0,19 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R29-R29'</i> | 109 | 108 | 82,5 | 0,0121 | 1,860 | 1000 | 0,602 | 0,6 | 0,690 | 690 | 2,3 | 3 | 3,9 | 0,3 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R29'-R30</i> | 108 | 107 | 50 | 0,02 | 2,015 | 800 | 0,921 | 0,9 | 0,562 | 450 | 4 | 2,1 | 4,3 | 0,21 | 0,8 | Vérfiée |
| <i>R30-R32</i> | 107 | 104,7 | 162,5 | 0,0141 | 2,522 | 1000 | 0,756 | 0,7 | 0,768 | 768 | 3,2 | 3,3 | 4,2 | 0,33 | 0,8 | Vérfiée |
| <i>R32-R33</i> | 104,7 | 102,9 | 150 | 0,012 | 2,989 | 1000 | 0,973 | 0,9 | 0,644 | 644 | 3,8 | 3 | 3,9 | 0,3 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>Collecteur G</i> | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <i>R56-R57</i> | 111 | 110,7 | 100 | 0,003 | 0,351 | 630 | 0,784 | 0,7 | 0,644 | 406 | 1,1 | 0,4 | 1,4 | 0,04 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R57-R58</i> | 110,5 | 110,5 | 75 | 0,002 | 0,614 | 800 | 0,769 | 0,7 | 0,661 | 529 | 1,2 | 0,7 | 1,5 | 0,07 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R58-R59</i> | 110,5 | 109 | 117,5 | 0,012 | 1,027 | 700 | 0,808 | 0,8 | 0,652 | 463 | 2,5 | 1,2 | 3,2 | 0,12 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R59-R60</i> | 109 | 108 | 50 | 0,02 | 1,203 | 700 | 0,756 | 0,7 | 0,676 | 480 | 3 | 1,5 | 4 | 0,15 | 0,7 | Vérfiée |
| <i>R60-R61</i> | 108 | 107,7 | 50 | 0,006 | 1,378 | 1000 | 0,634 | 0,6 | 0,645 | 645 | 1,7 | 2,1 | 2,7 | 0,21 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R61-R62</i> | 107,7 | 107,5 | 50 | 0,004 | 1,554 | 1000 | 0,876 | 0,8 | 0,58 | 580 | 1,9 | 1,7 | 2,2 | 0,17 | 0,6 | Vérfiée |
| <i>R62-R63</i> | 107,5 | 106,7 | 50 | 0,016 | 1,730 | 800 | 0,884 | 0,8 | 0,727 | 582 | 3,4 | 1,9 | 3,8 | 0,19 | 0,7 | Vérfiée |

| | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|-------|-------|-------|--------|-------|------|-------|-----|-------|-----|-----|-----|-----|------|------|----------|
| R63-R64 | 106,7 | 106,5 | 75 | 0,002 | 1,993 | 1200 | 0,846 | 0,8 | 0,734 | 881 | 1,7 | 2,3 | 2 | 0,23 | 0,6 | Vérifiée |
| R64-R65 | 106,5 | 106 | 37,5 | 0,013 | 2,125 | 1000 | 0,656 | 0,6 | 0,703 | 703 | 2,7 | 3,2 | 4,1 | 0,32 | 0,7 | Vérifiée |
| R65-R66 | 105 | 105,7 | 75 | 0,004 | 2,389 | 1200 | 0,828 | 0,8 | 0,591 | 709 | 2,1 | 2,8 | 2,5 | 0,28 | 0,6 | Vérifiée |
| R66-R67 | 105,7 | 104 | 162,5 | 0,01 | 2,96 | 1200 | 0,634 | 0,6 | 0,690 | 828 | 2,6 | 4,6 | 4,1 | 0,46 | 0,7 | Vérifiée |
| Collecteur H | | | | | | | | | | | | | | | | |
| R80-R81 | 107 | 105 | 75 | 0,027 | 0,223 | 400 | 0,558 | 0,5 | 0,58 | 232 | 1,7 | 0,4 | 3,1 | 0,04 | 0,69 | Vérifiée |
| R81-R82 | 105 | 104,7 | 75 | 0,004 | 0,446 | 600 | 0,863 | 0,8 | 0,537 | 338 | 1,4 | 0,5 | 1,6 | 0,05 | 0,6 | Vérifiée |
| R82-R83 | 104,7 | 104,4 | 62,5 | 0,0048 | 0,632 | 700 | 0,811 | 0,8 | 0,716 | 508 | 1,5 | 0,7 | 1,9 | 0,07 | 0,6 | Vérifiée |
| R83-R84 | 104,4 | 104 | 72,5 | 0,005 | 0,848 | 800 | 0,738 | 0,7 | 0,679 | 543 | 1,6 | 1,1 | 2,2 | 0,11 | 0,6 | Vérifiée |
| R84-R85 | 104 | 103,7 | 87,5 | 0,003 | 1,109 | 1000 | 0,675 | 0,7 | 0,635 | 635 | 1,4 | 1,6 | 2 | 0,16 | 0,6 | Vérifiée |
| R85-R86 | 103,7 | 103,4 | 45 | 0,006 | 1,243 | 800 | 0,984 | 0,9 | 0,601 | 481 | 2,4 | 1,2 | 2,5 | 0,12 | 0,6 | Vérifiée |
| R86-R87 | 103,4 | 103 | 112,5 | 0,003 | 1,578 | 1000 | 0,943 | 0,9 | 0,834 | 834 | 2 | 1,6 | 2,1 | 0,16 | 0,6 | Vérifiée |
| R87-R88 | 103 | 91.35 | 90 | 0,129 | 1,846 | 600 | 0,627 | 0,6 | 0,790 | 498 | 5,9 | 2,9 | 3,4 | 0,29 | 1,7 | Vérifiée |
| R93-R94 | 107 | 104 | 175 | 0,017 | 0,758 | 600 | 0,708 | 0,7 | 0,576 | 363 | 2,4 | 1 | 3,4 | 0,1 | 0,7 | Vérifiée |
| R94-R92 | 104 | 103 | 100 | 0,01 | 0,962 | 700 | 0,888 | 0,8 | 0,618 | 433 | 2,5 | 1 | 2,8 | 0,1 | 0,6 | Vérifiée |
| R92-R91 | 103 | 101 | 282,5 | 0,007 | 1,538 | 1000 | 0,652 | 0,6 | 0,737 | 737 | 1,9 | 2,3 | 3 | 0,23 | 0,6 | Vérifiée |
| R91-R90 | 101 | 100 | 110 | 0,009 | 1,762 | 1000 | 0,659 | 0,6 | 0,589 | 589 | 2,2 | 2,6 | 3,4 | 0,26 | 0,6 | Vérifiée |
| R90-R89 | 100 | 97.6 | 150 | 0,016 | 2,068 | 1000 | 0,583 | 0,5 | 0,593 | 593 | 2,6 | 3,5 | 4,5 | 0,35 | 0,8 | Vérifiée |
| R89-R88 | 97.6 | 91.35 | 250 | 0,025 | 2,578 | 1000 | 0,581 | 0,5 | 0,552 | 552 | 3,2 | 4,4 | 5 | 0,44 | 1 | Vérifiée |
| R88-DO'1 | 91.35 | 84 | 250 | 0,03 | 3,088 | 1000 | 0,635 | 0,6 | 0,551 | 551 | 3,9 | 4,8 | 5,1 | 0,48 | 1,1 | Vérifiée |

Tableau IV.1: Calculs du réseau projeté des collecteurs principaux

Avec :

- C_{pram} : Côte projet amont du terrain (m).
- C_{prav} : Côte projet aval du terrain (m).
- L : distance entre deux regards (m).
- I: pente (m/m)
- Q_{ps}: débit à pleine section (m³/s).
- V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s).
- D: diamètre de la conduite (mm).
- R_q : rapport des débits.
- R_h : rapport des hauteurs.
- R_v : rapport des vitesses.
- H : hauteur de remplissage (mm).
- V : vitesse de l'écoulement (m/s).

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons calculés les caractéristiques dimensionnelles des collecteurs nous avons calculés les diamètres et vérifiés la vitesse d'auto curage et la vitesse d'écoulement en respectant les normes et les exigences de dimensionnement du réseau d'assainissement.

CHAPITRE VI

Éléments constitutifs du réseau et les ouvrages annexes

Introduction :

Pour maximiser l'objectif d'évacuation adéquate et rapide des eaux sans stagnation, le réseau d'égouts se compose de plusieurs structures :

- Les travaux principaux comprennent tous les éléments requis pour évacuer les eaux usées, tels que les tuyaux et les joints.
- Ouvrages Annexes: Il s'agit des regards, les bouches d'égout, etc., toutes les installations qui conduisent à l'utilisation rationnelle du réseau.

VI.1) Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux comprennent :

- **Conduite circulaire :** désignée par leur diamètre nominal (intérieur) en millimètre. Elle est réservée pour les faibles sections. Par rapport aux autres formes de section, la forme circulaire est très simple à fabriquer. [2]
- **Conduite ovoïde :** désignée par leur hauteur minimale en centimètre. Elle remplace la conduite circulaire dans le cas où la section est de diamètre supérieur à 800 mm pour éviter les problèmes d'auto curage. [2]
- **Conduite cadre :** désignée par leur largeur et hauteur en centimètre. [2]

Dans notre étude, nous avons choisis des canalisations d'une forme circulaire.

