



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA
NOUVELLE VILLE DE SIDI ABDELLAH
COMMUNE MAHELMA (W. ALGER)**

Présenté par :

KOUACHE Othmane

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms

Grade

Qualité

SALAH Boualem

Professeur.

Président

KAHLERRAS Malika

M.C.B

Examineur

BENCHIHEB Nedjoua

M.C.B

Examineur

DERNOUNI Fouzia

M.A.A

Promoteur

Session Juillet 2024

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie le Dieu pour m'avoir donné la force et le courage nécessaires pour accomplir ce travail.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers ma promotrice, Mme F. DERNOUNI, pour son aide précieuse, ses conseils avisés et sa disponibilité constante.

Je suis également reconnaissant envers les professeurs et enseignants de l'ENSA qui m'ont guidé tout au long de ma formation d'ingénieur, leur soutien et leurs enseignements ayant été inestimables.

Je souhaite adresser mes remerciements à M. HAMZA, ingénieur, ainsi qu'à toute l'équipe du bureau d'études CNEREN pour leur soutien et leur collaboration.

Je suis reconnaissant envers mes amis ALAA et KADAR pour leur soutien précieux dans ce travail.

Je remercie également mes chers collègues étudiants, dont la compagnie m'a honoré tout au long de mon cursus.

Enfin, je tiens à exprimer mon profond respect envers les membres du jury, qui m'honorent en évaluant ce travail.

KOUACHI OTHMANE

DÉDICACE

Avec l'expression de tous mes sentiments de respect, d'amitié et d'amour, je dédie ce modeste travail à :

Mes chers parents, les deux personnes les plus chères au monde, qui méritent toute ma reconnaissance et ma gratitude pour leur amour indéfectible et leur soutien inconditionnel.

*À mes sœurs **SOUHEYA** et **ASMA**, pour leur soutien constant, encouragement précieux, présence et soutien inébranlable.*

*Ma chère sœur **Fatiha** et son mari **Hamza** et ces enfants **Nabil** et **Wael**, pour leur affection et leur encouragement tout au long de mon parcours.*

*À mes amis **ALAA** et **KADAR**, dont l'amitié sincère et le soutien constant ont été une source d'inspiration et de motivation.*

À tous les éducateurs bienveillants qui ont partagé généreusement leur temps et leurs connaissances pour répondre à mes questions et me guider dans mon apprentissage.

Enfin, à toutes les personnes qui me connaissent de près ou de loin, qui m'aiment et que j'aime, et avec qui je partage le vrai sentiment d'amitié.

ملخص

مشروع المدينة الجديدة سيدي عبد الله جزء من استراتيجية تطوير عمراني إقليمي تهدف إلى خفض الكثافة السكانية العالية داخل عاصمة الولاية.

الهدف الرئيسي من هذا المشروع هو تصميم نظام لتصريف مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار قادر على جمع كل جميع أنواع المياه، لتلبية احتياجات الصرف الصحي للمنطقة رقم 23 في المدينة الجديدة سيدي عبد الله، التي تقع في بلدية المعاملة بولاية الجزائر. ولتحقيق ذلك، قمنا بتقييم معدلات تدفق مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار ووضعنا نظام تصريف منفصل، مع مراعاة الخصائص المحلية مثل التضاريس والمناخ والتخطيط العمراني.

الهدف هو ضمان تصريف فعال لهذه المياه خارج المدينة إلى نقاط التفريغ المناسبة، مع الحفاظ على سلامة البيئة وظروف الصحة العامة في البيئة الطبيعية.

كلمات مفتاحية: مدينة سيدي عبد الله الجديدة، نظام لتصريف، مياه الصرف الصحي، مياه الأمطار.

Résumé

Le projet de la nouvelle ville de Sidi Abdellah s'inscrit dans une stratégie de développement urbain régional visant à réduire la densité élevée de population au sein de la capitale.

L'objectif principal de ce projet est de concevoir un réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales capable de collecter tous types d'eaux, répondant aux besoins d'assainissement du Quartier 23 de la nouvelle ville de Sidi Abdellah, située dans la commune de Mahelma, Wilaya d'Alger. Pour cela, nous avons évalué les débits des eaux usées et pluviales et élaboré un réseau d'évacuation de type séparatif, en tenant compte des particularités locales telles que le relief, le climat et l'urbanisme.

L'objectif est d'assurer une évacuation efficace de ces eaux hors de la ville vers des points de rejet appropriés, tout en préservant l'intégrité environnementale et les conditions sanitaires du milieu naturel.

Mots clés : nouvelle ville de Sidi Abdellah, réseau d'évacuation, eaux usées, eaux pluviales.

Abstract

The project of the new city of Sidi Abdellah is part of a regional urban development strategy aimed at reducing high population density within the capital city.

The main objective of this project is to design a sewage and stormwater drainage system capable of collecting all types of water, meeting the sanitation needs of District 23 in the new city of Sidi Abdellah, located in the municipality of Mahelma, Wilaya of Algiers. To achieve this, we evaluated the flow rates of sewage and stormwater and developed a separate drainage system, taking into account local characteristics such as terrain, climate, and urban planning.

The goal is to ensure efficient drainage of these waters out of the city to appropriate discharge points, while preserving environmental integrity and public health conditions in the natural environment.

Keywords: new city of Sidi Abdellah, drainage system, wastewater, stormwater.

TABLE DES MATIÈRES

List des tableaux
Liste des Figures
Liste des planches

INTRODUCTION GENERALE 1

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION..... 3

I.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA VILLE NOUVELLE DE SIDI ABDELLAH..... 3

I.2. LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE 4

I.3. SITUATION TOPOGRAPHIQUE 5

I.4. SITUATION GEOLOGIQUE ET TECTONIQUE DE LA VILLE SIDI ABDELLAH..... 5

I.4.1. SITUATION GEOLOGIQUE 5

I.4.2. SITUATION TECTONIQUE..... 6

I.5. SISMICITE 6

I.6. SITUATION CLIMATOLOGIQUE 7

I.6.1. CLIMAT 7

I.6.2. TEMPERATURE 7

I.6.3. PLUVIOMETRIE 8

I.6.4. HUMIDITE..... 8

I.6.5. LES VENTS 8

I.7. HYDROGRAPHIE..... 9

I.8. SITUATION HYDRAULIQUE 9

I.8.1. ALIMENTATION EN EAU POTABLE..... 9

I.8.1.1 Ressources 9

I.8.1.2. Stockage.....10

I.8.2. L'ASSAINISSEMENT11

CONCLUSION11

CHAPITRE II : Etude hydrologique

INTRODUCTION.....13

II.1. AVERSES13

II.2. CHOIX DE LA PERIODE DE RETOUR13

II.3. DETERMINATION DE L'INTENSITE MOYENNE DE PRECIPITATION13

II.4. LA SERIE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES14

II.5. HOMOGENEISATION DES DONNEES16

II.6. ETUDE DES PRECIPITATIONS MAXIMALES JOURNALIERES.....18

II.7. CARACTERISTIQUES EMPIRIQUES DE LA SERIE.....18

II.8. AJUSTEMENT STATISTIQUE18

II.8.1. AJUSTEMENT A LA LOI DE GUMBEL.....19

II.8.2. AJUSTEMENT A LA LOI DE GALTON (LOG-NORMALE)22

II.9. CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT :	25
II.9.1. COEFFICIENT DE CORRELATION :	25
II.9.2. PLUIES DECENNALES :	25
II.9.3. TEST VISUEL :	25
II.9.4. TEST D'ADEQUATION DU χ^2 (PEARSON)	26
II.10. SELECTION DE LA LOI	27
II.11. INTENSITE MOYENNE MAXIMALE	29
CONCLUSION	29

CHAPITRE III : Calcul de base

INTRODUCTION	31
III.1. SITUATION DEMOGRAPHIQUE	31
III.2. DECOUPAGE DE L'AIR D'ETUDE EN SURFACES ELEMENTAIRES	31
III.2.1. DEFINITION	31
III.2.2. CHOIX DE LA LIMITE DES SOUS BASSINS	31
III.3. SYSTEMES D'EVACUATION DES EAUX USEES ET DES EAUX PLUVIALES	31
III.3.1. SYSTEME UNITAIRE	32
III.3.2. SYSTEME SEPARATIF	32
III.3.3. SYSTEME PSEUDO-SEPARATIF	33
III.3.4. SYSTEME COMPOSITE	34
III.3.5. SYSTEMES SPECIAUX	34
III.3.6. SYSTEME MIXTE	34
III.4. CHOIX DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT	36
III.5. SCHEMA D'EVACUATION DES EAUX	36
III.5.1. SCHEMA PERPENDICULAIRE	36
III.5.2. SCHEMA PAR DEPLACEMENT LATERAL	36
III.5.3. SCHEMA TRANSVERSAL OU OBLIQUE	37
III.5.4. SCHEMA PAR ZONES ETAGEES	37
III.5.5. SCHEMA RADIAL	37
III.6. PRINCIPE DU TRACE DU RESEAU	39
III.7. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT	39
III.7.1. ÉVALUATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT	39
III.7.2. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT RELATIF A LA CATEGORIE D'URBANISATION	39
III.7.3. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA DENSITE DE POPULATION	40
III.7.4. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT EN FONCTION DE LA NATURE DES SURFACES A DRAINER	40
III.8. COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT PONDERE	40
III.9. ESTIMATION DU NOMBRE D'HABITANTS ET LE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT POUR CHAQUE SOUS-BASSIN	41
CONCLUSION	41

CHAPITRE IV : Estimation des debits a evacuer

INTRODUCTION.....	43
IV.1. ORIGINE ET NATURE DES EAUX USEES A EVACUER.....	43
IV.1.1. EAUX USEES DOMESTIQUES.....	43
IV.1.2. EAUX USEES DU SERVICE PUBLIC	43
IV.1.3. EAUX USEES INDUSTRIELLES.....	44
IV.1.4. EAUX AGRICOLES.....	44
IV.1.5. EAUX CLAIRES PARASITES.....	44
IV.2. EVALUATION DE LA QUANTITE D’EAUX USEES A EVACUER :	44
IV.2.1. DEBITS DES EAUX USEES DOMESTIQUES	44
IV.2.2. EVALUATION DU DEBIT MOYEN JOURNALIER	45
IV.2.3. EVALUATION DU DEBIT DE POINTE.....	45
IV.3. EVALUATION DES DEBITS DES EAUX PLUVIALES	48
IV.3.1. METHODE RATIONNELLE.....	49
IV.3.1.1. Validité de la méthode rationnelle.....	49
IV.3.1.2. Hypothèse de la méthode rationnelle.....	49
IV.3.1.3. Critique de la méthode rationnelle.....	50
IV.3.1.4. Temps de concentration.....	50
IV.3.2. METHODE SUPERFICIELLE.....	51
IV.3.2.1. Validité de la méthode superficielle	52
IV.3.3. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL	52
IV.3.4. CALCUL DES DEBITS PLUVIAUX.....	52
CONCLUSION :	53

CHAPITRE V : Dimensionnement du reseau d'evacuation

INTRODUCTION.....	55
V.1. CONCEPTION DU RESEAU.....	55
V.2. CONDITIONS D’ECOULEMENT ET DE DIMENSIONNEMENT	55
V.3. FORMULES D’ECOULEMENTS.....	56
V.3.1. FORMULE DE CHEZY	56
V.3.2. FORMULE DE MANNING-STRICKLER.....	56
IV.4. CONTRAINTES DE CALAGE DES RESEAUX	56
VI.1.1. CANALISATIONS D’EAUX USEES	56
V.4.2. CONDITIONS D’AUTOCURAGE	57
V.4.3. CANALISATIONS D’EAUX PLUVIALES OU UNITAIRES	57
V.4.4. CONDITIONS D’AUTOCURAGE	58
CONCLUSION	58

CHAPITRE VI : Ouvrages et éléments constitutifs du réseau

INTRODUCTION.....	60
VI.1. OUVRAGES PRINCIPAUX.....	60
VI.1.1. CANALISATIONS.....	60
VI.1.1.1. Critères du Choix type de canalisation	60
VI.1.1.2. Type de canalisation	60

VI.1.1.3.	Conduites en béton armé non armé	60
VI.1.1.4.	Conduites en amiante-ciment.....	60
VI.1.1.5.	Conduites en grés	61
VI.1.1.6.	Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié	61
VI.1.1.7.	Conduites circulaire et ovoïdes	61
VI.1.2.	PROTECTION DES CONDUITES.....	61
VI.1.2.1.	Protection contre les effets corrosifs de H ₂ S	61
VI.1.2.2.	Protection contre les effets abrasifs des sables	61
VI.1.3.	ESSAIS DES TUYAUX PREFABRIQUES	61
VI.1.3.1.	Essai à l'écrasement	62
VI.1.3.2.	Essai à l'étanchéité	62
VI.1.3.3.	Essai de corrosion.....	62
VI.2.	OUVRAGES ANNEXES.....	62
VI.2.1.	OUVRAGES NORMAUX.....	62
VI.2.1.1.	Branchements	62
VI.2.1.2.	Les ouvrages de recueillie et de transport.....	62
CONCLUSION	63

CHAPITRE VII : Organisaon de chantier

INTRODUCTION.....	65	
VII.1. PLANIFICATION DES TRAVAUX.....	65	
VII.2. LES DIFFERENT TRAVAUX SUR CHANTIER.....	65	
VII.2.1.	TRAVAUX DE CANALISATION	65
VII.2.2.	POSE DE CANALISATION	66
VII.2.3.	MISE EN PLACE DES CONDUITES	66
VII.2.4.	CROISEMENT DES RESEAUX.....	67
VII.2.5.	REALISATION DES REGARDS.....	68
VII.3. DETERMINATION DES VOLUMES DES TRAVAUX	69	
VII.3.1.	DECAPAGE DE LA COUCHE VEGETALE.....	69
VII.3.2.	EXCAVATION DES TRANCHEES ET DES FOUILLES	68
VII.3.3.	PROFONDEUR DE LA TRANCHEE	69
VII.3.4.	LARGEUR DE LA TRANCHEE	69
VII.3.5.	VOLUME DES TRANCHEES	69
VII.3.6.	VOLUME DES DEBLAIS	69
VII.3.7.	LIT DE SABLE	70
VII.3.8.	VOLUME DE LA CONDUIT « VC ».....	70
VII.3.9.	VOLUME D'ENROBAGE TAMISE	70
VII.3.10.	LE REMBLAI DES TRANCHEES	70
VII.3.11.	VOLUME DE REMBLAI.....	70
VII.3.12.	VOLUME EXCEDENTAIRE	71
VII.4. DEVIS QUANTITATIFS ET ESTIMATIF	71	
VII.4.1.	RESEAU DES EAUX USEES.....	72
VII.4.2.	RESEAU DES EAUX PLUVIALES	73
VII.5. PLANIFICATION DU PROJET.....	74	
CONCLUSION	75	
CONCLUSION GENERALE	76	

LIST DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I- 1: température mensuelle de la Mitidja 1981-2012	7
Tableau I- 2 : précipitation moyennes mensuelles (1981-2022)	8
Tableau I- 3 : humidité moyenne mensuelle.	8
Tableau I- 4: répartition mensuelle de vitesse de vent	8
Tableau I- 5 : Estimation Totale des Ressources en Eau disponibles.	10
Tableau I- 6 : Stockage d'eau existant	10

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Tableau II- 1 : Identification de la station pluviométrique de Kolea.....	14
Tableau II- 2 : La série pluviométrique de la station de Kolea en 1981-2022.	15
Tableau II- 3 : Résultats du test de la médiane.....	16
Tableau II- 4 : Calcul des paramètres du test de la médiane.	17
Tableau II- 5 : Les caractéristiques de la série pluviométriques.	18
Tableau II- 6 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel.	20
Tableau II- 7 : les paramètres d'ajustement par loi de Gumbel (Hyfran).....	21
Tableau II- 8 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).	21
Tableau II- 9 : calcule des précipitations de période de retour 10 (Hyfran).	22
Tableau II- 10 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton.	23
Tableau II- 11 : les paramètres d'ajustement par loi de Log normale.	24
Tableau II- 12 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran).....	24
Tableau II- 13 : calcule des précipitations de période de retour 10 à la loi Log-normale.	25
Tableau II- 14 : Résultat du test de Pearson χ^2	26
Tableau II- 15 : calcule des précipitations de période de retour 10 à la loi Log-normale.	27
Tableau II- 16 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.	28

CHAPITRE III : Calcul de base

Tableau III- 1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes d'évacuation.	35
Tableau III- 2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	39
Tableau III- 3 : coefficient de ruissellement pour différentes densités de population.....	40
Tableau III- 4 : estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature de la surface	40
Tableau III- 5 : Valeurs de coefficients de ruissellement et du nombre d'habitant pour chaque sous-bassin.....	41

CHAPITRE IV : Estimation des debits a evacuer

Tableau IV- 1 : Evaluation des débits domestiques pour chaque sous bassin.....	46
Tableau IV- 2 : Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin.	47
Tableau IV- 3 : Evaluation des débits de pointe pour chaque sous bassin.	48
Tableau IV- 4 : Evaluation des débits pluviaux pour chaque sous bassin.....	53

CHAPITRE V : Dimensionnement du reseau d'evacuation

Tableau V- 1 : Vérification de capacité de l'intercepteur.....	58
Tableau V- 1 : Calculs du réseau 1 des eaux usées.	84
Tableau V- 2 : Calculs du réseau 2 des eaux usées.	86
Tableau V- 3 : Calculs du réseau 1 des eaux pluviales.	89
Tableau V- 4 : Calculs du réseau 2 des eaux pluviales.	89
Tableau V- 5 : Calculs du réseau 3 des eaux pluviales.	90
Tableau V- 6 : Calculs du réseau 4 des eaux pluviales.	91

CHAPITRE VII : Organisations de chantier

Tableau VII- 1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux usées.....	72
Tableau VII- 2 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux pluviales.	73
Tableau VII- 3 : Détermination des délais.	74

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I- 1 : Situation géographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah.	3
Figure I- 2 : Localisation de la zone d'étude.	4
Figure I- 3 : Situation topographique de la zone d'étude.	5
Figure I- 4 : Carte géotechnique présentes les failles au niveau de la ville sidi Abdellah.	6
Figure I- 5 : Carte zonage sismique du territoire national selon RPA 2008.	7
Figure I- 6 : réseau hydrographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah.	9
Figure I- 7 : Schéma global de production en eau pour la ville nouvelle de Sidi Abdellah.	11

CHAPITRE II : Etude hydrologique

Figure II- 1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel.	22
Figure II- 2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale.	25
Figure II- 3 : Comparaison entre les deux graphes d'ajustement de la série. (Hyfran).	26

CHAPITRE III : Calcul de base

Figure III- 1 : schéma des branchements système unitaire.	32
Figure III- 2 : schéma des branchements système séparatif.	33
Figure III- 3 : schéma des branchements système pseudo-séparatif.	33
Figure III- 4 : schémas des types de réseaux.	38

CHAPITRE VII : Organisation de chantier

Figure VII- 1 : pose canalisations.	66
Figure VII- 2 : Croisement des réseaux.	67

LISTE DES ANNEXES

Annexe I : Tableau de la loi de khi-deux.

Annexe II : Tableau de coefficient de Manning-strickler (ks)

Annexe III : les tableaux de dimensionnement.

Annexe IV : les abaques.

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1/5 : Plan de masse avec levé topographique.

Planche N°2/5 : Tracé du réseau projeté des eaux pluviales.

Planche N°3/5 : Tracé du réseau projeté des eaux usées.

Planche N°4/5 : Profil en long (réseau des eaux usées).

Planche N°5/5 : Profil en long (réseau pluvial).

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Afin de protéger la santé humaine et préserver la biodiversité de l'environnement, l'assainissement vise à évacuer les eaux usées et pluviales vers l'exutoire à travers un réseau hydraulique.

Dans cette perspective, notre projet de fin d'études porte sur l'étude du réseau d'assainissement du quartier 23 de la nouvelle ville de Sidi Abdellah, située dans la commune de Mahelma, wilaya d'Alger, qui bénéficie d'une amélioration de tout son réseau (nouveau quartier).

Une fois le dimensionnement du réseau terminé, l'intercepteur du quartier sera raccordé à l'un des collecteurs de la commune de Mahelma, en fonction de la proximité et de la capacité de ce dernier.

Selon les données recueillies, un choix de système et de schéma d'évacuation sera proposé ; par la suite, des recommandations seront apportées au projet.

CHAPITRE I



PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction

Dans tout projet lié à l'hydraulique, la phase initiale essentielle réside dans la présentation détaillée de la zone d'étude. Cette démarche cruciale implique une analyse approfondie du site sous différents angles : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

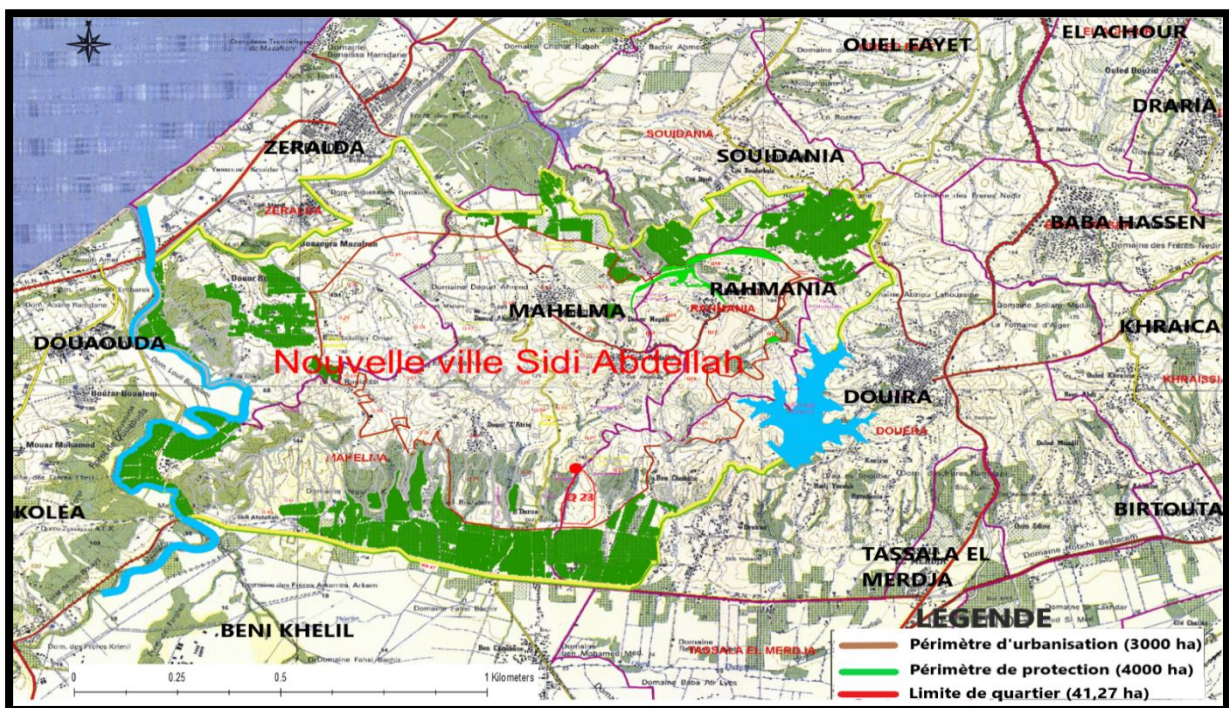
Son objectif principal est de saisir avec précision les divers éléments impactant la conception du projet, garantissant ainsi une approche bien informée et une réalisation optimale.

I.1. Situation géographique de la ville Nouvelle de Sidi Abdellah

La Ville Nouvelle de Sidi Abdellah est une entité urbaine liée à l'ensemble métropolitain d'Alger, située dans la wilaya d'Alger à l'ouest, proche des wilayas de Tipaza et Blida. Elle sert de pôle d'appui de second ordre à l'agglomération algéroise et à l'aire métropolitaine algéroise en général.

Elle se trouve à environ 25 km à l'ouest du centre d'Alger et s'étend sur une superficie de 7000 hectares.

Le plan de localisation de la ville Nouvelle de Sidi Abdellah est donné par la **Figure I-1**



Source : CNERU (2024).

Figure I- 1: Situation géographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah.

Remarque : La source carte ETAT MAJOR-Alger mais le reste c'est mon travail.

- ❖ Le périmètre global de la ville s'établie sur les territoires entiers des communes de :
 - Mahelma et Rahmania
- ❖ Partiellement les communes de :
 - Zéralda, et Souidania au Nord ;
 - Douera à l'Est.

- ❖ Le territoire est limité par des communes comme suit :
 - La commune de Douaouda et Kolea (w. Tipaza) à l'Ouest ;
 - La commune de BenKhellil (w. Blida).

Le périmètre urbain de la ville de 3.158 ha se répartit entre les principales communes de la manière suivante :

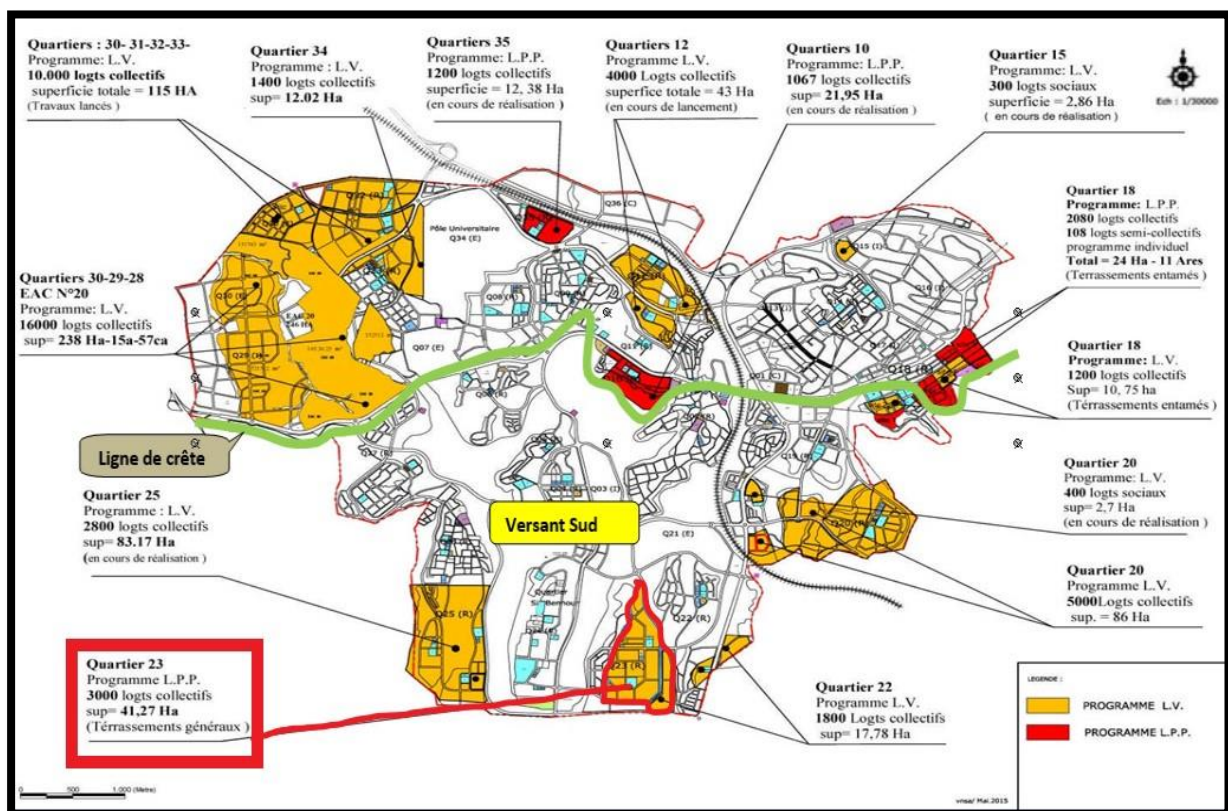
- Mahelma 60% ;
- Rahmania 17 % ;
- Zéralda 15 % ;
- Douera 8%.

Le périmètre de la ville couvre une superficie de 7000 Ha, le périmètre est réparti entre :

- Un périmètre d'urbanisation et d'aménagement de 3158 hectares (contre 3.000 hectares Précédemment) ;
- Un périmètre de protection de de 3.842 hectares (contre 4.000 hectares précédemment).

I.2. Localisation de la zone d'étude

Quartier N°23 : Ce quartier est situé au sud-ouest du périmètre de la Nouvelle Ville de Sidi Abdellah au niveau de l'agglomération de Sidi Bennour dans la commune Mahelma daïra de Zeralda, il englobe un programme de : 3000 Logements AADL et s'étale sur une superficie 41.27 ha



Source : Cosider Canalisation (2024).

Figure I- 2 : Localisation de la zone d'étude.

I.3. Situation topographique

La zone d'étude présente un relief marqué par des collines dénudées et escarpées, s'étendant de 39 mètres à 210 mètres de hauteur. Environ 98.7 % de la zone d'étude illustre une altitude inférieure à 200 m, Dans la région d'étude, 41% des terrains sont marqués par des inclinaisons de 4 à 10%, et 33,68% atteignent 10 à 20%. Les terrains les plus plats (pentes inférieures à 4%) représentent 20,42% du total.(1)

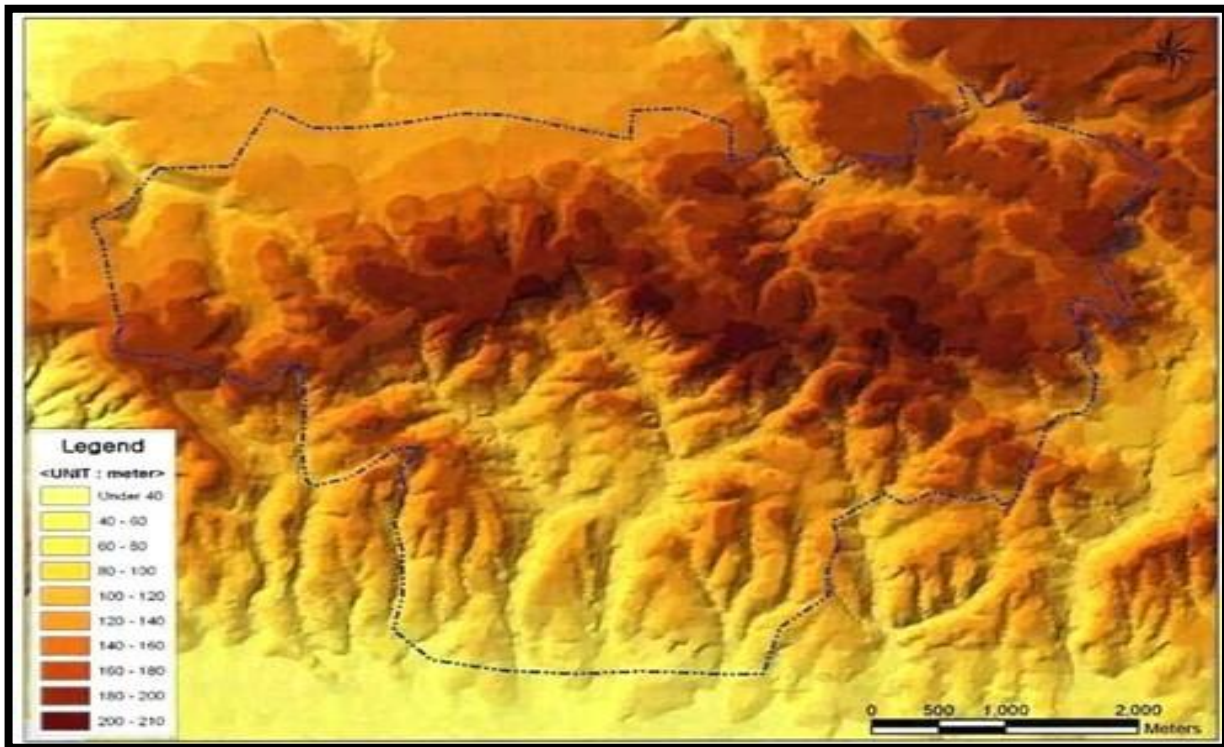


Figure I- 3 : Situation topographique de la zone d'étude. (1)

I.4. Situation géologique et tectonique de la ville Sidi Abdellah

La carte photo géologique de la région de Sidi Abdellah, établie à partir de l'interprétation de photographies aériennes et vérifiée sur le terrain, révèle deux aspects principaux : la répartition des dépôts géologiques de surface du point de vue stratigraphique et l'identification des caractéristiques tectoniques, telles que la faille de Mahelma et la faille du Sahel. (1)

I.4.1. Situation géologique

Sur le plan stratigraphique, la cartographie permet de distinguer différentes formations géologiques :

- Les formations actuelles telles que les sables de plages, les dunes, les alluvions, les dépôts marécageux et les sables rouges.
- Le Quaternaire, qui comprend les terrasses marines Tyrrhéniennes et Siciliennes, les terrasses marines Calabriennes et le Villafranchien.

