



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA
LOCALITE DE TEFAH COMMUNE DE TIARET
(W. TIARET)**

**Présenté par :
HAMDANI Sarah**

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
HADJ SADOK Nabila	MCA	Examineur
ALI SEGHIR Djamel	MCA	Examineur
MEDDI Mohamed	Professeur	Promoteur

Session juillet 2025

Remerciements

Avant tout, je rends grâce à Dieu Tout-Puissant pour m'avoir accordé la force et la persévérance nécessaires à l'achèvement de ce travail.

J'exprime ma profonde gratitude à mes chers parents pour leur soutien inestimable, leurs sacrifices et leur amour inconditionnel tout au long de mon parcours scolaire.

Je tiens également à remercier chaleureusement le professeur Meddi mohamed, ainsi que tous mes enseignants, de l'école primaire jusqu'à l'université, pour leur dévouement et leur contribution précieuse à ma formation, je remercie aussi monsieur MAKHLOUFI moustafa chef de bureaux sur la DRE TIRAET.

Un grand merci à mes frères, mes sœurs, mes amies et à toutes les personnes qui m'ont soutenue de près ou de loin.

Dédicace

À ceux qui occupent une place particulière dans mon cœur,

À ma chère mère, source d'amour et de prières,

À mon père, mon pilier et mon repère,

À moi-même, pour avoir persévéré avec détermination,

*À ma grande sœur Makhtaria et son époux, à Hanan, à Mohamed, et
à Islam,*

À mes chères amies,

*Je dédie ce travail en témoignage de mon amour, de ma
reconnaissance et de ma fidélité.*

ملخص:

تهدف هذه الدراسة إلى تقييم ومعالجة شبكة الصرف الصحي بحي التفاح في ولاية تيارت، والتي أصبحت تعاني من مشكلات تقنية متعددة أثرت على أدائها الوظيفي. وقد تمت الدراسة على مرحلتين؛ خُصصت المرحلة الأولى لتشخيص الوضع الحالي للشبكة وتحديد أماكن الخلل والاختلالات، في حين تم في المرحلة الثانية اقتراح الحلول المناسبة للمقاطع المتضررة، مثل استبدال الأنابيب بأنابيب ذات قطر ملائم، أو تعديل الانحدارات لضمان انسياب فعال لمياه الصرف. ويهدف هذا العمل في مجمله إلى تحسين أداء الشبكة وضمان قدرتها على العمل بكفاءة واستمرارية على المدى الطويل، بما يعكس إيجابًا على الوضع البيئي والصحي للمنطقة.

الكلمات المفتاحية:

شبكة الصرف الصحي، التشخيص، الخلل، الانحدارات، الأنابيب.

Résumé :

Cette étude vise à évaluer et à réhabiliter le réseau d'assainissement du quartier TEFAH dans la wilaya de Tiaret, qui souffre de divers problèmes techniques ayant affecté son fonctionnement. L'étude a été réalisée en deux étapes : la première a été consacrée au diagnostic de l'état actuel du réseau et à l'identification des dysfonctionnements, tandis que la seconde a porté sur la proposition de solutions adaptées aux sections endommagées, telles que le remplacement des conduites par des canalisations de diamètre approprié ou l'ajustement des pentes afin de garantir un écoulement efficace des eaux usées. Ce travail vise globalement à améliorer la performance du réseau et à assurer sa capacité à fonctionner avec efficacité et continuité à long terme, avec un impact positif sur la situation environnementale et sanitaire de la région.

Mots-clés :

Réseau d'assainissement, diagnostic, dysfonctionnement, pentes, canalisation.

Abstract:

This study aims to evaluate and rehabilitate the wastewater network of the TEFAH district in the wilaya of Tiaret, which has been facing several technical problems affecting its functional performance. The study was carried out in two stages: the first focused on diagnosing the current condition of the network and identifying malfunctions, while the second proposed suitable solutions for the damaged sections, such as replacing pipes with those of appropriate diameter or adjusting slopes to ensure the effective flow of wastewater. Overall, this work aims to improve the performance of the network and guarantee its ability to operate efficiently and continuously over the long term, with a positive impact on the environmental and sanitary situation of the region.

Keywords:

Wastewater network, Diagnosis, Malfunctions, Slope adjustment, Pipe replacement.

:
.

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Résumé

Liste des Tableaux

Liste des Figures

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.....	1
Introduction :	1
1. Présentation de la wilaya de TIARET :	1
2. Présentation de la localité de TEFAH (commune de TIARET) :	2
2.1 Situation Géographique de la commune d TIARET:.....	2
2.2 Situation Géographique de la localité de TEFAH:	3
2.3. Situation topographique:	3
2.3.1 Topographie:	3
2.4. Situation géologique :	3
2.4.1 Géologie :	3
2.5. Situation hydraulique :	4
2.5.2. Alimentation en eau potable :	4
2.5.3. Assainissement :	4
2.6. Situation climatique :	4
2.7. La pluviométrie :	5
2.7.1 L'humidité atmosphérique :	5
2.7.2. Les vents :	6
2.7.3. Sismicité :	6
2.8. Situation démographique :	6
2.9. Les équipements publics de la localité de TEFAH:	7
Conclusion :	7
Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement actuel.....	8
Introduction :	8
1. Défaillances rencontrés dans le réseau:	8

2. Diagnostic d'un réseau d'assainissement :	9
2.1. Avantages du diagnostic :	9
2.2. Rôle du diagnostic :	9
2.3. Les types du diagnostic :	9
2.3.1. Diagnostic fonctionnel :	9
2.3.2. Diagnostic physique du réseau:	9
3.1. Collecte et analyse des données :	10
3.1.1. Données préliminaires:	10
3.1.2. Données d'Orientation :	10
4. Le pré-diagnostic :	10
4.1. Pré reconnaissance :	11
4.2. Reconnaissance détaillée :	11
5. Diagnostic du réseau actuel:	11
5.1. Les regards	11
5.1.1 Diagnostic des regards :	11
5.1.2. Etat des regards	11
5.1.3. Résultat du diagnostic des regards :	14
5.2. Les collecteurs :	14
5.2.1. Etat des collecteurs :	14
5.2.2. Résultat du diagnostic des collecteurs :	15
6. Déversoir d'orage :	17
7. Résultat final du diagnostic de réseau d'assainissement de la localité TEFAH :	18
Conclusion :	18
Chapitre III , étude hydrologique.....	18
Introduction :	18
1. Les averses :	18
2. La période de retour :	18
3. L'intensité moyenne maximale de précipitation:	18
4. Les données pluviométriques :	19
5. Étude statistique des séries pluviométriques:	21
5.1. Détermination des paramètres de la série:	21
5.2. L'homogénéité de la série :	21
6. Choix de la loi d'ajustement :	23
6.1. Ajustement de la série à la loi de Gumbel :	23
6.1.1. La méthode statistique (manuelle) :	23
6.1.2. Ajustement par le logiciel Hyfran (loi de Gumbel) :	26

6.2. Ajustement de la série à la loi Log-Normale.	27
6.2.1. Ajustement statistique :.....	27
6.2.2 Ajustement par la loi Log-normal (Logiciel Hyfran) :.....	30
6.3. Analyse comparative entre les lois de Gumbel et de Log-Normale :	31
6.3.1. Coefficient de corrélation :	31
6.3.2. La précipitations maximale journalier :	31
6.3.3. Test graphique :	31
6.3.4. Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :	32
6.3.5. Choix de loi d'ajustement :	33
7. L'intensité maximale $I_{(T=10\text{ans}; t=15\text{min})}$:	34
7.1. La méthode direct (formule de Montanari) :	34
7.2. La méthode les courbe (PDF/IDF) :	35
7.2.1. Présentation graphique des courbes PDF et IDF :	35
Conclusion :	36
Chapitre IV : Calcul de base.....	38
Introduction :	38
1. Situation démographique :	38
2. Découpage de la zone d'étude:.....	39
3. Systèmes d'assainissement :	39
3.1. Généralité :	39
3.2. Différents systèmes des réseaux d'assainissement :	39
3.2.1. Le système unitaire :	39
3.2.2. Le système séparatif :	40
3.2.3. Le système pseudo-séparatif :	40
3.3. Avantages et Inconvénients des trois systèmes du réseau :	41
3.4. Choix du système d'assainissement:	41
3.5. Les schémas du réseau d'assainissement :	41
3.5.1. Schéma perpendiculaire :	41
3.5.2. Schéma par déplacement latéral :	42
3.5.3. Schéma radial :	43
3.5.4. Schéma transversal ou oblique :	43
3.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :	43
4. Coefficient de ruissellement :	44
4.1. Coefficient de ruissellement pondéré:.....	44
4.2. Détermination de coefficient de ruissellement :	44
4.2.1. En fonction de la densité de population :	44
4.2.2. En fonction de l'urbanisation :	45