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

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

VI.1.1) Le choix du type de canalisation :

Ces types de canalisation étant appelées à être placées dans les excavations profondes, dans certains cas le choix du matériau doit répondre aux trois points suivants:

- Résistance aux actions chimiques du sol;
- Bonne étanchéité (fuites d'eaux usées augmentant l'agressivité du terrain) ;
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

VI.1.2) Matériau des canalisations :

En pratique, cinq (5) matériaux sont utilisés pour confectionner les conduites d'égout:

- **Le grès** : c'est un matériau qui résiste bien à la corrosion, ayant une bonne tenue dans le temps, et une assez bonne résistance mécanique pour les petites sections, l'étanchéité est satisfaisante.
- **Le P.V.C** : excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique.
- **L'amiante-ciment** : elle a sensiblement les mêmes caractéristiques que le PVC.
- **Le béton armé** : est indispensable pour les grandes sections, mais son étanchéité est faible.
- **Le béton non armé** : est de loin le plus employé pour les conduites préfabriquées.

VI.1.3) Différentes actions supportées par la conduite :**VI.1.3.1) Actions mécaniques :**

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

VI.1.3.2) Action statique :

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

VI.1.3.3) Action chimique :

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

VI.1.4) Les essais des conduites préfabriquées :

Les tuyaux provenant des usines peuvent être soumis à quelques essais notamment les essais à l'écrasement, à l'étanchéité, et à la corrosion.

VI.1.4.1) Essai à l'écrasement :

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en charge est effectuée jusqu'à rupture par écrasement et ovalisation à une vitesse de 1daN/m/mn (par mètre et par minute). Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai et les surcharges réelles. Les moments d'ovalisation sont maximaux négatifs aux reins de la conduite, c'est-à dire que la surface intérieure est comprimée et la surface extérieure est tendue. Cette force est exprimée en Kg/m² et représente la classe du tuyau.

VI.1.4.2) Essai d'étanchéité :

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

A l'usine : la conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier ne doit pas dépasser 2 Cm en 24 heures.

Sur chantier : un des trois essais peut être envisagé :

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

b) L'essai à la fumée : en cas d'absence et de conduite non humide.

c) L'essai à l'air sous pression : variation de pression < 0,5 bars.

VI.4.2) Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante ciment sont les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse du pH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. Toutes les conduites fabriquées avec un tel matériau doivent être soumises à l'épreuve de corrosion.

A titre indicatif, pour les tuyaux en grés, on envisage l'essai avec les produits suivants :

- Acide chlorhydrique pur à 22° .
- Acide chlorhydrique dilué à 1/10
- Acide nitrique pur à 35°
- Acide nitrique dilué à 1/10
- Acide sulfurique pur à 66°
- Acide sulfurique dilué à 1/10.

Après cela, on procède à un lavage à l'eau douce, un séchage à l'étuve, en suite on pèse les échantillons : les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI.1.5) Joints :

Joint type Rocla : c'est un joint à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité de cet anneau dans son logis. Le jeu de 1 Cm permet la non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres.

- **Joint torique :** il est remplacé dans la plus part des cas par le Rocla. Il s'adapte pour les sols meubles, a condition que la pression ne soit pas trop élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente, grâce au jeu de 1 Cm.
- **Joint à 1/2 emboîtement :** la liaison entre les deux bouts se fait par bourrage de ciment utilisé uniquement pour les terrains durs et la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente.
- **Joint à coller :** c'est un joint à emboîtement rigide avec collage en ciment utilisé uniquement pour les bons sols à éviter dans les terrains argileux.

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

Pour notre cas les conduites sont en PVC ou l'assemblage de ces derniers s'effectue soit par collage, soit par bagues d'étanchéité

VI.2) Les ouvrages annexes :

VI.2.1) les branchements :

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10) Relions le réseau vertical d'eaux usées et pluviales des immeubles à cette dernière.

Le raccordement du côté ego peut être perpendiculaire en présence de galeries visites et inclinées en général à 60° sur Les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3 pourcent pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite. [3]

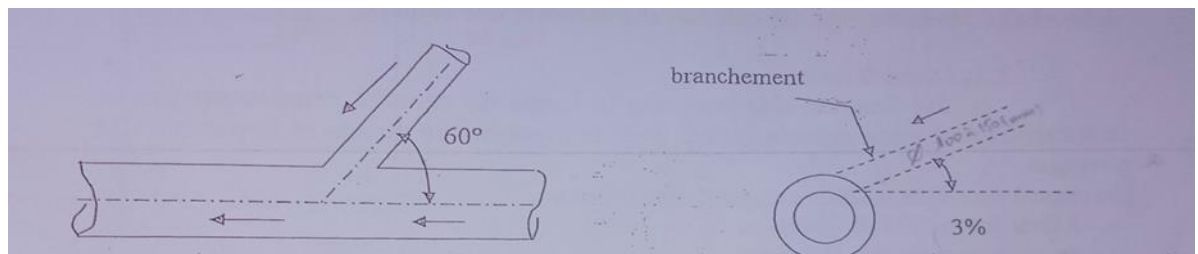


Figure VI.1 : point de raccordement avec inclinaison

VI.2.2) les bouches d'égouts :

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de l'eau de lavage déchaussée). Elles sont utilisées au point bas des caniveaux, soit dans le territoire (absorption du côté latéral) soit dans la chaussée (absorption par le haut).

La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50 m. la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les 2 bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont. [3]

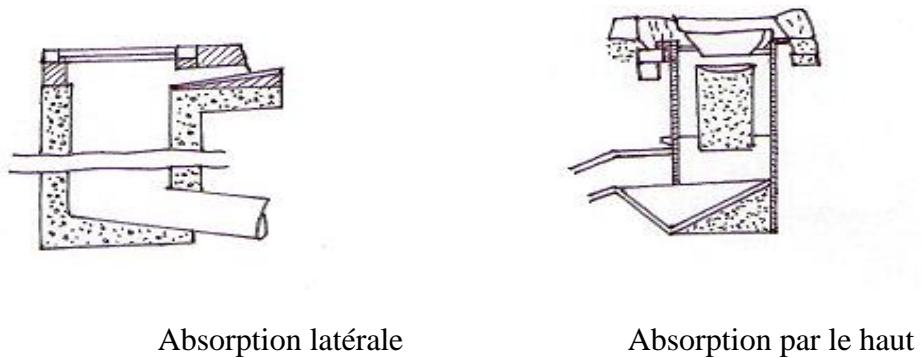


Figure VI.2 : Bouches d'égout

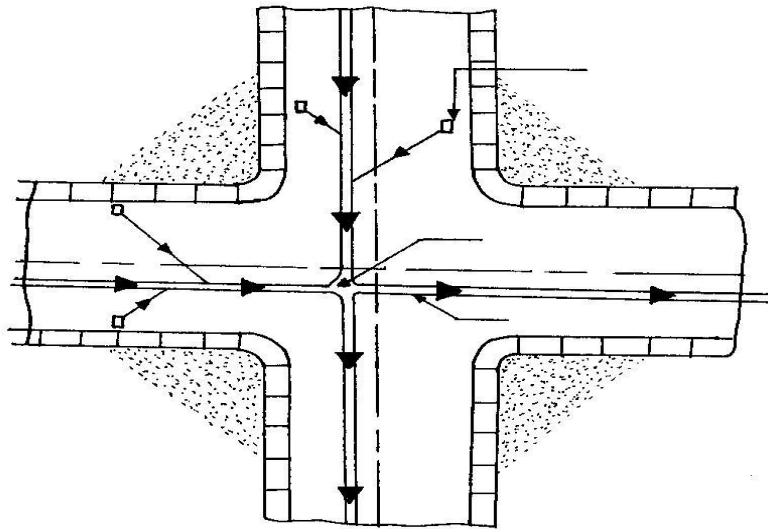


Figure VI.3: Emplacement des bouches d'égout.

Dans le réseau d'assainissement de la commune d'Ain El Arbaa les bouches d'égout les plus utilisées sont des bouches d'égout à absorption par le haut.

VI.2.3) les regards :

Le rôle est de permettre l'accès aux ouvrages visitable pour le débouage le nettoyage des canaux et l'aération des canaux. La fonction doit respecter la forme du canal l'emplacement et la distance entre les deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages. [3]

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- à tous les points de jonction.
- au changement de direction.
- au changement de pente de canaux.
- au point de chute.
- pour les canalisations plus petites et non praticables.

Type des regards :

- Regard de visite :

Ce type de regard permet l'entretien courant des collecteurs.

- Regard de jonction :

Ces regards forment le point d'unification de deux collecteurs de même diamètre ou non. [3]

- Regard de chute :

Les regards de chute sont utilisés dans les terrains accidentés afin de pouvoir dissiper l'énergie.

- Regard de ventilation :

Les regards de ventilation permet l'aération des égouts afin d'éviter le problème de la production du sulfure d'hydrogène.

- Regard double :

Ils sont utilisés dans le système d'assainissement séparatif.

- Pour notre agglomération les regards simples sont souvent les plus utilisés, les regards de jonction et de chute n'existent pas.

VI.2.3.3) les bouches de neige :

Ce sont des bouches d'égout situées dans le trottoir et latéralement Par rapport au canal des eaux usées, et dans lesquelles on jette la neige balayée des rues. la neige qui font doucement glisse sur la paroi penchée du puits et tombe dans les eaux usées.

Ces puits peuvent seulement être placés près des égouts collecteurs principaux.