- Le Tertiaire, représenté par le Pliocène, avec deux formations distinctes : le Plaisancien caractérisé par des marnes bleues à la base, et une autre formation caractérisée par des faciès argilo-sableux, argilo-gréseux et des calcaires à lithothamniées. (1)

I.4.2. Situation tectonique

L'analyse des photographies aériennes et des images satellites à une échelle de 1/20 000 a révélé deux caractéristiques principales :

- Un linéament orienté NE-SW au nord-ouest de Mahelma jusqu'à Souidania, soulignant une structure géologique ou tectonique majeure.
- Un escarpement distinctif délimitant la partie méridionale du Sahel à l'est du secteur d'étude.

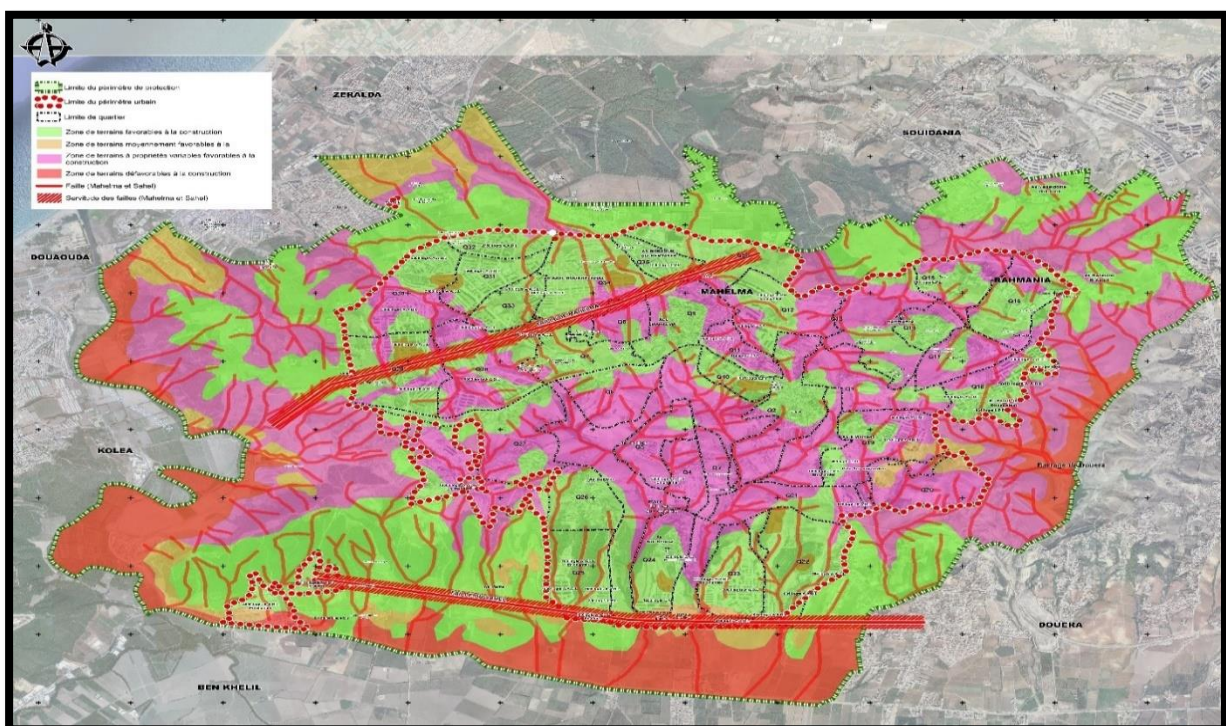
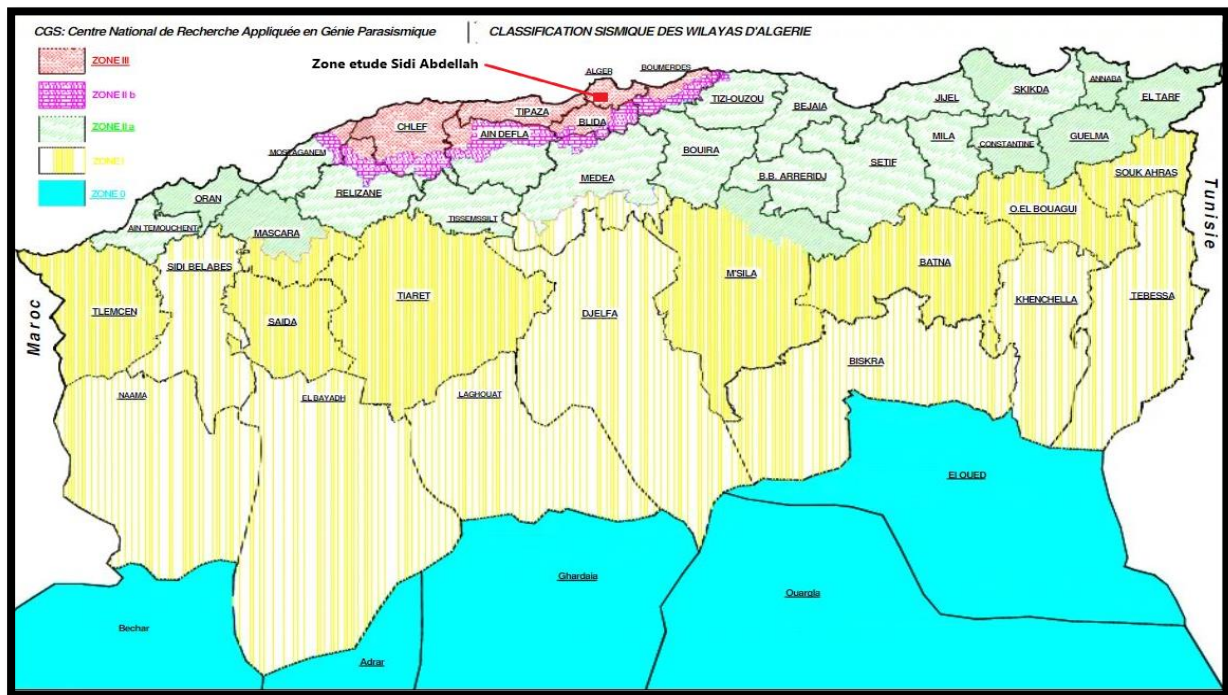


Figure I- 4 : Carte géotechnique présentes les failles au niveau de la ville sidi Abdallah. (1)

I.5. Sismicité

La région de Sidi Abdallah est caractérisée par une activité sismique modérée, située dans la région d'ALGER est classée en **zone III**, de très forte sismicité selon la réglementation sismique algérienne (R.P.A 2008). (**Figure I.5**)

- ❖ Zone III : zone d'aléa sismique le plus élevé (intensité maximal).
- ❖ Zone II : zone a très fort risque sismique.
- ❖ Zone I : zone à faible risque sismique.
- ❖ Zone 0 : zone a très faible risque sismique.



Source : CGS (2024).

Figure I- 5 : Carte zonage sismique du territoire national selon RPA 2008.

I.6. Situation climatologique

I.6.1. Climat

Du fait de sa situation géographique, la zone d'étude de Mahelma est caractérisée par un climat méditerranéen, tout en présentant quelques variations continentales. Ce climat se distingue principalement par l'alternance entre une saison chaude et sèche, qui s'étend mai à septembre, et une saison fraîche et humide, qui prévaut d'octobre à avril.

I.6.2. Température

Les variations de température dans la zone étudiée, située dans la Mitidja, ont été examinées sur la période 1980-2012.

Tableau I- 1: température mensuelle de la Mitidja 1981-2012

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc	Jan	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil	Août	Moyenne (°C)
Max (°C)	29.54	26.04	21.2	18.1	16.66	18.2	21.2	22.8	26.7	28,8	33.2	32.12	24.55
Moy (°C)	23.9	20.1 2	15.44	12.5	11.13	11.65	14,4	17.6	19.9	22.6	26.5	27.1	18.57
Min (°C)	17.6	14.2	10	6.9	5.6	5.1	6.1	9.4	13	16.5	19	20.1	11.96

Source : ANRH Blida (2024).

Tmin: température minimale ; **Tmax** : température maximale ; **Tmoy**: température moyenne

- Période de temps relativement froide qui s'étend de novembre à avril : Le janvier et le février sont les mois les plus froids.
- Période de chaleur allant de mai à octobre : Juillet et août sont les mois les plus chauds.

I.6.3. Pluviométrie

Les données de précipitations mensuelles moyennes sur la période de l'Observatoire 42 ans (1981- 2022) du secteur Kolea sont assez importantes, mais inégalement réparties dans l'année. Le Tableau I.2 représente précipitations mensuelles moyennes.

Tableau I- 2 : précipitation moyennes mensuelles (1981-2022)

Mois	Sept	oct.	nov.	Déc.	janv.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Total
P (mm)	53,6	89,6	99,9	65	80,1	52,4	55,6	104,3	112	33	8,6	37,6	791,7
P%	6,77	11,32	12,62	8,21	10,12	6,62	7,02	13,17	14,15	4,17	1,09	4,75	100

Source : ANRH Blida (2024).

Il pleut 791,7mm par année, avec un volume maximal 112mm en mai. Par contre, les précipitations les plus faibles sont marquées au mois de Juil 8,6mm.

I.6.4. Humidité

L'humidité relative n'évolue pas de manière significative tout au long de l'année, avec une valeur d'environ 70 %, une valeur élevée qui relève de la proximité de notre zone d'étude avec la région côtière.

Tableau I- 3 : humidité moyenne mensuelle.

Mois	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout.
H (%)	71.4	74.5	76.4	78.0	77.7	77.8	77.0	76.1	75.0	72.3	69.2	70.0

Source : O.N.M Dar El Beida (2024).

I.6.5. Vents

Les données de vent mensuelles moyennes représenté sur le **Tableau I.4**

Tableau I- 4: répartition mensuelle de vitesse de vent.

Mois	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Aout	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Année
V (m/s)	3.1	3.3	3.2	3.2	3.0	3.2	3.1	3.0	2.8	2.8	2.9	3.2	3.1

Source : O.N.M Dar El Beida (2024).

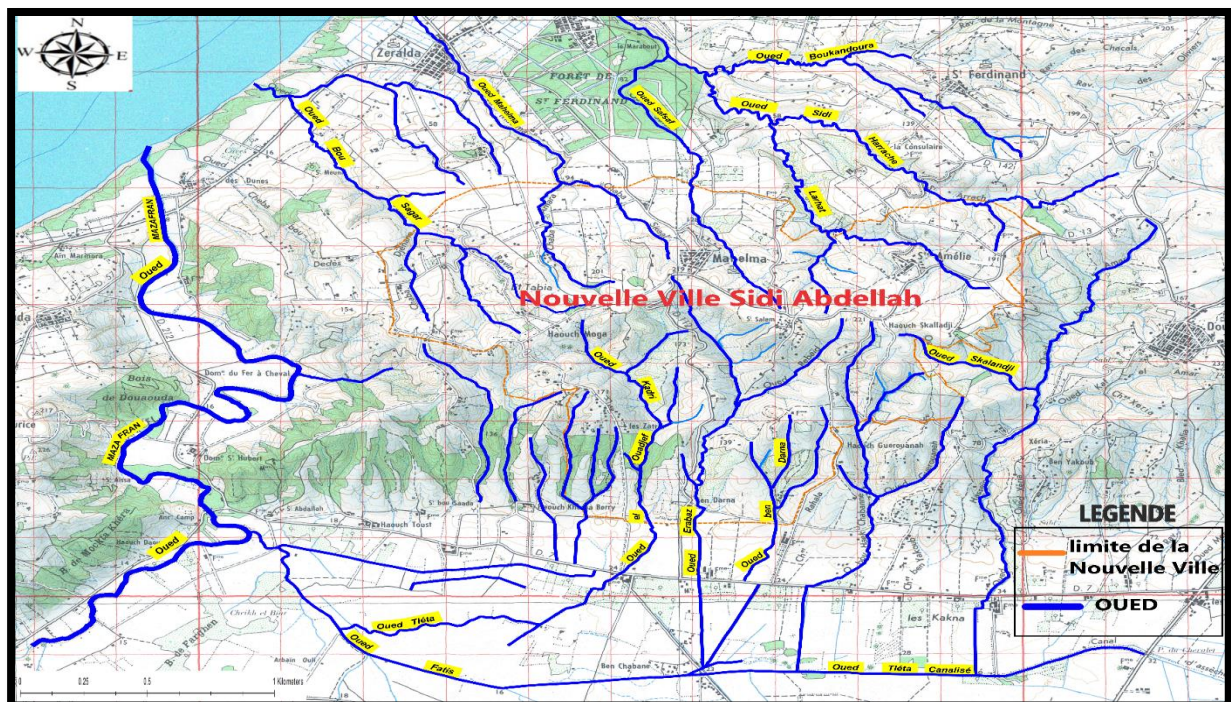
Le vent a une vitesse annuelle moyenne de 3,1 m/s et les vitesses mensuelles moyennes sont de 2,8 m/s à 3,3 m/s. Il est faible du mois de septembre à novembre et plus élevé du mois de décembre, février, mars et avril.

I.7. Hydrographie

Le réseau hydrographique de la nouvelle ville de Sidi Abdellah est divisé en 2 bassins versant par rapport à la route (RN 63) :

- Le versant Nord est drainé par plusieurs oueds et affluent qui ont déversé directement vers la mer.
- Le versant Sud est drainé par plusieurs oueds et affluent, ces oueds alimentent la nappe de la Mitidja d'un écoulement de direction Nord vers Sud sont exutoire est Oued Thlatha en suite ce dernier se diverse dans l'oued Mazafron.

Tous ces oueds sont souvent réduits à sec pendant la période d'étiage, à l'exception de la période pluvieuse.



Source : CNREU (2024).

Figure I- 6: Réseau hydrographique de la nouvelle ville Sidi Abdellah.

I.8. Situation hydraulique

I.8.1. Alimentation en eau potable

Le réseau d'alimentation en eau potable actuellement en exploitation est provisoire en attendant la réalisation des nouveaux complexes hydrauliques et leurs mis en service.

I.8.1.1 Ressources

Actuellement, la production totale d'eau destinée à la ville Nouvelle Sidi Abdellah est estimée à **31 400 m³/j**. Cette valeur varie selon la demande de la consommation de la population habitée et les équipements en vigueur.

Tableau I- 5 : Estimation Totale des Ressources en Eau disponibles.

Ressources en eau	Débit disponible (m³/j)
Réservoir 5000 m ³ de Sahel	16500
Station de Pompage Mahelma Nouvelle	10000
Station de Pompage Rahmania	2100
Station de Pompage Zaatric	800
Surpresseur Sidi Bennour	2000

Source : SEAAL 2024

I.8.1.2. Stockage

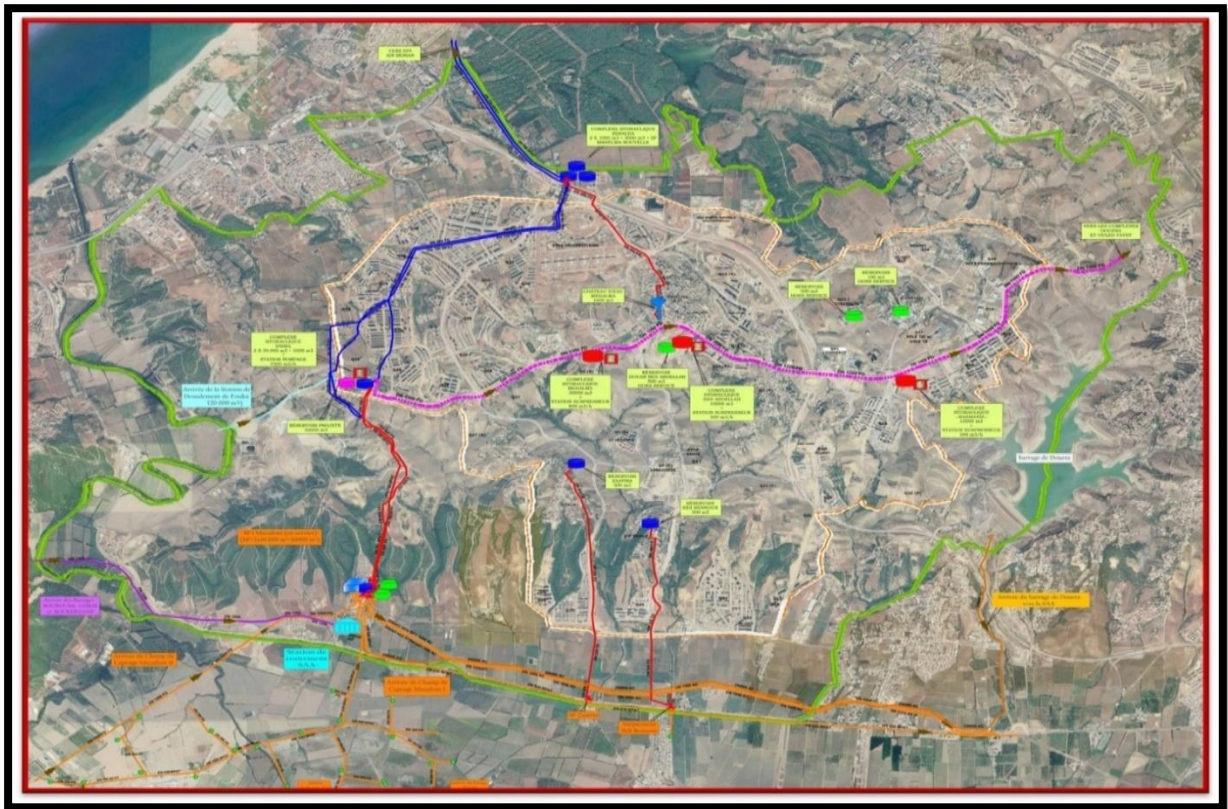
Le Tableau I-6 présente les ouvrages de stockage d'eau existant et projetés desservant actuellement ou au futur la population et les équipements de la ville nouvelle de Sidi Abdellah.

Tableau I- 6 : Stockage d'eau existant.

Désignation	Ouvrage de Stockage	Capacité (m³)	Etat
Ville Nouvelle Sidi Abdellah	Réservoir Sahel	5000	Existant opérationnel en bon état
	Château d'eau de Mahelma	1000	Existant opérationnel moyennement bon
	Réservoir Zaatricia	500	Existant opérationnel bon état
	Réservoir Sidi Bennour	500	Existant opérationnel bon état
	Complexe hydraulique de Mahelma	30000	Nouveau complexe réalisé non mis en service
	Complexe hydraulique de Sidi Abdellah	10000	Nouveau complexe réalisé non mis en service
	Complexe hydraulique de Rahmania	10000	Nouveau complexe réalisé non mis en service
	Réservoir destiné au 20000 logts	15000	Nouveau réservoir en cours de réalisation

Source : DRE Alger, 2024

La Nouvelle ville de Sidi Abdellah dispose d'une capacité de stockage totale de 72000 m³



Source : DRE Alger 2024

Figure I- 7 : Schéma global de production en eau pour la ville nouvelle de Sidi Abdellah.

I.8.2. L'assainissement

Notre réseau d'assainissement est de type séparatif.

Les rejets des eaux usées et des eaux pluviales seront intégrés dans le schéma d'assainissement projeté de la ville nouvelle de Sidi Abdellah.

Les eaux pluviales seront acheminées et rejetées vers le milieu naturel, tandis que les eaux usées seront conduites provisoirement vers un ouvrage de prétraitement avant leurs rejets vers le milieu naturel en attendant la réalisation de la station de relevage et la STEP –SUD- projetées dans le cadre de l'étude du schéma directeur d'assainissement de la Ville Nouvelle de Sidi Abdellah –VNSA-.

Conclusion

Ce chapitre offre une vue d'ensemble de la zone d'étude, définissant ses caractéristiques essentielles et établissant les données fondamentales nécessaires pour amorcer le projet.

Ce dernier vise à concevoir et dimensionner le réseau d'assainissement du Quartier 23 de la nouvelle ville de Sidi Abdellah, en conformité avec les normes de santé publique et environnementales.

CHAPITRE II

Etude hydrologique

Introduction

L'hydrologie, en bref, explore le parcours de l'eau dans la nature, en examinant comment l'atmosphère, la terre et les réservoirs souterrains interagissent. Elle évalue également les flux d'eau impliqués dans ce cycle.

Dans la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique est cruciale. Son but principal est de déterminer l'intensité maximale moyenne des précipitations, en analysant les événements pluvieux intenses et en choisissant la période de retour adéquate. Cela assure la sécurité contre les crues et maintient le bon fonctionnement du réseau.

II.1. Averses

Une averse est une forme de précipitation issue d'une même perturbation météorologique, pouvant durer de quelques minutes à plusieurs heures. Elles se distinguent par leur intensité élevée et leur ruissellement abondant. Les averses les plus dangereuses sont les orages, caractérisés par une forte pluie sur une courte période.

Le volume d'eau précipité est mesuré à partir d'un hydrogramme, obtenu en analysant les enregistrements d'un pluviographe qui suit l'évolution de la lame d'eau dans le temps.

II.2. Choix de la période de retour

La période de retour indique le temps qu'il faut à une averse d'une certaine intensité pour se produire. Dans la planification des réseaux d'assainissement, cette période est habituellement fixée à 10 ans.

II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

L'évaluation de l'intensité moyenne maximale revêt une grande importance dans la conception des réseaux d'égout. Cette intensité est exprimée en mm/h et est déterminée par la formule

(II-1), représentant la quantité de pluie (en mm) tombée pendant une période donnée.

$$i_m = \frac{h}{t} \quad \text{(II-1)}$$

i_m : Intensité moyenne maximale en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.

Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation

II.4. La série des données pluviométriques

L'analyse des précipitations repose sur les données pluviométriques collectées à différentes stations réparties sur une zone topographique. Cette méthode suppose que les précipitations mesurées à une station sont représentatives de celles sur une zone plus vaste, définie par la densité du réseau de stations, appelée la zone d'influence du pluviomètre.

La station de référence est celle de Kolea, les détails dans le tableau suivant :

Tableau II- 1 : Identification de la station pluviométrique de Kolea.

Nom	Code	Coordonnées		Période observation
KOLEA	021233	X(km)	653.3	1981-2022 42ans
		Y(km)	382.9	
		Z(m)	825	

Source : ANRH Blida (2024).

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 42 ans allant de 1981 jusqu'à 2022. Les données de la série sont présentées dans le **Tableau II-2**

Tableau II- 2 : La série pluviométrique de la station de Kolea en 1981-2022.

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												PJ max (mm)
	Sept	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	
1981	0	0	6,5	35,4	71,7	17,5	16	8,4	23,6	0	0	3,7	71,7
1982	23,6	24,6	72,3	24,9	0,2	30	13,3	0,5	2,5	0	4,9	2,3	72,3
1983	0	13,5	11,1	54,9	48,7	22,2	14,8	25,7	38	13,5	0	0,6	54,9
1984	10,6	79,7	26,8	40,4	24,2	13,5	55,6	9,4	23,6	0,1	0	4,2	79,7
1985	4,1	34,1	18,6	24,7	16,4	13,8	13,9	9,4	1,2	14,9	8,6	2,1	34,1
1986	40,9	39,1	22	55,5	24,9	38,6	8,5	1,2	4,1	11	0,8	0	55,5
1987	8,7	6,8	19,8	11,9	15,8	15	20,3	4,5	29,7	20,1	0	0	29,7
1988	32	19,5	30,6	53,1	22	5,8	28,3	28	2,9	11,7	0	19,9	53,1
1989	8,1	7,7	24,2	13	19,3	0	16	25,2	17,9	0	7,7	0	25,2
1990	0,2	26,3	33,7	17,2	25,1	27,7	12,1	9,4	16,1	7,4	0	0	33,7
1991	1,5	89,6	8,9	1,5	50,6	15,5	35,6	26,7	22,1	10,5	2,9	0	89,6
1992	3,7	51,5	34,5	21,3	16,6	17,2	22,2	21,9	17,3	0	0	1,8	51,5
1993	23,6	14,1	50,5	11,4	80,1	23,3	1,3	17,2	3,5	0	0	0	80,1
1994	53,6	18,9	35,5	31,5	49,1	23,7	47,5	9	0	4,2	0	31	53,6
1995	20,1	39,7	46	15,3	73,3	25,2	20,9	104,3	16,6	2,1	2,7	1,8	104,3
1996	40,6	74	10,7	27,9	23,4	19,4	6,9	18,7	8,3	0,8	0	1,7	40,6
1997	46,4	29,3	32,3	30	15,6	17,3	14,4	36,9	71,2	0,9	0	1,7	71,2
1998	17,1	9,1	35,5	27,8	30,2	46,2	36,8	24,1	0	0,7	0	1,8	46,2
1999	17,9	4,8	38	46,6	6,4	1,9	5,1	15,7	19,4	0	0,1	0,2	46,6
2000	3,8	24,7	50,1	20,3	30	21,3	1,2	18,8	10	0	0	0	50,1
2001	32,4	41,7	37,4	30,8	11,9	12,1	21,1	10,3	18,8	0,3	5,6	18	41,7
2002	9	36,7	26,1	36,5	46,9	52,4	6,5	29,8	11,8	0	6,2	1,1	52,4
2003	8,2	11,4	32,3	26,8	44,8	32,6	18,9	10,5	55	1,4	0	2,6	55
2004	30,9	20,7	22,6	47,4	21,5	27,5	13,3	9,1	4,1	0	1,4	0	47,4
2005	4,6	33,2	39,9	25,2	26,9	32,3	7,5	7,2	64,7	0	0	0	64,7
2006	20,3	4,8	26,5	30,8	8,9	15,5	19,5	14,4	0,6	6,3	0	4,5	30,8
2007	17,1	27,5	99,9	35,9	12,3	21,1	16,3	10,9	17,2	5,7	5,8	0	99,9
2008	30,7	11,7	58,2	37,7	24,2	5,6	16,8	11,4	6,6	0	1,1	3	58,2
2009	53,5	7,5	27,1	33,1	35,4	26,4	36,3	8,4	9,2	3,3	0	21,2	53,5
2010	1,8	37,6	45,4	28,4	48	28	30,5	18,1	32,5	13,3	0,5	0	48
2011	6,5	15,2	28,7	14,4	24,5	50,7	35,4	38,3	6,3	0	0	37,6	50,7
2012	10,2	14,7	23,6	6,7	21,2	28,7	11,4	36,2	81,6	0	0	8,3	81,6
2013	9,8	8,1	82,9	24,9	25,4	11,5	22	4,6	7,2	26,2	0	1,5	82,9
2014	9,1	55	26,4	65	32,6	18,9	15,1	0	6	5,3	0	0,5	65
2015	12	37,8	24,2	0	48,8	30,3	33,6	32,4	16	0	0	0	48,8
2016	5,6	22,6	32	53,6	39,2	18,9	23	3,5	1,6	1,6	1,7	0	53,6
2017	42,1	25,8	26,5	20	22,7	32,5	16,6	79,4	25,5	33	0	0	79,4
2018	19	39,7	52	32,6	26,7	2,9	14,1	20,8	5	6,2	0	3,9	52
2019	31,7	6,7	29,8	7,8	8,8	0	20,6	32,6	1,8	11,3	0	3,9	32,6
2020	5,5	13,1	11,5	30,6	14,8	7,8	29,3	12,5	21,8	4,8	0	0	30,6
2021	0	11,3	64	22,3	12,7	18	34,5	34,9	9,5	1,6	0	0,2	64
2022	0,2	7,6	26,8	4,3	35,5	24,5	6	0,4	112	30	0	0	112

Source : ANRH Blida (2024).

II.5. Homogénéisation des données

Il est impératif de garantir l'absence de discontinuités artificielles dans notre série de données et de vérifier son homogénéité. À cette fin, nous recourons au test de la médiane, dont les étapes sont les suivantes :

- Organiser la série par ordre croissant.
- Trouver la valeur M de la médiane d'ordre m (de sorte que 50% des xi soient inférieurs à x et 50% des xi soient supérieurs à x). Deux situations se présentent :

➤ Si N est impair, alors on prendre la valeur $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{ième}$.

➤ Si N est paire, alors on prendre la valeur moyenne entre $\left(\frac{N}{2}\right)^{ième}$ et $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{ième}$.

Dans notre cas on a :

N = 42 est paire, Donc $m1 = \frac{42}{2} = 21$ avec la valeur de précipitation maximale journalier 53,5mm et $m2 = \frac{42}{2} + 1 = 22$ avec la valeur de précipitation maximale journalier 53,6 mm.

Alors le médian est $M = \frac{53,6+53,5}{2} = 53,55 \text{ mm}$, **M = 53,55 mm.**

- Pour la série non triée, assigner à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou un signe (-) si $x_i < M$

Les résultats des étapes précédentes sont synthétisés dans le **tableau II-4** (page suivante).

- Calculons les valeurs de NS et TS comme suit :
- NS représente le nombre total de séries (+) ou (-).
- TS représente la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un intervalle de confiance de 91% à 95%, les conditions du test sont :

$$Ns > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,96 \times \sqrt{N + 1}) \tag{II.2}$$

$$Ts < 3,3 \times (\log_{10}(N) + 1) \tag{II.3}$$

Tableau II- 3 : Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
Ns	21	21 > 15,07 → conditions n°1 vérifiée
$Ns > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,96 \times \sqrt{N + 1})$	15,07	
Ts	5	5 < 8,66 → conditions n°2 vérifiée
$Ts < 3,3 \times (\log_{10}(N) + 1)$	8,66	

Interprétation : Selon les conclusions tirées du test de la médiane Tableau II-3, nous pouvons affirmer que la série des précipitations journalières maximales est homogène.

Exposant climatique : Il est donné par l’A.N.R.H Blida **b = 0,39**

Tableau II- 4 : Calcul des paramètres du test de la médiane.