5. Estimation des coefficients de ruissèlement:.....	45
6. Estimation de population dans chaque sous bassin :	46
6.1. Coefficient de ruissèlement pondéré :.....	46
6.2. Densité partielle:	46
6.3. Répartition de la population:.....	46
Conclusion :	47
Chapitre V : Estimation des débits à évacuer.....	50
Introduction :	50
1. Les différentes origine des eaux usées:.....	50
1.1. Les eaux usées domestique:	50
1.2. Les eaux industrielles:	50
1.3. Eaux des services publics :.....	50
1.4. Eaux parasites :	50
2. Calculs des débits des eaux usées:	50
2.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques:	50
2.1.1. Le débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ (l/s) :	51
2.1.2. Evaluation du débit moyen journalier rejete $Q_{moy,j\ rej}$ (l/s) :.....	51
2.1.3. L'estimation du débit de pointe Q_{pt} (l/s):	51
2.2. Calculs des débits des services publics:	53
2.3. Calculs des débits des eaux parasites :.....	54
3. Estimation des débits des eaux pluviales:	54
3.1. La méthode rationnelle :	54
3.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle:	55
3.1.2. Temps de concentration:	55
3.1.3. Critique de la méthode rationnelle :	56
3.2. La méthode superficielle (méthode de Caquot):	56
3.2.2. Limites d'application de la méthode superficielle:	58
3.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence :	58
4. Choix de la méthode :	58
Conclusion :	61
Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'assainissement	62
Introduction :	62
1. Conception du réseau :	62
2. Dimensionnement du réseau d'assainissement :	62
2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	62
3. Base de calcul :	63

3.1. Formule de CHEZY :	63
3.2. Formule de MANNING-STRICKLER :	63
3.3. Calcul de diamètre :	64
3.3. La vitesse de plein dz section :	64
4. Les abaques de Bazin:	64
4.1. Les paramètres hydrauliques:	65
5. Vérification de la Conditions d’auto curage :	66
6. Les résultats des calculs	66
Conclusion :	75
<i>d’assainissement</i>	1
Chapitre VII : Eléments constitutifs d’un réseau d’assainissement	76
Introduction :	76
1. Les ouvrages principaux :	76
1.1. Canalisations :	76
1.2. Le type de canalisation selon la forme :	76
1.2.1. Les canalisations cylindriques :	76
1.2.2. Les canalisations Ovoïdes :	76
1.3. Type de canalisation selon le matériau :	77
1.3.1. Conduites en béton non armé :	77
1.3.2. Conduites en béton armé:	77
1.3.3. Conduites en amiante – ciment :	78
1.3.4. Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié :	78
1.3.5. Conduite en fonte:	78
1.4. Les joints et assemblage des conduites:	79
1.4.1. Joints des conduites en béton:	79
1.4.2. Assemblage des conduites en PVC:	79
1.5. Choix du type de canalisation :	81
2. Les ouvrages annexes :	81
2.1. Les ouvrages normaux :	81
2.1.1 les branchements :	81
2.1.2. Les ouvrages de recueil et de transport :	82
2.2. Les ouvrages spéciaux :	83
2.2.1. Les déversoirs d’orage :	83
2.2.2. Le rôle de la déversoir d’orage :	84
2.2.3. Les types des déversoirs :	84
2.2.4. Choix et la mise en place du déversoir d’orage	85
Conclusion :	89

Introduction :	90
1. Informations sur les réseaux publics existants :	90
2. Exécution des travaux :	90
Les étapes clés à suivre pour la pose des canalisations sont les suivantes :	90
2.1. Vérification et Manutention des Canalisations :	91
2.2. Précautions :	91
2.3. Emplacement des Jalons des Piquets :	91
2.4. Exécution des fouilles pour les regards et les tranchées :	91
2.5. Conduite en terrain naturel.	92
2.5.1. Aménagement du Lit de Pose :	92
2.5.2. Mise en Place des Conduites :	92
2.5.3. Assemblage des Conduites :	93
2.5.4. Essais sur les Joints et les Canalisations :	93
2.6. Exécution des regards :	93
2.6.1. Généralité :	93
2.6.2. Construction d'un Regard :	93
3. Boîtes de Branchement :	93
4. Exécution des Déversoirs d'Orage :	94
5. Remblaiement et Compactage de la Tranchée :	94
6 Choix des engins:	94
6.1. Découpage du revêtement existant (bitume ou béton):	94
6.3. Pour l'excavation des tranchées :	95
6.4. Remblaiement des tranchées :	96
6.5. Compactage :	96
7. Devis Quantitatif Estimatif :	97
8. Calcul des Volumes Divers :	97
8.1. Découpage du revêtement existant (bitume ou béton) :	97
8.2. Démolition du revêtement de chaussée existant :	97
8.3. Volume des Déblais des Tranchées V_d :	97
8.4. Volume Occupé par le Lit de sable V_{Ls} :	98
8.6. Volume du remblai V_r :	98
8.7. Volume excédentaire :	98
8.8. Réfection de la chaussée sur tranchée :	98
9. Réalisation de Devis quantitatif et estimatif :	99
Conclusion :	100
Conclusion générale :	106

Référence Bibliographique :	107
<i>Annexe</i>	108

Liste des Tableaux :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I- 1 : Les observations des températures.....	5
---	---

Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement actuel

Tableau II - 1 : Les anomalies et leurs causes physique (1)	10
Tableau II - 2 : Caractéristiques des regards	11
Tableau II - 3: Résumé du diagnostic des regards	14
Tableau II 4 : Caractéristique des réseau	15

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau III- 1 : La série pluviométrique 1991-2020 (station de TIARET, code : 012908) .	20
Tableau III- 2 : Caractéristique de la série	21
Tableau III- 3 : Classement de la série par ordre croissant :	22
Tableau III- 4 : Résultats issus du test de la médiane	23
Tableau III- 5 : Les caractéristique de la loi de Gumbel.	25
Tableau III- 6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel pour une période de retour de 10 ans.	27
Tableau III- 7 : Classement de série par ordre croissant (loi Log-normal)	29
Tableau III- 8 : Résultat d'ajustement de la série par la loi de Log-normal pour une période de retour de 10ans	31
Tableau III- 9 : Critères de choix d'ajustement	34
Tableau III- 10 : Estimation des pluies et intensités de courte durée en fonction des périodes de retour	35

Chapitre IV : Calcul de base

Tableau IV- 1 : Principaux avantages et limites des systèmes d'assainissement	41
Tableau IV- 2 : Coefficient de ruissellement en fonction la densité de population	44
Tableau IV- 5 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.	45
Tableau IV- 6 :Distribution des habitants.	47

Chapitre V : Estimation des débits à évacuer

Tableau V- 1 : Débit des eaux usées domestique	52
Tableau V- 2 : Débit des différent équipement	53
Tableau V- 3: Débit des eaux parasites	54
Tableau V- 4 : Formules d'assemblage des bassins versants	58
Tableau V- 5 : Evaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin.	59
Tableau V- 6 : Résultats des débits totaux par sous-bassin.	60

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau VI - 2 : Calculs du réseau projeté des deux collecteurs principaux.	63
Tableau VI - 3 : Résultats des nouveaux calculs hydrauliques – Tronçons redimensionnés	71

Chapitre VII : Les éléments constitutif du réseau d'assainissement

Tableau VII - 1 : Les dimensions caractéristique des conduites circulaires et ovoïdes.	77
Tableau VII - 2 : Types de conduites et différente méthodes d'assemblage	80

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Tableau VIII- 1 : Devis estimatif et quantitatif des travaux de réhabilitation du réseau d'assainissement de la localité TEFAH.	99
---	----

Liste des Figures :

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I- 1 : Localité de la Wilaya de TIARET	1
Figure I- 2 : Plan de situation de la commun de TIARET	2
Figure I- 3 : Localisation de la zone d'étude. Source (Google Earth)	3

Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement actuel

Figure II - 1 : Tracée du réseau d'assainissement de la localité TEFAH (DRE Tiaret)	8
Figure II - 2 : Tampon en dalle béton (DRE Tiaret).....	12
Figure II - 3 : Tampon en font (DRE Tiaret).	12
Figure II - 4 : Regard rempli par les déchets (DRE Tiaret 2025).	13
Figure II - 5 : Débordement des eaux au niveau de regard (DRE Tiaret 2025).....	13
Figure II - 6 : Mauvais jonction entre les conduites et le regard (DRE Tiaret 2025).	13
Figure II - 7 : Collecteur vide (DRE Tiaret).	15
Figure II - 8 : Conduite fissurée (ONA Tiaret).	15
Figure II - 9 : Vue extérieure du déversoir d'orage.....	18

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure III- 1 : Ajustement de série par le logiciel Hyfran(loi Gumbel).....	26
Figure III- 2 : Ajustement graphique de série d'ajustement par le logiciel Hyfran (loi Gumbel).	26
Figure III- 3 : Ajustement de série par le logiciel Hyfran(loi log normal).	30
Figure III- 4 : Ajustement graphique de série par le logiciel Hyfran(loi log-normal).	30
Figure III- 5 : Résultat de test graphique d'ajustement par logiciel Hyfran.	32
Figure III- 6 : Résultat de Test d'adéquation de Khi^2 pour la loi Gumbel.....	33
Figure III- 7 : Résultat de Test d'adéquation de Khi^2 pour la loi Log-normal.	33
Figure III- 8 : Représentation des courbes de pluie selon les durées et les périodes de retour.....	35
Figure III- 9 : Les courbes d'intensité de durée fréquentielle.	36

Chapitre IV : Calcul de base

Figure IV- 1 : schéma d'un système unitaire	40
Figure IV- 2 :Système séparatif	40
Figure IV- 3 : Système pseudo-séparatif	40
Figure IV- 4 : Schéma perpendiculaire	42
Figure IV- 5 : Schéma étagé	42
Figure IV- 6 : Schéma par déplacement latéral,	42
Figure IV- 7 : Schéma radial	43
Figure IV- 8 : Schéma transversal ou oblique	43

Chapitre VII : Les éléments constitutif du réseau d'assainissement

Figure VII- 1 : Conduite en beton non armé	77
Figure VII- 2 : Conduite en béton armé	77
Figure VII- 3 : Conduite en pvc	78
Figure VII- 5 : Conduite en fonte	78
Figure VII- 5 : Joint à coller	79
Figure VII- 8 : Méthode de raccordement d'un branchement	81
Figure VII- 9 : Les différents types de bouches d'égout	82
Figure VII- 10 :Schéma d'un regard latéral	83
Figure VII- 11 :Schéma d'un regard double	83
Figure VII- 12 : Schéma d'un déversoir	84
Figure VII- 13 : : Déversoir d'orage à ouverture du fond	85

Chapitre VIII : Organisation du chantier

Figure VIII- 1 : La scie à sol	94
Figure VIII- 2 : Brise-roche hydraulique	95
Figure VIII- 4 : Pelle à chenille.	95
Figure VIII- 5 : Chargeuse	96
Figure VIII- 6 : Compacteur	96

Liste des planches :

Planche n°1/4 : levé topographique

Planche n°2/4 : plan de masse avec le Tracé du réseau d'assainissement actuel

Planche n°3/4 : Profil en long du collecteur principal K

Planche n°4/4 : plan de masse avec Tracé du réseau d'assainissement projeté redimensionné

Introduction

Introduction générale :

La réalisation des réseaux d'assainissement est une construction nécessaire dans toutes les infrastructures des villes afin de protéger l'environnement contre la pollution et fournir les conditions d'hygiène pour la préservation de la santé publique. Il contient le processus de collecte et transfère les eaux usées vers une station d'épuration afin de compléter leur traitement, d'éviter les mauvaises odeurs et d'améliorer la vie des humains. En Algérie, de nombreuses zones urbaines souffrent encore de réseaux insuffisants ou mal adaptés. Dans la ville de Tiaret, le réseau d'assainissement de la localité de TEFAH connaît plusieurs dysfonctionnements techniques, principalement dus à son ancienneté et à l'expansion urbaine, ce qui a limité sa capacité à évacuer les débits excédentaires.

L'objectif de ce travail est d'analyser le réseau d'assainissement du quartier de TEFAH et de faire un bilan de diagnostic physique et hydraulique, pour évaluer son efficacité et proposer des solutions afin de développer sa performance. Cette étude s'intéressera à la réalisation, à l'extension et à l'entretien du réseau. En outre, une attention particulière sera portée à l'influence de ce réseau sur la santé des personnes et l'environnement local.

Afin de mieux entamer ce travail, on donnera un aperçu général sur la wilaya de Tiaret, puis les caractéristiques géographiques, topographiques et climatologiques de notre région d'étude seront présentées. Ensuite, nous traiterons la série hydrologique, et enfin, on présentera le dimensionnement du réseau d'évacuation ainsi que ses éléments constitutifs. Enfin, on estimera le coût du projet.

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant de commencer tout projet d'assainissement, il faut toujours faire un bilan de diagnostic par la collecte des données de base qui caractérisent notre zone d'étude pour faciliter le travail. Nous sommes donc appelées à étudier :

Les caractéristiques géographiques du terrain.

Le développement démographique et urbanistique.

La situation hydraulique.

1. Présentation de la wilaya de TIARET :

1.1 Situation Géographique :

La localisation géographique d'une ville est un intérêt important pour tous les projets d'assainissement afin d'avoir une idée sur la zone d'étude. La wilaya est située au Nord-Ouest du pays. À une altitude comprise entre 900 m et 1000 m, elle est limitée par les wilayas suivantes :

- Au nord : TISSEMSILT et RELIZANE
- Au sud : LAGHOUAT et EL-BAYADH
- À l'ouest : MASCARA et SAIDA
- À l'est : DJELFA



Figure I- 1 : Localité de la Wilaya de TIARET

2. Présentation de la localité de TEFAH (commune de TIARET) :

2.1 Situation Géographique de la commune d TIARET:

La commune de Tiaret, chef-lieu de la wilaya, est implantée à une altitude moyenne de 1080 mètres, sur les hauteurs du mont Genou, appartenant à la chaîne tellienne de l'Atlas. Elle se situe à environ 361 km au sud-ouest de la capitale Alger.

Elle couvre une superficie d'environ 111,45 km², intégrée dans un territoire wilaya totalisant près de 20 050 km².

Son emprise territoriale est délimitée par :

- Au nord : les communes d'Oued Lili et Guertoufa.
- Au sud : Aïn Bouhekif et Mellakou
- A l'est : Dahmouni.
- A l'ouest : Tagdempt.

a- Les coordonnées géographiques du commun de Tiaret sont:

Latitude: 35° 23' 16" Nord, Longitude: 1° 25' 00" est.

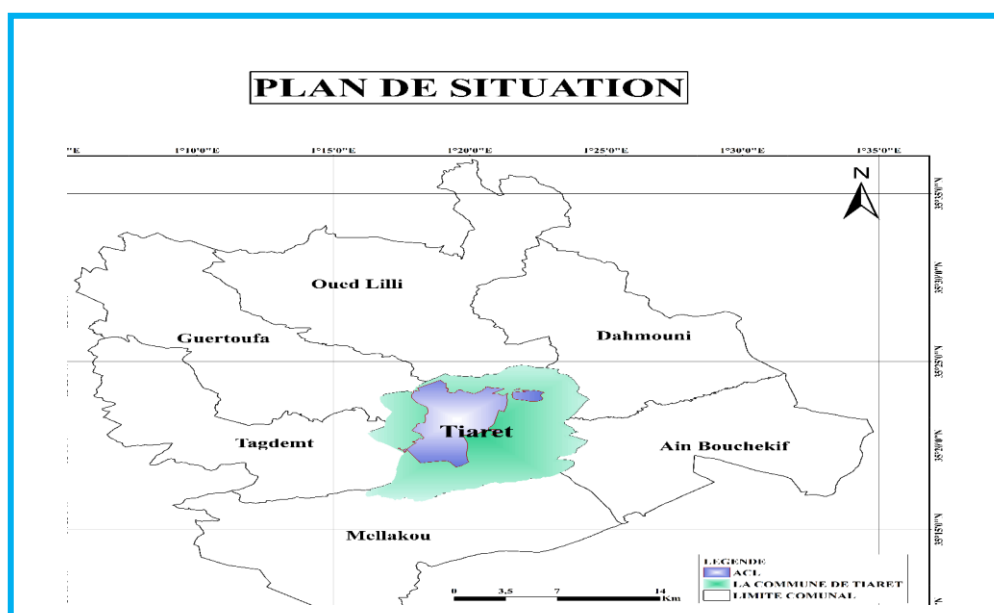


Figure I- 2 : Plan de situation de la commun de TIARET

2.2 Situation Géographique de la localité de TEFAH:

La localité de TEFAH est située au nord-est de la commune de Tiaret. Elle se localise précisément aux coordonnées géographiques suivantes : 35°22'17" de latitude nord et 1°20'44" de longitude est. Elle s'étend sur une superficie d'environ 82 hectares.