VI.2.4) Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer par surverse les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval. [3]

VI.2.4.1) fonctions du Déversoirs d'orage :

- Évacuer son surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.
- Évacuer son surverse le débit critique.
- Surverse le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.
- Assurer le partage du flux polluant entre milieu naturel et collecteur aval.
- Assurer la fonction by-pass ou ouvrage d'échange.

VI.2.4.2) Types des déversoirs :

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

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

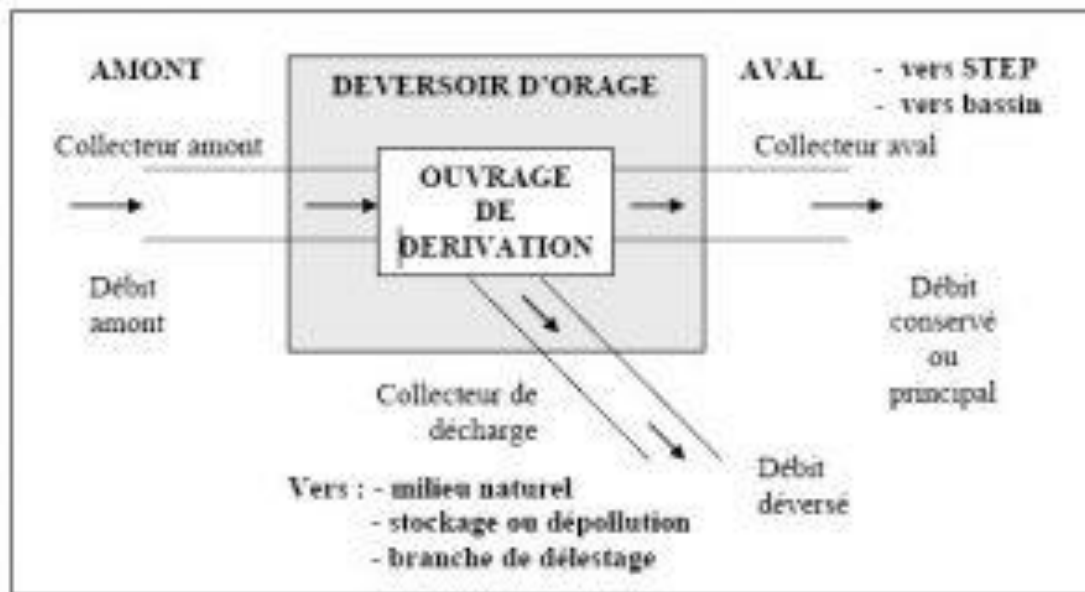


Figure VI.4 : Schéma d'un déversoir d'orage

- Pour notre projet, on va projeter deux déversoirs d'orage à seuil latéral à la partie amont de la station d'épuration.

VI.2.5) Les bassins de retenue :

Les bassins de retenue sont des réservoirs d'accumulation d'eaux pluviales destinés à régulariser les débits lors des fortes précipitations. Leur intérêt est évident car ils permettent une diminution notable des sections à l'aval, donc économie importante. [3]

VI.2.5.1) DIFFERENTS TYPES DES BASSINS DE RETENUE :

BASSIN D'INFILTRATION :

a) Bassin à sec :

Ils reconnaissent un remplissage pendant une période consécutive à un orage, autrement ils sont vides. Ce type d'ouvrage est généralement plus économique, seulement l'étude hydrogéologique doit être bien déterminée. [3]

b) Les bassins en eau :

Contrairement au premier type, ces bassins présentent un certain niveau d'eau permanent, généralement d'une profondeur d'eau de 1m. ce tirant d'eau est très utile, étant donné que la plus part du temps, ces bassins sont destinés à la pisciculture. [3]

VI.2.5.2) LES BASSINS PIEGES :

Dont le but protéger l'environnement auprès toute infection causée par les débits excédentaires rejetés par les déversoirs d'orages dans la nature, l'implantation d'un bassin piège est trop important. [3]

- Pour notre projet, un bassin piège à connexion latérale sur la station d'épuration est projeté.

VI.2.5.3) DRAINAGE DU BASSIN :

Un drainage doit être prévu sous le bassin pour contrôler les fuites éventuelles et, le cas échéant, éliminer les sous pressions dues à la montée de la nappe phréatique. Suivant l'importance du bassin et des venues d'eau probable, les drains peuvent être constitués par : [4]

- Un drainage élémentaire en tuyau plastique de diamètre 100 mm placé tous les 3 à 4 m sous le bassin dans une tranchée.
- Un drainage complet comprenant une couche drainante en gros granulats en dessous de laquelle sont placés des drains comme le montre le schéma suivant :

VI.2.5.4) Préparation pour bassin :

La fouille est exécutée jusqu'à une cote nécessaire avec des talus latéraux dont la pente est fonction du revêtement utilisé. Dans le cas d'emploi de feuilles souples, celles-ci doivent être de 2a3 de longueur pour 1 de hauteur, 2 pour 1 étant la limite. Cette pente donne des talus stables et permet de faciliter la pose de feuilles plastiques. Le sol est dressé soigneusement et tous les obstacles saillants retirés (grosses pierres) une couche de sable donne une surface plane au fond, les talus sont compactés avec soin et la surface lissée pour éviter que la pluie ne trace des rigoles. Les feuilles plastiques sont déroulées sur le sol puis assemblées par soudure à chaud ou similaire. La mise en eau doit suivre rapidement pour que la feuille ne soit pas soulevée et déplacé par le vent. Dans le cas de bassin maçonné, il s'agit d'une feuille classique pour un ouvrage enterré en béton armé. Dans les deux cas, la présence d'une nappe phréatique proche constituée une gêne importante. il faut alors tester le bassin pour éviter son soulèvement. [3]

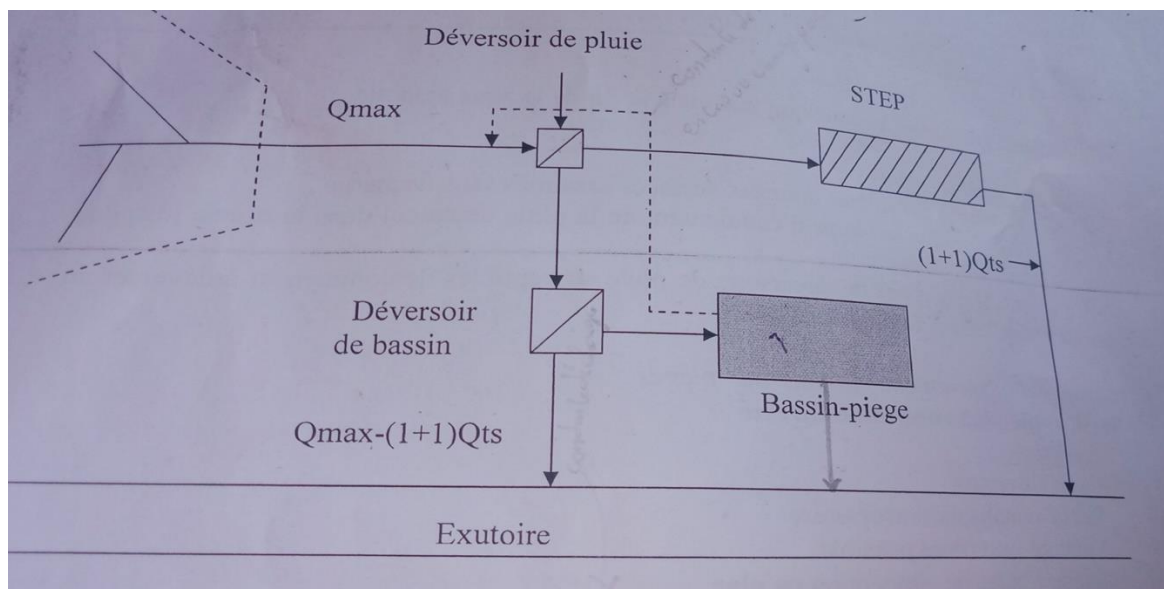


Figure VI.5 : schéma d'un bassin piège à connexion latérale sur la station d'épuration.

VI.2.5.5) METHODE DE CALCUL DU VOLUME D'UN BASSIN :

Deux méthodes pour le calcul du volume d'un bassin existent et qui sont la méthode, dite des pluies et la méthode dite des volumes. Dans ces deux méthodes supposent que le débit sortant est constant. [1]

VI.2.5.8) DIMENSIONNEMENT DU BASSIN PIEGE :**a. Détermination des paramètres de la formule :**

On prend un temps d'écoulement maximum $t=30$ mn, d'où $a= 1,82$.

| <i>temps d'écoulement t_f en mn</i> | <i>Coefficient du temps d'écoulement « a »</i> |
|--|--|
| 5 | 1.00 |
| 10 | 1.25 |
| 15 | 1.43 |
| 20 | 1.63 |
| 25 | 1.74 |
| 30 | 1.82 |

Tableau VI.1 : le facteur correctif du temps d'écoulement

Calcul :

En fonction du facteur correctif du temps d'écoulement « a » et une intensité critique de 30l/s/ha on détermine le volume spécifique du bassin de l'abaque (**Figure VI.17**).