Série triée par ordre croissant			Série non triée	
Année	PJ max (mm)	Ordre m	Année	PJ max (mm)
2022	112	42	1981	+ 71,7
1995	104	41	1982	+ 72,3
2007	99.9	40	1983	+ 54,9
1991	89.6	39	1984	+ 79,7
2013	82.9	38	1985	- 34,1
2012	81.6	37	1986	+ 55,5
1993	80.1	36	1987	- 29,7
1984	79.7	35	1988	- 53,1
2017	79.4	34	1989	+ 25,2
1982	72.3	33	1990	- 33,7
1981	71.7	32	1991	+ 89,6
1997	71.2	31	1992	- 51,5
2014	65	30	1993	+ 80,1
2005	64.7	29	1994	+ 53,6
2021	64	28	1995	+ 104,3
2008	58.2	27	1996	- 40,6
1986	55.5	26	1997	+ 71,2
2003	55	25	1998	- 46,2
1983	54.9	24	1999	- 46,6
2016	53.6	23	2000	- 50,1
1994	53.6	22	2001	- 41,7
2009	53.5	21	2002	- 52,4
1988	53.1	20	2003	+ 55
2002	52.4	19	2004	- 47,4
2018	52	18	2005	+ 64,7
1992	51.5	17	2006	- 30,8
2011	50.7	16	2007	+ 99,9
2000	50.1	15	2008	+ 58,2
2015	48.8	14	2009	- 53,5
2010	48	13	2010	- 48
2004	47.4	12	2011	- 50,7
1999	46.6	11	2012	+ 81,6
1998	46.2	10	2013	+ 82,9
2001	41.7	9	2014	+ 65
1996	40.6	8	2015	- 48,8
1985	34.1	7	2016	+ 53,6
1990	33.7	6	2017	+ 79,4
2019	32.6	5	2018	- 52
2006	30.8	4	2019	- 32,6
2020	30.6	3	2020	- 30,6
1987	29.7	2	2021	+ 64
1989	25.2	1	2022	+ 112

II.6. Etude des précipitations maximales journalières

Pour déterminer les valeurs extrêmes ou les quantiles, un ajustement statistique à une loi de probabilité est requis. Ainsi, il est nécessaire d'effectuer un ajustement approprié à une loi théorique de la série des précipitations journalières maximales afin de définir les intensités de pluie les plus extrêmes et d'estimer le débit de crue. Les étapes principales de cette étude sont les suivantes :

- Classer la série des précipitations maximales journalières par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ (non dépassement).
- Déterminer les caractéristiques empiriques de la série.
- Effectuer un ajustement graphique de la série.
- Identifier les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les averses et les intensités de courte durée.

II.7. Caractéristiques empiriques de la série

❖ La moyenne $\overline{P_{max,j}}$:

On a $N = 42$, donc la valeur de la moyenne annuelle des précipitations maximales journalières est :

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_i}{N} = \frac{2448,5}{42} = 58,3 \text{ mm} \quad (\text{II.4})$$

❖ L'écart type $\sigma P_{max,j}$:

Pour $n \geq 30$ ans on a :

$$\sigma P_{max,j} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_i - \overline{P_{max,j}})^2}{N}} = 20,8 \text{ mm} \quad (\text{II.5})$$

❖ Le coefficient de variation Cv :

$$Cv = \frac{\sigma P_{max,j}}{\overline{P_{max,j}}} = \frac{20,8}{58,3} = 0,357 \quad (\text{II.6})$$

Tableau II- 5 : Les caractéristiques de la série pluviométriques.

Nombres d'années d'observation	42
Valeur maximale (mm)	112
Valeur Minimale (mm)	25.2
Médiane (mm)	53,55
Moyenne (mm)	58,3
Ecart-type (mm)	20.8
Coefficient de variation	0.357
Exposant climatique	0.39

II.8. Ajustement statistique

Pour notre travail, l'ajustement de la série des pluies maximales journalières.

Avec les deux lois qui sont beaucoup utilisées :

- Loi de Gumbel ;
- Loi de Galton(log-normale)

II.8.1. Ajustement à la loi de Gumbel

Elle est dite aussi loi doublement exponentielle ou loi des « valeurs extrêmes », très bien adaptée aux événements extrêmes habituellement rencontrés : maximums ou minimums annuels de précipitations journalières en particulier, débits de pointe de crues ...etc.

❖ La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-Y}} \tag{II.7}$$

En faisant un changement de variable, soit :

$$Y = \frac{X-X_0}{\alpha} \tag{II.8}$$

Avec :

- **Y** : dite variable de réduite de la loi Gumbel ;
- **X** : Variable étudiée **P_{max,j}** ;
- **X₀** : Paramètre de position ou mode ;
- **α** : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif (α>0) s'appelé aussi « gradex ».

❖ La fréquence empirique de Hazen pour chaque valeur de précipitation :

$$F(x) = \frac{r - 0.5}{n} \tag{II.9}$$

Avec :

- r : rang de précipitation.
 - n : nombre d'observation.
- ❖ La variable réduite de Gumbel donnée par la formule :

$$Y = -\ln (-\ln F(x)) \tag{II.10}$$

❖ **α** : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif (α>0) s'appelé aussi « gradex » ;

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times \sigma X \tag{II.11}$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times \sigma X = 0.78 \times 20.8 = 16.224 \text{ mm}$$

❖ **Y** : Moyenne de la variable de réduite de la loi Gumbel ;

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^{42} Y_i}{N} \tag{II.12}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^{42} Y_i}{N} = \frac{23.96}{42} = 0.57$$

❖ **X₀** : Paramètre de position ou mode ;

$$X_0 = \bar{X} - \alpha \bar{Y} \tag{II.13}$$

$$X_0 = 58.3 - 16.224 \times 0.57 = 49.05 \text{ mm}$$

Tableau II- 6 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Gumbel.

Rang	Pmax j	Fréquence de Hazen	Variable réduite
1	25,2	0,011905	-1,488584
2	29,7	0,035714	-1,203634
3	30,6	0,059524	-1,037226
4	30,8	0,083333	-0,910235
5	32,6	0,107143	-0,803611
6	33,7	0,130952	-0,709474
7	34,1	0,154762	-0,623726
8	40,6	0,178571	-0,543931
9	41,7	0,202381	-0,468505
10	46,2	0,226190	-0,396342
11	46,6	0,250000	-0,326634
12	47,4	0,273810	-0,258760
13	48	0,297619	-0,192223
14	48,8	0,321429	-0,126615
15	50,1	0,345238	-0,061585
16	50,7	0,369048	0,003175
17	51,5	0,392857	0,067948
18	52	0,416667	0,132996
19	52,4	0,440476	0,198574
20	53,1	0,464286	0,264936
21	53,5	0,488095	0,332338
22	53,6	0,511905	0,401050
23	53,6	0,535714	0,471358
24	54,9	0,559524	0,543574
25	55	0,583333	0,618046
26	55,5	0,607143	0,695167
27	58,2	0,630952	0,775388
28	64	0,654762	0,859240
29	64,7	0,678571	0,947354
30	65	0,702381	1,040496
31	71,2	0,726190	1,139613
32	71,7	0,750000	1,245899
33	72,3	0,773810	1,360901
34	79,4	0,797619	1,486671
35	79,7	0,821429	1,626023
36	80,1	0,845238	1,782977
37	81,6	0,869048	1,963564
38	82,9	0,892857	2,177463
39	89,6	0,916667	2,441716
40	99,9	0,940476	2,790851
41	104	0,964286	3,314076
42	112	0,988095	4,424835

❖ L'équation de la droite de Gumbel :

$$X = \alpha Y + X_0 \quad (\text{II.14})$$

Donc :

$$X = 16.224 y + 49.05$$

$$P_{\max, j} (p\%) = 16.224 y + 49.05$$

❖ Coefficient de corrélation r :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{max,j} - \bar{P}_{max,j}) \times (Y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{max,j} - \bar{P}_{max,j})^2 \times \sum_{i=1}^N (Y_i - \bar{Y})^2}} \quad (\text{II.15})$$

Donc : r = 0,99

On voit que r = 0.99 > 0.8, donc la corrélation est acceptable.

❖ Les paramètres d'ajustement par loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance sont donnés par logiciel Hyfran :

Tableau II- 7 : les paramètres d'ajustement par loi de Gumbel (Hyfran).

Gumbel (Maximum de vraisemblance)	
Nombre d'observations	42
Paramètres	
U	48,591
a	16,971

❖ La probabilité au non-dépassement est calculée par la formule suivante :

$$q = 1 - \frac{1}{T} \quad (\text{II.16})$$

Pour une période de retour T = 10 ans on a :

$$q = 1 - \frac{1}{T} = 1 - \frac{1}{10} = 0.9$$

La variable réduite est égale à :

$$y = -\text{Ln}(-\text{Ln}F(90\%)) = 2,25$$

On remplace dans notre équation de droite de Gumbel :

$$P_{max,j} (p\%) = 16.224 y + 49.05 = 12,76 \times 2,25 + 33,55 = 85.554 \text{ mm}$$

❖ Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel Pour les différentes périodes de retour avec l'utilisation de la méthode du maximum de vraisemblance sont représentés dans le **Tableau II-8**

Tableau II- 8 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).

Période de retour T(ans)	Probabilité au non dépassement q	Valeur théorique X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.99	127	10.7	106 - 148
50.0	0.98	115	9.33	96.5 - 133
20.0	0.95	99.0	7.49	84.3 - 114
10.0	0.9	86.8	6.10	74.8 - 98.7
5.0	0.8	74.0	4.74	64.8 - 83.3
3.0	0.67	63.9	3.77	56.5 - 71.3
2.0	0.5	54.8	3.06	48.8 - 60.8

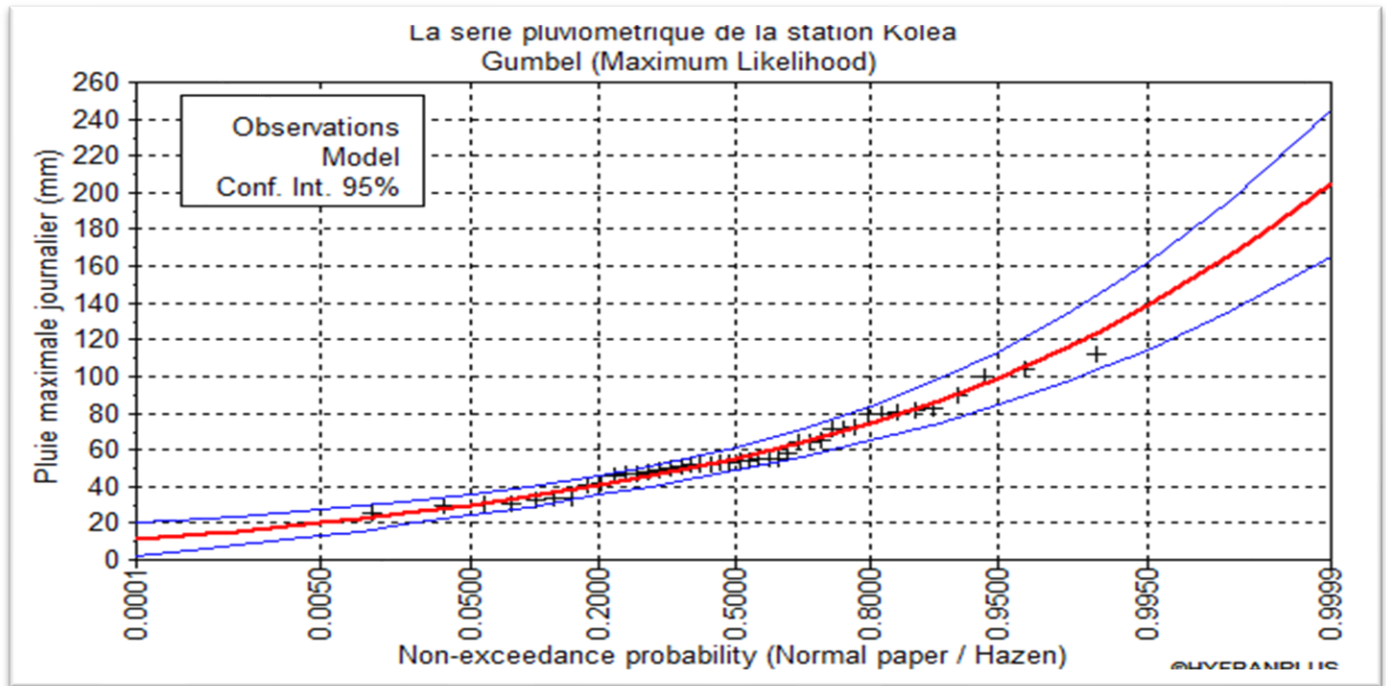


Figure II- 1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel.

Tableau II- 9 : calcul des précipitations de période de retour 10 (Hyfran).

T	Fréquence	P max%	Intervalle de confiance	U	a
10	0.9	86.8	74.8 - 98.7	48,591	16,971

II.8.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)

Elle est aussi appelée la loi de distribution Gausso-logarithmique.

❖ La fonction de répartition :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \tag{II.17}$$

Avec « u » est la variable centrée réduite de Gauss tel que :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma \ln(x)} \tag{II.18}$$

Sachant que :

- ✓ x : variable étudiée (**Pmax,j**).
- ✓ $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x.
- ✓ $\sigma \ln(x)$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

Tableau II- 10 : Ajustement des précipitations maximales journalières à la loi de Galton.

Rang	Pmax j	Ln (Pmax j)	Variable centrée réduite de Gausse u
1	25,2	3,22684	-2,17018
2	29,7	3,39115	-1,71131
3	30,6	3,42100	-1,62793
4	30,8	3,42751	-1,60974
5	32,6	3,48431	-1,45111
6	33,7	3,51750	-1,35843
7	34,1	3,52930	-1,32548
8	40,6	3,70377	-0,83821
9	41,7	3,73050	-0,76354
10	46,2	3,83298	-0,47734
11	46,6	3,84160	-0,45326
12	47,4	3,85862	-0,40572
13	48	3,87120	-0,37059
14	48,8	3,88773	-0,32443
15	50,1	3,91402	-0,25100
16	50,7	3,92593	-0,21775
17	51,5	3,94158	-0,17403
18	52	3,95124	-0,14704
19	52,4	3,95891	-0,12564
20	53,1	3,97218	-0,08858
21	53,5	3,97968	-0,06762
22	53,6	3,98155	-0,06240
23	53,6	3,98155	-0,06240
24	54,9	4,00551	0,00452
25	55	4,00733	0,00961
26	55,5	4,01638	0,03488
27	58,2	4,06389	0,16755
28	64	4,15888	0,43286
29	64,7	4,16976	0,46324
30	65	4,17439	0,47616
31	71,2	4,26549	0,73061
32	71,7	4,27249	0,75015
33	72,3	4,28082	0,77343
34	79,4	4,37450	1,03504
35	79,7	4,37827	1,04558
36	80,1	4,38328	1,05956
37	81,6	4,40183	1,11137
38	82,9	4,41764	1,15552
39	89,6	4,49536	1,37258
40	99,9	4,60417	1,67648
41	104	4,64439	1,78881
42	112	4,71850	1,99579

❖ L'équation de la droite de Galton présentée sur le papier Gausso-logarithmique sera donnée par la formule :

$$\ln(x) = u \sigma \ln(x) + \overline{\ln(x)} \quad (\text{II.19})$$

On a : $\overline{\ln(x)} = \frac{\sum_{i=1}^N \ln x_i}{42} = 4,00389$ et $\sigma \ln(x) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\ln x_i - \overline{\ln(x)})^2}{42}} = 0,35806$

Donc : $\ln x(p\%) = 4,00389 + up\% \times 0,35806$

UP% : Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10% ; $Up\% = 1,28$

$x_{(10\%)} = e^{\ln x(10\%)} = e^{u \sigma \ln(x) + \overline{\ln(x)}} = e^{4,00389 + 1,28 \times 0,35806} = 86.68 \text{ mm}$

❖ Coefficient de corrélation r :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{max.j} - \overline{P_{max.j}}) \times (Y_i - \overline{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{max.j} - \overline{P_{max.j}})^2 \times \sum_{i=1}^N (Y_i - \overline{Y})^2}} \tag{II.20}$$

Donc : **r = 1**

On voit que $r = 1 > 0.8$, donc la corrélation est acceptable.

❖ Les paramètres de la loi Galton par la méthode du maximum de vraisemblance sont donnés par logiciel hyfran dans le Tableau II.11 :

Tableau II- 11 : les paramètres d’ajustement par loi de Log normale.

Log-normale (Maximum de vraisemblance)	
Nombre d'observations	42
Paramètres	
$\overline{\ln(X)}$	4.00396
$\delta \ln(X)$	0.3582

❖ Résultats de l’ajustement à la loi de Galton :

Tableau II- 12 : Résultat de l’ajustement à la loi Log-normale (Hyfran).

Période de retour T(ans)	Probabilité au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.99	126	13.5	99.6 - 153
50.0	0.98	114	11.2	92.4 - 136
20.0	0.95	98.8	8.44	82.3 - 115
10.0	0.9	86.8	6.51	74.0 - 99.5
5.0	0.8	74.1	4.78	64.7 - 83.5
3.0	0.67	63.9	3.70	56.7 - 71.2
2.0	0.5	54.8	3.03	48.9 - 60.8

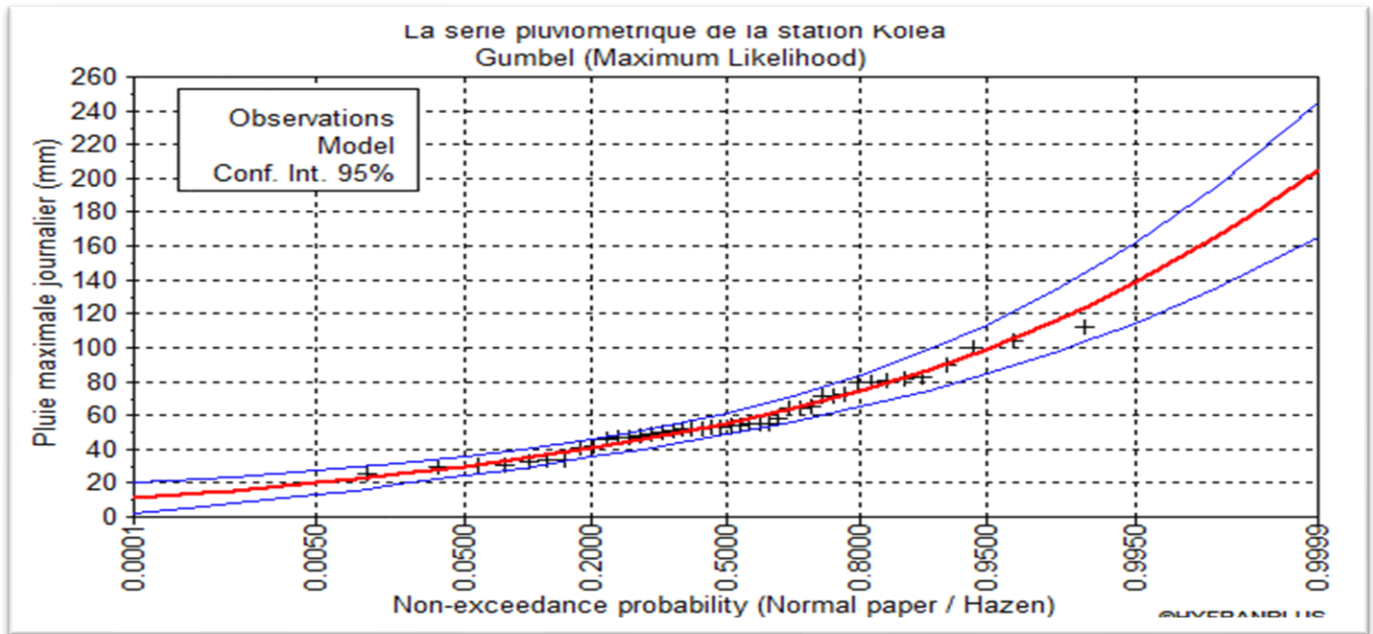


Figure II- 2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

Tableau II- 13 : calcul des précipitations de période de retour 10 à la loi Log-normale.

T	Fréquence	P max%	Intervalle de confiance	$\overline{\ln(X)}$	$\delta \ln(X)$
10	0.9	86.8	74.0 - 99.5	4.00396	0.3582

II.9. Choix de la loi d'ajustement :

II.9.1. Coefficient de corrélation :

$$R_{\text{GALTON}} = 1$$

$$R_{\text{GUMBEL}} = 0,99$$

➤ Interprétation :

Les deux corrélations sont supérieures à 0,8 donc acceptables.

II.9.2. Pluies décennales :

$$P_{\text{max, j(GALTON)}} = 86.8 \text{ mm}$$

$$P_{\text{max, j(GUMBEL)}} = 86.8 \text{ mm}$$

➤ Interprétation :

La précipitation maximale journalière pour une période de retour de 10 ans calculée par la loi de Gumbel est égal à celle calculée par la loi de Galton.

II.9.3. Test visuel :

Le test visuel est étroitement lié à l'ajustement graphique. Il implique l'examen de la distribution des points sur le graphique de probabilité pour déterminer s'ils sont bien alignés sans présenter de courbure indésirable.

➤ **Interprétation des graphiques :**

D’après l’examen visuel des graphiques d’ajustement présentés dans les figures II.3

On remarque que :

- ❖ L’ajustement graphique aux lois de Gumbel et de Galton les points se rapprochent considérablement de la droite théorique, indiquant une convergence satisfaisante.

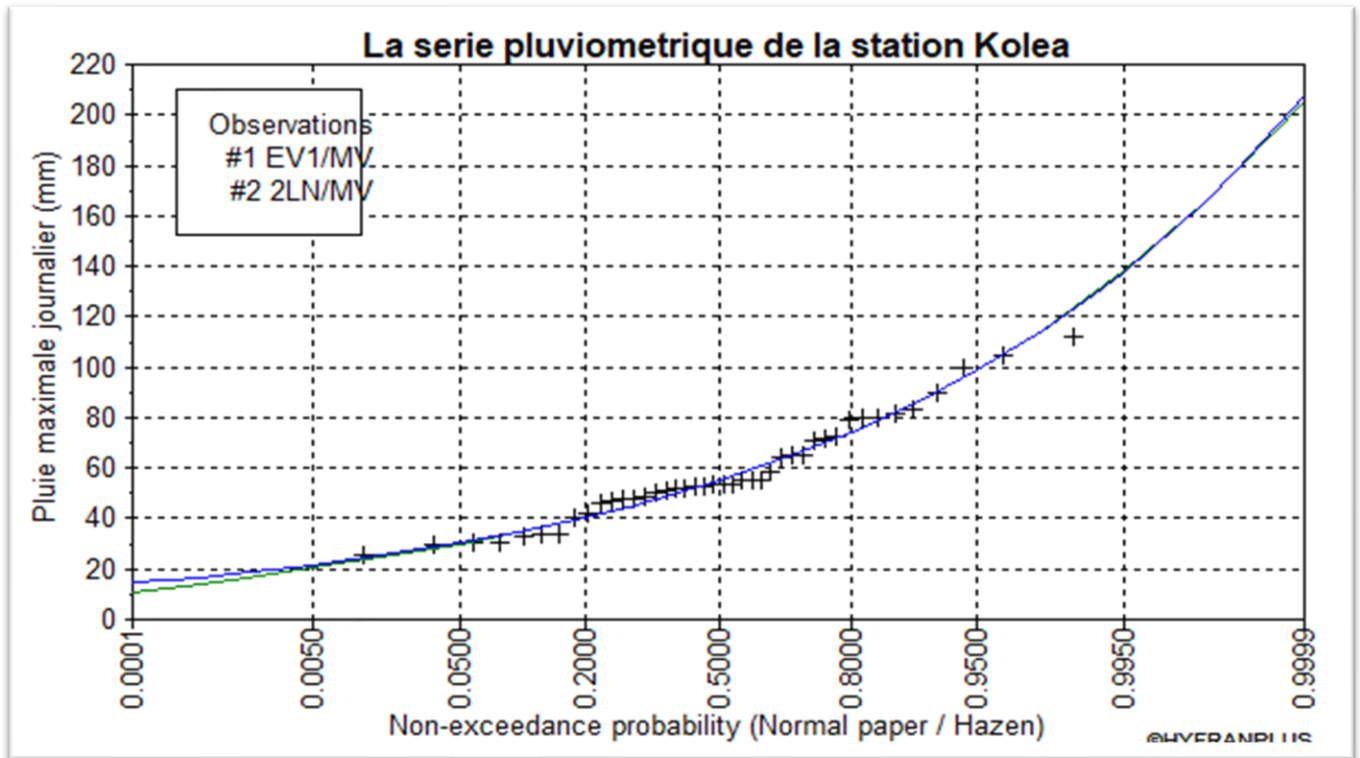


Figure II- 3 : Comparaison entre les deux graphes d’ajustement de la série. (Hyfran)

II.9.4. Test d’adéquation du χ^2 (Pearson)

Lors de la sélection de la loi à utiliser, nous comparons les variables χ^2 calculée et χ^2 théorique à niveau de signification de 95% autrement dit à un risque de 5%.

D’après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par :

Tableau II- 14 : Résultat du test de Pearson χ^2 .

Loi d'ajustement	Nombre de paramètre	Degré de liberté	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Observations
Gumbel	2	5	7.14	11.07	χ^2 calculé < χ^2 théorique → condition vérifié
Galton	2	5	7.14	11.07	χ^2 calculé < χ^2 théorique → condition vérifié

➤ **Interprétation des résultats du test d'adéquation du X^2**

Selon le tableau ci-dessus, les critères du test sont confirmés pour les deux lois. Donc le test de Khi-deux montre que les lois Log-normale et de Gumbel sont adéquates.

II.10. Sélection de la loi

Nous avons le choix entre les modèles de Gumbel et de log-normale, qui sont considérés comme les meilleurs modèles.

Mais d'après plusieurs études en hydrologie montrent que la loi Log-normale « Galton » est celle qui s'adapte mieux aux $P_{\max,j}$ au Nord d'Algérie.

On prendra donc la loi de Log- normal :

Avec la période de retour 10 ans

Tableau II- 15 : calcul des précipitations de période de retour 10 à la loi Log-normale.

T	Fréquence	P max%	Intervalle de confiance	$\overline{\ln(X)}$	$\delta \ln(X)$
10	0.9	86.8	74.0 - 99.5	4.00396	0.3582

Tableau II- 16 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.

Quantiles (mm)	54.8		63.9		74.1		86.8		98.8		114		126	
T (ans)	2		3		5		10		20		50		100	
Temps (h)	Pct (mm)	i (mm/h)	Pct (mm)	i (mm/h)	Pct (mm)	i (mm/h)	Pct (mm)	i (mm/h)	Pct (mm)	i (mm/h)	Pct (mm)	i (mm/h)	Pct (mm)	i (mm/h)
0,1	6,46	64,64	7,54	75,37	8,74	87,40	10,24	102,39	11,65	116,54	13,45	134,47	14,86	148,62
0,2	8,47	42,35	9,88	49,38	11,45	57,27	13,42	67,08	15,27	76,36	17,62	88,10	19,48	97,38
0,25	9,24	36,96	10,77	43,10	12,49	49,98	14,64	58,55	16,66	66,64	19,22	76,89	21,25	84,99
0,5	12,11	24,22	14,12	28,24	16,37	32,75	19,18	38,36	21,83	43,66	25,19	50,38	27,84	55,68
0,75	14,18	18,91	16,54	22,05	19,18	25,57	22,47	29,95	25,57	34,09	29,51	39,34	32,61	43,48
1	15,87	15,87	18,50	18,50	21,46	21,46	25,13	25,13	28,61	28,61	33,01	33,01	36,48	36,48
2	20,79	10,40	24,24	12,12	28,11	14,06	32,93	16,47	37,49	18,74	43,25	21,63	47,81	23,90
3	24,35	8,12	28,40	9,47	32,93	10,98	38,58	12,86	43,91	14,64	50,66	16,89	56,00	18,67
4	27,25	6,81	31,77	7,94	36,84	9,21	43,16	10,79	49,12	12,28	56,68	14,17	62,65	15,66
5	29,72	5,94	34,66	6,93	40,19	8,04	47,08	9,42	53,59	10,72	61,83	12,37	68,34	13,67
6	31,91	5,32	37,21	6,20	43,15	7,19	50,55	8,42	57,54	9,59	66,39	11,06	73,38	12,23
7	33,89	4,84	39,52	5,65	45,83	6,55	53,68	7,67	61,10	8,73	70,50	10,07	77,92	11,13
8	35,70	4,46	41,63	5,20	48,28	6,03	56,55	7,07	64,37	8,05	74,27	9,28	82,09	10,26
9	37,38	4,15	43,59	4,84	50,55	5,62	59,21	6,58	67,40	7,49	77,76	8,64	85,95	9,55
10	38,95	3,89	45,42	4,54	52,67	5,27	61,69	6,17	70,22	7,02	81,03	8,10	89,55	8,96
11	40,42	3,67	47,14	4,29	54,66	4,97	64,03	5,82	72,88	6,63	84,09	7,64	92,95	8,45
12	41,82	3,48	48,76	4,06	56,55	4,71	66,24	5,52	75,40	6,28	87,00	7,25	96,15	8,01
13	43,15	3,32	50,31	3,87	58,34	4,49	68,34	5,26	77,79	5,98	89,76	6,90	99,20	7,63
14	44,41	3,17	51,79	3,70	60,05	4,29	70,34	5,02	80,07	5,72	92,39	6,60	102,11	7,29
15	45,62	3,04	53,20	3,55	61,69	4,11	72,26	4,82	82,25	5,48	94,91	6,33	104,90	6,99
16	46,78	2,92	54,55	3,41	63,26	3,95	74,10	4,63	84,35	5,27	97,33	6,08	107,57	6,72
17	47,90	2,82	55,86	3,29	64,78	3,81	75,88	4,46	86,37	5,08	99,65	5,86	110,14	6,48
18	48,98	2,72	57,12	3,17	66,24	3,68	77,59	4,31	88,31	4,91	101,90	5,66	112,63	6,26
19	50,03	2,63	58,34	3,07	67,65	3,56	79,24	4,17	90,20	4,75	104,07	5,48	115,03	6,05
20	51,04	2,55	59,51	2,98	69,01	3,45	80,84	4,04	92,02	4,60	106,18	5,31	117,35	5,87
21	52,02	2,48	60,66	2,89	70,34	3,35	82,40	3,92	93,79	4,47	108,22	5,15	119,61	5,70
22	52,97	2,41	61,77	2,81	71,63	3,26	83,90	3,81	95,50	4,34	110,20	5,01	121,80	5,54
23	53,90	2,34	62,85	2,73	72,88	3,17	85,37	3,71	97,17	4,22	112,12	4,87	123,93	5,39
24	54,80	2,28	63,90	2,66	74,10	3,09	86,80	3,62	98,80	4,12	114,00	4,75	126,00	5,25

II.11. Intensité moyenne maximale

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$, pour des raisons technico-économiques et de sécurité.

D'après la formule de Montanari, l'intensité de pluie de durée t et de période de retour $p\%$ est donnée par la relation suivante :

$$i_{15\text{min},p\%} = i_{24,p\%} \times \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II.21})$$

Avec :

- ✓ b : exposant climatique de la région ($b=0.39$) ;
- ✓ Durée de l'averse en heure, $t=0.25\text{h} = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.
- ✓ $i_{15\text{min},p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence ($p\%$).
- ✓ $i_{24,p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence ($p\%$) donnée.

$$i_{24,p\%} = \frac{P_{\text{max}\%}}{24} \quad (\text{II.22})$$

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-12, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 58,55 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{58,55 \times 10000}{3600} = 162,64 \text{ l/s/ha}$$

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

Conclusion

L'étude des précipitations maximales journalières nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale ; cela en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale, et les calculs des pluies de courte durée.

$$i = 163 \text{ l/s/ha}$$

CHAPITRE III



Calcul de base

Introduction

L'assainissement urbain vise à évacuer efficacement et à moindre coût les eaux usées provenant des habitations et des activités, afin d'éviter toute pollution environnementale.

Dans cette optique, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est crucial, impliquant plusieurs phases préliminaires telles que le calcul de base.