Figure I- 3 : Localisation de la zone d'étude. Source (Google Earth)

2.3. Situation topographique:

2.3.1 Topographie:

Dans les projets d'assainissement, l'étude topographique du site est importante pour déterminer le type de relief afin de connaître le sens d'écoulement, vu que l'évacuation des eaux usées se fait gravitairement, sauf dans les terrains accessibles. Elle nécessite alors une station de relevage pour éviter le débordement et les inondations.

La cité de TFAH possède des pentes variant entre 7 et 5% avec des maximums parfois de 15%, Cette zone est complètement urbanisée avec très peu de couvert végétal, favorisant l'écoulement rapide de la totalité des eaux pluviales.

2.4. Situation géologique :

2.4.1 Géologie :

La cité est caractérisée par de petites collines intercalées de vallées moyennes profondes. Elle est composée par des calcaires et des marnes du pliocène.

2.5. Situation hydraulique :

2.5.1. Les eaux souterraines :

La structure géologique de la zone étudiée ne permet pas la formation de nappes aquifères. Les gêneuses du miocène recèlent de petits niveaux aquifères perchés alimentés exclusivement par les précipitations.

Malgré ces apports, il se trouve que des petites nappes individualisées à leur structure (pendage, glissement) séparées par des argiles, sont aléatoires et se manifestent par des puits (**10 à 15 mètres**).

2.5.2. Alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau de la cité de TEFAH est effectuée par le barrage BENKHADDA qui a une capacité de **46 M³** et des forages implantés sur le champ de captage du chef-lieu de Tiaret, et ainsi que l'alimentation en eau potable se fait gravitairement.

2.5.3. Assainissement :

Les eaux usées de la cité de TFAH sont évacuées par un réseau d'assainissement unitaire, et après ces eaux elles sont transférées vers la station d'épuration d'AIN BOUCHAKKIF à la sortie de TIARET

2.6. Situation climatique :

2.6.1. Le climat :

Les paramètres hydro-climatiques ont une grande importance pour toute étude, notamment pour le bilan hydrique des aquifères. Il est donc nécessaire de connaître la nature de la pluviométrie, les températures ainsi que les vents.

La localité de TEFAH est caractérisée par un climat semi-aride.

2.6.2. La température :

La température constitue un facteur essentiel pour déterminer le type de climat d'une région.

Tableau I - 1 : Les observations des températures.

Mois	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Sep	Oct	Nov	Année
Moyenne min	2,8	1,7	2,8	4,10	6,8	10,2	14,5	18,8	19,1	15,6	10,6	6,0	9,4
Moyenne maxima	10,4	10,4	11,1	14,0	17,5	22,0	27,5	33,0	32,9	27,8	21,3	14,6	20,2
M+m / 2	6,6	6,05	6,95	9,05	12,15	16,1	21,0	25,9	26,0	21,7	15,95	10,3	14,81

(Source : DRE)

Interprétation des résultats :

Après l'analyse des données du tableau ci-dessous on déduit que l'on a deux saisons bien distinctes durant l'année une saison chaude et l'autre froide.

On remarque les températures hivernales, elles varient entre janvier (1,7°) et février (2,8°), et les températures de la période estivale avec une moyenne de 22° le maximum se situe en Juillet (33°).

2.7. La pluviométrie :

Notre région est située dans une zone comprise au-dessus de l'isohyète 400 mm / an.

Les chutes torrentielles sont fréquentes pendant les mois de forte pluviosité, soit de la fin novembre à février, avec un maximum en décembre et Janvier, Ces chutes sont beaucoup plus dangereuses lorsqu'elles surviennent au début de l'automne (septembre - octobre) ou à la fin du printemps (Avril - Mai).

À partir des données fournies par (ANRH) de la wilaya de Tiaret, on peut déduire qu'il existe une irrégularité saisonnière des précipitations dans la région.". Alors la pluviométrie moyenne annuelle varie entre 200 et 350 mm/an. (Source ANRH 2020).

2.7.1 L'humidité atmosphérique :

L'appréciation de ce facteur est traduite par l'humidité ou l'état hygrométrique exprimés en pourcentage. Elle indique que l'état de l'atmosphère est plus ou moins proche de la condensation. Au niveau de notre zone d'étude, elle est relativement faible, les pourcentages les plus élevés sont enregistrés en décembre et janvier.

2.7.2. Les vents :

Le vent c'est un paramètre climatique. Il est déterminé par sa vitesse et sa direction. Sont de direction Ouest et Nord-Ouest. Ils sont violents en printemps et en automne, leur vitesse moyenne varie de (3 à 4 m / s). Source DRE Tiaret 2020).

2.7.3. Sismicité :

Conformément au zonage sismique établi par les normes parasismiques algériennes de 2003, la wilaya de Tiaret est située en zone 1, caractérisée par une faible activité sismique ne nécessite pas de mesure spéciales ou antisismiques.

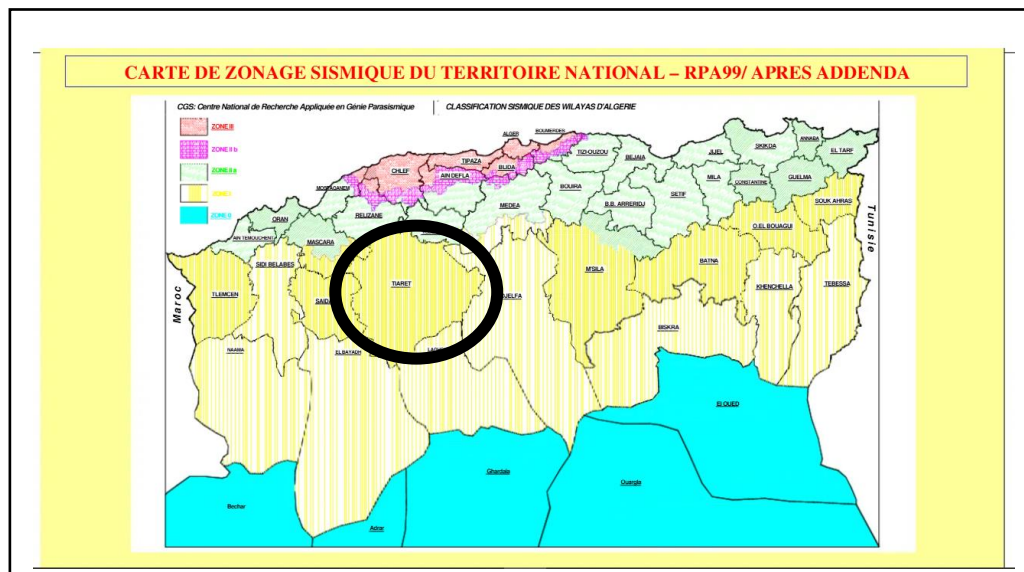


Figure I- 4 : La carte zonage des risques sismique (Algérie)

2.8. Situation démographique :

Dans tous les projets d'assainissement, et avant de déterminer l'estimation de la population pour le court, moyen et long terme on fixe le taux d'accroissement à **2.47%** (APC Tiaret) Le nombre d'habitants actuel de la localité TEFAH est de **10330 habitants** (2020), et à l'aide de la loi d'accroissement géométrique, on peut estimer le nombre d'habitants pour l'état actuel 2025.

La loi d'accroissement géométrique donnée par la relation ci-dessous :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n$$

Avec :

P_n: Le nombre des habitants en 2025.

P₀: Le nombre des habitants en 2020

T : Taux d'accroissement, T=2,47 (source APC TIARET).