Ainsi on $v = 13.5 \text{ m}^3/\text{ha}$

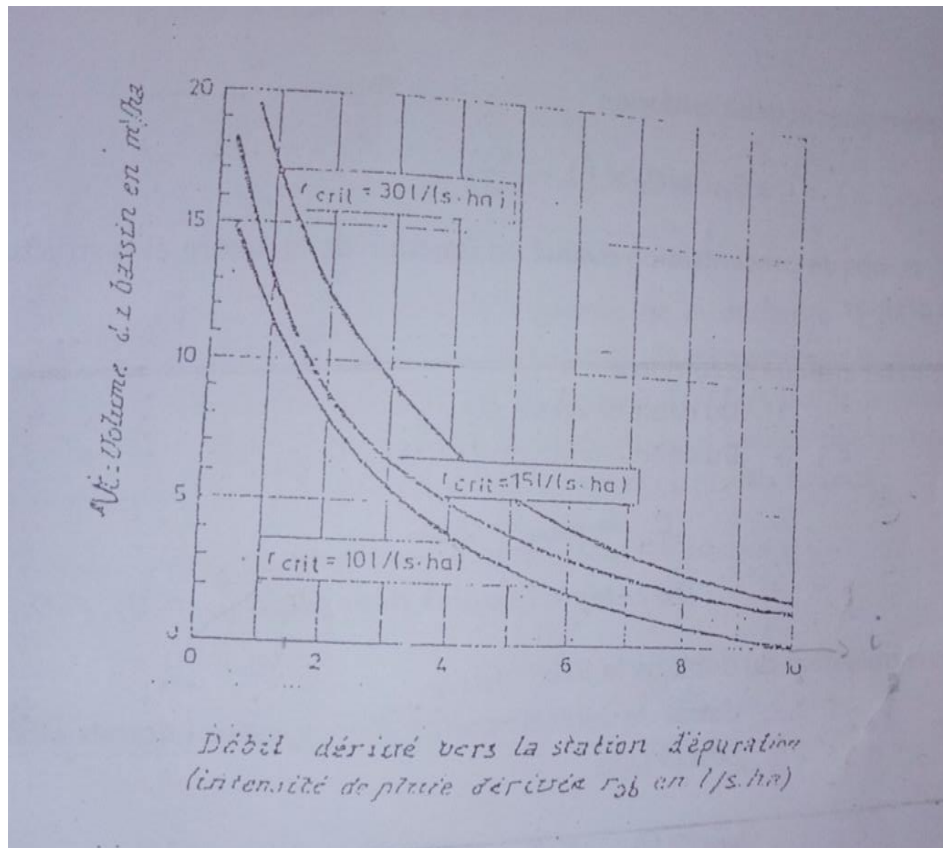


Figure VI.16 : abaque de dimensionnement pour les bassins à déversoir de pluie.

On passe au calcul de la surface active :

La surface active est donnée par la formule :

$$S_a = S \cdot C_a$$

Avec :

S : surface totale, pour les grands bassins versants il faudrait considérer sur la surface totale S , l'abattement de dispersion de l'orage dans l'espace.

C_a : le coefficient d'apport pour pouvoir calculer la surface active.
Pour être en sécurité de toute surprise nous allons prendre la valeur maximale pour calculer le volume c'est-à-dire $C_a = 0,6$

Et par conséquent :

$$V = v.a.S_a$$

$$V = 13.5 * 1.82 * 262.19 * 0.6$$

$$V = 3865.2 \text{ m}^3$$

Pour tenir compte des particules volumineuses qui s'accumulent dans le bassin, nous allons majorer cette valeur du volume de $1/6 V$, ce qui nous donne :

$$V = 4509.4 \text{ m}^3$$

On prend la hauteur $h = 3\text{m}$ et la longueur $L = 30\text{ m}$

$$\text{Et la largeur } l = 4509.4 / h * L = 50.10 \text{ m}$$

Ce qui donne les dimensions du bassin :

$$h = 3\text{m}$$

$$L = 30\text{m}$$

$$l = 50.1\text{m}$$

- **Dimensionnement du déversoir d'orage D'O1 :**

Le premier déversoir d'orage à seuil latérale est placé avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1000\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 3.088 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4.85 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.087 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de STEP : on propose une dilution de 3 fois m^3/s

Alors : $Q_{\text{station}} = 3 \times 0,087 = 0,261 \text{ m}^3/\text{s}$

- Débit déversé : $Q_d = 2,36 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Calcul de coefficient de retardement :**

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100}$$

Avec :

T_c : le temps de concentration en min

Temps de concentration: [2]

C'est une caractéristique du bassin ; définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

- Le temps de concentration t_c se compose de :

t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = L / 60 \times v$$

Avec :

L : longueur de canalisation (m). v : vitesse d'écoulement (m/s).

Le terme 1/60 pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.

t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = L_s 11 \times \sqrt{I}$$

Avec :

L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km). I : pente moyenne du parcours (%).

- Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

- La surface à drainer ne comporte pas de canalisation: $t_c = t_3$

- La surface à drainer comporte un parcours superficiel puis une canalisation:
 $t_c = t_1 + t_3$

- La surface à drainer est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$

Pour notre zone d'étude, il s'agit d'une agglomération urbanisée qui doit comporter des canalisations, alors le temps de concentration sera donné comme suit :

$$T_c = t_1 + t_2$$

on suppose $t_2 = 8.5 \text{ min}$

Donc :

$$t_1 = 6.5$$

$$t_2 = 8.5$$

$$t_c = 6.5 + 8.5 = 15 \text{ min}$$

Le coefficient de retardement égal à $Z = 0.85$

- **Calcul de débit critique**

$$Q_{cr} = Q_t \cdot Z = 3.088 \times 0.85 = 2.62 \text{ m}^3/\text{s}$$

- **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :**

Pour calculé la hauteur d'eau transiter vers la station de l'épuration on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad \text{et} \quad R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$$

D'après l'abaque :

$$R_{Qstep} = 0,028 = 0.053$$

$$R_{hstep} = 0,08 = 0.1$$

$$H_{st} = D_e \cdot R_h = 1000 \cdot 0,1 = 100 \text{ mm}$$

$$H_{st} = 100 \text{ mm.}$$

- **Hauteur critique :**

$$R_Q = Q_{cr}/Q_{ps} \quad \text{et} \quad R_h = H_{cr}/D_e$$

D'après l'abaque :

$$R_{Qcr} = 0.54$$

$$R_{hcr} = 0,52$$

$$H_{cr} = D_e \cdot R_{hcr} = 1000 \cdot 0,52 = 520 \text{ mm}$$

- **Hauteur de la lame déversante :**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversante par la formule suivante :

$$H_d = H_{cr} - H_{st} = 520 - 100 = 420 \text{ mm}$$

$$H_d = 420 \text{ mm}$$

- **La longueur du déversoir :**

On applique la formule de BAZIN

$$Q_d = m L \sqrt{2g} (H_d)^{(3/2)}$$

Avec :

Q_d : débit déversé en m³/s

m : coefficient de débit il dépend de la forme de seuil et il varie suivant la hauteur de la lame déversante pour les crête minces nous prenons $m = 0.4$

L : La longueur du déversoir exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

Donc :

$$L = Q_{dév} / m \cdot \sqrt{2g} (H_d)^{(3/2)}$$

$$L_{dév} = 4.9 \text{ m}$$

- **Dimensionnement de La grille**

On a la formule suivante :

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

L : Longueur de la grille

α : Inclinaison de la grille ($\alpha = 60^\circ$)

h_{\max} : hauteur d'eau Max (0.3 à 0.8 m)

β : Coefficient de colmatage $\beta = 0,25$

$\delta = 0.5$ Pour : Curage automatique.

$\delta = 0.25$ Pour : Curage manuel.

La vitesse d'entrée $V_e = 4.5 \text{ m/s}$.

Donc :

S : surface de la grille.

$$S = Q / V_e = 3.088 / 4.5 \quad S = 0.686 \text{ m}^2$$

Alors: $\implies L_{\text{grille}} = 11.44 \text{ m}$.

Donc : la largeur de la grille est donc $l = 0.06 \text{ m}$

Et l'écartement entre les barreaux de la grille est de 1,5 cm.

Donc le nombre des barres est $N = 8$ barreaux

- **Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'exutoire :**

Pour un débit rejeté de $2.36 \text{ m}^3/\text{s}$ et une pente de $I_{\text{ex}} = 0.08$ le diamètre de la conduite sera de $D_{\text{ex}} = 800 \text{ mm}$.