Dans ce chapitre, nous aborderons l'estimation de nombre d'habitants, le découpage du site en surfaces élémentaires, la détermination du coefficient de ruissellement, le choix du système et du schéma d'assainissement.

III.1. Situation démographique

Vue l'urbanisation de notre zone d'étude (Quartier 23 de la nouvelle ville de Sidi Abdellah), qui sera pratiquement constante (pas d'extension future) même à long terme, L'estimation de la population se fait à partir du nombre de logements qui seront construits dans le site (3000 Logt) avec un taux d'occupation de 6 habitants par logement (source APC Mehalma).

$$P_{2054} = 3000 \times 6 = 18000 \text{ hab}$$







III.2. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires

III.2.1. Définition

Dans un bassin hydrographique, délimité par les lignes de crête où les lignes de partage des eaux, toutes les eaux de surface convergent vers Une seule ligne d'écoulement.

III.2.2. Choix de la limite des sous bassins

Découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, doit être fait selon (3) :

-  La nature du sol.
-  La densité des habitants.
-  Les courbes de niveau ; les pentes et les contrepentes.
-  Les limites naturelles (talweg, oued, etc...).
-  Les routes et les voiries.
-  Le réseau existant.

→Concernant ce projet, on va découper le site en **24 sous-bassins**.

III.3. Systèmes d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales (3)

L'établissement d'un réseau d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux préoccupations.

À savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes.

Les systèmes d'évacuation sont susceptibles d'être mis en service :

- ✓ Le système unitaire.
- ✓ Système séparatif.
- ✓ Système pseudo-séparatif.

III.3.1. Système unitaire

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

Ce système se distingue par sa simplicité : une seule canalisation est nécessaire dans chaque rue, et chaque immeuble n'a besoin que d'un seul raccordement.

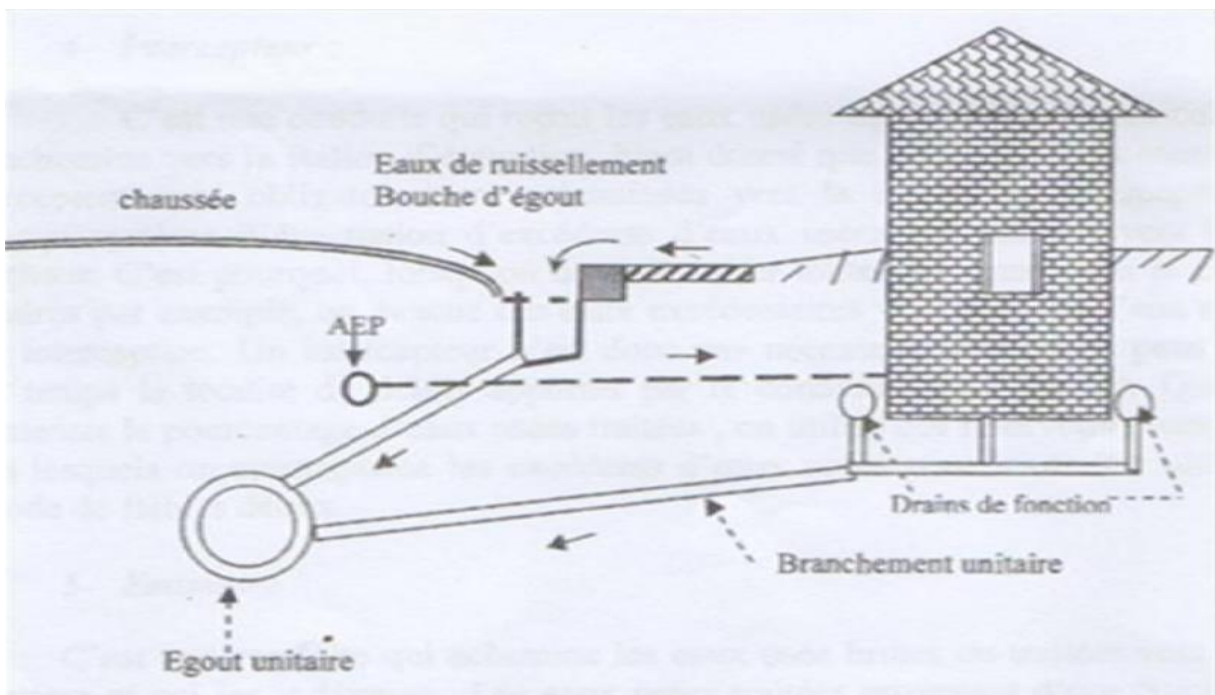


Figure III- 1 : schéma des branchements système unitaire. (4)

III.3.2. Système séparatif

Ce système comprend deux réseaux :

- ❖ Un réseau pour évacuer les eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et sous certaines réserves de certains effluents industriels.
- ❖ Un réseau pour évacuer tous les eaux météoriques (eaux pluvial) vers un cours d'eau. Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à l'aval de l'agglomération et le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même.

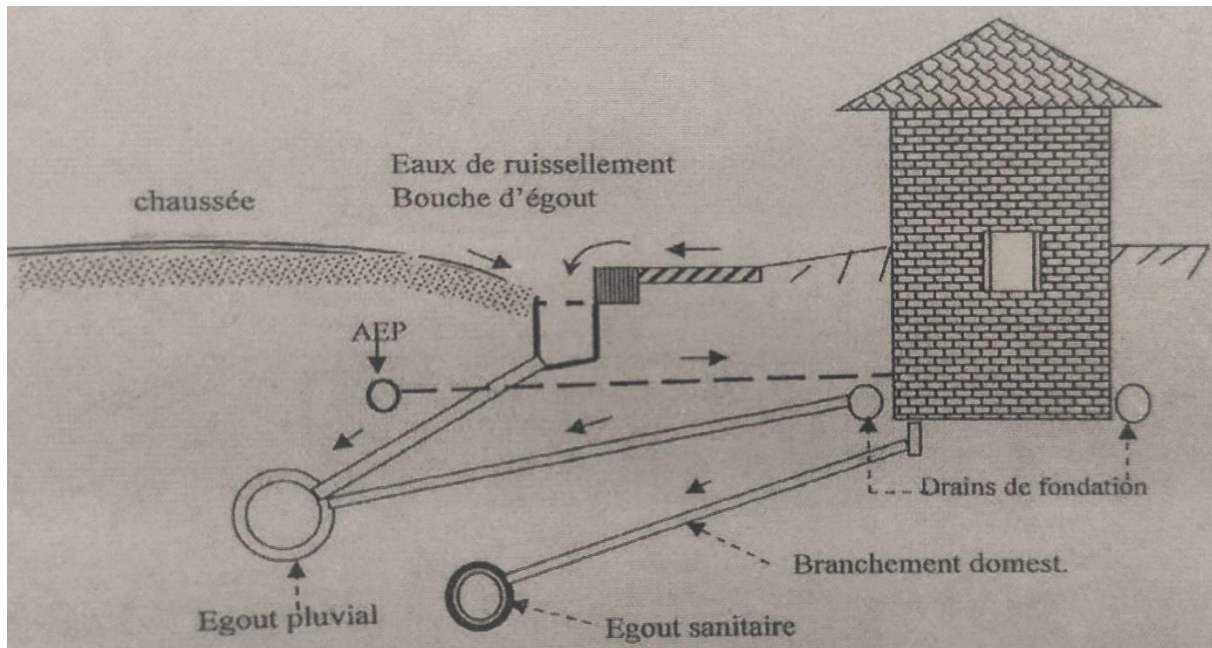


Figure III- 2 : schéma des branchements système séparatif. (4)

III.3.3. Système pseudo-séparatif

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

- ❖ Les eaux issues des toitures et des cours sont raccordées au réseau d'assainissement en utilisant les mêmes conduits que ceux destinés aux eaux usées domestiques, permettant ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.
- ❖ L'autre provenant exclusivement des surfaces routières, laquelle est dirigée par des ouvrages particuliers des services municipaux de la voirie, telles que les caniveaux, les aqueducs et les fossés, permettant un écoulement direct vers le milieu naturel.

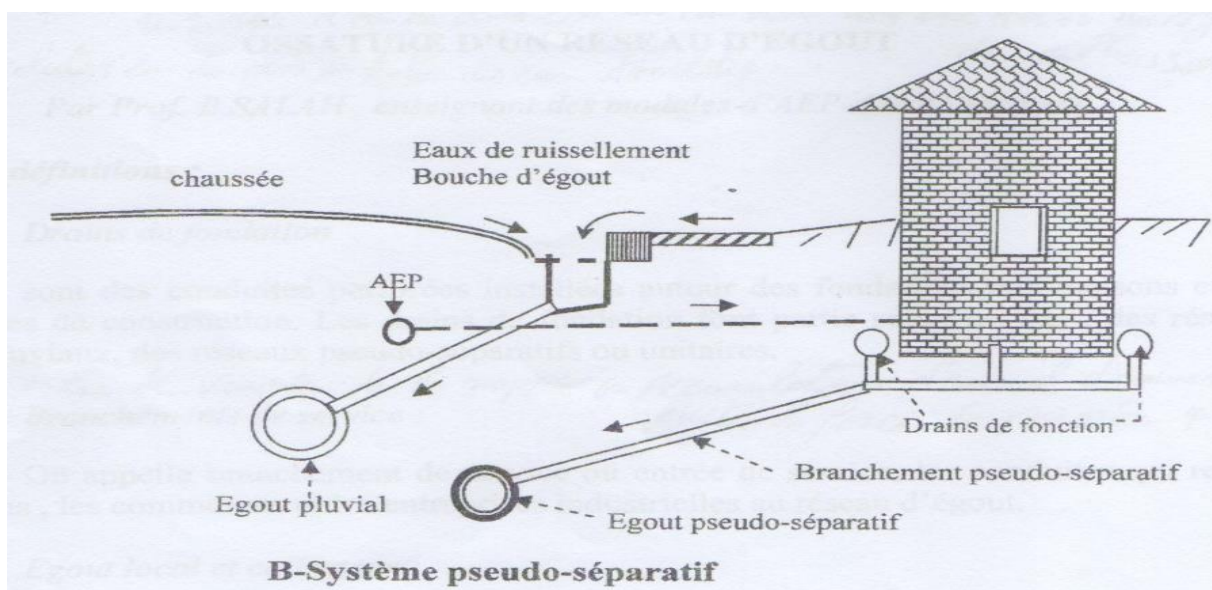


Figure III- 3 : schéma des branchements système pseudo-séparatif. (4)

III.3.4. Système composite

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

III.3.5. Systèmes spéciaux

- Système sous pression sur l'ensemble du parcours : Le réseau fonctionne en permanence sous pression sur toute sa longueur.
- Système sous dépression : Le transport des effluents se fait en maintenant les canalisations sous dépression.

III.3.6. Système mixte

Le système mixte est généralement constitué de zones intégrant à la fois un réseau unitaire et un réseau séparatif.

Tableau III- 1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes d'évacuation.

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Milieu récepteur éloigné des points de collecte ✓ Topographie à faible relief ✓ Débit d'étiage du cours d'eau ✓ Récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. ✓ Encombrement réduit du sous-sol. ✓ Apriori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). ✓ Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. ✓ Pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Variation significative du débit à la station d'épuration. ✓ Dilution des eaux usées par les eaux pluviales lors d'orages. ✓ Entrée importante de sable à la station d'épuration. ✓ Transport notable de pollution lors des premières pluies après une période sèche. ✓ Déversement direct dans le milieu récepteur du mélange "eaux usées - eaux pluviales" au niveau des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. ✓ Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Petites et moyennes agglomérations. ✓ Extension des villes. ✓ Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Diminution 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. ✓ Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents). 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Encombrement important du sous-sol. ✓ Coût d'investissement élevé. ✓ Risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Surveillance accrue Des branchements. ✓ Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales).
Pseudo-séparatif	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Petits et moyennes agglomération. ✓ Présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Le problème des faux branchements est éliminé. ✓ Le plus gros des eaux pluviales étant acheminés en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé. ✓ La charge polluante est variable en qualité et en quantité. 	<ul style="list-style-type: none"> ✓ Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. ✓ Surveillance accrue des branchements.

III.4. Choix du système d'assainissement (4)

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération :

- L'aspect technique et Les conditions locales (la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques ,les points de rejet, la répartition des masses d'habitations , etc...).
- S'il s'agit d'une extension du réseau (il faut tenir compte du système existant).
- L'aspect économique prenant en compte les dépenses d'investissement et les frais d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations et de pompage des eaux usées.
- Les considérations urbanistiques d'avenir (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels, etc...).

Remarque : Notre choix se porte sur un système séparatif car la nouvelle ville de Sidi Abdellah est déjà équipée d'un système séparatif c'est une contrainte imposée par le maître d'ouvrage (Ministère de l'aménagement du territoire).

III.5. Schéma d'évacuation des eaux

Un schéma d'évacuation représente la configuration et la disposition du système d'évacuation, adapté à la topographie, au relief et à la structure de l'agglomération.

Il est crucial de tenir compte de la pente, de la disposition des quartiers et des routes, ainsi que du cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel. Ces schémas adoptent généralement l'une des formes suivantes (4) :

III.5.1. Schéma perpendiculaire

Ce schéma prévoit l'installation perpendiculaire à la rivière de plusieurs collecteurs. Il est utilisé pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs lorsque aucun traitement n'est prévu, permettant ainsi un écoulement direct vers le cours d'eau le plus proche.

• Domaines d'utilisation du schéma perpendiculaire :

- ❖ Lorsque la pollution est minimale.
- ❖ En cas de coût élevé du projet, plusieurs points de rejet sont utilisés afin d'économiser sur les tronçons (intercepteur).

III.5.2. Schéma par déplacement latéral

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point de rejet unique dans la mesure du possible Par exemple : (la station d'épuration).

• Avantages du schéma par déplacement latéral

- Protéger l'environnement naturel contre la pollution lorsque le traitement des eaux usées est envisagé, et préserver la nappe phréatique contre toute contamination.
- Gérer les eaux usées urbaines en les acheminant vers un point de collecte spécifique.
- Utiliser l'intercepteur comme bassin de rétention en cas de dysfonctionnement à la station d'épuration.

➤ **Inconvénients du schéma par déplacement latéral :**

- Le coût élevé de la réalisation de l'intercepteur.
- Si on a un problème au niveau l'intercepteur c'est toute la ville qui aura des conséquences négatives sur le réseau.
- Le débit demandé par la station d'épuration nécessite un déversoir d'orage ce qu'influe aussi sur le coût du projet.

III.5.3. Schéma transversal ou oblique

Ce schéma inclut des collecteurs ramifiés qui dirigent l'effluent vers l'aval de l'agglomération. Il est privilégié lorsque le terrain présente une faible pente.

III.5.4. Schéma par zones étagées

Ce schéma est similaire au schéma par déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux. Il permet l'évacuation à plusieurs niveaux afin de répartir la charge sur les collecteurs.

III.5.5. Schéma radial

Le schéma radial est adapté aux terrains plats. Il facilite la collecte des effluents en un ou plusieurs points, d'où ils sont évacués, souvent par pompage, vers un emplacement éloigné de l'agglomération, tel qu'un cours d'eau ou une station d'épuration.

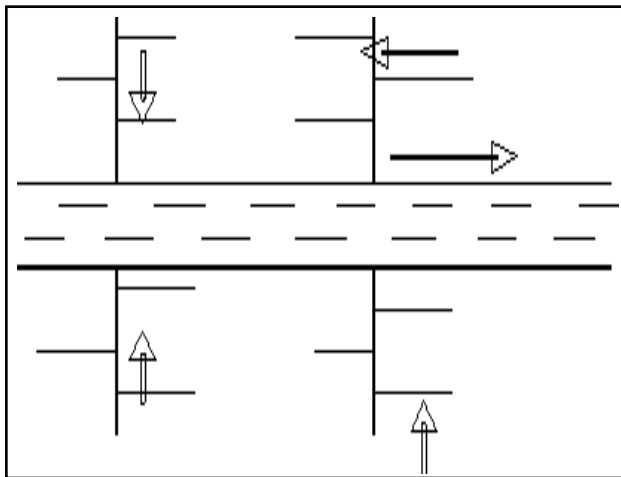
➤ **Les avantages du schéma radial**

- C'est une solution pour l'évacuation des eaux usées d'une agglomération ayant un terrain plat.
- Il permet d'élever la contre-pente dans certains points de la ville.

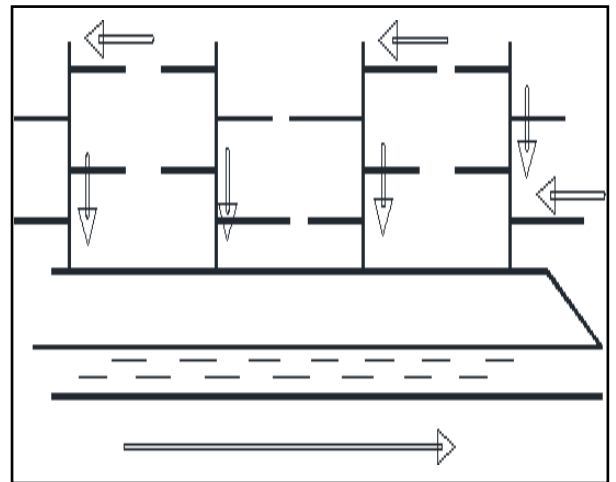
➤ **Les inconvénients du schéma radial**

- Diffusion des mauvaises odeurs à travers la ville en raison de la nécessité d'aménager des bassins de collecte des eaux usées dans chaque quartier de la ville.
- Coût élevé dû à la présence de stations de relevage dans tous les secteurs de l'agglomération, impliquant des équipements hydrauliques et des ouvrages de génie civil importants.
- Risque de refoulement chez les habitants en cas de problème dans le réseau de collecte ou de relevage, bien que non inévitable.

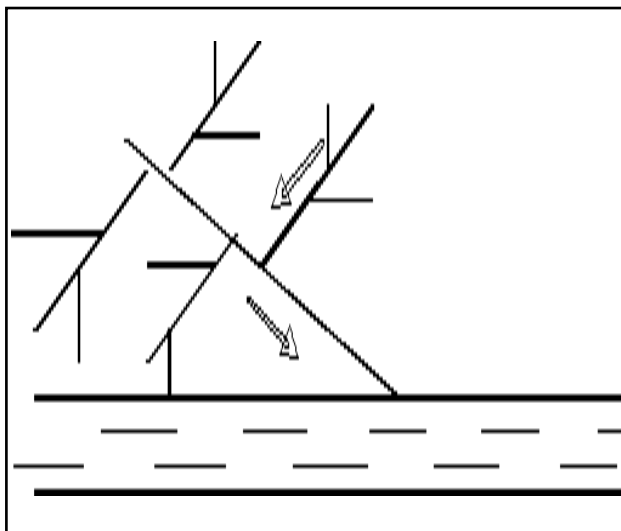
Remarque : Pour notre cas, en tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la ville, on est contraint d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux ; d'où on optera à un schéma perpendiculaire.



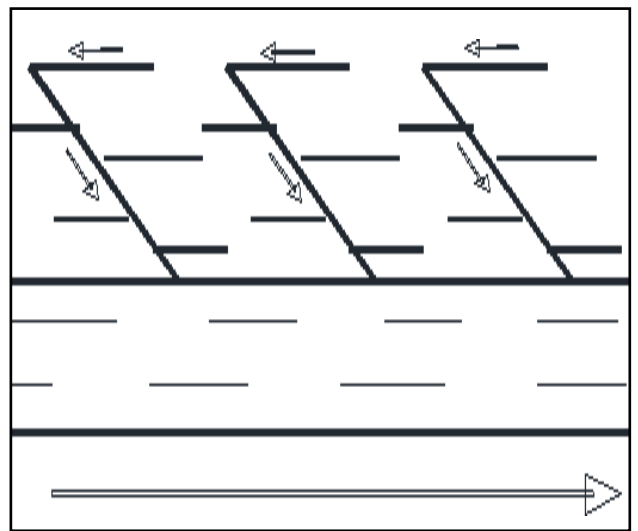
A-Schéma perpendiculaire



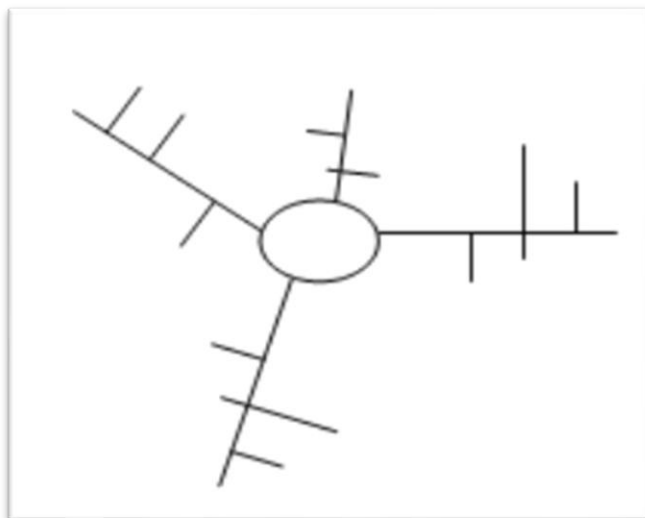
B-Schéma par déplacement latéral



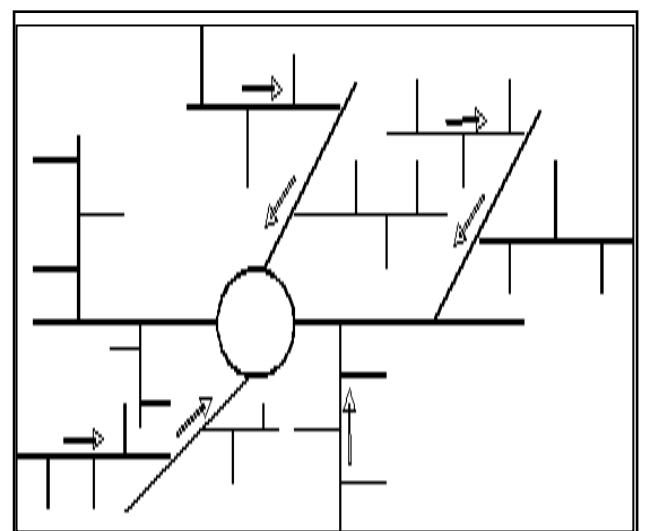
C-Schéma à collecteur transversal ou oblique



D-Schéma par zones étagées



E-Schéma radial unique.



F-Schéma radial par zone.

Figure III- 4 : schémas des types de réseaux.

III.6. Principe du tracé du réseau (4)

Pour le choix du tracé il faut tenir compte les facteurs suivantes :

- Les collecteurs de rues doivent être placés dans les rues prévues par le plan d'urbanisation.
- Il faut éviter les contre pentes.
- Les collecteurs principaux et secondaires doivent être placés dans de grandes rues larges avec aussi peu de virages que possible. C'est pourquoi les rues à circulation peu intense et situées dans le fond de la vallée sont à préférer.
- Lors de choix de la profondeur à laquelle on place les canaux d'eaux usées, on doit tenir compte des points suivants :
 - ✓ Si les caves sont anormalement profondes, les maisons doivent être reliées à l'aide de pompage aux collecteurs. En général, les épaisseurs de terre au-dessus des canaux ne devaient pas dépasser 2m à 2.5m.

III.7. Coefficient de ruissellement

III.7.1. Évaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est le rapport caractérisant le volume d'eau qui ruisselle sur une surface, au volume d'eau tombé sur cette surface. La valeur du coefficient de ruissellement dépend de :

- L'humidité de l'aire.
- La température.
- La vitesse et la direction du vent.
- L'orientation de la pluie.
- L'humidité de la surface.
- La capacité de la surface de retenir l'eau.
- La durée des pluies.
- La densité de la population.
- L'occupation du sol.
- Du genre et de la densité de la surface à drainer (terre limoneuse avec ou sans végétation, sable, rocher...).

Donc pour déterminer le coefficient de ruissellement on prend tous ces facteurs en considération pour s'approcher du vrai coefficient de ruissellement dans la pratique, car une mauvaise estimation de ce dernier conduit à un sur ou sous dimensionnement des collecteurs d'eaux pluviales.

III.7.2. Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation

Tableau III- 2 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation. (4)

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

III.7.3. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Elle influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées). Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente. Pour ce cas, il est difficile d'estimer la valeur du coefficient de ruissellement pour des sous bassins préurbains vu la densité de population très éparse et faible.

Tableau III- 3 : coefficient de ruissellement pour différentes densités de population. (4)

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0.23
30-80	0.2-0.27
60-150	0.25-0.34
150-200	0.30-0.45
200-300	0.6-0.62
300-400	0.60-0.80
400-600	0.7-0.9

Source : Water Environnement Fédération, 1970

III.7.4. Coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces à drainer

Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de la nature de ces surfaces.

Tableau III- 4 : estimation du coefficient de ruissellement suivant la nature de la surface. (4)

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Toit 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	0,40-0,50
Surface goudronnées	0,25-0,70
Chemin en gravier	0,25-0,30
Gare, terrain de sport	0,10-0,30
Parcs, jardins, gazons	0,05-0,25
Forets	0,01-0,20

III.8. Coefficient de ruissellement pondéré

Dans de tels cas, on calculera un coefficient "C" pondéré en découpant le bassin en zones plus au moins homogènes, 'Si 'et 'Ci' désignent respectivement l'aire et le coefficient de ruissellement de la zone on obtient :

$$C_{rp} = \frac{C_1 S_1 + C_2 S_2 + \dots + C_n S_n}{S_1 + S_2 + \dots + S_n} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i S_i}{\sum S_i} \quad (III.1)$$

III.9. Estimation du nombre d'habitants et le coefficient de ruissellement pour chaque sous-bassin

On va estimer la valeur nombre d'habitant et le coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous-bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude. Les résultats sont dans le **Tableau III-5**

Tableau III- 5 : Valeurs de coefficients de ruissellement et du nombre d'habitant pour chaque sous-bassin.

N° SB	Ai (ha)	Cr pondéré	Nbre logt	Nbre d'hab
1	1,07	0,75	128	768
2	0,73	0,75	80	480
3	1,02	0,85	64	384
4	0,7	0,75	64	384
5	0,76	0,9	--	--
6	0,65	0,8	--	--
7	1,81	0,85	200	1200
8	0,8	0,85	--	--
9	2,44	0,75	160	960
10	1,12	0,75	108	648
11	1,07	0,9	--	--
12	1,57	0,75	160	960
13	4,1	0,8	335	2010
14	3,56	0,85	430	2580
15	0,23	0,9	--	--
16	4	0,8	389	2334
17	2,25	0,8	144	864
18	1,77	0,8	130	780
19	3,76	0,8	328	1968
20	1,88	0,8	152	912
21	1,51	0,85	--	--
22	2,01	0,8	128	768
23	2,07	0,85	--	--
24	0,39	0,9	--	--
Totale	41,27	--	3000	18000

Conclusion :

Pour pouvoir aboutir à une évaluation correcte des débits d'évacuation, certaines étapes étaient incontournables ; comme :

- Le calcul du nombre d'habitants à l'horizon.
- Le système et Le schéma d'évacuation adoptés pour la zone d'étude
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin.
- La détermination du coefficient de ruissellement et le nombre d'habitants par sous bassin.

CHAPITRE IV

Estimation des débits à évacuer

Introduction

Le système de canalisation d'assainissement, qu'il soit conçu pour une zone rurale, urbaine ou industrielle, joue un rôle crucial en évacuant divers types d'eaux : celles du ruissellement des eaux, les eaux usées domestiques (les eaux vannes et ménagères), les eaux usées industrielles, ainsi que les eaux agricoles et celles des services publics.

Le choix du mode de transport de ces eaux dépend de leur origine et de leur composition en matières. Pour le quartier 23 de Sidi Abdellah, le système choisi est le système séparatif.

Donc, il est essentiel de passer par la phase évaluation des débits d'eaux usées et pluviales avant d'entamer le dimensionnement du réseau.

L'objectif principal dévaluer les débits des débits d'eaux usées et pluviales dans cette région tout en tenant compte du nombre d'habitants et de l'aire étudier.

IV.1. Origine et nature des eaux usées à évacuer

Grâce à l'évaluation des débits d'eaux usées, nous pouvons évaluer les quantités de ces derniers pendant les heures de pointe, ce qui influence la détermination des sections des canalisations, ainsi que les flots minimaux qui permettent d'évaluer les capacités d'auto curage des canalisations.

IV.1.1. Eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques sont produites par les différents usages domestiques de l'eau dans les lieux de vie et de travail (maisons individuelles, bureaux, écoles, ...), et collectées par le réseau d'eaux usées des bâtiments.

Ce sont toutes les eaux rejetées via les équipements sanitaires : douches, lavabos, WC et la vaisselle.

On distingue deux types d'eaux usées domestiques :

- ❖ Les eaux usées ménagères (issues des salles de bains et/ou de douche, cuisines, la vaisselle, lavabos...) sont généralement chargées de détergents, de savons, de graisses, de solvants, de différents débris organiques.
- ❖ Les eaux-vannes ou « rejets des toilettes » chargées de diverses matières organiques azotées issues des matières fécales et des urines, de germes fécaux potentiellement pathogènes, de produits cosmétiques et différents produits lessiviels utilisés pour le nettoyage des cuvettes des WC.

IV.1.2. Eaux usées du service public

Les eaux de lavage (marchés, rues), des espaces publics, sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Les autres besoins publics (sanitaires, éducatifs, touristiques, administratifs...). Seront pris en compte avec les besoins domestiques, les quantités à évacuer dépendent des surfaces des marchés et des rues. Ces eaux de lavage sont produites par les bouches de lavage. (4)

IV.1.3. Eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent de diverses usines de fabrication (brasserie, tanneries...). Elles contiennent des substances chimiques, souvent toxiques suivant leur origine.

Ces eaux peuvent contenir des substances acides, alcalines, corrosives à température élevée souvent odorantes et colorées.

Vue la composition de ces eaux rejetées, il est nécessaire de faire un prétraitement en usine car il faut éviter d'accueillir dans le réseau des eaux de nature nocive. (4)

IV.1.4. Eaux agricoles

L'agriculture est une source importante de pollution de l'eau, et elle ne peut être négligée car elle contient des engrais et des pesticides. Il est également responsable d'une pollution diffuse.

IV.1.5. 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 le collecteur à travers des joints mal confectionnés ou déboites, ou bien à travers les fissures.

Le débit de ces eaux est difficilement déterminé ; seule la modélisation qui peut donner une approche d'estimation.

En pratique, nous estimons ce débit à environ **0,15 l/s/ha**. La présence de ces eaux perturbe le fonctionnement de la station d'épuration. (4)

Remarque : Dans notre projet, il n'y a pas d'industries ni terrains agricoles. Donc les eaux usées proviennent des installations domestiques et publiques.

IV.2. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

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

IV.2.1. Débits des eaux usées domestiques

Pour évaluer avec précision les débits des eaux usées domestiques, il est indispensable de disposer de données telles que la dotation en eau potable de la région ainsi que le nombre d'habitants. Ces informations sont cruciales pour déterminer la consommation moyenne journalier.

D'après la DRE Alger la dotation en eau potable **150 l/j/hab**. le débit de rejet est estimé à :

$$Q_{rej} = Q_{cons} \cdot k_r \quad (IV.1)$$

Avec : $k_r = 80\%$ de l'eau consommée

IV.2.2. Evaluation du débit moyen journalier

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

$$Q_{moy.j} = \frac{K_r \times N \times D}{86400} [l/s] \quad (IV.2)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques rejetés en(L/s) ;
- N : nombre d'habitants à l'horizon de calcul 18000 hab ;
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 l/hab/j (1).