N : Le nombre d'années entre 2020 et 2025 (**N=5ans**).

$$P_n = P_0 * (1 + T)^n$$

$$P_{2025} = 10330 * (1 + 2.47/100)^5$$

$P_{2025} = 11670$ hab

*Alors le nombre total des habitants de la localité de TEFAH dans l'état actuel est **11670** habitants

2.9. Les équipements publics de la localité de TEFAH:

Tableau I - 2 : Caractéristique des équipements publics de la localité TEFAH

Equipement	Unité	Capacité
Ecole primaire	élève	250
Ecole primaire	élève	300
CEM	élève	400
Lycée	élève	450
Mosquée	fidèle	500
Bibliothèque	lecteur	200
Agence poste	employeur	40
Sureté de willaya 7ème arrondissement	employeur	65
Centre commercial	client	350
Stade	personne	300

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons essayé de donner un aperçu sur la localité de TEFAH. En première étape, nous avons collecté toutes les données de base nécessaires à notre étude, telles que la situation géographique, topographique et la situation démographique.

Chapitre II

*Diagnostic du réseau d'assainissement
actuel*

Chapitre II : Diagnostic du réseau d'assainissement actuel

Introduction :

Le réseau d'assainissement de la localité TEFAH l'un de plus anciens des réseau qui réalise dans la commune de TIARET, Il contient un collecteur principale qui évacuer un totalité de débit de pointe de **4120.74l/s**, mais dans les dernier années le réseau a connu plusieurs dysfonctionnement en raison de plusieurs facteurs, notamment l'extension urbain, ce qui a rendu le réseau incapable d'évacuée l'excès de débite de nouveau habitants.et aussi la mauvais état des regards et avaloires.

Dans ce chapitre, nous commencerons par recueillir des différentes données pour décrire le réseau actuel, en débutant par la détection des anomalies et de leurs origines.

A la fin, on va essayer d'élaborer un plan d'action visant à remédier à la dégradation significative du réseau et améliorer son fonctionnement global.

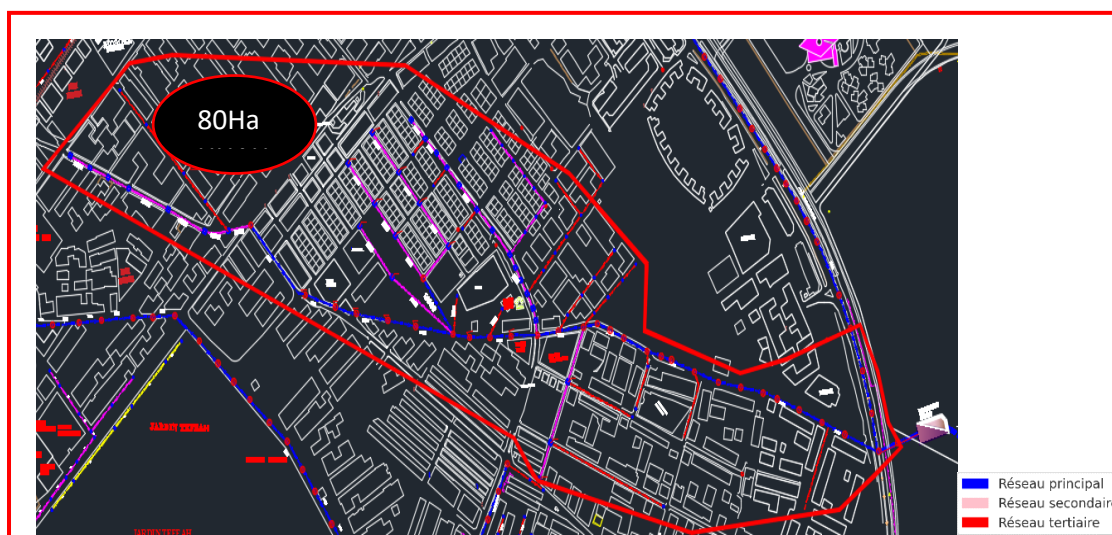


Figure II - 1 : Tracée du réseau d'assainissement de la localité TEFAH (DRE Tiaret)

1. Défaillances rencontrés dans le réseau:

L'état du réseau d'assainissement peut être comparé à un système de circulation routière. Imaginez une ville où plusieurs routes sont bloquées ou mal entretenues :

- Certaines voies sont recouvertes de goudron, rendant l'accès difficile.
- Dans certains secteurs, il n'y a pas de panneaux de signalisation, ce qui empêche les conducteurs de savoir où aller sur des distances pouvant atteindre 400m.
- L'absence de caniveaux sur certaines routes entraîne des accumulations d'eau et de débris
- Enfin, des routes sont directement reliées à des artères principales, rendant la circulation chaotique.

Tout comme ces problèmes de circulation entravent le flux des véhicules, les défaillances dans le réseau d'assainissement perturbent le bon fonctionnement du système. (1)

2. Diagnostic d'un réseau d'assainissement :

Le diagnostic consiste en une appréciation de la situation fondée sur l'examen d'indicateurs. Il est nécessaire de fournir une vue d'ensemble simplifiée mais véritable de la situation, autorisant les différentes parties concernées à : Une vue d'ensemble commune. Identifier et structurer les problématiques et les enjeux qui nécessitent une résolution. Identifier les lieux et les tâches prioritaires nécessaires pour l'établissement d'un service d'assainissement.

2.1. Avantages du diagnostic :

Le diagnostic offre de multiples bénéfices et les données recueillies pour cette recherche sont essentielles pour :

- * Comprendre plus précisément le fonctionnement du réseau dans le but d'optimiser l'efficacité du système.
- *Prendre en compte les actions futures sur le réseau (réhabilitation, maintenance, techniques de gestion).

2.2. Rôle du diagnostic :

- Prioriser les réparations du réseau actuel dans la zone analysée.
- Élaborer un programme de réhabilitation.
- Élaborer, selon les compétences de la collectivité, un plan pour remettre en conformité le système de collecte.
- Anticiper la gestion du système pour garantir sa conformité.

2.3. Les types du diagnostic :

2.3.1. Diagnostic fonctionnel :

Il s'appuie sur l'efficacité des collecteurs pour l'évacuation des eaux usées (débits et charges polluantes) et concerne le transfert sans perte.

2.3.2. Diagnostic physique du réseau:

Ce diagnostic repose sur l'évaluation de l'état général des ouvrages du réseau qui englobe tous les problèmes qui s'apparaissent sur les collecteur et les regards (fissuration, engorgement des collecteurs, déboitement...). (1)

Tableau II - 1 : Les anomalies et leurs causes physique (1)

Types d'anomalies	Les causes d'anomalies
Fissuration de canalisation	Présence de vides au pourtour de la canalisation (compactage défectueux).
Joints déboîtés	Discontinuité du contact entre la paroi extérieure de la canalisation et le sol environnant
Présence de branchement pénétrant au niveau de certains collecteurs	Absence de contrôle technique régulier du réseau.

3. Étapes du processus de diagnostic :

3.1. Collecte et analyse des données :

La collecte des données nécessite d'abord un plan d'intervention pour coordonner progressivement l'acquisition des connaissances et les visites de chantiers. Effectivement, tous les supports graphiques et les données techniques associés y sont inclus. Il est nécessaire de coordonner et de compléter ces actions par des vérifications sur place. On identifie :

3.1.1. Données préliminaires:

Ces éléments constituent la base d'un diagnostic technique approfondi et sont répartis selon les axes suivants :

- * La population de chaque sous bassin et leur dotation soit dotation de rejet soit dotation de consommation de l'eau potable.
- * La surface de chaque sous bassin et leur propriété par exemple le coefficient de ruissellement, l'intensité et la pente.
- * L'état actuel de différents ouvrages annexes existants.
- * Les facteurs qui ont contribué à la dégradation des ouvrages du réseau.

3.1.2. Données d'Orientation :

Pour les données d'orientation, on distingue les symptômes et les signes.

A- Signe : représenter tous les facteurs extérieurs qui influent sur l'état structurel du réseau.

B-Symptôme : Toute anomalie interne au réseau d'assainissement (comme les fissures ou l'engorgement des canalisations)

4. Le pré-diagnostic :

Dans cette phase, il est essentiel de réaliser un audit du réseau d'assainissement et des infrastructures, tout en actualisant les plans et en cartographiant les ressources. Ce pré-diagnostic vise à identifier les

faiblesses du réseau et à évaluer la vulnérabilité des milieux environnants. Pour garantir un prétraitement efficace, deux étapes sont nécessaires : la pré-reconnaissance, qui consiste à recueillir des données initiales, et la reconnaissance détaillée, qui permet d'explorer en profondeur les éléments identifiés. (2)

4.1. Pré reconnaissance :

Le pré-reconnaissance est cité comme la première étape de mise à jour du plan du terrain pour Toutes les données concernant l'état actuel des ouvrages visibles (avaloirs, regard, les pointes de rejet...).