- **Dimensionnement du déversoir d'orage D'O2 :**

Le deuxième déversoir d'orage à seuil latérale sera implanté avant la station d'épuration, il reçoit une partie des eaux qui viennent du D'O1 plus une partie des eaux de l'agglomération.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1000 \text{ mm}$

- Débit total à l'entrée : $Q_t = 7.5 \text{ m}^3/\text{s} = 6.05 + 0.261 = 6.311$

- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 7.35 \text{ m}^3/\text{s}$

- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.0675 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Step : on propose une dilution de 3 fois m^3/s

Alors : $Q_{\text{station}} = 3 \times 0,0675 = 0,2025 \text{ m}^3/\text{s}$

- Débit déversé : $Q_d = 5.1575 \text{ m}^3/\text{s}$

- **Calcul de coefficient de retardement :**

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100}$$

$$T_c = t_1 + t_2$$

(on suppose $t_2 = 11 \text{ min}$)

Donc :

$$T_c = 6.5 + 8.5 = 15 \text{ min}$$

Le coefficient de retardement égal à $Z = 0.85$

- **Calcul de débit critique**

$$Q_{cr} = Q_t \cdot Z = 6.311 \times 0.85 = 5.36$$

- **Hauteur d'eau allant vers la station de l'épuration :**

Pour calculé la hauteur d'eau transiter vers la station de l'épuration on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad \text{et} \quad R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$$

D'après l'abaque :

$$R_{Q_{\text{step}}} = 0.009$$

$$R_{h_{\text{step}}} = 0.01$$

$$H_{st} = D_e \cdot R_h = 1000 \times 0,01 = 10 \text{ mm}$$

$$H_{st} = 10 \text{ mm}$$

- **Hauteur critique :**

$$R_Q = Q_{cr}/Q_{ps} \quad \text{et} \quad R_h = H_{cr}/D_e$$

D'après l'abaque :

$$R_{Q_{cr}} = 0.73$$

$$R_{h_{cr}} = 0,62$$

$$H_{cr} = D_e \cdot R_{h_{cr}} = 1000 \cdot 0,62 = 620 \text{ mm}$$

- **Hauteur de la lame déversante :**

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversante par la formule suivante :

$$H_d = H_{cr} - H_{st} = 620 - 10 = 610 \text{ mm}$$

$$H_d = 610 \text{ m}$$

- **La longueur du déversoir :**

On applique la formule de BAZIN

$$Q_d = m L \sqrt{2g} (H_d)^{(3/2)}$$

$$L_{dév} = Q_{dév} / m \cdot \sqrt{2g} (H_d)^{(3/2)}$$

$$L_{dév} = 6 \text{ m}$$

- **Dimensionnement de La grille**

On a la formule suivante :

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

$$S = Q / V_e = 6.311 / 5 \quad S = 1.26 \text{ m}^2$$

Alors: \implies Lgrille = 3.6 m.

Donc : la largeur de la grille est donc l = 0.35m

Et l'écartement entre les barreaux de la grille est de 0,5 cm.

Donc le nombre des barres est N=8 barreaux

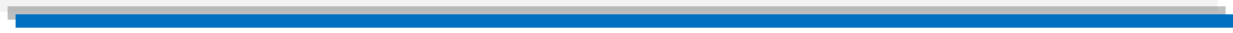
- **Diamètre de la conduite transitant le débit déversé vers le bassin piège :**

Avec un débit déversé de $5.16 \text{ m}^3/\text{s}$ vers le bassin piège et une pente de $I = 0.03$ le diamètre qui dirigé les eaux vers le bassin et de $D_b=1200\text{mm}$

Conclusion :

Pour une meilleure exploitation de notre réseau d'assainissement on a dimensionné et implanter des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts qui sont :

- Les bouches d'égout.
- Les regards.
- Bassin piège.
- deux déversoirs d'orage avec leurs ouvrages de protection.



Chapitre VII

Organisation du chantier

Introduction

Après la phase d'étude, la mise en œuvre du projet commence. L'objectif de chaque étude de réalisation de projet est d'être le plus efficace et le plus économique possible en termes de sécurité et de fiabilité.

VII.1) Organisation du chantier :

L'organisation de chantier est un ensemble d'activités visant à réaliser les projets et les travaux dans les meilleures conditions possibles de rapidité, de qualité et d'économie.

Les trois éléments que sont la qualité, l'économie et la rapidité constituent le cadre et les objectifs à atteindre pour réussir l'organisation et l'exécution d'un projet.

VII.2) L'installation du chantier :

L'installation du chantier sert à :

- Organiser le déroulement du chantier.
- Ordonner le chantier
- Positionner les éléments :
 - humains : rendez-vous, accident
 - matériels : livraison, déplacements
 - réseaux : fuites, pannes, raccordements, utilisation de grillages avertisseurs et tubes de couleurs normalisées comme suit :
 - Bleu (Eau)
 - Jaune (Gaz)
 - Rouge (Électricité)
 - Vert (Courants faibles et téléphone)
 - Ocre jaune (Assainissement)
 - Marron (Télédistribution)
 - Blanc (Éclairage public)

VII.3) Protection Et Sécurité Du Travail :

L'objectif principal de la sécurité d'un travail sera la réduction du potentiel des dangers, afin de protéger la santé physique et mentale des travailleurs.

VII.3.1) Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :**Protection collective :**

Il est dit de protection collective s'il assure indistinctement la sécurité du salarié affecté au poste et celle des autres personnes présentes à proximité.

Protection individuelle :

Des dispositifs de protection individuelle sont utilisés pour mieux se protéger contre les accident pendant l'exécution du projet, tel que casques, gans , chaussures, lunette protectrice etc...

VII.4) Réalisation du réseau d'assainissement :

L'exécution des différents travaux sur des chantiers pour la réalisation d'un réseau d'assainissement sur le terrain demande différentes opérations telles que :

- Installation de chantier.
- Implantation du tracé des tranchées sur le terrain.
- Inspection et manipulation des tuyaux et regards.
- Enlèvement des couches de sol.
- Exécution d'excavation de tranchées et de puits.
- Aménagement des bancs de pose des conduites.
- Installation de tuyaux dans des tranchées.
- Installation de tuyaux.
- Remblayage des tranchées.

VII.4.1) Vérification, manutention des conduites et les regards :

Des précautions doivent être prises pour éviter un impact important de la tuyauterie. Le tuyau doit être transporté et ne doit pas être traîné sur le sol ou heurté contre des objets durs.

VII.4.2) Décapage de la couche de terre :

C'est l'étape préparatoire avant de creuser des tranchées.

Le volume de la couche à décaper est : [1]

$$V = B \times h \times L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

H : hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m)

VII.4.3) Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Des jalons des piquets doivent être placés à chaque branchement ou jonction des canalisations, à chaque changement de direction et de pente. [1]

VII.4.4) Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

Profondeur de la tranchée :

$$H = e + D + h \text{ (m)}$$

Avec :

H : Profondeur de la tranchée.

e : Épaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

Largeur de la tranchée :

$$B = D + 2c$$

$$B = D + 2c$$

$$B = D + 2c$$

Avec :

B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m)

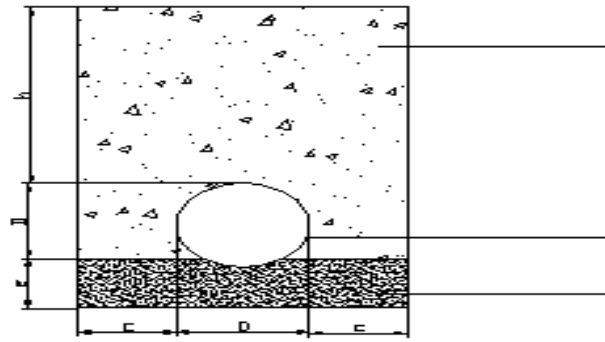


Figure VII.1 : schéma d'une tranchée

VII.4.5) Exécution d'un regard :

Les différentes étapes de la réalisation d'un regard sont :

- Ajustement du fond du regard
- Pose de couches de béton propres.
- Renforcement des tabliers de regard.
- Bétonnage du tablier.
- Renforcement des murs.
- Coffrage de mur.
- Murs en béton.
- Dénudez les murs.
- Renfort de plaque.
- Coffrage de dalle.
- Bétonnez les dalles de plancher.
- Décollez la plaque.

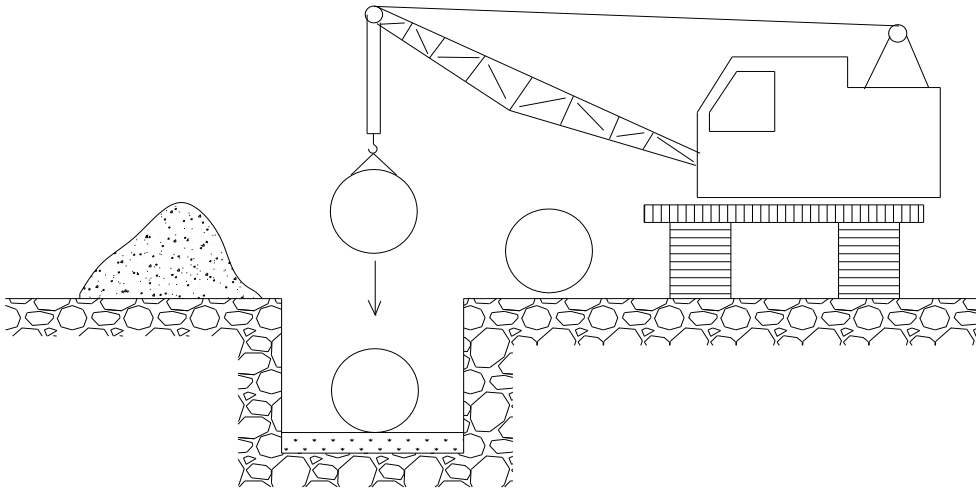
Les regards sont généralement de forme carrée, mais les dimensions varient selon le collecteur. La profondeur et l'épaisseur varient selon l'apparence.

VII.4.6) Aménagement du lit de pose des conduites :

Au fond de la tranchée dans laquelle le tuyau sera posé, il y a un lit de sable bien nivelé d'une épaisseur d'au moins 10 cm sur les côtés du profil longitudinal.

VII.4.7) La mise en place des canalisations en tranchée :

Le tuyau est placé dans le fond de la tranchée à l'aide d'un engin de levage.



FigureVII.2 : schéma pose de la canalisation.

VII.4.8) Assemblage des tuyaux :

Les raccords doivent être effectués conformément aux spécifications du fabricant de tuyaux.