IV.2.3. Evaluation du débit de pointe

Le régime des rejets des eaux usées n'est pas stable et très variable tout au long de la journée et cela est nécessaire de déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule suivante :

$$Q_p = Q_{moy.j} \times K_p [l/s] \quad (IV.3)$$

Avec :

- Q_p : Le débit de pointe en [l/s] ;
- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : Coefficient de pointe qui est donné par les relations suivantes :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \quad \text{Si } Q_{moy.j} \geq 2.8 \text{ (l/s)} \quad (IV.4)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moy.j} < 2.8 \text{ (l/s)} \quad (IV.5)$$

Avec :

- $Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier rejeté (L/s).

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées domestiques, des équipements et de pointe sont illustrés dans les tableaux (IV.2), (IV.3) et (IV.4)

Tableau IV- 1 : Evaluation des débits domestiques pour chaque sous bassin.

N° SB	Nbre d'hab	Kr	D (L/j/hab)	Qmoy Dom j (l/s)	Kp	Qp Dom (l/s)	Qp Dom (m3/s)
1	768	0,8	150	1,067	3	3,2	0,0032
2	480	0,8	150	0,667	3	2	0,002
3	384	0,8	150	0,533	3	1,6	0,0016
4	384	0,8	150	0,533	3	1,6	0,0016
5	--	0,8	150	--	3	--	--
6	--	0,8	150	--	3	--	--
7	1200	0,8	150	1,667	3	5	0,005
8	--	0,8	150	--	3	--	--
9	960	0,8	150	1,333	3	4	0,004
10	648	0,8	150	0,9	3	2,7	0,0027
11	--	0,8	150	--	3	--	--
12	960	0,8	150	1,333	3	4	0,004
13	2010	0,8	150	2,792	3	8,375	0,00838
14	2580	0,8	150	3,583	2,86	10,248	0,01025
15	--	0,8	150	--	--	--	--
16	2334	0,8	150	3,242	2,89	9,725	0,00973
17	864	0,8	150	1,2	3	3,6	0,0036
18	780	0,8	150	1,083	3	3,25	0,00325
19	1968	0,8	150	2,733	3	8,2	0,0082
20	912	0,8	150	1,267	3	3,8	0,0038
21	--	0,8	150	--	3	--	--
22	768	0,8	150	1,067	3	3,2	0,0032
23	--	0,8	150	--	3	--	--
24	--	0,8	150	--	3	--	--
Totale	18000	0,8	150	20,833	--	74,498	0,07450

Tableau IV- 2 : Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin.

N° SB	Equipement	Quantité	Unité de mesure	Dotation (l/j/unité)	Kr	Qmoy Eq (l/s)	kp	Qp Eq (l/s)	Qp Eq T (l/s)
3	Annexe protection civile	50	Fonctionnaire	50	0,8	0,060	3	0,181	0,181
7	Collège	620	Elève	20	0,8	0,115	3	0,344	0,344
8	Ecole primaire	275	Elève	20	0,8	0,051	3	0,153	0,153
9	Annex APC	45	Fonctionnaire	15	0,8	0,0063	3	0,019	0,019
12	Ecole maternelle	66	Elève	20	0,8	0,012	3	0,037	0,037
13	Ecole primaire	328	Elève	20	0,8	0,061	3	0,182	0,510
	Collège	590	Elève	20	0,8	0,109	3	0,328	
16	Maison de jeunes	1071,36	M ²	5	--	0,062	3	0,186	0,727
	Salle de sport	4147,2	M ²	5	--	0,192	3	0,542	
17	Mosquée	503	Fidèle	10	0,8	0,047	3	0,140	0,140
18	Polyclinique	230	Lit	300	0,8	0,639	3	1,917	1,917
20	Marché couvert	1060	M ²	5	--	0,053	3	0,159	0,159
21	Bibliothèque communale	3823,2	M ²	5	--	0,177	3	0,531	0,575
	Ecole maternelle	80	Elève	20	0,8	0,015	3	0,044	
22	Ecole primaire	290	Elève	20	0,8	0,054	3	0,161	0,161
23	Lycée	721	Elève	20	0,8	0,134	3	0,401	0,401

Source : APC Mahelma (2024)

Avec :

Q moy Eq : Débit d'eau usée moyen d'équipement exprimé en (l/s).

Qp eq : Débit d'eau usée de pointe d'équipement exprimé en (l/s).

Qp eq T : Débit d'eau usée de pointe total d'équipement exprimé en (l/s).

Tableau IV- 3 : Evaluation des débits de pointe pour chaque sous bassin.

N° SB	Ai (ha)	Q parasite (l/s)	Qp Dom (l/s)	Qp Eq T (l/s)	Qeu Totale (L/s)	Qeu Totale (m3/s)
1	1,07	0,161	3,2	--	3,361	0,0034
2	0,73	0,110	2	--	2,11	0,0021
3	1,02	0,153	1,6	0,181	1,753	0,0018
4	0,7	0,105	1,6	--	1,705	0,0017
5	0,76	0,114	--	--	--	--
6	0,65	0,098	--	--	--	--
7	1,81	0,272	5	0,344	5,272	0,0053
8	0,8	0,120	--	0,153	0,12	0,0001
9	2,44	0,366	4	0,231	4,366	0,0044
10	1,12	0,168	2,7	--	2,868	0,0029
11	1,07	0,161	--	--	--	--
12	1,57	0,236	4	0,037	4,236	0,0042
13	4,1	0,615	8,375	0,510	8,99	0,0090
14	3,56	0,534	10,248	--	10,782	0,0108
15	0,23	0,035	--	--	--	--
16	4	0,600	9,725	0,727	10,325	0,0103
17	2,25	0,338	3,6	0,140	3,938	0,0039
18	1,77	0,266	3,25	2,167	3,516	0,0035
19	3,76	0,564	8,2	--	8,764	0,0088
20	1,88	0,282	3,8	0,147	4,082	0,0041
21	1,51	0,227	--	0,575	0,227	0,0002
22	2,01	0,302	3,2	0,161	3,502	0,0035
23	2,07	0,311	--	0,401	0,311	0,0003
24	0,39	0,059	--	--	--	--
Totale	41,27		74,498	5,774	80,695	0,0807

Avec :

Q parasite (l/s) : Débit des eaux claires parasites exprimé en (l/s).

Qp dom : Débit d'eau usée de pointe domestique exprimé en (l/s).

Qp eq T : Débit d'eau usée de pointe total d'équipement exprimé en (l/s).

Qeu Totale : Débit d'eau usée de pointe total en (l/s) et (m3/s).

IV.3. Evaluation des débits des eaux pluviales

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal) et d'une durée de 15min.

Pour estimer les eaux pluviales, l'aire de l'agglomération est subdivisée en sous-bassins selon des critères bien précis, puis un coefficient de ruissellement pondéré est attribué à chaque sous-bassin en fonction du type de sol drainé.

La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application diverses méthodes.

- ❖ Méthode rationnelle.
- ❖ Méthode superficielle.

IV.3.1. Méthode rationnelle

Il s'agit d'une méthode d'estimation du débit basée sur la subdivision du bassin versant en secteurs délimités par des lignes isochrones. Cette méthode, initiée en 1889, a été généralisée à partir de 1906 et est également connue sous le nom de méthode de Lloyd-Davis, elle a été développée pour un calcul rapide des débits maximums de ruissellement pour des pluies uniformes, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha). La méthode est définie sous la forme :

$$Q = \alpha \cdot C_r \cdot i \cdot A_i \quad (\text{IV.6})$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement [l/s] ;
- A : surface de l'aire d'influence [ha] ;
- Cr : coefficient de ruissellement ;
- i : intensité de précipitation [l/s/ha].
- 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

IV.3.1.1. Validité de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle est fondée sur les hypothèses suivantes :

- Efficace pour des aires relativement limitées (généralement inférieur à 10 ha).
- Elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.
- Résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.
- Les surfaces dites imperméables (rues, toitures, etc.) sont uniformément réparties sur le bassin.
- La capacité d'emmagasinement du sous bassin n'est pas prise en considération.

IV.3.1.2. Hypothèse de la méthode rationnelle

- ❖ Le débit de pointe est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- ❖ Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- ❖ Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.
- ❖ Elle suppose que des surfaces élémentaires de forme remarquable ayant de préférence la même nature de surface.
- ❖ Elle suppose que le coefficient ruissellement et l'intensité est constant.

IV.3.1.3. Critique de la méthode rationnelle

- ❖ La décomposition du bassin en aires élémentaires est approchée du fait de la détermination de Cr.
- ❖ Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse ce qu'est loin de la réalité.
- ❖ La méthode rationnelle ne tient pas compte l'effet de stockage d'eau de ruissellement sur les sous bassins en négliger le rôle des surfaces non revêtues.

La méthode rationnelle présente des inconvénients et des limites :

- ❖ Elle ne tient pas compte de distribution spatiale de la pluie (variation de l'intensité).
- ❖ L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.

IV.3.1.4. Temps de concentration

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

Le temps de concentration est donné par :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{IV.7})$$

Où :

- ❖ t_1 : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times V} [\text{min}] \quad (\text{IV.8})$$

Avec : **L** : parcours amont en égout (**m**)

V : vitesse d'écoulement qui en (**m/s**)

- ❖ t_2 : le temps mis par l'eau ruisselant des toits, aires,....., pour atteindre le première ouvrage d'engouffrement ce temps (2 - 20min).
- ❖ t_3 : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les parcours superficiels ne comportant pas des canalisations.

$$t_3 = \frac{L}{11 \times \sqrt{I}} [\text{min}] \quad (\text{IV.9})$$

Avec : **L** : longueur d'écoulement(km).

I : pente considérée (m / m)

Remarque :

Pour notre agglomération, il s'agit d'un bassin versant urbaniser qui doit comporter des canalisations d'évacuation.

Alors, le temps de concentration sera donné par $T_C = t_1 + t_2$.

Afin de simplifier l'application de la méthode, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 15 min.

IV.3.2. Méthode superficielle

Cette méthode a été proposée par M. CAQUOT en 1949. La méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement.

Ce modèle définit le débit de pointe, s'appliquant sur toute la surface considérée, mais il ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par les réseaux ; la valeur du débit d'eau pluvial provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « f ».

D'où l'expression de cette méthode se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \tag{IV.10}$$

Avec :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; (m³/s)

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

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré en (ha).

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \times a(f)}{6.6} \tag{IV.11}$$

$$v = -0,41 \times b(f) \tag{IV.12}$$

$$u = 1 + 0,287 \times b(f) \tag{IV.13}$$

$$w = 0,95 + 0,507 \times b(f) \tag{IV.14}$$

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

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \tag{IV.15}$$

Où :

i (t, f) : Intensité de pluie de durée t et de fréquence de dépassement f. (**t =15 min. f=95 %**)

❖ La valeur du débit **Q_f** donnée par l'expression précédente correspond à une valeur brute, celle – ci doit tenir compte d'un coefficient m d'où :

$$Q(f)_{corrigé} = m Q(f)_{brute} \tag{IV.16}$$

Avec :

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

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1+0.287 \cdot b(f)}} = \left(\frac{M}{2}\right)^b \tag{IV.17}$$

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

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

A : surface du bassin considéré en (m²).

IV.3.2.1. Validité de la méthode superficielle

La formule de cette méthode est valable pour des bassins d'allongement moyen $M=2$.

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous- bassin est de **200 ha**.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre **0.2** et **1**
- Le coefficient d'allongement « M » doit être compris entre **0.8** et **2**
- La pente doit être comprise entre **0.2** et **5%**

IV.3.3. Choix de la méthode de calcul

En considérant les caractéristiques de notre agglomération telles que la surface, la pente et le coefficient de ruissellement, mais étant donné que notre zone d'étude est classée comme zone rurale, donc par la comparaison des deux méthodes, on a choisi la méthode rationnelle.

La méthode rationnelle est choisie pour évaluer les débits pluviaux, car ses conditions de validité sont respectées pour tous les sous-bassins ayant des superficies inférieures à 10 hectares.

IV.3.4. Calcul des débits pluviaux

Le calcul des débits pluviaux se fait par la méthode rationnelle, comme elle est indiquée dans la formule, Vu que les surfaces des sous bassins sont petites les valeurs coefficients réducteur il pris égal à **1**(la pluie est uniforme sur tout le bassin).

L'intensité a été calculée dans le chapitre II et on a trouvé **$i = 163$ l/s/ha**.

Les calculs des débits pluviaux concernant les différents sous bassins sont indiqués dans **Tableau IV-4**

Tableau IV- 4 : Evaluation des débits pluviaux pour chaque sous bassin.

N° réseau	N° SB	Ai (ha)	Cr pondéré	α	I (L/s/ha)	QEP (L/s)	QEP (m3/s)	
EP1	1	1,07	0,75	1	163	130,8075	0,1308	0,558
	2	0,73	0,75	1	163	89,2425	0,0892	
	3	1,02	0,85	1	163	141,3210	0,1413	
	4	0,7	0,75	1	163	85,5750	0,0856	
	5	0,76	0,9	1	163	111,4920	0,1115	
EP2	6	0,65	0,8	1	163	84,7600	0,0848	0,882
	7	1,81	0,85	1	163	250,7755	0,2508	
	8	0,8	0,85	1	163	110,8400	0,1108	
	9	2,44	0,75	1	163	298,2900	0,2983	
	10	1,12	0,75	1	163	136,9200	0,1369	
EP3	11	1,07	0,9	1	163	156,9690	0,1570	1,411
	12	1,57	0,75	1	163	191,9325	0,1919	
	13	4,1	0,8	1	163	534,6400	0,5346	
	14	3,56	0,85	1	163	493,2380	0,4932	
	15	0,23	0,9	1	163	33,7410	0,0337	
EP4	16	4	0,8	1	163	521,6000	0,5216	2,597
	17	2,25	0,8	1	163	293,4000	0,2934	
	18	1,77	0,8	1	163	230,8080	0,2308	
	19	3,76	0,8	1	163	490,3040	0,4903	
	20	1,88	0,8	1	163	245,1520	0,2452	
	21	1,51	0,85	1	163	209,2105	0,2092	
	22	2,01	0,8	1	163	262,1040	0,2621	
	23	2,07	0,85	1	163	286,7985	0,2868	
	24	0,39	0,9	1	163	57,2130	0,0572	

Conclusion :

Afin de pouvoir dimensionner notre réseau d'évacuation dans le chapitre suivant, la détermination du débit total de notre agglomération a été faite en prenant en considération toutes les données afin de minimiser l'erreur sur l'évaluation de ce dernier.

CHAPITRE V

DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'EVACUATION

Introduction

Après avoir déterminé les débits des eaux pluviales et des eaux usées, nous procédons dans ce chapitre au dimensionnement hydraulique de notre système d'évacuation. L'évaluation correcte des débits et le bon choix du cheminement des collecteurs nous donnent un diamètre correct et une évaluation des paramètres hydrauliques qui permettront un bon fonctionnement et une bonne durabilité de notre réseau.

V.1. Conception du réseau

Elle est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

❖ Les collecteurs sont définis par leur :

- Diamètres (intérieur et extérieur).
- Pente.
- Profondeur.
- Emplacement (en plan).
- Leur joints et confection.

❖ Les regards de visite et de jonction sont définis par leur :

- Profondeur.
- Côtes.
- Emplacement (en plan).

V.2. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

En assainissement, on cherche toujours d'évacuer les eaux usées par gravité autant que possible, en fonction de la topographie du site.

Cette approche est privilégiée pour ses avantages économiques, notamment la réduction des coûts liés à l'énergie électrique, à l'entretien et à l'exploitation.

Cette section se concentrera sur le dimensionnement des conduites gravitaires et sur les paramètres hydrauliques associés

La vitesse doit également permettre l'auto-curage sans favoriser les dégradations des conduites.

La vitesse nécessaire pour empêcher les dépôts de sable, qui peut être facilement décantable dans les collecteurs, est de l'ordre :

- ✓ Au moins 0,6 m/s pour le un dixième du débit de pleine section.
- ✓ Au moins 0,3 m/s pour le un centième du débit de pleine section.

Il est également déconseillé de dépasser les vitesses autour de (4 à 5) m/s.

V.3. Formules d'écoulements

V.3.1. Formule de CHEZY

$$V = C\sqrt{Rh \times I} \quad (\text{V.1})$$

Où :

- V : Vitesse d'écoulement en m/s
- R : Rayon hydraulique avec : $R = \frac{S}{P}$
- S : section mouillée en m²
- P : périmètre mouillé en m
- I : Pente de l'ouvrage en m.p.m
- C : Coefficient pour lequel on adopte celui donné par la formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}} \quad (\text{V.2})$$

- γ est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

$\gamma = 0.46$ pour les collecteurs d'eaux pluviales.

$\gamma = 0.25$ pour les collecteurs d'eaux usées.

V.3.2. FORMULE DE MANNING-STRICKLER

$$c = K \times R^{\frac{1}{6}} \quad (\text{V.3})$$

$$V = K \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad (\text{V.4})$$

$$Qc = V \times S = K \times R^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \times S \quad (\text{V.5})$$

- K = Coefficient de Manning - Strickler
- S = Section mouillée de l'ouvrage au m²
- P = Périmètre mouillé de l'ouvrage en m
- R = Rayon hydraulique de l'ouvrage S / P en m
- I = Pente longitudinale de l'ouvrage en m/m
- V = Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en m/s
- Qc = Débit capable de l'ouvrage en m³/s

Remarque : Ks (Coefficient de rugosité de STRICKLER qui dépend de la nature du matériau du canal), pour les conduites en Béton il est de 75 et pour des conduites en PVC il est égal à 90.

IV.4. Contraintes de calage des réseaux

VI.1.1. Canalisations d'eaux usées

Les canalisations eaux usées sont généralement circulaires. Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont :

- ❖ Diamètre minimum de 200 mm pour éviter les risques d'obstruction.

- ❖ Pente minimum : 0,002 m/m Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité.
- ❖ Couverture minimale de la canalisation : 80 cm En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- ❖ Regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard : 50m
- ❖ Regard à chaque changement de pente ou de direction
- ❖ Vitesse maximum : (4 -5) m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

V.4.2. Conditions d'autocurage

- ✓ A pleine ou à demi-section : $V \geq 0,70$ m/s ou à l'extrême rigueur 0,50 m/s (dans ce cas, le rapport des vitesses est égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse pleine section est supérieure à 0,70 m/s)
- ✓ Pour une hauteur d'eau égale au 2/10 du \varnothing : $V \geq 0,30$ m/s (le rapport des vitesses étant égal à 0,6, on vérifiera que $0,6 \text{ VPS} \geq 0,3$ m/s)
- ✓ La hauteur d'eau doit être égale aux 2/10 du \varnothing , assuré par le débit moyen actuel.

(Le rapport des débits étant égal à 0,12, on vérifiera que $Q_{\text{moyen}} \geq 0,12 \text{ QPS}$).

En pratique, on pourra considérer que l'autocurage est respecté si $V \geq 0,30$ m/s pour le débit journalier moyen actuel.

V.4.3. Canalisations d'eaux pluviales ou unitaires

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- ✓ Diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- ✓ Pente minimum : 0,003 m/m

Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.

- ✓ Couverture minimale de la canalisation : 80 cm

En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.

- ✓ Regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydrocurage des réseaux ou une visite par caméra.
- ✓ Regard à chaque changement de pente ou de direction.
- ✓ Vitesse maximum : (4 -5) m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux.

Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

V.4.4. Conditions d'autocourage

- ❖ Pour 1/10 du débit à pleine section : $V \geq 0,60$ m/s (quand $r_q = Q/Q_{PS} = 0,1$; $r_v = V/V_{PS} = 0,55$ donc on vérifiera que $V_{PS} \geq 1$ m/s).
- ❖ Pour 1/100 du débit à pleine section : $V \geq 0,30$ m/s.

Ces limites sont respectées avec des vitesses à pleine section de 1 m/s dans les canalisations circulaires et 0,90 m/s dans les ovoïdes.

Remarque :

Les résultats de calculs du dimensionnement des collecteurs d'eau usée et pluvial sont dans l'Annexe III.

Vérification de capacité de collecteur l'intercepteur

On a le débit usé de notre agglomération est $Q_{p \text{ Usées}} = 0,0807$ m³/s et $Q_{\text{intercepteur}} = 0,3$ m³/s

Donc : $Q_t = 0,3807$ m³/s

Tableau V- 1 : Vérification de capacité de l'intercepteur.

I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (mm)	Qps/10- Qeu	Qps/100- Qeu	Vitesse Autocourage
0,005	0,38	538,19	630	1,80	0,51	0,75	1,09	0,64	1,96	0,39	0,10	0,14	Vérifie

On constate que la capacité de ce collecteur permet de collecter les eaux usées de notre zone d'étude.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons traité l'aspect hydraulique, à savoir le dimensionnement des réseaux d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.

Pour les eaux usées, elles sont toutes dirigées vers l'intercepteur qui les transporte jusqu'à la station d'épuration.

Quant aux eaux pluviales, le réseau comprend quatre (04) points de rejet, (cour d'eau), à travers un schéma d'évacuation perpendiculaire.

CHAPITRE VI

**OUVRAGES ET
ELEMENTS
CONSTITUTIFS DU
RESEAU**

Introduction

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

Afin d'accomplir au mieux ses objectifs, le réseau d'assainissement se compose de plusieurs ouvrages dont on distingue :

- Ouvrages principaux.
- Ouvrages annexes.

VI.1. Ouvrages principaux

Ils correspondent aux ouvrages d'évacuation du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration, comprennent les conduites (ovoïde ou cylindrique) et les joints.

VI.1.1. Canalisations

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

VI.1.1.1. Critères du Choix type de canalisation

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

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées.

VI.1.1.2. Type de canalisation

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

VI.1.1.3. Conduites en béton armé non armé

Les tuyaux en béton armé non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. (6)

VI.1.1.4. Conduites en amiante-ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

Les diamètres couramment utiliser variant entre 80 et 500mm, Ces conduites résistent bien à la corrosion électrochimique.

VI.1.1.5. Conduites en grès

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile contenant de silice, l'alumine et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. (8)

VI.1.1.6. Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié

Elles présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. (4)

VI.1.1.7. Conduites circulaire et ovoïdes

Les conduites ovoïdes sont des canalisations à forme parabolique élargie, fermées sur leur partie supérieure. Elles ont été conçues pour maintenir une vitesse d'écoulement constante quel que soit le débit, tout en facilitant l'accès au réseau.

Les conduites circulaires sont des tuyaux de forme cylindrique, souvent en béton, en PVC ou en métal, utilisés pour collecter, transporter les eaux usées ou les eaux pluviales. Elles sont conçues pour résister aux pressions et aux charges externes du sol, tout en assurant un écoulement efficace des fluides.

Remarque : Pour notre projet, Nous avons choisi des conduites en pvc pour des diamètres allant de 315 à 630 mm, et en béton armé de forme circulaire pour les plus gros diamètres.

VI.1.2. Protection des conduites

Les bétons utilisés dans la construction des tuyaux et ouvrages d'assainissement sont exposés à plusieurs formes d'agression : la corrosion chimique qui peut entraîner la détérioration des canalisations, et l'abrasion, une action physique significative due à la faible résistance du matériau et aux vitesses maximales d'écoulement dans le réseau.

VI.1.2.1. Protection contre les effets corrosifs de H₂S (4)

- ❖ Minimiser les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations est essentiel.
- ❖ Les dépôts doivent être éliminés régulièrement pour prévenir le développement de fermentations anaérobies produisant de l'hydrogène sulfuré (H₂S).
- ❖ Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S.
- ❖ Revêtement intérieur des conduites par du ciment limoneux ou du cimentsulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton).

VI.1.2.2. Protection contre les effets abrasifs des sables

- Prévenir l'entrée de sable en installant des bouches d'égout ou des dessableurs en amont du réseau.

VI.1.3. Essais des tuyaux préfabriqués

Avant la pose des canalisations, des essais obligatoires incluent l'écrasement, l'étanchéité et la résistance à la corrosion.

VI.1.3.1. Essai à l'écrasement

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice du tuyau. (4)

VI.1.3.2. Essai à l'étanchéité

L'essai d'étanchéité consiste à soumettre deux tuyaux assemblés à une pression d'eau pour vérifier l'intégrité des joints et des bagues d'étanchéité. (6)

VI.1.3.3. Essai de corrosion

Les eaux ménagères et industrielles évacuées par les canalisations en béton contiennent de l'acide carbonique dissous, de l'hydrogène sulfuré (H₂S) provenant des fermentations anaérobies.

Pour tester la résistance à la corrosion, les produits sont ajoutés, suivis d'un lavage à l'eau douce. Après séchage à l'étuve, l'échantillon est pesé pour vérifier l'intégrité des surfaces internes qui ne doivent pas être altérées. (6)

VI.2. Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes : Les ouvrages normaux et Les ouvrages spéciaux

VI.2.1. Ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. (9)

VI.2.1.1. Branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. (9)

VI.2.1.2. Les ouvrages de recueillie et de transport (9)**VI.2.1.2.1. Les bouches d'égout**

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m.

VI.2.1.2.2. Regards

Les regards sont en fait des fenêtres par les quelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer les services la surveillance duré seau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. (9)

VI.2.1.2.2.1. Escapement et emplacement des regards

Selon la topographie du site et la nature des ouvrages, la distance entre deux regards successifs varie comme suit :

- Dans les terrains plats, l'espacement entre deux regards arrive jusqu'à 80m.
- Pour les ouvrages visitables (grands diamètres) on peut laisser une distance de l'ordre de 200 à 300m.
- Pour les canalisations non visitables en terrains à pente régulière, elle varie de 50 à 80m.

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonction
- Changement de direction
- Changement de pente
- Aux points de chute

VI.2.1.2.2.2. Type des regards

Leur type sont :

❖ Regard de visite

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières.

❖ Regard de chute

C'est l'ouvrage le plus répandu en Assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

❖ Regard de chasse

Le regard de chasse jouant le rôle du réservoir périodique lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante, ces regards sont placés aux points où les dépôts tentent à s'accumuler au risque d'obturer la conduite.

Conclusion

Pour garantir le bon fonctionnement du système d'évacuation des eaux usées et pluviales, il est essentiel de choisir soigneusement les matériaux des conduites.

Dans notre projet, nous avons sélectionné conduites en pvc pour des diamètres allant de 315 à 630 mm, et en béton armé de forme circulaire pour les plus grands diamètres.

CHAPITRE VII



Organisation De chantier

Introduction

Une fois que toutes les caractéristiques et les composants de notre réseau d'assainissement ont été identifiés, il est crucial de procéder à l'étape de calcul du volume des travaux avant de passer à leur réalisation.

Cette étape vise à planifier et à coordonner l'allocation des ressources nécessaires pour mener à bien les travaux dans les meilleurs délais et conditions.

Ce chapitre se concentre sur l'estimation du volume des travaux à effectuer ainsi que sur le coût global de notre projet.

VII.1. Planification des travaux

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et des autres ressources pour garantir l'efficacité des actions à entreprendre, elle consiste en :

- Mise en place des postes de travail ;
- Observations ;
- Analyse des tâches ;
- Définition des objectifs et des responsabilités ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.2. Les différents travaux sur chantier

Il vaut mieux diviser notre projet en deux principales tranches, d'une part les travaux de canalisations (conduites, regards...) et les travaux de la station de relevage (Génie civil, équipements hydrauliques,) d'autre part.

Donc on va évaluer ces travaux du point de vue volume, puis on calcule le devis estimatif de notre projet.

VII.2.1. Travaux de canalisation

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

- Vérification des conduites.
- Décapage de la couche de végétation.
- Emplacement des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations et regards.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Remblai des tranchées.

VII.2.2. Pose de canalisation

❖ Tranchée pour Canalisation :

- **Largeur de la tranchée :** Doit être au moins égale au diamètre extérieur de la canalisation, avec une surlargeur de 0,3 m de chaque côté.
- **Joints de canalisation :** Si nécessaires, leur fonctionnement doit être facilité par la construction de niches dans le fond et les parois des tranchées.

❖ Préparation du Fond de Tranchée :

- **Arrosage du fond de tranchée :** À 0,1 m au-dessus de la cote prévue pour le fil d'eau.
- **Lit de pose :** Doit être constitué de sable fin.

❖ Pose des Tuyaux :

- **Direction de pose :** À partir de l'aval vers l'amont.
- **Emboîtement des tuyaux :** Dirigé vers l'amont s'il existe.
- **Calage provisoire :** Avec des mottes de terre tamisée, à au moins 0,4 m au-dessus de la canalisation.

❖ Remblaiement :

 À l'aide de tout-venant.

❖ Position de la Conduite :

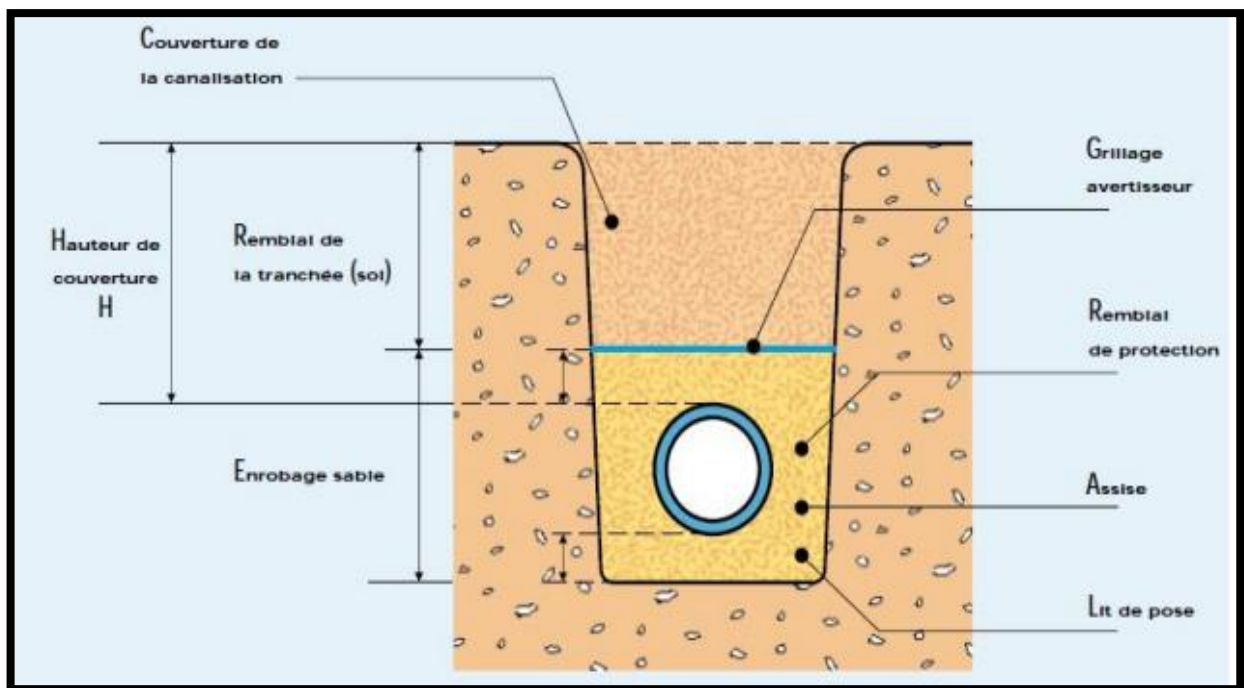
 Doit être au minimum de 0,80 m sous la chaussée.


Figure VII- 1 : pose canalisations. (9)

VII.2.3. Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers ».

❖ Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont réalisés en utilisant une bague renforcée d'une armature, coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

❖ Essais sur les joints et les canalisations

C'est un test d'étanchéité auquel sont soumises les conduites déjà installées au fond de la tranchée. L'essai peut être effectué avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

❖ Essais des tuyaux préfabriqués

Les essais des tuyaux préfabriqués comprennent :

❖ **Essais d'étanchéité** : L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

A) à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

B) sur le chantier : L'un des trois essais suivants peut être effectué :

✓ **L'essai à l'eau** : Durée de 30 minutes pour les petits diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

✓ **L'essai à la fumée** : Possible uniquement qu'en absence de vent et que si la conduite est sèche.