4.2. Reconnaissance détaillée :

Afin de déterminer l'étape de la pré-reconnaissance, nous pouvons élaborer un plan de travail pour résoudre les problèmes qui se sont déjà trouvés au niveau des ouvrages et réhabiliter notre réseau d'assainissement.

5. Diagnostic du réseau actuel:

5.1. Les regards

5.1.1 Diagnostic des regards :

L'identification des regards constitue une phase essentielle de l'inspection détaillée, visant à repérer les anomalies associées à leur emplacement, leur état ou leur accessibilité.

*Faible pente qui provoque l'accumulation des eaux usées dans les regards, Ces eaux soit elles vont débordées sur la routes soit elles vont tourner vers les maisons (cas de faible pente).

*Absence des tampons, c'est dernier il contribue à l'entassement des déchets dans les regards et aussi le problème de débordement.

5.1.2. Etat des regards

Le réseau d'assainissement de notre zone d'étude (quartier TEFAH), contient à 95 regards, 29 regards liés entre les traçons de collecteur principal K et 66 regards liés entre les conduites secondaires.

Tableau II - 2 : Caractéristiques des regards

Regard	Nombre	Profondeur de regard (m)	Distance entre deux regards(m)	Nature de tampon
total	94			

Regard liée entre les tronçons des conduites principales	29	1 à 4	10 à 80 correspondant à la pente	-Fonte -Dalle béton
Regard liés entre les conduites secondaires.	65			

Source (DRE Tiaret)



Figure II - 2 : Tampon en dalle béton (DRE Tiaret).

20/01/2025



Figure II - 3 : Tampon en font (DRE Tiaret).

20/01/2025



Figure II - 4 : Regard rempli par les déchets (DRE Tiaret 2025).



Figure II - 5 : Débordement des eaux au niveau de regard (DRE Tiaret 2025).



Figure II - 6 : Mauvais jonction entre les conduites et le regard (DRE Tiaret 2025).

5.1.3. Résultat du diagnostic des regards :

*On résume l'état des regards dans le tableau suivant.

Tableau II - 3: Résumé du diagnostic des regards

L'état de regard	Nombre des regards
Bon état	21
Moyenne état	26
Mauvais état	47
Total	94

Source (DRE Tiaret)

5.2. Les collecteurs :

5.2.1. Etat des collecteurs :

Le réseau d'assainissement de la localité de TEFAH il contient un seul collecteur principal d'une longueur de **1786m**, répartis comme suit :

a- Collecteur principal K :

Tableau II - 1 : Débits des eaux usées et eaux pluviales de collecteur principale K

Surface (ha)	Population (hab.)	Diamètre (mm)	Débit moyen usée (l/s)	Kp	Débit usée(l/s)	Débit pluviales(l/s)	Débits totaux (l/s)
82.96	10330	1000	9.62	2.31	24.5	4099.3	4123.80

Source (DRE Tiaret)

*Afin de terminer le diagnostic du collecteur principal et secondaire on a trouvé quelque problème dans le réseau cité comme suite :

- * Des collecteurs sous-dimensionnés.
- * Des collecteurs surdimensionnés.
- * Des canalisations fissurées.

- * Débordement des eaux usées causé par l'absence et bouchage des avaloires.



Figure II - 7 : Collecteur vide (DRE Tiaret).

20/01/2025



Figure II - 8 : Conduite fissurée (ONA Tiaret).

13/02/2025

5.2.2. Résultat du diagnostic des collecteurs :

Tableau II 4 : Caractéristique des réseau

Trançon	Longueur	Diametre	Trançon	Longueur	Diametre
R1-R2	44	300	R19-R31	33	1000
R2-R3	40	300	R31-R32	42	300
R3-R4	46	300	R33-R32	50	300
R4-R5	81	300	R32-R34	44	1000
R5-R6	80	300	R34-R35	53	1000
R6-R12	48	300	R35-R36	43	1000
R8-R9	75	400	R37-R38	39	300
R9-R10	104	400	R38-R40	30	300
R10-R11	60	400	R40-R41	30	300

Trançon	Longueur	Diametre	Trançon	Longueur	Diametre
R11-R12	66	400	R41-R43	35	300
R12-R13	60	300	R43-R44	50	300
R13-R14	146	400	R44-R46	44	300
R14-R15	64	600	R46-R47	49	300
R15-R16	43	600	R48-R49	33	400
R16-R17	65	1000	R49-R50	31	400
R17-R18	58	1000	R50-R51	32	400
R18-R19	79	1000	R51-R52	25	400
R20-R21	79	400	R52-R53	32	400
R21-R22	61	400	R53-R54	25	400
R22-R23	85	400	R54-R55	31	300
R25-R26	80	400	R55-R47	45	300
R26-R27	65	400	R47-R56	22	400
R27-R24	85	400	R56-R57	21	400
R23-R24	70	300	R57-R59	23	400
R24-R19	100	400	R59-R67	25	400
R28-R29	103	400	R67-R68	19	400
R29-R19	100	400	R68_R35	22	400
R30-R19	59	300	R60-R61	68	300

Trançon	Longueur (m)	Diamètre(mm)
R61-R62	67	300
R62-R64	43.5	300
R64-R65	32	300
R65-R66	35	300
R66-R59	47	300
R69-R70	57	400
R70-R71	35	400
R71-R73	40	400
R73-R36	30	400
R75-R76	57	300
R76-R77	95	300
R77-R72	86	300
R36-R72	50	1000
R72-R74	26	1000
R74-R80	27	1000
R80-R81	31	1000
R81-R82	50	1000
R82-R83	30	1000
R83-R84	20	1000
R84-R85	50	1000
R85-R86	53	1000
R86-R87	45	1000
R87-R88	43	400
R96-R97	111	400
R97-R89	98	400
R89-R88	103	1000
R88-R90	32	1000
R90-R91	47	1000
R91-R92	50	1000
R92-R93	50	1000
R93-R94	73	1000
R94-DVO	40	1000

6. Déversoir d'orage :

Le réseau d'assainissement de la localité de TEFAH il est terminé par un déversoir d'orage à la sortie de l'agglomération d'un dimensionné de **4.00*6.00m**.



Figure II - 9 : Vue extérieure du déversoir d'orage

7. Résultat final du diagnostic de réseau d'assainissement de la localité TEFAH :

D'après les informations du diagnostic de notre réseau d'assainissement de la localité TEFAH, on observe les anomalies suivantes :

- Les regards sont détériorés.
- Le manque de protection sur les regards ou les tampons en béton endommagés.
- Des pentes faibles dans certaines traçons.
- Le sur dimensionnement.
- La fissuration de quelques conduites.
- Les déchets et les ordures sont rejetés dans le réseau, ce qui accentue les dépôts sauvages.

Conclusion :

L'ancien réseau d'assainissement de la zone TEFAH est toujours fonctionnelle mais d'après l'analyse des données disponibles, on détecte quelques problèmes (fissuration des conduites, débordement, regards sans tampon,).

En général, le réseau présente un état moyen, ce qui nécessite une réhabilitation afin de résoudre les problèmes détectés et garantir sa capacité à évacuer les débits futurs des années à venir

Chapitre III

Etude hydrologique

Chapitre III : étude hydrologique

Introduction :

L'hydrologie constitue une composante fondamentale pour l'analyse du comportement de l'eau, en particulier dans les réseaux d'assainissement. Elle s'intéresse à la gestion de l'eau à la surface du sol, en prenant en compte tous les facteurs qui influencent son mouvement, sa répartition et son écoulement.

Ce chapitre vise à présenter les notions fondamentales de l'hydrologie importantes. Dans le cadre de la conception des systèmes d'évacuation des eaux usées, ce chapitre aborde en premier lieu les principes de quantification des précipitations, la sélection de la période de retour appropriée, ainsi que les différentes approches d'ajustement utilisées pour estimer l'intensité maximale des pluies. Ces éléments sont des piliers fondamentaux pour prévenir les mauvaises conceptions des réseaux et éviter les risques d'inondation.