VII.4.9) Remblaiement des tranchées :

Représente la phase qui suit la phase de tuyauterie. Le type de matériau utilisé pour le corps du remblai et le degré de compactage dépendent essentiellement des conditions finales à atteindre au niveau du sol.

VII.5) Choix des engins de terrassement :

Les machines utilisées pour effectuer les travaux de terrassements déjà mentionnés et chacune a son rôle, sa fréquence d'utilisation et ses performances.

Les machines que nous utilisons sont :

- . La pelle hydraulique.
- . Le bulldozer.
- . Le chargeur.
- . Le compacteur.

VII.5.1) La pelle hydraulique :

Description et fonctionnement

La pelle est un engin de terrassement qui travaille en station. Elle est aussi appelée pelle mécanique, ou excavateur pour chargement stationnaire.

VII.5.2) Le Bulldozer ou Bouteur :

Description et fonctionnement

Un bulldozer est une machine d'excavation et de refoulement constituée d'un tracteur à chenilles ou à roues avec une lame de bulldozer horizontale à l'avant perpendiculaire à l'axe longitudinal (sens de déplacement) du tracteur. La lame est fixée au châssis par deux solides longerons, permettant un mouvement de montée et de descente contrôlé par des vérins hydrauliques.

VII.5.3) le chargeur :

Description et fonctionnement

Un scraper est une machine tractée (par un tracteur) et se compose d'une pelle à roues avec une lame de racleur montée sur son fond dans le sens de la marche. La profondeur à laquelle la lame est abaissée détermine l'épaisseur de la coupe. L'épaisseur de la couche retirée peut être maintenue constante. Par conséquent, la lame peut monter et descendre. Le racleur est équipé d'un tablier vibrant pour fermer le conteneur et d'un éjecteur mobile ou vibrant pour vider le conteneur. Certains grattoirs sont équipés d'un élévateur qui facilite le remplissage de la poubelle. C'est au fur et à mesure de l'avancement de la machine que la terre monte dans le godet.

VII.5.4) le compacteur :**Description et fonctionnement**

Un compacteur est une machine lourde qui utilise un ou plusieurs rouleaux en fonte ou rangées de pneus pour compacter le sol en dessous. Ce compactage rend le sol plus dense. La compression minimise les mouvements de surface ultérieurs (affaissement ou gonflement) et aide à obtenir une plus grande résistance de la fondation. La compression peut être effectuée en secouant ou en roulant.

Les machines de compression sont divisées en trois catégories selon le type de transfert d'énergie de compression.

- appareil statique
- appareil vibrant
- appareil à chocs.

VII.6) Devis quantitatif estimatif :

Ce calcul consiste à déterminer le montant de tous les travaux à effectuer sur place pour réaliser le projet.

VII.6.1) Détermination des différents volumes :**a) volumes des déblais des tranchées « V_D »****+ Forme rectangulaire :**

Le volume des déblais des tranchées « V_D » pour ce type de tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_D = B \cdot L \cdot H_{tr} \quad (m^3)$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

$$B = D + 2 \cdot a \quad (m)$$

a : distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille (a=0.30m)

L : longueur totale de la tranchée (m) ;

H_{tr} : profondeur de la tranchée (m)

$$H_{tr} = e+h+D \text{ (m)}$$

Ou :

e : épaisseur da la couche du lit de pose ; $e=0.10\text{m}$

h : profondeur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la couche (0.8m) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m)

b) volume du découvert « V » :

Le volume de la couche végétale à décaper est calculé comme suit :

$$V=b.h'.L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

V : volume de la couche végétale (m^3).

b: la largeur de la couche végétale (m).

h' : la hauteur de la couche végétale (m) ; $h=0.20\text{m}$

L : longueur totale de la tranchée (m).

c) volume occupé par le lit de pose « V_{LP} » :

Ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_{LP}=e.b.L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

e : épaisseur de la couche du lit de pose ; $e=0.10\text{m}$

b: largeur de la tranchée (m) ;

L: longueur totale de la tranchée (m).

d) volume de la conduite « Vc » :

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = (\pi \cdot D^2 / 4) \cdot L \text{ (m)}$$

Avec :

D : diamètre de la conduite (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

e) Volume de l'enrobage « Ve » :

$$V_e = H_e \times L \times B$$

Avec :

He : hauteur d'enrobage

B : Largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la tranchée (m).

f) Volume du remblai de protection « VR » :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls})$$

Avec :

Vrem : volume du remblai (m3).

Vd : volume du déblai (m3).

Vls : volume du lit de sable (m3).

Vdéc : volume de la couche végétale décapée (m3).

g) Volume excédentaire « Vexc » :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem}$$

Tel que :

Vexc : Volume du sol excédentaire (m3).

Vf : Volume du sol foisonné (m3).

Vrem : Volume du remblai (m3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f$$

Avec :

K_f : Le coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol.

Tableau VII.1 : coefficients de foisonnement pour différente nature de sol.

| <i>Type de sol</i> | <i>K_f</i> |
|------------------------|----------------------|
| Sables, matériaux fins | 1.08-1.17 |
| Limons argileux | 1.14-1.28 |
| Argile | 1.25-1.30 |

Pour notre cas nous avons prend : $K_f=1.25$.

Tableau VII.2 : résultats de calcul des volumes.

| <i>V_{déc} (m³)</i> | <i>V_d (m³)</i> | <i>V_{ls} (m³)</i> | <i>V_{cond} (m³)</i> | <i>V_{rem} (m³)</i> | <i>V_{exc} (m³)</i> |
|--|--------------------------------------|---------------------------------------|---|--|--|
| 804.5 | 23175.6 | 2550.3 | 5328,3445 | 15296.96 | 13672.54 |

Avec :

$V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

V_d : volume du déblai des tranchées (m³).

V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).

V_{rem} : volume du remblai (m³).

V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m³).

Tableau VII.3 : Devis quantitatif estimatif du réseau d'assainissement

| N° | Désignation des travaux | Unité | Quantité | Prix Unitaire (Da) | Montant (DA) |
|----------|---|----------------|----------|--------------------|--------------|
| A | <u>Travaux de terrassement</u> | | | | |
| 1 | Décapage de la terre | m ³ | 804.5 | 400 | 321800 |
| 2 | Démolition de la chaussée goudronnée | m ³ | 7994.748 | 300 | 2398424,4 |
| 3 | Réfection de la chaussée goudronnée | m ³ | 7994.748 | 1200 | 9593697,6 |
| 4 | Fourniture et pose d'un lit de sable (0.20 m) | m ³ | 2550.3 | 2500 | 6375750 |
| 5 | Remblai avec nivellement | m ³ | 15296.96 | 400 | 6118784 |
| 6 | Évacuation de terres excédentaires foisonnées | m ³ | 13672.54 | 400 | 5469016 |
| 7 | Déblai de la tranchée | m ³ | 23175.6 | 800 | 19340480 |
| 8 | Grillage avertisseur | ml | 9252.5 | 50 | 462625 |
| B | <u>Canalisation</u> | | | | |
| | Fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé | | | | |
| | Ø400mm | ml | 150 | 4000 | 600000 |
| | Ø500mm | ml | 1172,5 | 6000 | 7035000 |
| | Ø600mm | ml | 1915 | 8000 | 15320000 |
| | Ø700mm | ml | 330 | 10000 | 3300000 |
| | Ø800mm | ml | 2407,5 | 12000 | 28890000 |

| | | | | | |
|----------|--|----|-------|--------------------------------|------------------|
| | Ø1000mm | ml | 3560 | 18000 | 64080000 |
| | Ø1200mm | ml | 502,5 | 22000 | 11055000 |
| C | <u>construction:</u> | | | | |
| 1 | Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon | | | | |
| | Profondeur de 0à1, 5m | U | 20 | 18000 | 36000 |
| | Profondeur de 1,5à2, 5m | U | 10 | 25000 | 250000 |
| | Profondeur de 1,5à3, 5m | U | 5 | 35000 | 175000 |
| 2 | Exécution d'un bassin piège | | | | |
| | | U | 01 | 300000 | 300000 |
| 3 | Exécution de déversoir d'orage en béton armé | U | 02 | 180000 | 360000 |
| | | | | Total (HT): | 131401000 |
| | | | | T.V.A (19%) | 24966190 |
| | | | | Total général T.T.C | 156367190 |

VII.7) Planification des travaux :**VII.7.1) Techniques de la planification :**

La planification permet de savoir la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre, on distingue deux méthodes de planification: [2]

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique

Définition du réseau :

C'est une représentation graphique du réseau dont le but d'indiquer la relation entre les différentes opérations. Il existe deux types de réseaux : [2]

1. Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds. [2]



L'opération **A** précède l'opération **B**

2. Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches. [2]



L'opération (**B**) ne peut commencer que si l'opération (**A**) est complètement achevée. [2]

Pour notre projet, les principales opérations à exécuter sont :

Tableau VII-4: Les symboles et les durées de différentes opérations.

| Opérations | symboles | durée |
|--|-----------------|--------------|
| Piquetage | A | 25 |
| Décapage de la couche de goudron et celle de la végétation | B | 30 |
| Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards | C | 75 |
| Aménagement du lit de pose | D | 30 |
| Construction des regards (de jonction et de chute) | E | 40 |
| La mise en place des canalisations en tranchée | F | 30 |
| Constructions des ouvrages annexes | G | 40 |
| Assemblage des tuyaux | H | 30 |
| Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints | I | 30 |
| Remblai des tranchées | J | 35 |
| Travaux de finition | K | 30 |