✓ **L'essai à l'air** : La conduite circulaire est soumise à une pression de 1 bar pendant 30 minutes, et à une pression de 0,5 bar pendant 3 minutes.

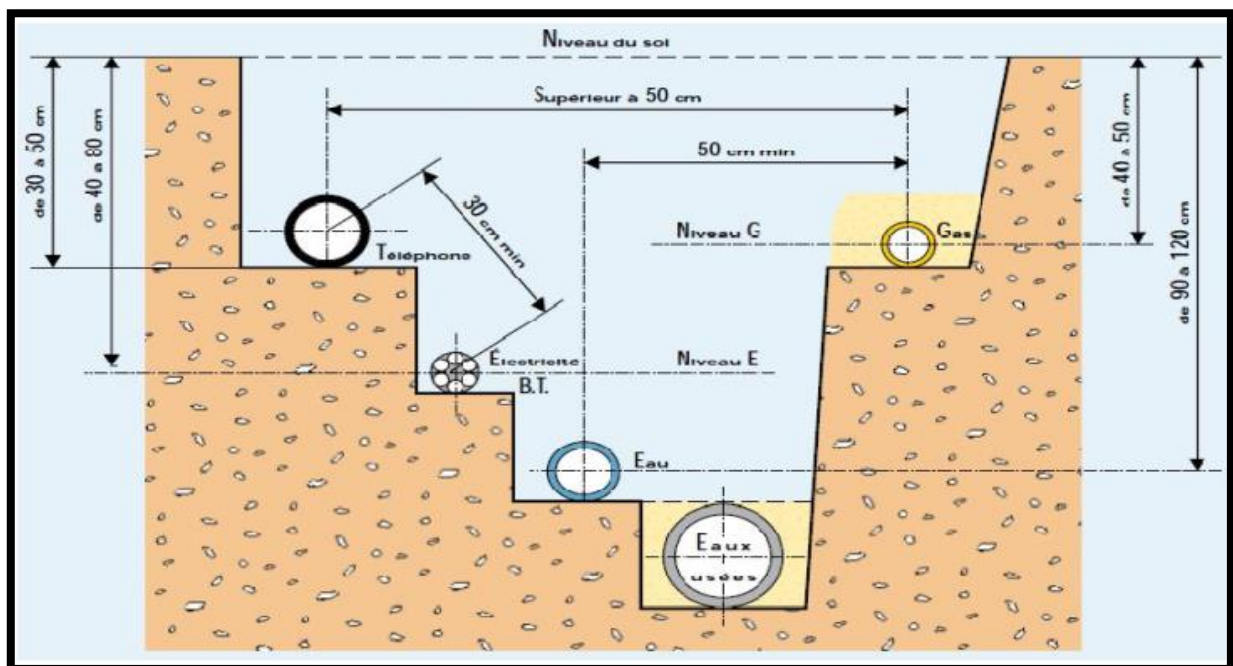


Figure VII- 2 : Croisement des réseaux. (9)

VII.2.4. Croisement des réseaux

Lors du croisement de plusieurs réseaux, il y a lieu de respecter une disposition et des distances bien définies, comme le stipule l'illustration ci-dessous.

Remarque

Les conduites doivent être installées avec précaution, posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou un sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

VII.2.5. Réalisation des regards

➤ Les regards

Les regards, souvent carrés, varient en dimensions selon les collecteurs. Leur construction, en béton armé sur place ou en préfabriqué, adapte la profondeur et l'épaisseur à chaque cas.

Les tampons, essentiels, possèdent un orifice pour faciliter leur levage et l'aération des égouts.

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

- Réglage du fond du regard.
- Exécution de la couche du béton de propreté.
- Ferrailage et bétonnage du radier de regard.
- Ferrailage et coffrage des parois.
- Bétonnage et décoffrage des parois.
- Ferrailage et coffrage de la dalle.
- Bétonnage et décoffrage de la dalle.

➤ Les avaloires

Dedimension50X30X60

cm en béton armé avec grille en fonte et raccordement jusqu'au réseau d'eaux de pluie.

VII.3. Détermination des volumes des travaux

VII.3.1. Décapage de la couche végétale

Le volume de la couche décapée est :

$$V_{dec} = B \times Z \times L(m^3) \quad (VII.1)$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

Z : hauteur de la couche (z=0.2m).

L : longueur totale des tranchées (m).

VII.3.2. Excavation des tranchées et des fouilles

Dans l'exécution des travaux, il est essentiel de suivre la pente définie par le profil en long. Les tranchées sont généralement excavées mécaniquement de l'aval vers l'amont.

Pour ces opérations, plusieurs paramètres sont cruciaux, notamment :

- Profondeur des regards.
- Profondeur des tranchées.
- Largeur des tranchées.

Ces paramètres doivent être strictement respectés afin d'assurer la conformité aux spécifications du projet et la fonctionnalité optimale des installations construites.

VII.3.3. Profondeur de la tranchée

La profondeur de la conduite doit être suffisante pour permettre la réalisation précise des branchements spécifiques et éviter toute interconnexion avec d'autres conduites.

La profondeur de la tranchée est :

$$H = e + d + h(m) \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur total du sablée = 0,2 (lit de poser = 0,1m et sable au-dessus de la conduite = 0,1m)

d : diamètre de la conduite (m).

h : la hauteur du remblai au-dessus du sable en haut de la conduite (h=1.2m).

VII.3.4. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte et un remblayage latéral de compacité adéquate, Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (2 \times C)(m) \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre extérieur de la conduite (m)

C : écartement entre les parois de la tranchée et la conduite (C=30cm si H<1.5m ; C = 50 cm si 1.5<H<2m et C=0.75 si H>2m).

VII.3.5. Volume des tranchées

$$V_{tr} = B \times H \times L \quad (\text{VII.4})$$

VII.3.6. Volume des déblais

C'est le volume des terres excavés du tranché, il est donné par la relation :

$$V_{deb} = V_{tr} \times Kf = B \times H \times L \times Kf \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

V_{tr} : volume de la tranchée (m^3).

K_f : coefficient de foisonnement (on le prend 1,4).

VII.3.7. Lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le volume du lit de sable est calculé par la formule :

$$V_{ls} = 0,1 \times B \times L(m^3) \quad (\text{VII-6})$$

VII.3.8. Volume de la conduit « V_c »

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

$$V_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \times L(m^3) \quad (\text{VII.7})$$

Avec : L : longueur totale de la tranchée (m).

D : diamètre de la conduite (m).

VII.3.9. Volume d'enrobage tamisé

Il est exprimé par la formule suivante :

$$V_{e.t} = B \times (D + 0.20) \times L \times V_c (m^3) \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

L : longueur totale de la conduite (m^3).

D : diamètre de la conduite (m).

VII.3.10. Le remblai des tranchées

Après la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement. Initialement, du sable similaire à celui utilisé pour le remblai latéral (lit de sable) est déposé jusqu'à 10 cm au-dessus de la partie supérieure de la conduite. Cela assure une répartition uniforme des charges sur la canalisation et la protège contre les dommages lors du remblaiement ultérieur. Ensuite, le remblai se poursuit avec les terres locales préalablement excavées (déblai de la tranchée).

VII.3.11. Volume de remblai

$$V_{rmb} = V_d - (V_{dec} + V_{ls} + V_c) \times K_t \quad (\text{VII-7})$$

K_t : coefficient de tassement (on le prend 1,2).

VII.3.12. Volume excédentaire

Une fois les tranchées remblayées, l'excédent de matériau doit être transporté vers la décharge publique. Le volume excédentaire est déterminé par la formule suivante :

$$V_{excé} = V_{deb} - V_{rmb} \quad \text{(VII-8)}$$

VII.4. Devis quantitatifs et estimatif

Pour estimer précisément le coût de réalisation de notre projet, il est nécessaire d'effectuer un calcul détaillé du devis estimatif et quantitatif. Ce processus implique d'évaluer les quantités requises pour toutes les opérations sur le terrain, ainsi que pour les équipements et fournitures nécessaires à la mise en œuvre du projet. Ensuite, ces quantités doivent être multipliées par les prix unitaires correspondants pour chaque élément :

- Travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- Excavation et creusement des tranchées.
- Fourniture et installation de lit de sable.
- Fourniture et pose de buses en PVC ou en béton armé.
- Construction de regards en béton armé.
- Remblaiement des tranchées.
- Transport des sols excédentaires.
- Travaux de génie civil.

VII.4.1. Réseau des eaux usées

Tableau VII- 1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux usées

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	M ³	12090,624	1000	12090,624
2	Lit de pose	M ³	539,76	1500	539,76
3	Enrobage	M ³	792066,1485	200	792066,1485
4	Remblai de la tranchée	M ³	9795,302074	600	9795,302074
5	Evacuation de terres excédentaires à la décharge	M ³	2295,321926	700	2295,321926
B	Canalisation				
1	PVC-0315	MI	4152	3200	13286400
C	Construction				
1	Regard	U	116	55000	6380000
THT					20483187,16
TVA19%					3891805,56
TTC					24374992,72

Vingt-quatre millions trois cent soixante-quatorze mille neuf cent quatre-vingt-douze virgule soixante-douze.

VII.4.2. Réseau des eaux pluviales

Tableau VII- 2 : Devis quantitatif et estimatif du réseau des eaux pluviales.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	M3	20306,678	1000	20306,678
2	Lit de pose	M3	804,24	1500	804,24
3	Enrobage	M3	927551,4216	200	927551,4216
4	Remblai de la tranchée	M3	16158,99945	600	16158,99945
5	Evacuation de terres excédentaires à la décharge	M3	4147,678548	700	4147,678548
B	Canalisation				
1	PVC-0315	MI	2065	3200	13286400
2	PVC-0400	MI	962	4300	4136600
3	PVC-0500	MI	1252	6500	8138000
4	PVC-0630	MI	393	8000	3144000
6	135A-0800	MI	358	10000	3580000
	135A-1000	MI	173	15000	2595000
	135A-1200	MI	92	20000	1840000
C	Construction				
1	Regard	U	182	55000	10010000
THT					47698969,02
TVA19%					9062804,113
TTC					56761773,13

Cinquante-six millions sept cent soixante et un mille sept cent soixante-treize virgule treize.

VII.5. Planification du projet

- A- Piquetage.
- B- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D- Aménagement du lit déposé.
- E- Construction des regards.
- F- Pose des canalisations dans les tranchées.
- G- Construction des ouvrages annexes.
- H- Assemblage des tuyaux.
- I- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J- Remblaiement des tranchées.
- K- Travaux de finition.

Tableau VII- 3 : Détermination des délais.

Avec :

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	16	0	16	0	16	0
B	20	16	36	16	36	0
C	54	36	90	36	90	0
D	22	90	112	113	135	22
E	45	90	135	90	135	0
F	23	90	113	112	135	23
G	30	90	120	105	135	30
H	17	135	152	135	152	0
I	17	152	169	152	169	0
J	21	169	190	169	190	0
K	20	190	210	190	210	0

- **TR** : temps de réalisation du projet.
- **DCP** : date de commencement au plus tôt des travaux.
- **DFP** : date de finissement au plus tôt des travaux.
- **DCPP** : date de commencement au plus tard des travaux.
- **DFPP** : date de finissement au plus tard des travaux
- **MT** : marge totale de l'exécution du projet

Donc :

- ❖ Le chemin critique est **A-B-C-E-H-I-J-K**.
- ❖ Temps de réalisation égal à : $\sum Tr=210$ jours

Conclusion

Il a été conclu que l'organisation du chantier vise à assurer une exécution des travaux qui répond aux délais, en garantissant une qualité de travail satisfaisante et un coût adéquat.

L'étude estimative des volumes de travaux nous permet d'établir que le coût total du projet est estimé à **81136765.85 DA**, avec une durée de réalisation de **210 jou**

Conclusion générale

Afin d'apporter un dimensionnement correct et adéquat, plusieurs étapes ont été suivies Dans ce travail,

Notre zone d'étude abrite une nouvelle agglomération, ce qui demande l'implantation de nouvelles infrastructures et par conséquent de nouveaux équipements comme un système d'évacuation des eaux.

Notre réseau d'évacuation doit être raccordé à un collecteur existant de la commune de Mahelma. La vérification de la capacité de ce dernier a été effectuée.

Notre terrain accidenté nécessite que les regards de chute soient dimensionnés de manière appropriée.

En conclusion de notre étude, nous estimons que ce projet pourrait être réalisé avec un coût estimé de **81,136,765.85 DA** et une durée de réalisation de **210 jours**.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- (1) Guessoum N. Apport des Etudes de Microzonage Sismique dans l'Aménagement de Futures Nouvelles Villes : Cas de la Nouvelle Ville de Sidi Abdellah (Algérie).
- (2) TOUAIBIA, B, 2003, « Cours d'hydrologie » Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA
- (3) KERLOC'H Bruno (C.E.T.E. NORD - PICARDIE) et MAELSTAF Damien (DDE 80) : LE DIMENSIONNEMENT DES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES AGGLOMERATIONS
- (4) Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- (5) MAYOUFI Salah Eddine. Étude du réseau d'assainissement de la zone r4 au nord de Bordj Bou Arreridj. Mémoire de fin d'études. Blida : ENSH, 2019.
- (6) Alain Morel ; L'assainissement des eaux pluviales en milieu urbain tropical subsaharien, Ecole National des Ponts et Chaussées ; (1996), Paris.
- (7) SATIN. M, SELMI B, Guide technique de l'assainissement 3ème Edition, à l'édition Eyrolles ;(1998) ; Paris
- (8) Bourrier. R ; les réseaux d'assainissement (calculs, application, perspectives) 5ème édition ; à l'édition Lavoisier ; (2008) ; Paris.
- (9) BENDIDA Ali, Cours Assainissement ;(2019/2020) ; Béchar

ANNEXE

ANNEXE I

LOI DU KHI-DEUX AVEC k DEGRÉS DE LIBERTÉ QUANTILES D'ORDRE $1 - \gamma$

k	γ										
	0.995	0.990	0.975	0.950	0.900	0.500	0.100	0.050	0.025	0.010	0.005
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.02	0.45	2.71	3.84	5.02	6.63	7.88
2	0.01	0.02	0.05	0.10	0.21	1.39	4.61	5.99	7.38	9.21	10.60
3	0.07	0.11	0.22	0.35	0.58	2.37	6.25	7.81	9.35	11.34	12.84
4	0.21	0.30	0.48	0.71	1.06	3.36	7.78	9.94	11.14	13.28	14.86
5	0.41	0.55	0.83	1.15	1.61	4.35	9.24	11.07	12.83	15.09	16.75
6	0.68	0.87	1.24	1.64	2.20	5.35	10.65	12.59	14.45	16.81	18.55
7	0.99	1.24	1.69	2.17	2.83	6.35	12.02	14.07	16.01	18.48	20.28
8	1.34	1.65	2.18	2.73	3.49	7.34	13.36	15.51	17.53	20.09	21.96
9	1.73	2.09	2.70	3.33	4.17	8.34	14.68	16.92	19.02	21.67	23.59
10	2.16	2.56	3.25	3.94	4.87	9.34	15.99	18.31	20.48	23.21	25.19
11	2.60	3.05	3.82	4.57	5.58	10.34	17.28	19.68	21.92	24.72	26.76
12	3.07	3.57	4.40	5.23	6.30	11.34	18.55	21.03	23.34	26.22	28.30
13	3.57	4.11	5.01	5.89	7.04	12.34	19.81	22.36	24.74	27.69	29.82
14	4.07	4.66	5.63	6.57	7.79	13.34	21.06	23.68	26.12	29.14	31.32
15	4.60	5.23	6.27	7.26	8.55	14.34	22.31	25.00	27.49	30.58	32.80
16	5.14	5.81	6.91	7.96	9.31	15.34	23.54	26.30	28.85	32.00	34.27
17	5.70	6.41	7.56	8.67	10.09	16.34	24.77	27.59	30.19	33.41	35.72
18	6.26	7.01	8.23	9.39	10.87	17.34	25.99	28.87	31.53	34.81	37.16
19	6.84	7.63	8.81	10.12	11.65	18.34	27.20	30.14	32.85	36.19	38.58
20	7.43	8.26	9.59	10.85	12.44	19.34	28.41	31.41	34.17	37.57	40.00
21	8.03	8.90	10.28	11.59	13.24	20.34	29.62	32.67	35.48	38.93	41.40
22	8.64	9.54	10.98	12.34	14.04	21.34	30.81	33.92	36.78	40.29	42.80
23	9.26	10.20	11.69	13.09	14.85	22.34	32.01	35.17	38.08	41.64	44.18
24	9.89	10.86	12.40	13.85	15.66	23.34	33.20	36.42	39.36	42.98	45.56
25	10.52	11.52	13.12	14.61	16.47	24.34	34.28	37.65	40.65	44.31	46.93
26	11.16	12.20	13.84	15.38	17.29	25.34	35.56	38.89	41.92	45.64	48.29
27	11.81	12.88	14.57	16.15	18.11	26.34	36.74	40.11	43.19	46.96	49.65
28	12.46	13.57	15.31	16.93	18.94	27.34	37.92	41.34	44.46	48.28	50.99
29	13.12	14.26	16.05	17.71	19.77	28.34	39.09	42.56	45.72	49.59	52.34
30	13.79	14.95	16.79	18.49	20.60	29.34	40.26	43.77	46.98	50.89	53.67
40	20.71	22.16	24.43	26.51	29.05	39.34	51.81	55.76	59.34	63.69	66.77
50	27.99	29.71	32.36	34.76	37.69	49.33	63.17	67.50	71.42	76.15	79.49
60	35.53	37.48	40.48	43.19	46.46	59.33	74.40	79.08	83.30	88.38	91.95
70	43.28	45.44	48.76	51.74	55.33	69.33	85.53	90.53	95.02	100.42	104.22
80	51.17	53.54	57.15	60.39	64.28	79.33	96.58	101.88	106.63	112.33	116.32
90	59.20	61.75	65.65	69.13	73.29	89.33	107.57	113.14	118.14	124.12	128.30
100	67.33	70.06	74.22	77.93	82.36	99.33	118.50	124.34	129.56	135.81	140.17

Si k est entre 30 et 100 mais n'est pas un multiple de 10, on utilise la table ci-haut et on fait une interpolation linéaire. Si $k > 100$ on peut, grâce au théorème limite central, approximer la loi $\chi^2(k)$ par la loi $N(k, 2k)$.

ANNEXE II

Coefficient de Manning-Strickler (ks) m^{1/3}/s.

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	90

ANNEXE III

Réseau des eaux usées :

Tableau V- 1 : Calculs du réseau 1 des eaux usées.

Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qeu (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10- Qeu	Rq	Rv	Rh	H (m)	Qps/100- Qeu	V (m/s)	Vitesse Autocurage
	Collecteur A_1																		
R'1-R'2	115,23	113,57	103,25	100,99	30,38	0,038	0,0034	62,65	315	3,1289	0,2211	0,0187	0,0154	0,34	0,1	0,0265	0,00119	1,0738	Vérifie
R'2-R'3	113,57	111,43	112,07	109,40	39,16	0,042	0,0034	61,59	315	3,2745	0,2313	0,0197	0,0147	0,34	0,1	0,0260	0,00109	1,1046	Vérifie
R'3-R'4	111,43	109,24	109,93	107,22	39,63	0,042	0,0034	61,55	315	3,2798	0,2317	0,0198	0,0147	0,34	0,1	0,0259	0,00108	1,1057	Vérifie
R'4-R'5	109,24	106,98	107,74	104,98	40,96	0,042	0,0034	61,42	315	3,2993	0,2331	0,0199	0,0146	0,34	0,1	0,0259	0,00107	1,1098	Vérifie
R'5-R'6	106,98	104,75	105,48	102,75	40,90	0,042	0,0034	61,46	315	3,2935	0,2327	0,0199	0,0146	0,34	0,1	0,0259	0,00107	1,1086	Vérifie
R'6-R'7	104,75	102,49	103,25	100,49	40,90	0,043	0,0034	61,26	315	3,3219	0,2347	0,0201	0,0145	0,34	0,1	0,0258	0,00105	1,1145	Vérifie
R'7-R'8	102,49	100,26	100,99	98,36	40,90	0,042	0,0034	61,46	315	3,2934	0,2327	0,0199	0,0146	0,34	0,1	0,0259	0,00107	1,1086	Vérifie
R'8-R'9	100,26	98,45	98,76	96,55	33,10	0,043	0,0034	61,38	315	3,3050	0,2335	0,0200	0,0146	0,34	0,1	0,0258	0,00106	1,1110	Vérifie
R'9-R'10	98,45	96,63	96,95	94,73	33,10	0,043	0,0034	61,29	315	3,3167	0,2343	0,0200	0,0145	0,34	0,1	0,0258	0,00106	1,1134	Vérifie
R'10-R'11	96,63	94,10	95,13	92,20	46,28	0,046	0,0034	60,49	315	3,4358	0,2427	0,0209	0,0140	0,33	0,09	0,0254	0,00097	1,1383	Vérifie
R'11-R'12	94,10	92,18	92,60	90,18	34,86	0,044	0,0034	61,11	315	3,3440	0,2363	0,0202	0,0144	0,33	0,1	0,0257	0,00104	1,1192	Vérifie
R'12-R'13	92,18	89,64	90,68	87,74	46,27	0,044	0,0034	60,98	315	3,3624	0,2376	0,0204	0,1400	0,69	0,25	0,0759	0,00102	2,3253	Vérifie
R'13-R'14	89,64	87,90	88,14	86,00	31,85	0,042	0,0034	61,52	315	3,2846	0,2321	0,0198	0,0147	0,34	0,1	0,0259	0,00108	1,1067	Vérifie
R'14-R'15	87,90	86,16	86,40	84,26	31,85	0,042	0,0034	61,52	315	3,2846	0,2321	0,0198	0,0147	0,34	0,1	0,0259	0,00108	1,1067	Vérifie
R'15-R'16	86,16	84,19	84,66	82,29	35,81	0,044	0,0034	61,05	315	3,3528	0,2369	0,0203	0,0144	0,33	0,1	0,0257	0,00103	1,1210	Vérifie
R'16-R'17	84,19	82,23	82,69	80,33	35,81	0,044	0,0034	61,12	315	3,3421	0,2361	0,0202	0,0144	1,13	0,1	0,0257	0,00104	1,1188	Vérifie
R'17-R'18	82,23	80,27	80,73	78,37	35,81	0,044	0,0034	61,12	315	3,3422	0,2361	0,0202	0,0144	0,33	0,1	0,0257	0,00104	1,1188	Vérifie
R'18-R'19	80,27	78,66	78,77	76,76	29,18	0,042	0,0034	61,68	315	3,2610	0,2304	0,0196	0,0148	0,34	0,1	0,0260	0,00110	1,1018	Vérifie
R'19-R'20	78,66	77,07	77,16	75,17	29,17	0,041	0,0034	61,88	315	3,2340	0,2285	0,0194	0,0149	0,34	0,1	0,0261	0,00112	1,0961	Vérifie
R'20-R'21	77,07	75,47	75,57	71,97	29,18	0,041	0,0034	61,78	315	3,2472	0,2294	0,0195	0,0148	0,34	0,1	0,0260	0,00111	1,0989	Vérifie
R'21-R'22	75,47	71,95	73,97	68,07	38,06	0,050	0,0069	77,68	315	3,5791	0,2529	0,0184	0,0273	0,43	0,11	0,0341	0,00437	1,5359	Vérifie
R'22-R'23	71,95	68,22	70,07	63,23	36,75	0,050	0,0069	77,68	315	3,5791	0,2529	0,0184	0,0273	0,43	0,11	0,0341	0,00437	1,5359	Vérifie
R'23-R'24	68,22	62,99	66,23	59,90	36,75	0,050	0,0069	77,68	315	3,5791	0,2529	0,0184	0,0273	1,14	0,11	0,0341	0,00437	1,5359	Vérifie
R'24-R'25	62,99	59,44	61,40	56,06	36,75	0,050	0,0069	77,68	315	3,5791	0,2529	0,0184	0,0273	0,43	0,11	0,0341	0,00437	1,5359	Vérifie
R'25-R'26	59,44	55,77	58,06	52,34	34,53	0,050	0,0069	77,68	315	3,5791	0,2529	0,0184	0,0273	0,43	0,11	0,0341	0,00437	1,5359	Vérifie
R'26-R'27	55,77	52,31	54,34	49,01	34,53	0,050	0,0069	77,68	315	3,5791	0,2529	0,0184	0,0273	0,43	0,11	0,0341	0,00437	1,5359	Vérifie
R'27-R'28	52,31	48,84	50,61	45,19	34,53	0,050	0,0069	77,68	315	3,5791	0,2529	0,0184	0,0273	0,43	0,11	0,0341	0,00437	1,5359	Vérifie
R'28-R'29	48,84	44,99	47,29	43,50	34,55	0,049	0,0069	77,97	315	3,5427	0,2503	0,0181	0,0276	0,43	0,11	0,0342	0,00440	1,5263	Vérifie

	Collecteur A_2																		
R'112-R'113	86,10	84,02	83,60	82,51	24,12	0,045	0,0017	46,85	315	3,3954	0,2399	0,0223	0,0071	0,26	0,08	0,0182	0,0007	0,8959	Vérifie
R'113-R'37	84,02	82,05	82,51	79,18	26,80	0,046	0,0017	46,66	315	3,4329	0,2425	0,0226	0,0070	0,26	0,08	0,0181	0,00073	0,9030	Vérifie
	Collecteur A																		
R'30-R'31	100,26	97,21	97,26	95,77	31,71	0,047	0,0021	50,30	315	3,4700	0,2452	0,0224	0,0086	0,28	0,09	0,0201	0,00035	0,9695	Vérifie
R'31-R'32	97,21	94,69	95,77	93,28	31,72	0,047	0,0021	50,30	315	3,4700	0,2452	0,0224	0,0086	0,28	0,09	0,0201	0,00035	0,9695	Vérifie
R'32-R'33	94,69	92,86	93,28	91,38	24,51	0,045	0,0039	63,97	315	3,3954	0,2399	0,0201	0,0163	0,35	0,1	0,0272	0,00150	1,1903	Vérifie
R'33-R'34	92,86	90,62	91,38	89,14	27,56	0,045	0,0039	63,97	315	3,3954	0,2399	0,0201	0,0163	0,35	0,1	0,0272	0,00150	1,1903	Vérifie
R'34-R'35	90,62	88,55	89,14	86,92	24,54	0,050	0,0039	62,71	315	3,5791	0,2529	0,0214	0,0154	0,34	0,1	0,0265	0,00137	1,2296	Vérifie
R'35-R'36	88,55	84,92	86,92	83,40	38,30	0,050	0,0039	62,71	315	3,5791	0,2529	0,0214	0,0154	0,34	0,1	0,0265	0,00137	1,2296	Vérifie
R'36-R'37	84,92	82,05	83,40	80,58	43,07	0,047	0,0039	63,45	315	3,4700	0,2452	0,0206	0,0159	0,35	0,1	0,0269	0,00145	1,2064	Vérifie
R'37-R'38	82,05	78,72	80,58	77,21	41,98	0,047	0,0159	107,47	315	3,4700	0,2452	0,0086	0,0649	0,57	0,17	0,0512	0,01345	1,9846	Vérifie
R'38-R'39	78,72	75,38	77,21	73,94	41,98	0,047	0,0159	107,47	315	3,4700	0,2452	0,0086	0,0649	0,57	0,17	0,0512	0,01345	1,9846	Vérifie
R'39-R'40	75,38	72,05	73,94	70,57	41,98	0,047	0,0159	107,47	315	3,4700	0,2452	0,0086	0,1400	0,69	0,25	0,0759	0,01345	2,3997	Vérifie
R'40-R'41	72,05	69,15	70,57	67,66	36,49	0,047	0,0159	107,47	315	3,4700	0,2452	0,0086	0,0649	0,57	0,17	0,0512	0,01345	1,9846	Vérifie
R'41-R'42	69,15	66,29	67,66	64,74	36,50	0,047	0,0159	107,47	315	3,4700	0,2452	0,0086	0,0649	0,57	0,17	0,0512	0,01345	1,9846	Vérifie
R'42-R'43	66,29	63,35	64,74	61,78	37,56	0,047	0,0159	107,47	315	3,4700	0,2452	0,0086	0,0649	0,57	0,17	0,0512	0,01345	1,9846	Vérifie
R'43-R'44	63,35	60,75	61,78	59,05	32,64	0,047	0,0198	116,68	315	3,4700	0,2452	0,0047	0,0808	1,13	0,19	0,0574	0,01735	2,0945	Vérifie
R'44-R'45	60,75	58,90	59,05	57,32	21,92	0,047	0,0198	116,68	315	3,4700	0,2452	0,0047	0,0808	0,60	0,19	0,0574	0,01735	2,0945	Vérifie
R'45-R'46	58,90	56,18	57,32	54,70	34,36	0,047	0,0198	116,68	315	3,4700	0,2452	0,0047	0,0808	0,60	0,19	0,0574	0,01735	2,0945	Vérifie
R'46-R'47	56,18	53,44	54,70	52,01	33,99	0,047	0,0198	116,68	315	3,4700	0,2452	0,0047	0,0808	0,60	0,19	0,0574	0,01735	2,0945	Vérifie
R'47-R'48	53,44	50,03	52,01	48,54	43,39	0,050	0,0198	115,34	315	3,5791	0,2529	0,0055	0,0783	0,60	0,19	0,0565	0,01727	2,1446	Vérifie
R'48-R'49	50,03	46,68	48,54	45,22	43,01	0,047	0,0198	116,68	315	1,9000	0,1342	0,0064	0,1475	0,70	0,26	0,0779	0,01846	1,3347	Vérifie
R'49-R'29	46,68	44,99	45,22	43,50	43,01	0,040	0,0198	120,22	315	1,3000	0,0918	0,0106	0,2156	0,80	0,31	0,0938	0,01888	1,0374	Vérifie
R'29-R'50	44,99	44,79	43,50	43,24	32,93	0,008	0,0267	181,83	315	1,4335	0,1013	0,0166	0,2636	1,14	0,35	0,1043	0,02569	1,2183	Vérifie
R'50-R'51	44,79	44,62	43,24	42,74	32,93	0,015	0,0267	161,70	315	1,9603	0,1385	0,0129	0,1928	0,77	0,30	0,0887	0,02532	1,5052	Vérifie

Tableau V- 2 : Calculs du réseau 2 des eaux usées.

Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qeu (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10- Qeu	Rq	Rv	Rh	H (m)	Qps/100- Qeu	V (m/s)	Vitesse Autocurage
	Collecteur B_1																		
R'52-R'53	102,21	101,78	100,71	99,80	45,73	0,020	0,0053	83,55	315	2,2636	0,1599	0,0107	0,0331	0,46	0,12	0,0371	0,0037	1,0455	Vérifie
R'53-R'54	101,78	99,27	99,80	97,71	41,89	0,045	0,0053	71,76	315	3,3954	0,2399	0,0187	0,0221	0,40	0,10	0,0311	0,0029	1,3418	Vérifie
R'54-R'55	99,27	96,74	97,71	95,28	34,00	0,045	0,0054	72,27	315	3,3954	0,2399	0,0186	0,0225	0,40	0,10	0,0313	0,0030	1,3517	Vérifie
R'55-R'56	96,74	94,63	95,28	93,10	35,28	0,045	0,0098	90,37	315	3,3954	0,2399	0,0142	0,0409	0,50	0,14	0,0408	0,0074	1,6895	Vérifie
R'56-R'57	94,63	92,49	93,10	91,01	35,28	0,045	0,0098	90,37	315	3,3954	0,2399	0,0142	0,0409	0,50	0,14	0,0408	0,0074	1,6895	Vérifie
R'57-R'58	92,49	90,35	91,01	88,86	35,29	0,047	0,0098	89,63	315	3,4700	0,2452	0,0147	0,0400	0,49	0,13	0,0404	0,0073	1,7139	Vérifie
R'58-R'59	90,35	88,41	88,86	86,88	35,18	0,042	0,0098	91,54	315	3,2803	0,2318	0,0134	0,0423	0,50	0,14	0,0415	0,0075	1,6514	Vérifie
R'59-R'60	88,41	86,46	86,88	84,98	40,44	0,042	0,014	104,64	315	3,2803	0,2318	0,0092	0,0604	0,56	0,16	0,0494	0,0117	1,8409	Vérifie
R'60-R'61	86,46	84,60	84,98	83,07	40,72	0,047	0,014	102,46	315	3,4700	0,2452	0,0105	0,0571	0,55	0,16	0,0480	0,0115	1,9172	Vérifie
R'61-R'62	84,60	82,77	83,07	81,19	40,14	0,047	0,014	102,46	315	3,4700	0,2452	0,0105	0,0571	0,55	0,16	0,0480	0,0115	1,9172	Vérifie
R'62-R'63	82,77	81,13	81,19	79,50	35,82	0,047	0,0248	126,96	315	3,4700	0,2452	0,0003	0,1012	0,64	0,21	0,0645	0,0223	2,2062	Vérifie
R'63-R'64	81,13	79,49	79,50	77,82	35,82	0,047	0,0248	126,96	315	3,4700	0,2452	0,0003	0,1012	0,64	0,21	0,0645	0,0223	2,2062	Vérifie
R'64-R'65	79,49	77,86	77,82	76,21	35,82	0,045	0,0248	128,00	315	3,3954	0,2399	0,0008	0,1400	0,69	0,25	0,0759	0,0224	2,3481	Vérifie
R'65-R'66	77,86	76,09	76,21	74,60	35,84	0,045	0,0248	128,00	315	3,3954	0,2399	0,0008	0,1034	0,64	0,22	0,0652	0,0224	2,1698	Vérifie
R'66-R'67	76,09	73,89	74,60	72,42	35,85	0,047	0,0248	126,96	315	3,4700	0,2452	0,0003	0,1012	0,64	0,21	0,0645	0,0223	2,2062	Vérifie
R'67-R'68	73,89	71,29	72,42	69,74	35,82	0,047	0,025	127,35	315	3,4700	0,2452	0,0005	0,1020	0,64	0,22	0,0648	0,0225	2,2104	Vérifie
R'68-R'69	71,29	69,27	69,74	67,75	26,02	0,042	0,025	130,06	315	3,2803	0,2318	0,0018	0,1079	1,13	0,22	0,0667	0,0227	2,1176	Vérifie
R'69-R'70	69,27	67,25	67,75	65,75	26,00	0,042	0,025	130,06	315	3,2803	0,2318	0,0018	0,1079	0,65	0,22	0,0667	0,0227	2,1176	Vérifie
R'70-R'71	67,25	65,80	65,75	64,27	19,71	0,040	0,025	131,25	315	3,2012	0,2262	0,0024	0,1105	0,65	0,22	0,0675	0,0227	2,0788	Vérifie
R'71-R'72	65,80	64,00	64,27	62,50	31,62	0,040	0,025	131,25	315	3,2012	0,2262	0,0024	0,1105	0,65	0,22	0,0675	0,0227	2,0788	Vérifie
R'72-R'73	64,00	63,15	62,50	61,65	34,48	0,025	0,025	143,64	315	2,5169	0,1778	0,0072	0,1406	0,69	0,25	0,0761	0,0232	1,7427	Vérifie
R'73-R'74	63,15	63,13	61,65	61,48	34,47	0,005	0,025	193,84	315	1,9000	0,1342	0,0116	0,1862	0,76	0,29	0,0872	0,0237	1,4415	Vérifie
R'74-R'75	63,13	63,25	61,48	61,32	31,63	0,005	0,0285	203,60	315	1,3000	0,0918	0,0193	0,3103	0,89	0,38	0,1142	0,0276	1,1509	Vérifie
R'75-R'76	63,25	61,97	61,32	60,53	31,65	0,025	0,0285	150,57	315	2,5308	0,1788	0,0106	0,1594	1,14	0,27	0,0809	0,0267	1,8218	Vérifie
R'76-R'77	61,97	59,96	60,53	58,46	26,70	0,040	0,0285	137,86	315	3,2012	0,2262	0,0059	0,1260	0,67	0,24	0,0721	0,0262	2,1494	Vérifie
R'77-R'78	59,96	57,72	58,46	56,26	26,72	0,045	0,0285	134,85	315	3,3954	0,2399	0,0045	0,1188	0,66	0,23	0,0700	0,0261	2,2449	Vérifie
R'78-R'79	57,72	55,77	56,26	54,22	23,19	0,045	0,0285	134,85	315	3,3954	0,2399	0,0045	0,1188	0,66	0,23	0,0700	0,0261	2,2449	Vérifie
R'79-R'80	55,77	52,23	54,22	50,75	42,01	0,047	0,0285	133,76	315	3,4700	0,2452	0,0040	0,1163	0,66	0,23	0,0692	0,0260	2,2816	Vérifie
R'80-R'81	52,23	48,70	50,75	47,20	42,01	0,049	0,0285	132,84	315	3,5344	0,2497	0,0035	0,1141	0,65	0,23	0,0686	0,0260	2,3133	Vérifie
	Collecteur B																		
R'82-R'83	83,70	79,42	80,10	77,92	46,41	0,047	0,0029	56,77	315	3,4700	0,2452	0,0216	0,0118	0,31	0,08	0,0235	0,00045	1,0808	Vérifie
R'83-R'84	79,42	77,89	77,92	76,39	43,48	0,035	0,0029	59,92	315	3,0046	0,2123	0,0183	0,0137	0,33	0,08	0,0251	0,00078	0,9862	Vérifie

R'84-R'85	77,89	76,97	76,39	75,47	39,22	0,023	0,0119	109,81	315	2,4518	0,1732	0,0054	0,0687	0,58	0,18	0,0528	0,01017	1,4231	Vérifie
R'85-R'86	76,97	77,45	75,47	75,31	39,21	0,004	0,0119	153,01	315	1,0123	0,0715	0,0047	0,1664	0,73	0,28	0,0826	0,01118	0,7391	Vérifie
R'86-R'87	77,45	77,32	75,31	75,16	39,21	0,004	0,0119	153,01	315	1,0123	0,0715	0,0047	0,1664	0,73	0,28	0,0826	0,01118	0,7391	Vérifie
R'87-R'88	77,32	76,59	75,16	75,00	39,21	0,004	0,0119	153,01	315	1,0123	0,0715	0,0047	0,1664	0,73	0,28	0,0826	0,01118	0,7391	Vérifie
R'88-R'89	76,59	75,24	75,00	73,74	39,23	0,032	0,0119	103,53	315	2,8687	0,2027	0,0084	0,0587	0,56	0,16	0,0487	0,00987	1,5974	Vérifie
R'89-R'90	75,24	73,53	73,74	72,05	39,25	0,043	0,0119	98,02	315	3,3191	0,2345	0,0115	0,0507	0,53	0,15	0,0453	0,00956	1,7714	Vérifie
R'90-R'91	73,53	71,65	72,05	70,14	39,25	0,043	0,0119	98,02	315	3,3191	0,2345	0,0115	0,0507	0,53	0,15	0,0453	0,00956	1,7714	Vérifie
R'91-R'92	71,65	69,51	70,14	68,00	39,27	0,043	0,0119	98,02	315	3,3191	0,2345	0,0115	0,0507	0,53	0,15	0,0453	0,00956	1,7714	Vérifie
R'92-R'93	69,51	67,56	68,00	66,11	34,87	0,043	0,0207	120,64	315	3,3191	0,2345	0,0027	0,0883	0,62	0,20	0,0601	0,01836	2,0450	Vérifie
R'93-R'94	67,56	65,60	66,11	64,16	34,86	0,043	0,0207	120,64	315	3,3191	0,2345	0,0027	0,0883	0,62	0,20	0,0601	0,01836	2,0450	Vérifie
R'94-R'95	65,60	63,67	64,16	62,13	34,72	0,047	0,0207	118,64	315	3,4700	0,2452	0,0038	0,1400	0,69	0,25	0,0759	0,01825	2,3997	Vérifie
R'95-R'96	63,67	61,81	62,13	60,28	35,12	0,047	0,0207	118,64	315	3,4700	0,2452	0,0038	0,0844	0,61	0,20	0,0587	0,01825	2,1162	Vérifie
R'96-R'97	61,81	60,61	60,28	59,12	15,74	0,042	0,0207	121,17	315	3,2803	0,2318	0,0025	0,0893	0,62	0,20	0,0605	0,01838	2,0265	Vérifie
R'97-R'98	60,61	59,13	59,12	57,62	35,72	0,042	0,0207	121,17	315	3,2803	0,2318	0,0025	0,0893	0,62	0,20	0,0605	0,01838	2,0265	Vérifie
R'98-R'99	59,13	58,02	57,62	56,52	35,94	0,031	0,0207	128,47	315	2,8067	0,1983	0,0009	0,1044	1,13	0,22	0,0655	0,01872	1,7977	Vérifie
R'99-R'100	58,02	57,02	56,52	55,52	35,31	0,028	0,0207	130,46	315	2,6940	0,1903	0,0017	0,1088	0,65	0,22	0,0669	0,01880	1,7425	Vérifie
R'100-R'101	57,02	55,97	55,52	54,47	36,40	0,029	0,0207	130,00	315	2,7191	0,1921	0,0015	0,1078	0,65	0,22	0,0666	0,01878	1,7548	Vérifie
R'101-R'102	55,97	55,07	54,47	53,57	25,32	0,036	0,0207	125,01	315	3,0186	0,2133	0,0006	0,0971	0,63	0,21	0,0631	0,01857	1,9009	Vérifie
R'102-R'103	55,07	54,16	53,57	52,66	32,62	0,028	0,0248	140,00	315	2,6738	0,1889	0,0059	0,1313	0,68	0,25	0,0736	0,02291	1,8155	Vérifie
R'103-R'104	54,16	53,24	52,66	51,74	32,63	0,028	0,0248	139,72	315	1,9000	0,1342	0,0114	0,1848	0,76	0,29	0,0869	0,02346	1,4375	Vérifie
R'104-R'105	53,24	52,33	51,74	50,83	32,62	0,028	0,0248	140,00	315	1,3000	0,0918	0,0156	0,2700	0,86	0,35	0,1056	0,02388	1,1121	Vérifie
R'105-R'106	52,33	51,41	50,83	49,91	32,62	0,028	0,0248	139,71	315	2,6885	0,1899	0,0058	0,1306	1,14	0,24	0,0734	0,02290	1,8227	Vérifie
R'106-R'107	51,41	50,17	49,91	48,67	44,37	0,028	0,0248	139,95	315	2,6764	0,1891	0,0059	0,1312	0,68	0,25	0,0735	0,02291	1,8167	Vérifie
R'107-R'108	50,17	48,92	48,67	47,42	44,37	0,028	0,0248	139,74	315	2,6872	0,1898	0,0058	0,1306	0,68	0,24	0,0734	0,02290	1,8220	Vérifie
R'108-R'81	48,92	48,70	47,42	47,20	44,36	0,005	0,0248	193,56	315	1,1272	0,0796	0,0168	0,3114	0,89	0,38	0,1145	0,02400	0,9987	Vérifie
R'81-R'109	48,70	46,74	47,20	45,24	38,51	0,038	0,0533	176,08	315	3,1176	0,2203	0,0313	0,2420	0,83	0,33	0,0996	0,05110	2,5833	Vérifie
R'109-R'110	46,74	45,80	45,24	44,30	38,55	0,024	0,0533	191,29	315	2,4997	0,1766	0,0356	0,3018	0,88	0,37	0,1124	0,05153	2,1990	Vérifie
R'110-R'111	45,80	45,08	44,30	43,58	29,44	0,024	0,0533	191,19	315	2,5034	0,1769	0,0356	0,3014	0,88	0,37	0,1123	0,05153	2,2015	Vérifie
R'111-R'51	45,08	44,62	43,58	42,74	27,09	0,031	0,0533	182,93	315	2,8160	0,1989	0,0334	0,2679	0,85	0,35	0,1052	0,05131	2,4038	Vérifie
R'51-R'114	44,62	42,77	42,74	41,28	32,44	0,045	0,0807	199,24	315	3,3954	0,2399	0,0567	0,3364	0,90	0,40	0,1196	0,07830	3,0598	Vérifie
R'114-R'115	42,77	42,54	41,28	41,04	39,97	0,006	0,0807	289,83	315	1,2497	0,0883	0,0719	0,9140	1,14	0,75	0,2237	0,07982	1,4237	Vérifie
R'115-R'116	42,54	42,24	41,04	40,74	41,67	0,007	0,0807	280,93	315	1,3581	0,0960	0,0711	0,8410	1,13	0,70	0,2107	0,07974	1,5312	Vérifie
R'116-R'117	42,24	41,65	40,74	40,15	41,38	0,014	0,0807	247,14	315	1,9114	0,1350	0,0672	0,5976	1,05	0,55	0,1657	0,07935	2,0024	Vérifie
R'117-Rejet'1	41,65	40,91	40,15	39,41	38,08	0,019	0,0807	233,21	315	2,2314	0,1576	0,0649	0,5119	1,01	0,51	0,1516	0,07912	2,2481	Vérifie

Réseau des eaux pluviales

Tableau V- 3 : Calculs du réseau 1 des eaux pluviales.

Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10- Qpl	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps/100- Qpl	Vitesse Autocurage
Collecteur A																			
R1-R2	117,89	116,82	116,39	115,29	19,94	0,040	0,1308	244,13	315	3,201	0,226	0,02262	0,578	1,040	0,542	0,162	3,331	0,00226	Vérifie
R2-R3	116,82	115,57	115,59	113,72	22,67	0,043	0,1308	240,84	315	3,319	0,234	0,02345	0,558	1,032	0,530	0,159	3,424	0,00234	Vérifie
R3-R4	115,57	113,75	114,32	112,54	27,53	0,043	0,1308	240,84	315	3,319	0,234	0,02345	0,558	1,032	0,530	0,159	3,424	0,00234	Vérifie
R4-R5	113,75	112,65	112,54	111,22	26,00	0,043	0,1308	240,84	315	3,319	0,234	0,02345	0,558	1,032	0,530	0,159	3,424	0,00234	Vérifie
R5-R6	112,65	111,33	111,42	109,60	26,00	0,043	0,1308	240,84	315	3,319	0,234	0,02345	0,558	1,032	0,530	0,159	3,424	0,00234	Vérifie
R6-R7	111,33	109,54	110,10	107,17	31,03	0,043	0,1308	240,84	315	3,319	0,234	0,02345	0,558	1,032	0,530	0,159	3,424	0,00234	Vérifie
R7-R8	109,54	107,15	108,27	104,89	29,73	0,043	0,2009	282,89	315	3,319	0,234	0,02345	0,857	1,132	0,712	0,214	3,756	0,00234	Vérifie
R8-R9	107,15	104,74	105,89	102,34	30,74	0,044	0,2009	281,67	315	3,357	0,237	0,02372	0,847	1,129	0,706	0,212	3,791	0,00237	Vérifie
R9-R10	104,74	102,30	103,54	99,78	29,94	0,042	0,2009	284,14	315	3,280	0,232	0,02318	0,867	1,134	0,718	0,215	3,720	0,00232	Vérifie
R10-R11	102,30	99,40	101,08	97,20	36,81	0,043	0,2009	282,89	315	3,319	0,234	0,02345	0,857	1,132	0,712	0,214	3,756	0,00234	Vérifie
R11-R12	99,40	97,66	98,20	95,33	21,95	0,040	0,2009	286,75	315	3,201	0,226	0,02262	0,888	1,137	0,730	0,219	3,641	0,00226	Vérifie
R12-R13	97,66	96,06	96,33	93,83	20,01	0,025	0,2009	313,17	400	3,066	0,385	0,03851	0,522	1,013	0,511	0,204	3,106	0,00385	Vérifie
R13-R14	96,06	94,63	94,83	92,37	18,09	0,025	0,2009	313,17	400	3,066	0,385	0,03851	0,522	1,013	0,511	0,204	3,106	0,00385	Vérifie
R14-R15	94,63	92,74	93,37	90,54	23,82	0,035	0,3613	366,40	400	3,628	0,456	0,04556	0,793	1,110	0,672	0,269	4,026	0,00456	Vérifie
R15-R16	92,74	91,12	91,54	88,53	20,23	0,035	0,3613	366,40	400	3,628	0,456	0,04556	0,793	1,110	0,673	0,269	4,026	0,00456	Vérifie
R16-R17	91,12	88,92	89,83	86,59	26,89	0,035	0,3613	366,40	400	3,628	0,456	0,04556	0,793	1,110	0,673	0,269	4,026	0,00456	Vérifie
R17-R18	88,92	87,31	87,59	84,89	20,01	0,025	0,3613	390,27	400	3,066	0,385	0,03851	0,938	1,139	0,761	0,304	3,493	0,00385	Vérifie
R18-R19	87,31	85,41	86,09	82,85	23,99	0,035	0,3613	366,40	400	3,628	0,456	0,04556	0,793	1,110	0,673	0,269	4,026	0,00456	Vérifie
R19-Rejet 1	85,41	82,57	84,05	81,25	35,69	0,045	0,3613	349,54	400	4,113	0,517	0,05166	0,699	1,076	0,613	0,245	4,425	0,00517	Vérifie
Collecteur A-1																			
R20-R21	98,78	96,75	96,68	94,55	29,28	0,039	0,0191	119,44	315	3,146	0,222	0,02222	0,086	0,612	0,198	0,059	1,926	0,00222	Vérifie
R21-R14	96,75	94,63	95,55	92,37	30,70	0,038	0,0191	119,59	315	3,134	0,221	0,02214	0,086	0,613	0,198	0,059	1,921	0,00221	Vérifie
Collecteur A-2																			
R22-R23	108,72	108,02	107,22	106,52	27,82	0,025	0,115	254,05	315	2,531	0,179	0,01788	0,643	1,061	0,578	0,174	2,685	0,00179	Vérifie
R23-R24	108,02	106,94	106,52	105,27	27,27	0,035	0,115	238,52	315	2,994	0,212	0,02116	0,544	1,025	0,523	0,157	3,069	0,00212	Vérifie
R24-R25	106,94	105,85	105,57	104,07	20,06	0,035	0,115	238,52	315	2,994	0,212	0,02116	0,544	1,025	0,523	0,157	3,069	0,00212	Vérifie
R25-R26	105,85	104,75	104,57	103,08	19,82	0,035	0,115	238,52	315	2,994	0,212	0,02116	0,544	1,025	0,523	0,157	3,069	0,00212	Vérifie
R26-R27	104,75	103,65	103,38	101,98	19,78	0,035	0,115	238,52	315	2,994	0,212	0,02116	0,544	1,025	0,523	0,157	3,069	0,00212	Vérifie
R27-R28	103,65	102,56	102,38	100,89	19,73	0,035	0,115	238,52	315	2,994	0,212	0,02116	0,544	1,025	0,523	0,157	3,069	0,00212	Vérifie
R28-R29	102,56	101,46	101,29	100,00	19,73	0,035	0,115	238,52	315	2,994	0,212	0,02116	0,544	1,025	0,523	0,157	3,069	0,00212	Vérifie

R29-R30	101,46	100,46	100,20	99,24	21,91	0,035	0,115	238,52	315	2,994	0,212	0,02116	0,544	1,025	0,523	0,157	3,069	0,00212	Vérifie
R30-R31	100,46	100,36	99,24	98,87	28,59	0,013	0,115	287,19	315	1,825	0,129	0,01289	0,892	1,138	0,733	0,220	2,077	0,00129	Vérifie
R31-R32	100,36	98,72	98,87	96,19	49,23	0,030	0,115	245,51	315	2,772	0,196	0,01959	0,587	1,044	0,546	0,164	2,894	0,00196	Vérifie
R32-R33	98,72	96,01	97,39	93,81	32,02	0,043	0,115	229,49	315	3,319	0,234	0,02345	0,490	0,994	0,494	0,148	3,301	0,00234	Vérifie
R33-R34	96,01	94,25	94,81	91,58	20,87	0,040	0,115	232,62	315	3,201	0,226	0,02262	0,508	1,005	0,503	0,151	3,219	0,00226	Vérifie
R34-R35	94,25	91,19	92,98	88,75	40,79	0,040	0,2006	286,59	315	3,201	0,226	0,02262	0,887	1,137	0,730	0,219	3,641	0,00226	Vérifie
R35-R36	91,19	88,98	89,95	86,43	24,89	0,045	0,2006	280,33	315	3,395	0,240	0,02399	0,836	1,126	0,699	0,210	3,823	0,00240	Vérifie
R36-R37	88,98	86,20	87,63	84,01	31,66	0,045	0,2006	280,33	315	3,395	0,240	0,02399	0,836	1,126	0,699	0,210	3,823	0,00240	Vérifie
R37-R38	86,20	84,17	85,01	82,01	29,91	0,040	0,2006	286,59	315	3,201	0,226	0,02262	0,887	1,137	0,730	0,219	3,641	0,00226	Vérifie
R38-Rejet 1	84,17	82,57	82,81	81,25	24,39	0,031	0,2006	300,07	400	3,431	0,431	0,04309	0,466	0,979	0,480	0,192	3,357	0,00431	Vérifie

Tableau V- 4 : Calculs du réseau 2 des eaux pluviales.

Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10- Qpl	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps/100- Qpl	Vitesse Autocurage
Collecteur B																			
R39-R40	107,00	105,61	105,50	104,28	30,47	0,040	0,0848	207,51	315	3,201	0,226	0,02262	0,375	0,923	0,425	0,127	2,955	0,00226	Vérifie
R40-R41	105,61	104,37	104,28	103,11	27,22	0,043	0,0848	204,71	315	3,319	0,234	0,02345	0,362	0,915	0,416	0,125	3,038	0,00234	Vérifie
R41-R42	104,37	103,44	103,11	102,11	33,47	0,030	0,1956	299,62	315	2,772	0,196	0,01959	0,999	1,143	0,808	0,242	3,168	0,00196	Vérifie
R42-R43	103,44	102,23	102,11	100,96	38,30	0,030	0,1956	299,62	315	2,772	0,196	0,01959	0,999	1,143	0,808	0,242	3,168	0,00196	Vérifie
R43-R44	102,23	100,73	100,96	98,32	33,46	0,043	0,1956	280,07	315	3,319	0,234	0,02345	0,834	1,125	0,698	0,209	3,735	0,00234	Vérifie
R44-R45	100,73	98,16	99,52	96,95	31,92	0,043	0,1956	280,07	315	3,319	0,234	0,02345	0,834	1,125	0,698	0,209	3,735	0,00234	Vérifie
R45-R46	98,16	97,41	96,95	95,94	33,74	0,030	0,1956	299,62	315	2,772	0,196	0,01959	0,999	1,143	0,808	0,242	3,168	0,00196	Vérifie
R46-R47	97,41	96,80	95,94	95,36	19,39	0,030	0,1956	299,62	315	2,772	0,196	0,01959	0,999	1,143	0,808	0,242	3,168	0,00196	Vérifie
R47-R48	96,80	96,55	95,36	94,00	35,60	0,010	0,1956	368,16	400	1,939	0,244	0,02435	0,803	1,114	0,679	0,272	2,160	0,00244	Vérifie
R48-R49	96,55	94,30	95,00	92,00	33,61	0,030	0,7124	486,50	500	3,897	0,765	0,07648	0,931	1,139	0,757	0,378	4,440	0,00765	Vérifie
R49-R50	94,30	92,68	93,00	90,24	30,15	0,025	0,7124	503,42	630	4,017	1,135	0,11353	0,627	1,057	0,569	0,342	4,246	0,01135	Vérifie
R50-R51	92,68	90,80	91,24	88,70	29,95	0,035	0,7124	472,64	500	4,209	0,826	0,08261	0,862	1,133	0,715	0,358	4,770	0,00826	Vérifie
R51-R52	90,80	88,82	89,20	85,93	36,11	0,035	0,7124	472,64	500	4,209	0,826	0,08261	0,862	1,133	0,715	0,358	4,770	0,00826	Vérifie
R52-R53	88,82	86,57	87,43	83,62	23,71	0,030	0,8816	526,98	630	4,401	1,244	0,12437	0,709	1,079	0,619	0,371	4,747	0,01244	Vérifie
R53-R54	86,57	84,22	85,22	80,91	22,16	0,032	0,8816	520,64	630	4,545	1,284	0,12844	0,686	1,072	0,605	0,363	4,874	0,01284	Vérifie
R54-R55	84,22	81,59	82,91	78,25	23,87	0,028	0,8816	533,84	630	4,252	1,201	0,12015	0,734	1,087	0,635	0,381	4,621	0,01201	Vérifie
R55-R56	81,59	78,64	80,25	75,15	36,62	0,030	0,8816	526,98	630	4,401	1,244	0,12437	0,709	1,079	0,619	0,371	4,747	0,01244	Vérifie
R56-Rejet2	78,64	75,15	77,15	73,88	32,41	0,030	0,8816	526,98	630	4,401	1,244	0,12437	0,709	1,079	0,619	0,371	4,747	0,01244	Vérifie
Collecteur B-1																			
R57-R58	102,33	101,87	100,83	99,18	43,62	0,015	0,2508	374,55	400	2,375	0,298	0,02983	0,841	1,127	0,702	0,281	2,677	0,00298	Vérifie
R58-R59	101,87	99,36	100,18	96,72	41,54	0,040	0,2508	311,63	400	3,878	0,487	0,04871	0,515	1,009	0,507	0,203	3,914	0,00487	Vérifie
R59-R48	99,36	96,55	97,52	94,35	37,93	0,045	0,2508	304,56	400	4,123	0,518	0,05178	0,484	0,991	0,490	0,196	4,084	0,00518	Vérifie

Collecteur B-2

R60-R61	97,36	94,48	94,36	92,09	28,22	0,045	0,0323	141,33	315	3,395	0,240	0,02399	0,135	0,684	0,248	0,074	2,322	0,00240	Vérifie
R61-R62	94,48	92,33	93,09	88,87	22,78	0,045	0,0323	141,33	315	3,395	0,240	0,02399	0,135	0,684	0,248	0,074	2,322	0,00240	Vérifie
R62-R52	92,33	88,82	91,07	86,24	30,17	0,048	0,0323	139,90	315	3,489	0,246	0,02465	0,131	0,679	0,245	0,074	2,368	0,00246	Vérifie

Tableau V- 5 : Calculs du réseau 3 des eaux pluviales.

Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10- Qpl	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps/100- Qpl	Vitesse Autocurage
Collecteur C																			
R63-R64	91,30	89,20	89,30	87,82	32,93	0,045	0,157	255,72	315	3,395	0,240	0,02399	0,654	1,064	0,585	0,176	3,613	0,00240	Vérifie
R64-R65	89,20	87,73	87,82	86,09	33,96	0,045	0,157	255,72	315	3,395	0,240	0,02399	0,654	1,064	0,585	0,176	3,613	0,00240	Vérifie
R65-R66	87,73	85,00	86,29	82,50	51,12	0,045	0,157	255,72	315	3,395	0,240	0,02399	0,654	1,064	0,585	0,176	3,613	0,00240	Vérifie
R66-R67	85,00	82,00	83,80	80,73	39,19	0,045	0,157	255,72	315	3,395	0,240	0,02399	0,654	1,064	0,585	0,176	3,613	0,00240	Vérifie
R67-R68	82,00	81,71	80,73	80,03	25,00	0,020	0,157	297,71	315	2,264	0,160	0,01599	0,982	1,141	0,792	0,238	2,582	0,00160	Vérifie
R68-R69	81,71	80,36	80,23	78,65	22,20	0,040	0,157	261,43	315	3,201	0,226	0,02262	0,694	1,074	0,610	0,183	3,439	0,00226	Vérifie
R69-R70	80,36	78,41	79,15	76,66	33,17	0,045	0,157	255,72	315	3,395	0,240	0,02399	0,654	1,064	0,585	0,176	3,613	0,00240	Vérifie
R70-R71	78,41	76,22	77,16	74,52	36,40	0,045	0,157	255,72	315	3,395	0,240	0,02399	0,654	1,064	0,585	0,176	3,613	0,00240	Vérifie
R71-R72	76,22	75,30	75,02	73,79	18,16	0,040	0,157	261,43	315	3,201	0,226	0,02262	0,694	1,074	0,610	0,183	3,439	0,00226	Vérifie
R72-R73	75,30	74,00	73,79	72,52	31,83	0,040	0,157	261,43	315	3,201	0,226	0,02262	0,694	1,074	0,610	0,183	3,439	0,00226	Vérifie
R73-R74	74,00	72,89	72,52	71,41	24,65	0,045	0,157	255,72	315	3,395	0,240	0,02399	0,654	1,064	0,585	0,176	3,613	0,00240	Vérifie
R74-R75	72,89	72,05	71,41	70,63	39,36	0,020	0,157	297,71	315	2,264	0,160	0,01599	0,982	1,141	0,792	0,238	2,582	0,00160	Vérifie
R75-R76	72,05	71,38	70,63	69,89	40,78	0,018	0,157	303,65	400	2,601	0,327	0,03267	0,481	0,988	0,488	0,195	2,571	0,00327	Vérifie
R76-R77	71,38	70,79	69,89	69,25	40,24	0,016	0,157	310,43	400	2,453	0,308	0,03081	0,510	1,006	0,504	0,202	2,468	0,00308	Vérifie
R77-R78	70,79	70,11	69,25	68,41	37,74	0,017	0,8421	576,20	630	3,313	0,936	0,09362	0,899	1,139	0,737	0,442	3,772	0,00936	Vérifie
R78-R79	70,11	70,11	68,61	67,99	43,71	0,005	0,8421	776,11	800	1,814	0,911	0,09112	0,924	1,139	0,752	0,602	2,066	0,00911	Vérifie
R79-Rejet 3	70,11	69,39	68,19	67,62	45,91	0,008	0,8421	710,64	800	2,294	1,153	0,11526	0,731	1,086	0,633	0,506	2,491	0,01153	Vérifie
Collecteur C-1																			
R80-R81	87,13	85,90	85,63	83,12	37,14	0,030	0,1919	297,49	315	2,772	0,196	0,01959	0,980	1,141	0,791	0,237	3,162	0,00196	Vérifie
R81-R82	85,90	82,86	84,52	81,63	37,15	0,040	0,1919	281,86	315	3,201	0,226	0,02262	0,848	1,130	0,707	0,212	3,616	0,00226	Vérifie
R82-R83	82,86	81,63	81,63	80,28	33,72	0,040	0,1919	281,86	315	3,201	0,226	0,02262	0,848	1,130	0,707	0,212	3,616	0,00226	Vérifie
R83-R84	81,63	80,72	80,28	78,37	30,31	0,030	0,6851	479,43	500	3,897	0,765	0,07648	0,896	1,138	0,735	0,367	4,436	0,00765	Vérifie
R84-R85	80,72	78,89	79,37	77,43	23,75	0,040	0,6851	454,25	500	4,500	0,883	0,08831	0,776	1,103	0,662	0,331	4,963	0,00883	Vérifie
R85-R86	78,89	77,94	77,43	75,76	24,24	0,040	0,6851	454,25	500	4,500	0,883	0,08831	0,776	1,103	0,662	0,331	4,963	0,00883	Vérifie
R86-R87	77,94	75,98	76,46	73,59	29,14	0,040	0,6851	454,25	500	4,500	0,883	0,08831	0,776	1,103	0,662	0,331	4,963	0,00883	Vérifie
R87-R88	75,98	73,46	74,59	71,75	36,11	0,040	0,6851	454,25	500	4,500	0,883	0,08831	0,776	1,103	0,662	0,331	4,963	0,00883	Vérifie
R88-R89	73,46	73,70	72,15	70,93	31,76	0,010	0,6851	630,77	800	2,565	1,289	0,12886	0,532	1,019	0,516	0,413	2,613	0,01289	Vérifie
R89-R77	73,70	70,79	71,43	69,25	39,47	0,038	0,6851	458,64	500	4,386	0,861	0,08608	0,796	1,111	0,674	0,337	4,873	0,00861	Vérifie

Collecteur C-2																			
R90-R91	77,05	77,38	75,55	75,40	30,43	0,005	0,5346	611,26	800	2,176	1,093	0,10934	0,489	0,993	0,493	0,394	2,162	0,01093	Vérifie
R91-R92	77,38	77,55	75,40	75,25	29,93	0,005	0,5346	654,52	800	1,814	0,911	0,09112	0,587	1,044	0,546	0,437	1,893	0,00911	Vérifie
R92-R93	77,55	77,22	75,25	75,10	29,93	0,005	0,5346	654,52	800	1,814	0,911	0,09112	0,587	1,044	0,546	0,437	1,893	0,00911	Vérifie
R93-R94	77,22	76,66	75,10	74,95	30,17	0,005	0,5346	654,52	800	1,814	0,911	0,09112	0,587	1,044	0,546	0,437	1,893	0,00911	Vérifie
R94-R95	76,66	75,80	74,95	74,10	29,98	0,015	0,5346	497,47	500	2,756	0,541	0,05408	0,989	1,141	0,798	0,399	3,145	0,00541	Vérifie
R95-R96	75,80	74,38	74,50	72,85	30,04	0,035	0,5346	424,40	500	4,209	0,826	0,08261	0,647	1,062	0,581	0,290	4,471	0,00826	Vérifie
R96-R97	74,38	73,10	73,05	71,39	30,16	0,035	0,5346	424,40	500	4,209	0,826	0,08261	0,647	1,062	0,581	0,290	4,471	0,00826	Vérifie
R97-R98	73,10	71,57	71,79	69,20	29,96	0,040	0,5346	413,90	500	4,500	0,883	0,08831	0,605	1,050	0,557	0,278	4,726	0,00883	Vérifie
R98-Rejet 3	71,57	69,39	70,20	67,62	41,34	0,038	0,5346	417,64	500	4,393	0,862	0,08622	0,620	1,055	0,565	0,282	4,633	0,00862	Vérifie

Tableau V- 6 : Calculs du réseau 4 des eaux pluviales.