À travers cette approche, ce chapitre vise à souligner l'importance de l'intégration des données hydrologiques dans la planification des réseaux d'assainissement, afin de répondre de manière optimale aux défis posés par l'évolution climatique.

1. Les averses :

On définit une averse comme une période de précipitation intense et continue. Elle se caractérise principalement par son intensité, exprimée par la quantité d'eau ΔH tombée pendant une durée Δt . Ainsi, une pluie de hauteur H (en mm) produira un ruissellement différent selon qu'elle se répartit sur 6 heures ou en seulement 15 minutes. L'intensité des précipitations varie généralement au cours d'une même averse (3).

2. La période de retour :

La période de retour permet d'estimer la fréquence des pluies extrêmes pour bien dimensionner les réseaux d'assainissement. Tout comme un phare est conçu pour résister aux tempêtes les plus violentes qui surviennent une fois tous les dix ans, les réseaux d'assainissement sont planifiés pour faire face aux inondations extrêmes qui peuvent se produire dans le même intervalle. Ainsi, le choix d'une période de retour de 10 ans garantit que le système sera suffisamment robuste pour protéger la communauté contre les événements les plus graves. (1)

3. L'intensité moyenne maximale de précipitation:

Dans les projets d'assainissement l'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout pour gérer l'excès de l'eau dans les périodes de crue

Les observations ont montré que l'intensité moyenne maximale

$$Im = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots\dots\dots(III- 1)$$

Avec :

Im : L'intensité moyenne (mm/h).

Δh : La hauteur d'eau tombée (mm).

Δt : La durée entre deux précipitations (h).

4. Les données pluviométriques :

Pour une étude hydrologique en assainissement, une série pluviométrique contenant les précipitations mensuelles et les maxima journaliers sur une période de 29 années est nécessaire. Les données utilisées proviennent de la station pluviométrique de Tiaret, dont les coordonnées sont les suivantes:

- $X=35.37013^\circ$.
- $Y=1.316252^\circ$
- $Z=1004$ m.

Tableau III- 1 : La série pluviométrique 1991-2020 (station de TIARET, code : 012908) .

année	Précipitations												P _{max,j}	P _{annule tot}
	Sept	oct.	nov.	déc.	janv.	Fév.	Mars	avril	mai	juin	juil.	août		
1991-1992	13.8	14.7	14.1	14.4	14.9	8.1	15.2	33.6	10.3	3.9	3.9	5.4	33.6	152.3
1992-1993	4.1	6.6	12.8	23.6	2.6	1.5	8	16.4	18.7	6.3	1.9	2.3	18.7	104.8
1993-1994	33.4	8.8	7.7	15.2	10.7	13.9	2.2	7.1	2.6	7.2	3	4.1	33.4	115.9
1994-1995	32.9	27.4	13	11.7	21.4	4.9	27.7	10.8	1.7	4.4	0.1	10.4	32.9	166.4
1995-1996	13.7	4	10.1	9.4	16	31.4	11.3	22.6	23	7.9	9.6	11.8	22.6	170.8
1996-1997	4.5	9.9	2.6	12.5	14.5	4.6	17.9	34.4	16.8	9.1	6.2	17.1	34.4	150.1
1997-1998	15.3	12.2	31.6	20.4	10.9	10.3	7.7	29.5	22.2	1.7	6.4	1.5	29.5	169.7
1998-1999	1.9	4.8	6.4	18.8	71.4	7.1	37.4	17.2	18.4	8.6	0.1	5.4	18.4	197.5
1999-2000	19.1	30.6	12.9	37.9	0.8	0.1	5.3	9.9	21.8	0.1	0.1	2.2	30.6	140.8
2000-2001	21.2	56.4	22.8	12.8	21.9	7.7	2.5	22.3	2.9	0.8	4.9	2.3	56.4	178.5
2001-2002	18.6	6.5	9.1	11.9	3.8	5.6	15.7	11.4	20.8	5.6	0.2	5.6	20.8	114.8
2002-2003	3	5.2	23.9	37.1	12.1	11.3	4	32.6	9.1	11.7	0.4	16	37.1	166.4
2003-2004	2	14	29.2	17.6	10.3	13.4	2	11.9	15.8	18	6.5	5.2	29.2	145.9
2004-2005	10	9.6	12.3	46.8	7.3	6.6	11.1	2.6	1.6	3.3	1.2	6.0	46.8	118.4
2005-2006	10.6	26.4	9.9	5.4	32	18.3	6.8	23.8	29.2	1.4	5.3	5.5	32	174.6
2006-2007	11	10.2	4.2	8.9	6.8	16.3	19	36.6	3.5	2.3	2.5	2.8	36.6	124.1
2007-2008	22.5	24.9	20.2	3.5	21.5	7.9	8.3	5.4	17.4	2.6	11.4	3	24.9	148.6
2008-2009	8.7	22.4	20.6	31.5	17.4	20.2	35.4	25.5	6.8	4	4.9	4.2	35.4	201.6
2009-2010	65.5	6.5	12.7	14.5	15.9	31.4	30	12.3	17.5	2.7	2.6	18.2	17.5	229.8
2010-2011	4	7.5	24.2	8	14.5	16	19.4	14.8	26.4	15.4	1.6	4.5	26.4	156.3
2011-2012	0.1	21.8	23.6	3	8.9	4	41.5	82.5	1.4	13.3	6.7	6.6	82.5	213.4
2012-2013	7.5	15.3	65.1	19.7	21.8	23.6	37.9	75.4	28	14.4	0.2	2.1	75.4	311
2013-2014	5.9	2	41.3	37.5	12.8	12.7	49.1	2.5	5.2	25.1	8.1	1.8	49.1	204
2014-2015	48.6	36.5	17.2	30.4	13.2	22.3	19.1	0.5	61	6.8	7.7	7.3	48.6	270.6
2015-2016	4.3	19.5	13.9	19.8	15.9	12.9	31.1	17.3	19.2	9.5	1.2	7.5	19.8	172.1
2016-2017	1.6	3.6	12.2	17.3	48.2	8.1	4.8	2.2	10.6	12.9	0.2	4.6	48.2	126.3
2017-2018	4.8	14.6	14.2	20.3	10.1	12.4	34.2	52.6	19.4	32.1	7.0	4.8	52.6	226.5
2018-2019	19.3	13.1	18.5	25.1	22.6	11.5	18.9	19.8	5.5	13.1	10.6	7.5	25.1	185.5
2019-2020	27.5	4.4	26.7	37.4	8	18.3	21.4	23.7	20.6	15.9	7.7	8.4	27.5	220

Source ANRH (2020)

5. Étude statistique des séries pluviométriques:

L'exploitation statistique des données pluviométriques vise à affiner les caractéristiques de la série des hauteurs maximales journalières et mensuelles enregistrées sur une période de 30 ans.

5.1. Détermination des paramètres de la série:

a- Les précipitations maximales journalières moyennes $\overline{P_{j,max}}$:

$$\overline{P_{j,max}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{j,max}}{N} \dots \dots \dots (III-1)$$

Tel que : N c'est le nombre d'année de la série pluviométrique (N=30)

$$\overline{P_{j,max}} = \frac{\sum_{i=1}^{30} 1046}{29} = 36.07$$

*L'écart type :

Si : N inférieur à 30 on a :

$$\sigma_{P_{j,max}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{j,max} - \overline{P_{j,max}})^2}{N-1}} \dots \dots \dots (III-3)$$

$$\text{d'où : } \sigma_{P_{j,max}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{30} (P_{j,max} - 36.07)^2}{28}} = 15.76$$

b- coefficient de variation Cv :

$$Cv = \frac{\overline{P_{j,max}}}{\sigma(P_{j,max})} \dots \dots \dots (III-4)$$

$$\text{D'où : } Cv = \frac{15.76}{36.07} = 0.44$$

Tableau III- 2 : Caractéristique de la série

Caractéristique	Unité	Valeur
Précipitation moyenne maximale journalière $\overline{P_{j,max}}$	mm	36.07
L'écart type $\sigma_{P_{j,max}}$	/	15.76
Coefficient de variation Cv	/	0.44
L'exposant climatique b= 0.37 ANRH)		

5.2. L'homogénéité de la série :

Il est indispensable de vérifier l'homogénéité de la série afin de détecter les changements climatiques et d'assurer la fiabilité des analyses climatiques, et pour cette vérification on utilise le test de médiane. Nous suivons les étapes suivantes :

1- Classer la série par ordre croissant.