Les opérations précède et succède :

Tableau VII-5 : l'opération précède et succède de chaque opération.

| <i>Opérations</i> | <i>précède</i> | <i>succède</i> |
|-------------------|----------------|----------------|
| A | - | B |
| B | A | C |
| C | B | D, G |
| D | C | E, F |
| E | D, G | J |
| F | D | H |
| G | C | E |
| H | F | I |
| I | H | J |
| J | I, E | K |
| K | J | - |

La détermination des délais par la méthode de tableau :

Tableau VII-6: Détermination des délais

| <i>Opérations</i> | <i>TR</i> | <i>DP</i> | | <i>DPP</i> | | <i>MT</i> |
|-------------------|-----------|------------|------------|-------------|-------------|-----------|
| | | <i>DCP</i> | <i>DFP</i> | <i>DCPP</i> | <i>DFPP</i> | |
| A | 25 | 0 | 25 | 0 | 25 | 0 |
| B | 30 | 25 | 55 | 25 | 55 | 0 |
| C | 75 | 55 | 130 | 55 | 130 | 0 |
| D | 30 | 130 | 160 | 130 | 160 | 0 |
| E | 40 | 170 | 210 | 210 | 250 | 40 |
| F | 30 | 160 | 190 | 160 | 190 | 0 |
| G | 40 | 130 | 170 | 170 | 210 | 40 |
| H | 30 | 190 | 220 | 190 | 220 | 0 |
| I | 30 | 220 | 250 | 220 | 250 | 0 |
| J | 35 | 250 | 285 | 250 | 285 | 0 |
| K | 30 | 285 | 315 | 285 | 315 | 0 |

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Et :

DFP = DCP + TR

DCPP = DFPP – TR

Le chemin critique :

A-B-C- D-F-H-I-J-K

Avec un temps de réalisation égale à: $\Sigma TR = 315$ jours (10 mois et 15jours).

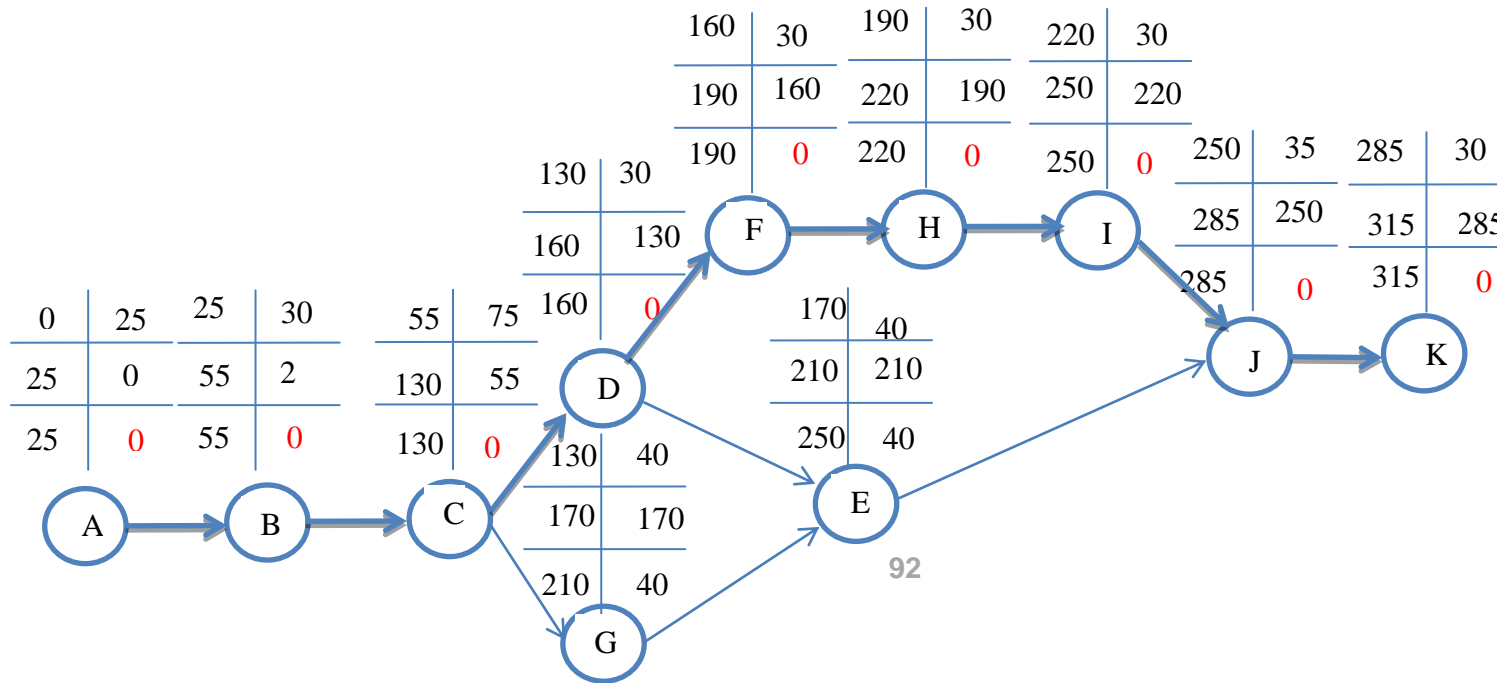
Réseau à nœuds (méthode CPM) :

Avec :

→ : Chemin critique.

○ : Operations.

Figure VII.3: Réseau à nœuds



Planification des travaux:

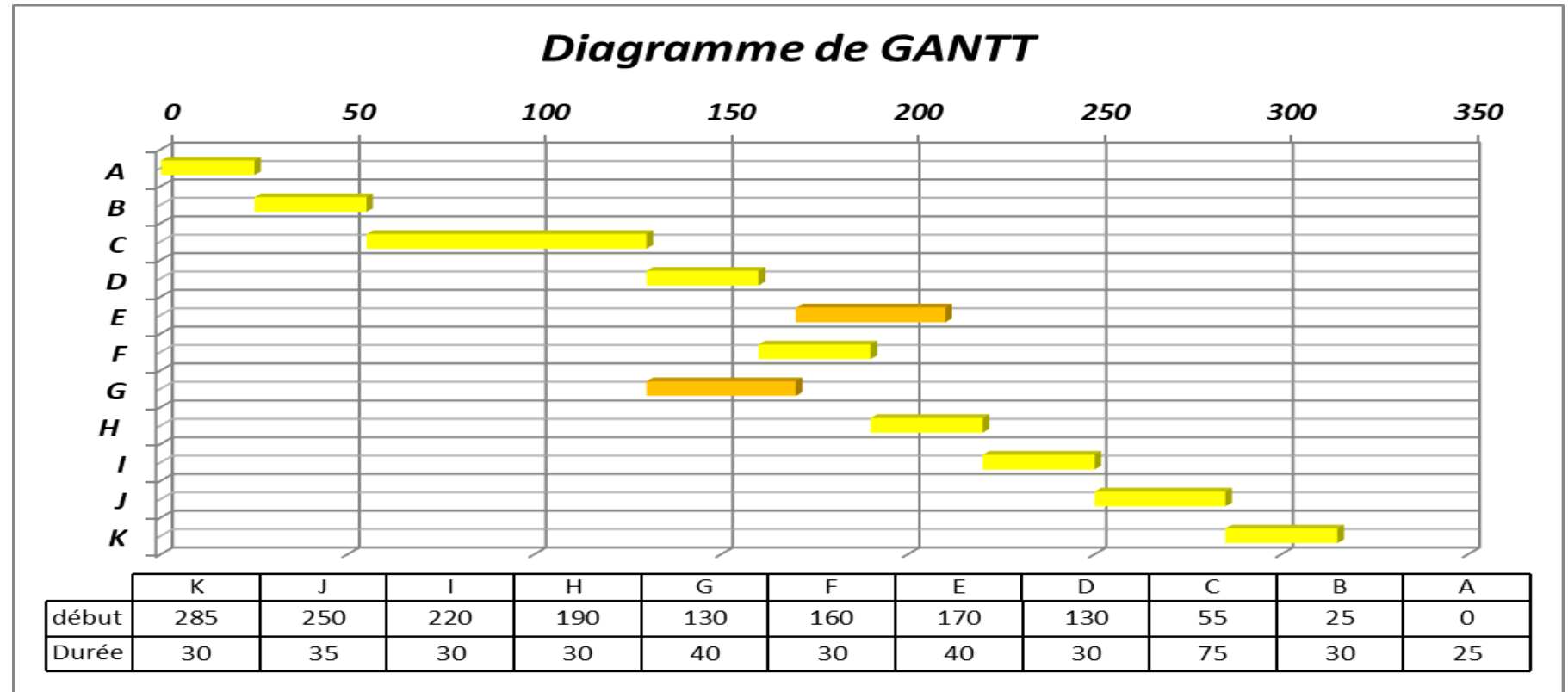


Figure VII.4: Diagramme de GANTT.

Avec :

: Chemin critique.

Donc, suivant une planification optimale des travaux ; la durée du chantier sera de 10 mois et demi.

Conclusion :

L'organisation du chantier joue un rôle très important dans le cadre de la réalisation du projet. A travers ce chapitre, nous avons évalués la durée de réalisation du projet nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à estimer le coût total de notre projet estimé à **156367190 DA**, avec une durée de réalisation de 315 jours.