Tronçon	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Qps/10- Qpl	Rq	Rv	Rh	H (m)	V (m/s)	Qps/100- Qpl	Vitesse Autocurage
Collecteur D																			
R99-R100	68,24	66,80	66,74	64,99	29,96	0,045	0,4375	375,55	400	4,113	0,517	0,05166	0,847	1,129	0,706	0,282	4,644	0,00517	Vérifie
R100-R101	66,80	64,89	65,39	63,14	30,13	0,045	0,4375	375,55	400	4,113	0,517	0,05166	0,847	1,129	0,706	0,282	4,644	0,00517	Vérifie
R101-R102	64,89	63,00	63,64	61,29	30,10	0,045	0,4375	375,55	400	4,113	0,517	0,05166	0,847	1,129	0,706	0,282	4,644	0,00517	Vérifie
R102-R103	63,00	61,31	61,79	59,86	27,20	0,045	0,4375	375,55	400	4,113	0,517	0,05166	0,847	1,129	0,706	0,282	4,644	0,00517	Vérifie
R103-R104	61,31	60,71	60,06	59,04	20,63	0,040	0,4375	383,93	400	3,878	0,487	0,04871	0,898	1,138	0,736	0,295	4,415	0,00487	Vérifie
R104-R105	60,71	59,20	59,04	57,68	30,13	0,045	0,4375	375,55	400	4,113	0,517	0,05166	0,847	1,129	0,706	0,282	4,644	0,00517	Vérifie
R105-R106	59,20	58,37	57,68	56,85	29,95	0,028	0,4375	410,49	500	3,765	0,739	0,07389	0,592	1,046	0,549	0,275	3,937	0,00739	Vérifie
R106-R107	58,37	57,60	56,85	56,10	29,91	0,025	0,4375	419,30	500	3,558	0,698	0,06982	0,627	1,057	0,569	0,284	3,759	0,00698	Vérifie
R107-R108	57,60	56,65	56,10	55,14	30,06	0,032	0,4375	400,34	500	4,025	0,790	0,07899	0,554	1,030	0,528	0,264	4,145	0,00790	Vérifie
R108-R109	56,65	55,50	55,14	54,04	43,79	0,025	0,4375	419,30	500	3,558	0,698	0,06982	0,627	1,057	0,569	0,284	3,759	0,00698	Vérifie
R109-R110	55,50	54,72	54,04	53,28	29,36	0,026	0,7355	505,75	630	4,097	1,158	0,11578	0,635	1,059	0,574	0,344	4,338	0,01158	Vérifie
R110-R111	54,72	53,90	53,28	52,40	30,17	0,029	0,7355	495,50	500	3,832	0,752	0,07520	0,978	1,140	0,789	0,395	4,370	0,00752	Vérifie
R111-R112	53,90	52,90	52,40	51,36	29,95	0,035	0,7355	478,33	500	4,209	0,826	0,08261	0,890	1,138	0,732	0,366	4,789	0,00826	Vérifie
R112-R113	52,90	52,00	51,36	50,51	30,22	0,028	0,7355	498,77	500	3,765	0,739	0,07389	0,995	1,142	0,805	0,402	4,301	0,00739	Vérifie
R113-R114	52,00	51,54	50,51	50,04	21,38	0,022	0,7355	521,84	630	3,769	1,065	0,10650	0,691	1,073	0,607	0,364	4,045	0,01065	Vérifie
R114-R115	51,54	50,50	50,04	49,01	32,14	0,032	0,7355	486,44	500	4,025	0,790	0,07899	0,931	1,139	0,756	0,378	4,586	0,00790	Vérifie
R115-R116	50,50	49,67	49,01	48,18	36,16	0,023	0,7355	517,51	630	3,853	1,089	0,10889	0,675	1,069	0,598	0,359	4,121	0,01089	Vérifie
R116-R117	49,67	48,50	48,18	47,04	40,79	0,028	0,7355	498,77	500	3,765	0,739	0,07389	0,995	1,142	0,805	0,402	4,301	0,00739	Vérifie
R117-R118	48,50	47,35	47,04	45,59	40,95	0,028	0,7355	498,77	500	3,765	0,739	0,07389	0,995	1,142	0,805	0,402	4,301	0,00739	Vérifie
R118-R119	47,35	46,70	45,89	44,88	28,60	0,025	1,4936	711,53	800	4,056	2,038	0,20375	0,733	1,087	0,634	0,507	4,407	0,02038	Vérifie
R119-R120	46,70	45,90	44,88	44,14	29,53	0,025	1,4936	711,53	800	4,056	2,038	0,20375	0,733	1,087	0,634	0,507	4,407	0,02038	Vérifie
R120-R121	45,90	45,00	44,14	43,31	29,79	0,028	1,4936	696,57	800	4,292	2,156	0,21563	0,693	1,074	0,609	0,487	4,610	0,02156	Vérifie

R121-R122	45,00	44,64	43,31	42,32	28,42	0,024	1,4936	715,20	800	4,000	2,010	0,20097	0,743	1,090	0,641	0,513	4,361	0,02010	Vérifie
R122-R174	44,64	42,76	42,62	40,78	27,69	0,023	2,597	889,34	1000	4,514	3,543	0,35434	0,733	1,087	0,634	0,634	4,904	0,03543	Vérifie
R174-R175	42,76	42,56	40,78	40,45	28,10	0,012	2,597	1007,57	1200	3,654	4,131	0,41307	0,629	1,057	0,570	0,684	3,863	0,04131	Vérifie
R175-R176	42,56	42,06	40,45	40,09	39,66	0,009	2,597	1059,54	1200	3,196	3,612	0,36122	0,719	1,082	0,625	0,750	3,457	0,03612	Vérifie
R176-R177	42,06	41,81	40,09	39,85	23,92	0,010	2,597	1039,66	1200	3,361	3,799	0,37993	0,684	1,071	0,603	0,724	3,601	0,03799	Vérifie
R177-R178	41,81	41,25	39,85	39,03	34,40	0,015	2,597	963,55	1000	3,645	2,862	0,28616	0,908	1,139	0,742	0,742	4,152	0,02862	Vérifie
R178-Rejet4	41,25	40,41	39,33	38,45	38,66	0,015	2,597	963,55	1000	3,645	2,862	0,28616	0,908	1,139	0,742	0,742	4,152	0,02862	Vérifie

Collecteur D-1

R123-R124	62,22	60,35	60,22	59,07	28,66	0,040	0,0528	173,73	315	3,201	0,226	0,02262	0,233	0,819	0,326	0,098	2,623	0,00226	Vérifie
R124-R125	60,35	59,31	59,07	57,87	30,04	0,040	0,0528	173,73	315	3,201	0,226	0,02262	0,233	0,819	0,326	0,098	2,623	0,00226	Vérifie
R125-R126	59,31	58,00	57,87	56,28	29,84	0,040	0,0528	173,73	315	3,201	0,226	0,02262	0,233	0,819	0,326	0,098	2,623	0,00226	Vérifie
R126-R127	58,00	56,40	56,68	55,00	29,80	0,043	0,0528	171,39	315	3,319	0,234	0,02345	0,225	0,810	0,320	0,096	2,687	0,00234	Vérifie
R127-R109	56,40	55,50	55,00	54,04	21,60	0,044	0,0528	170,34	315	3,374	0,238	0,02384	0,221	0,805	0,317	0,095	2,717	0,00238	Vérifie

Collecteur D-2

R128-R129	68,90	67,30	67,10	65,01	27,18	0,040	0,1623	264,70	315	3,201	0,226	0,02262	0,718	1,081	0,624	0,187	3,462	0,00226	Vérifie
R129-R130	67,30	65,93	66,01	64,20	12,88	0,040	0,1623	264,70	315	3,201	0,226	0,02262	0,718	1,081	0,624	0,187	3,462	0,00226	Vérifie
R130-R131	65,93	64,09	64,50	62,87	31,66	0,042	0,1623	262,29	315	3,280	0,232	0,02318	0,700	1,076	0,613	0,184	3,530	0,00232	Vérifie
R131-R132	64,09	63,29	62,87	61,98	29,69	0,030	0,1623	279,37	315	2,772	0,196	0,01959	0,829	1,123	0,695	0,208	3,114	0,00196	Vérifie
R132-R133	63,29	63,40	61,98	61,78	39,21	0,008	0,1623	357,94	400	1,734	0,218	0,02178	0,745	1,091	0,642	0,257	1,892	0,00218	Vérifie
R133-R134	63,40	62,73	61,78	60,67	50,86	0,010	0,4713	511,99	630	2,541	0,718	0,07180	0,656	1,064	0,586	0,352	2,705	0,00718	Vérifie
R134-R135	62,73	60,82	61,17	57,97	30,08	0,040	0,4713	394,80	400	3,878	0,487	0,04871	0,968	1,140	0,781	0,312	4,420	0,00487	Vérifie
R135-R136	60,82	57,81	59,47	55,54	35,70	0,040	0,4713	394,80	400	3,878	0,487	0,04871	0,968	1,140	0,781	0,312	4,420	0,00487	Vérifie
R136-R137	57,81	55,86	56,54	53,62	23,05	0,040	0,4713	394,80	400	3,878	0,487	0,04871	0,968	1,140	0,781	0,312	4,420	0,00487	Vérifie
R137-R138	55,86	54,09	54,62	51,61	25,32	0,040	0,4992	403,40	500	4,500	0,883	0,08831	0,565	1,035	0,534	0,267	4,658	0,00883	Vérifie
R138-R139	54,09	52,40	52,61	49,13	24,59	0,040	0,4992	403,40	500	4,500	0,883	0,08831	0,565	1,035	0,534	0,267	4,658	0,00883	Vérifie
R139-R140	52,40	49,20	50,63	46,99	25,30	0,045	0,4992	394,59	400	4,113	0,517	0,05166	0,966	1,140	0,780	0,312	4,688	0,00517	Vérifie
R140-R118	49,20	47,35	47,99	45,59	25,54	0,043	0,4992	397,99	400	4,020	0,505	0,05049	0,989	1,141	0,798	0,319	4,589	0,00505	Vérifie

Collecteur D-2-1

R141-R142	73,25	71,06	70,25	68,00	25,16	0,030	0,0469	175,39	315	2,772	0,196	0,01959	0,239	0,826	0,330	0,099	2,290	0,00196	Vérifie
R142-R143	71,06	68,00	69,50	65,58	30,53	0,040	0,0469	166,18	315	3,201	0,226	0,02262	0,207	0,787	0,307	0,092	2,521	0,00226	Vérifie
R143-R144	68,00	65,59	66,78	63,37	30,06	0,040	0,0469	166,18	315	3,201	0,226	0,02262	0,207	0,787	0,307	0,092	2,521	0,00226	Vérifie
R144-R133	65,59	63,40	64,37	61,78	35,22	0,045	0,0469	162,42	315	3,403	0,240	0,02404	0,195	0,771	0,298	0,089	2,624	0,00240	Vérifie

Collecteur D-3

R145-R146	80,04	77,90	77,54	75,34	30,05	0,040	0,5216	410,10	500	4,500	0,883	0,08831	0,591	1,045	0,548	0,274	4,703	0,00883	Vérifie
R146-R147	77,90	75,27	76,34	72,99	29,90	0,045	0,5216	401,14	500	4,773	0,937	0,09367	0,557	1,031	0,530	0,265	4,922	0,00937	Vérifie
R147-R148	75,27	73,68	73,99	71,59	20,02	0,045	0,5216	401,14	500	4,773	0,937	0,09367	0,557	1,031	0,530	0,265	4,922	0,00937	Vérifie
R148-R149	73,68	72,28	72,09	69,72	19,52	0,045	0,5216	401,14	500	4,773	0,937	0,09367	0,557	1,031	0,530	0,265	4,922	0,00937	Vérifie

R149-R150	72,28	69,60	70,72	67,37	30,03	0,045	0,5216	401,14	500	4,773	0,937	0,09367	0,557	1,031	0,530	0,265	4,922	0,00937	Vérifie
R150-R151	69,60	68,20	68,37	66,07	20,02	0,040	0,5216	410,10	500	4,500	0,883	0,08831	0,591	1,045	0,548	0,274	4,703	0,00883	Vérifie
R151-R152	68,20	66,40	66,57	63,63	23,49	0,040	0,5216	410,10	500	4,500	0,883	0,08831	0,591	1,045	0,548	0,274	4,703	0,00883	Vérifie
R152-R153	66,40	63,30	65,13	60,05	39,55	0,040	0,5216	410,10	500	4,500	0,883	0,08831	0,591	1,045	0,548	0,274	4,703	0,00883	Vérifie
R153-R154	63,30	60,81	62,05	58,40	25,98	0,025	0,815	529,47	630	4,017	1,135	0,11353	0,718	1,082	0,625	0,375	4,345	0,01135	Vérifie
R154-R155	60,81	58,96	59,40	56,90	22,92	0,035	0,815	497,10	500	4,209	0,826	0,08261	0,987	1,141	0,797	0,398	4,804	0,00826	Vérifie
R155-R156	58,96	57,15	57,60	54,55	30,08	0,035	0,815	497,10	500	4,209	0,826	0,08261	0,987	1,141	0,797	0,398	4,804	0,00826	Vérifie
R156-R157	57,15	55,21	55,85	53,05	19,80	0,035	0,815	497,10	500	4,209	0,826	0,08261	0,987	1,141	0,797	0,398	4,804	0,00826	Vérifie
R157-R158	55,21	53,50	53,85	50,96	24,21	0,037	0,815	491,95	500	4,328	0,849	0,08494	0,960	1,139	0,775	0,388	4,932	0,00849	Vérifie
R158-R159	53,50	51,42	52,16	48,11	30,18	0,038	0,815	489,49	500	4,386	0,861	0,08608	0,947	1,139	0,766	0,383	4,997	0,00861	Vérifie
R159-R160	51,42	48,24	49,81	46,34	30,03	0,038	0,815	487,12	500	4,443	0,872	0,08720	0,935	1,139	0,758	0,379	4,880	0,00872	Vérifie
R160-R161	48,24	46,72	46,94	44,89	29,99	0,035	0,815	497,10	500	4,209	0,826	0,08261	0,987	1,141	0,797	0,398	4,804	0,00826	Vérifie
R161-R162	46,72	45,65	45,29	44,09	20,05	0,035	0,815	497,10	500	4,209	0,826	0,08261	0,987	1,141	0,797	0,398	4,804	0,00826	Vérifie
R162-R163	45,65	44,99	44,19	42,98	23,19	0,030	0,815	511,68	630	4,401	1,244	0,12437	0,655	1,064	0,586	0,351	4,683	0,01244	Vérifie
R163-R164	44,99	44,84	43,40	42,83	30,29	0,005	1,103	858,77	1000	2,105	1,652	0,16521	0,668	1,067	0,593	0,593	2,246	0,01652	Vérifie
R164-R165	44,84	44,74	42,83	42,73	20,00	0,005	1,103	858,77	1000	2,105	1,652	0,16521	0,668	1,067	0,593	0,593	2,246	0,01652	Vérifie
R165-R122	44,74	44,64	42,73	41,42	22,41	0,005	1,103	858,77	1000	2,105	1,652	0,16521	0,668	1,067	0,593	0,593	2,246	0,01652	Vérifie

Collecteur D-3-1

R166-R167	71,90	68,79	68,40	63,89	30,16	0,050	0,2308	289,69	315	3,579	0,253	0,02529	0,913	1,139	0,745	0,223	4,077	0,00253	Vérifie
R167-R168	68,79	63,99	66,89	60,49	30,05	0,050	0,2308	289,69	315	3,579	0,253	0,02529	0,913	1,139	0,745	0,223	4,077	0,00253	Vérifie
R168-R169	63,99	60,70	62,39	57,90	29,80	0,050	0,2308	289,69	315	3,579	0,253	0,02529	0,913	1,139	0,745	0,223	4,077	0,00253	Vérifie
R169-R170	60,70	58,53	59,00	55,00	19,98	0,050	0,2308	289,69	315	3,579	0,253	0,02529	0,913	1,139	0,745	0,223	4,077	0,00253	Vérifie
R170-R171	58,53	55,04	56,90	52,48	30,51	0,050	0,2733	308,64	400	4,336	0,545	0,05446	0,502	1,001	0,500	0,200	4,342	0,00545	Vérifie
R171-R172	55,04	53,03	53,48	49,40	21,54	0,050	0,2733	308,64	400	4,336	0,545	0,05446	0,502	1,001	0,500	0,200	4,342	0,00545	Vérifie
R172-R173	53,03	49,01	51,40	45,21	41,91	0,050	0,2733	308,64	400	4,336	0,545	0,05446	0,502	1,001	0,500	0,200	4,342	0,00545	Vérifie
R173-R163	49,01	44,99	47,31	42,98	39,63	0,049	0,2733	310,08	400	4,282	0,538	0,05378	0,508	1,005	0,503	0,201	4,305	0,00538	Vérifie

Avec :

Cam : côte de terrain naturel amont (m) ; Cav : côte de terrain naturel aval (m) ;

Cam.r : côte projet amont (m) du terrain ; Cav.r : côte projet aval (m) du terrain ;

L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I: pente (m/m);

Q_{pl}: débit d'eau pluviale (m³/s) ; Q_{eu} : débit d'eau usée (m³/s) ;

Q_{ps}: débit à pleine section (m³/s) ;

V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) ;

D_{cal}: diamètre calculé (mm) ; D_{nor}: diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_v : rapport des vitesses ;

h :hauteur de remplissage (mm) ;

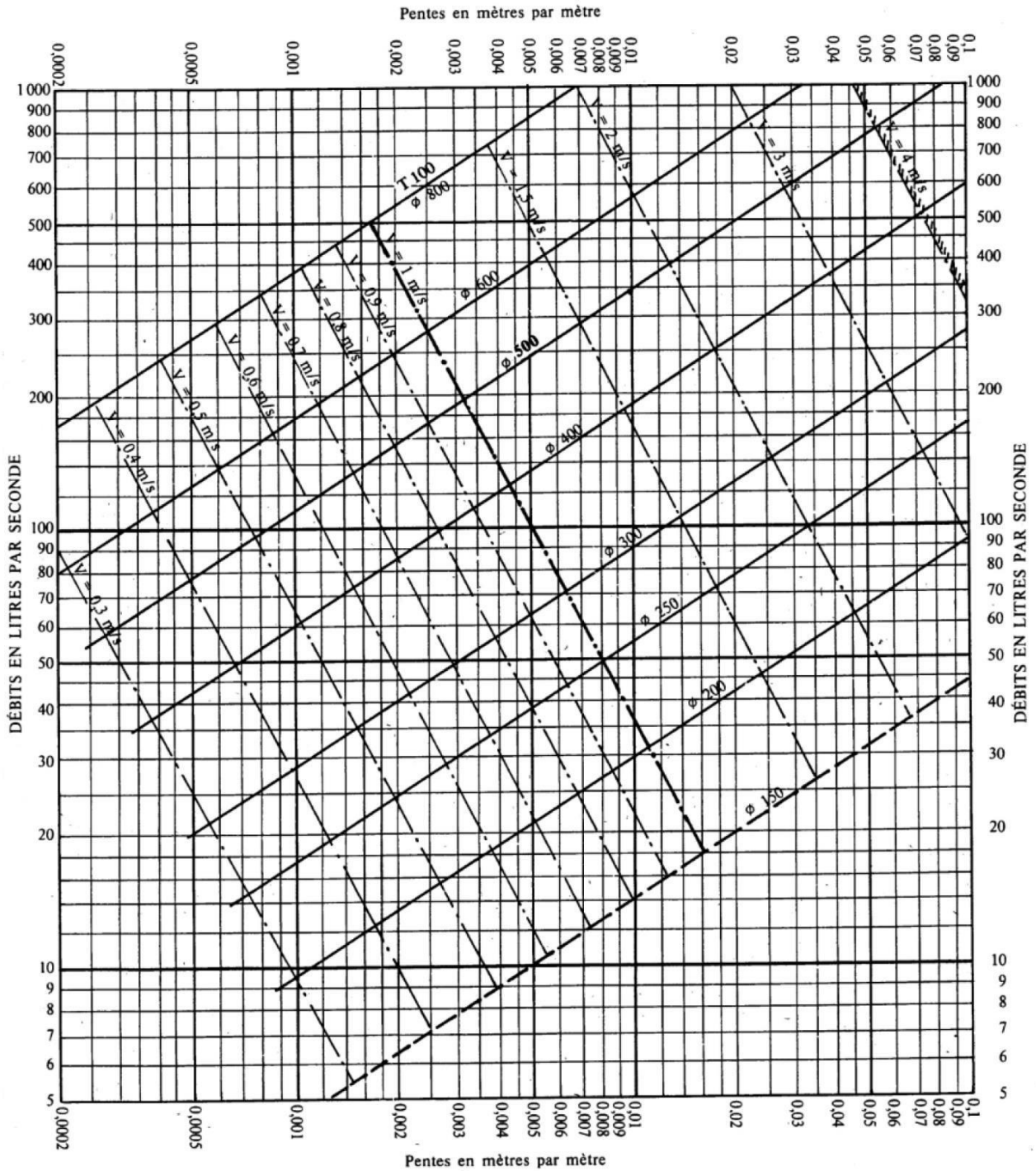
V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

V_{min} : vitesse de l'écoulement en temps sec(m/s) .

ANNEXE IV

ABAQUE 1

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF

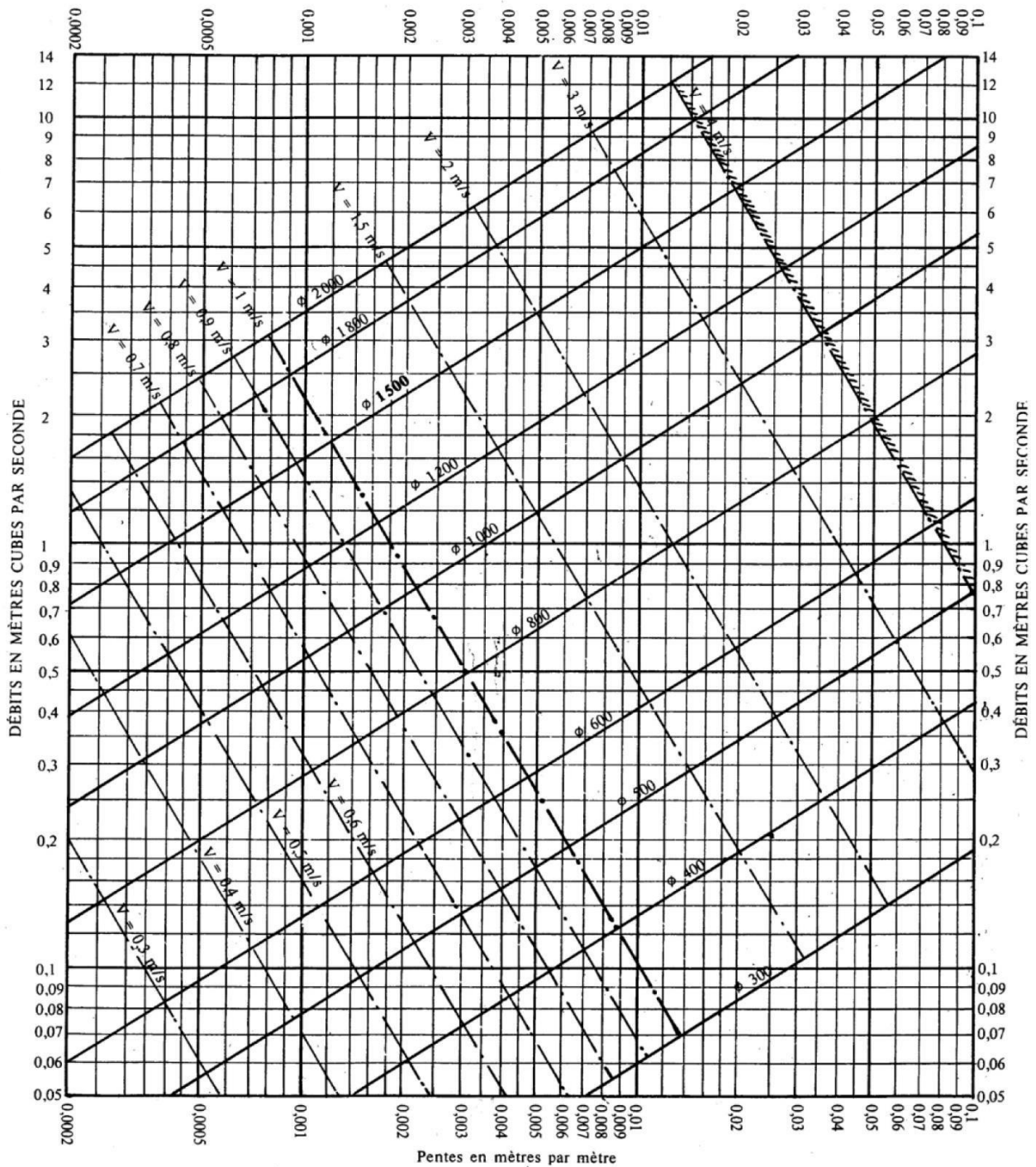


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,25. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,16$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

ABAUQUE 2-a

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



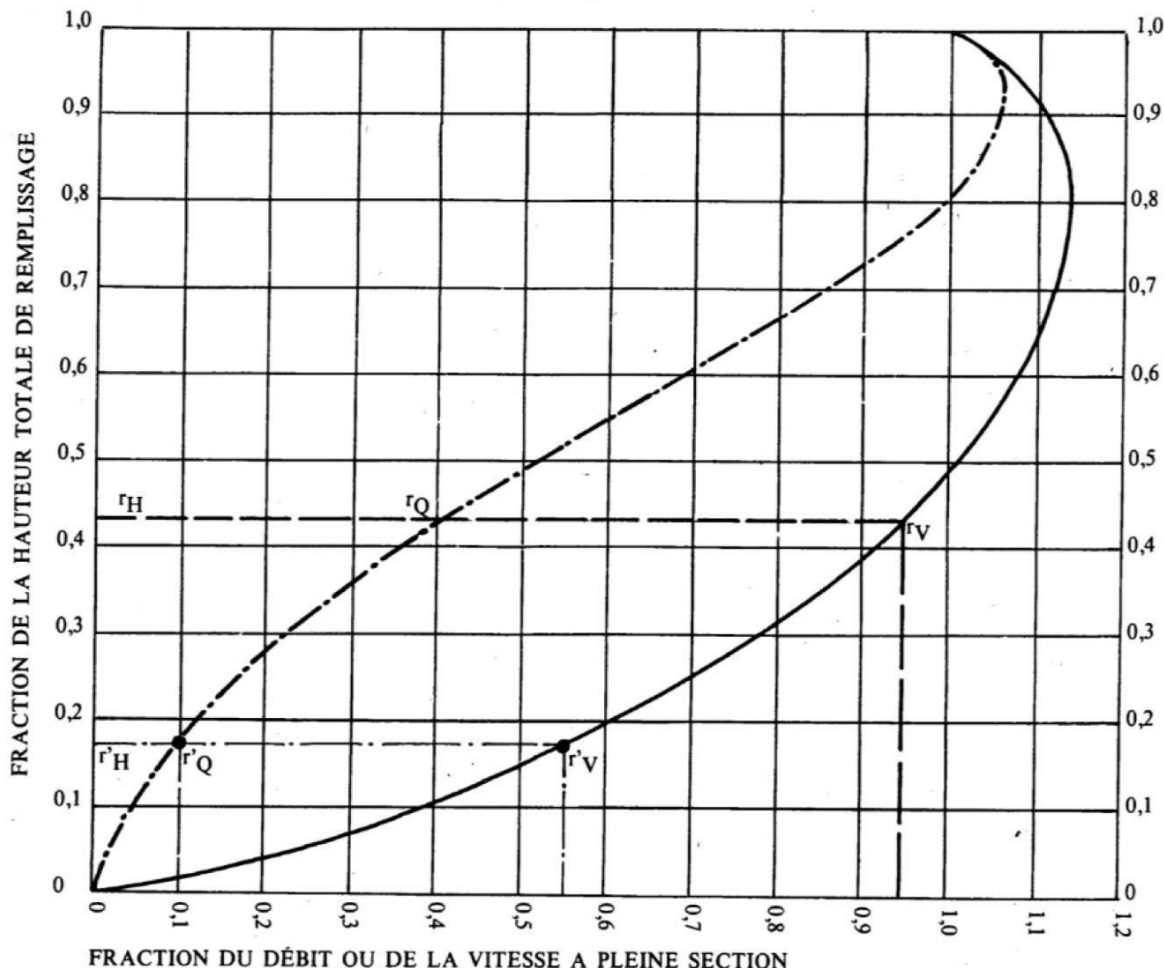
Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Source : Instruction Technique 1977

ABAQUE 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r'_V = 0,55$ et $r'_H = 0,17$ (autocurage).

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

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

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

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.