Conclusion générale :

L'objectif de notre étude est de diagnostiquer et rénover le réseau d'assainissement de la Commune d'Ain-El-Arbaa dans le but d'évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions favorables, afin d'éviter les problèmes qui menacent la santé publique et le milieu naturel.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, nous avons fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est 120.47 l/s/ha en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi log-normal.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en avec un schéma d'évacuation de type latérale.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publics. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpés la zone en 08 surfaces élémentaires, choisis le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et optés pour la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans et un horizon de calcul de 2053.

Concernant les éléments constitutifs du réseau d'égout, les canalisations sont en PEHD et Béton avec des diamètres entre 400 et 1200 (mm). Les ouvrages : nous avons projetés des bouches d'égout, des regards et pour les ouvrage spéciaux nous avons choisis déversoir d'orage et le bassin piège.

Du coté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de **156367190 DA DA**.

Références bibliographiques

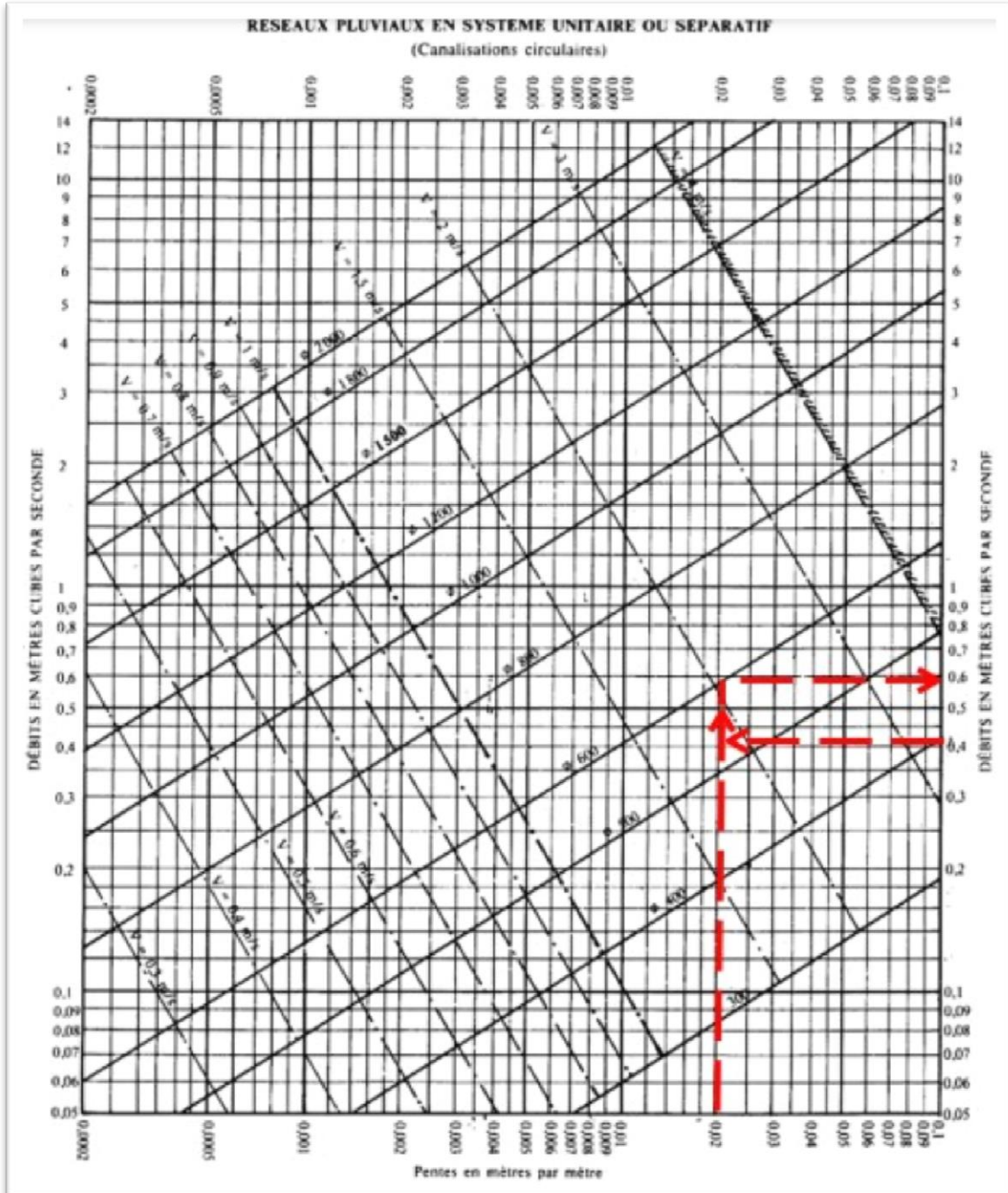
- ✚ [1] : **SEHLI. Fatima Zohra**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, diagnostic du réseau d'assainissement de la zone de boumati (w. d'Alger) ENSH 2007.
- ✚ [2] **DAHMANI ASMA** ,Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville Draa Ben Khelfa commune de Tibergent (W.MILA) ENSH 2021.
- ✚ [3] **SALAH.B**, Guide technique de l'assainissement

Sites :

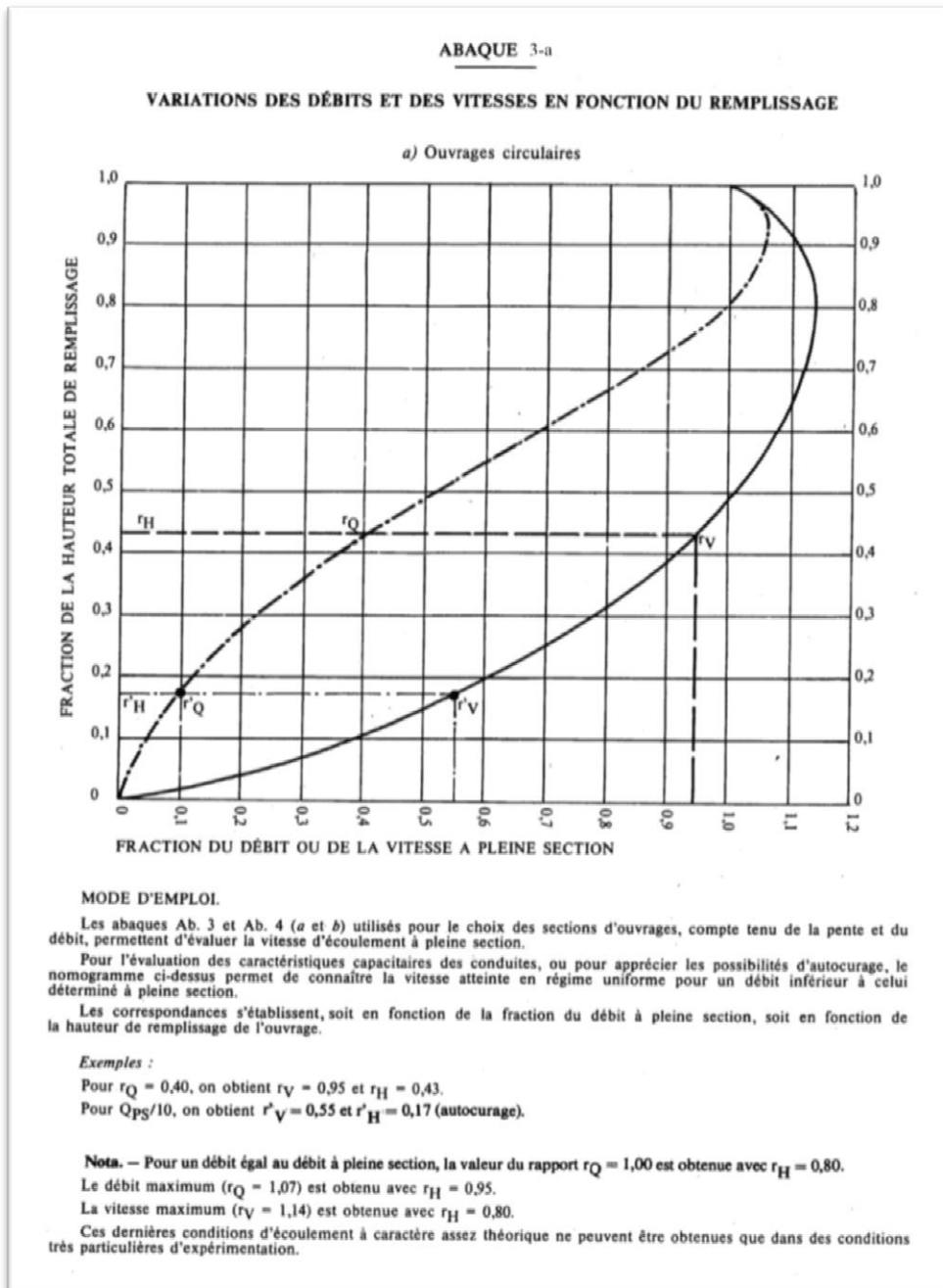
- ✚ [4] *di.univblida.dz*
- ✚ [5] *www.ummtto.dz*.
- ✚ [6] Office International de l'Eau - Janvier 2000

ANNEXES

Annexe n°1 : L'abaque de dimensionnement des canalisations circulaire-formule de BAZIN-



Annexe n°2 : Figure V.4: Abaque de variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage. [3]



Annexe n°3 :

figure VI.16 : l'abaque d'évaluation du volume des bassins de retenue [3]