2- Identifier la valeur M correspondant à la médiane de rang m dans la série. On distingue deux cas :

*Si le nombre d'année N de la série est impaire, on prend la : $(N+1) / 2$

*Si le nombre d'année N de la série est pair, on prend $(N/2)$

3- Attribuer pour chaque valeur le signe (+) pour $P_i > M$, et le signe (-) pour $P_i < M$

4- déterminer les valeurs de N_s et T_s tel que :

NS : représente le nombre total d'occurrences consécutives positives (+) ou négatives (-) dans la série.

TS : correspond à la longueur maximale d'une séquence continue de valeurs positives (+) ou négatives (-).

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

$$N_s > 1/2 * (N+1 - U_{1-\alpha/2} * \sqrt{N+1}) \dots\dots\dots (III- 2)$$

Avec : $\alpha=5\%$ et $U_{1-\alpha/2} = 1.96$

$$D'où : 1/2 * (29+1 - 1.96 * \sqrt{29+1}) = \mathbf{9.63}$$

$$T_s < 3.3 * (\log N + 1) \dots\dots\dots (III- 3)$$

$$D'où : 3.3 * (\log 29 + 1) = \mathbf{8.13}$$

Tableau III- 3 : Classement de la série par ordre croissant :

Range	Les $P_{j;\max}$ classé a l'ordre croissante(mm)	Les $P_{j;\max}$ non classées (mm)
1	17.5	+33.6
2	18.4	-18.7
3	18.7	+33.4
4	19.8	+32.9
5	20.8	-22.6
6	22.6	+34.4
7	24.9	-29.5
8	25.1	-18.4
9	26.4	-30.6
10	27.5	+56.4
11	29.2	-20.8
12	29.5	+37.1
13	30.6	-29.2
14	32	+46.8
15	32.9	-32
16	33.4	+36.6
17	33.6	-24.9
18	34.4	+35.4
19	35.4	-17.5
20	36.6	-26.4
21	37.1	+82.5
22	46.8	+75.4
23	48.2	+49.1
24	48.6	+48.6
25	49.1	-19.8
26	52.6	+48.2

27	56.4	+52.6
28	75.4	-25.1
29	82.5	-27.5

D'après le tableau ci-dessus on déduire :

* médiane (50%) = 32.9mm

*Ns= 14

*Ts= 4

Tableau III- 4 : Résultats issus du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Verification
Ns	14	14>9.63 condition vérifiée
$1/2*(N+1-U_{1-\alpha/2}*\sqrt{N+1})$	9.63	
Ts	4	4<8.13 condition vérifiée
$3.3*(\log N + 1)$	8.13	

Interprétation des résultats:

* À partir des résultats obtenus, le test de la médiane est vérifié ; ainsi, la série est homogène.

6. Choix de la loi d'ajustement :

6.1. Ajustement de la série à la loi de Gumbel :

6.1.1. La méthode statistique (manuelle) :

L'expression de la fonction de distribution cumulée selon la loi de Gumbel s'écrit comme suit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots \dots \dots (III- 7)$$

$$\text{Avec : } y = \sigma*(x - x_0) \dots \dots \dots (III- 8)$$

y : Valeur réduite.

x₀ : Indicateur de position (mm)

x : Précipitation journalière maximale en (mm).

a- Les étapes d'ajustement :

→ Classer les précipitations à l'ordre croissant avec attribution d'un rang d'ordre m.

→ On calcul la fréquence expérimentale F(x) de chaque précipitation par la formule de HAZEN.

$$\text{Tel que: } F(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots \dots \dots (III- 9)$$

m: rang correspondant à chaque valeur de précipitation classée.

N : Le nombre total d'observations de la série.

→ Déterminer la variable réduite de Gumbel y :

$$Y_i = -\ln [-\ln (F(x))] \dots \dots \dots (III-10)$$

b- Détermination des paramètres de la loi de Gumbel :

La relation linéaire associée à la loi de Gumbel est formulée par l'équation suivante :

$$X = \frac{1}{\sigma} y + X_0 \dots \dots \dots (III- 11)$$

Avec :

X_0 : Indicateur de position (mm)

$\frac{1}{\sigma}$: la pente de la droite de Gumbel

σ : L'écart type

$$D'où : \quad \frac{1}{\sigma} = (\sqrt{6}/\pi) * \sigma \dots \dots \dots (III- 12)$$

$$\frac{1}{\sigma} = 0.78 * \sigma = 0.78 * 15.76 \qquad \qquad \qquad \frac{1}{\sigma} = 12.29$$

$$D'autre part : \quad X_0 = \bar{x} - \frac{1}{\sigma} * \bar{y} \dots \dots \dots (III- 13)$$

$\bar{x}$: la moyenne des pluies journalière maximale.

$\bar{y}$: la moyenne des valeurs réduites.

$$\bar{x} = 36.07 \text{ mm}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{N} \dots \dots \dots (III- 14)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{29} Y_i}{29} = \frac{16.46}{29} \qquad \qquad \qquad \bar{y} = 0.57$$

$$X_0 = \bar{x} - \frac{1}{\sigma} * \bar{y} = 36.07 - 12.29 * 0.57 \qquad \qquad \qquad X_0 = 29.10 \text{ mm}$$

Alors:

$$P_{\max,j}(p\%) = 12.29y + 29.10$$

c- La précipitation journalière maximale d'une période de retour de 10ans :

La valeur réduite y d'une fréquence au non dépassement d'une période de retour 10ans:

$$y = - [\ln (- \ln F_{\text{non dép}}(x))]$$

$$F_{\text{non dép}} = 1 - 1/T$$

Tel que :

T : la période de retour égale à 10 ans.

$$F_{\text{non dép}} = 1 - 1/10 = 0.9$$

$$\text{Alors : } y = - [\ln (- \ln (0.9))] \qquad \qquad \qquad y = 2.25$$

$$D'où : P_{\max,j}(p\%) = 12.29y + 29.10$$

$$P_{\max,j}(10\text{ans}) = 12.29 * 2.25 + 29.10 \qquad \qquad \qquad P_{\max,j}(10\text{ans}) = 56.75 \text{ mm}$$

Tableau III- 5 : Les caractéristique de la loi de Gumbel.

$P_{j,max}$	Les $P_{j,max}$ classé par ordre croissant (mm)	Range	Fréquence F(x)	Valeur réduite Yi
33.6	17.5	1	0.017	-1.401
18.7	18.4	2	0.052	-1.086
33.4	18.7	3	0.086	-0.896
32.9	19.8	4	0.121	-0.749
22.6	20.8	5	0.155	-0.622
34.4	22.6	6	0.190	-0.508
29.5	24.9	7	0.224	-0.402
18.4	25.1	8	0.259	-0.302
30.6	26.4	9	0.293	-0.205
56.4	27.5	10	0.328	-0.110
20.8	29.2	11	0.362	-0.016
37.1	29.5	12	0.397	0.078
29.2	30.6	13	0.431	0.172
46.8	32	14	0.466	0.268
32	32.9	15	0.500	0.367
36.6	33.4	16	0.534	0.468
24.9	33.6	17	0.569	0.573
35.4	34.4	18	0.603	0.683
17.5	35.4	19	0.638	0.800
26.4	36.6	20	0.672	0.924
82.5	37.1	21	0.707	1.059
75.4	46.8	22	0.741	1.206
49.1	48.2	23	0.776	1.371
48.6	48.6	24	0.810	1.559
19.8	49.1	25	0.845	1.780
48.2	52.6	26	0.879	2.051
52.6	56.4	27	0.914	2.406
25.1	75.4	28	0.948	2.935
27.5	82.5	29	0.983	4.052

d- Coefficient de corrélation r :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n ((xi - \bar{x})(yi - \bar{y}))}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^2} * \sqrt{\sum_{i=1}^n (yi - \bar{y})^2}} \dots \dots \dots (III- 15)$$

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{29} ((xi - 36.07)(yi - 0.567))}{\sqrt{\sum_{i=1}^{29} (xi - 36.07)^2} * \sqrt{\sum_{i=1}^{29} (yi - 0.567)^2}}$$

$$r = \frac{552.402}{\sqrt{7193.082} \sqrt{43.959}} = 0.98$$

*A partir le résultat qui obtenu $r=0.98 > 0.8$ Alors la corrélation est acceptable.

6.1.2. Ajustement par le logiciel Hyfran (loi de Gumbel) :

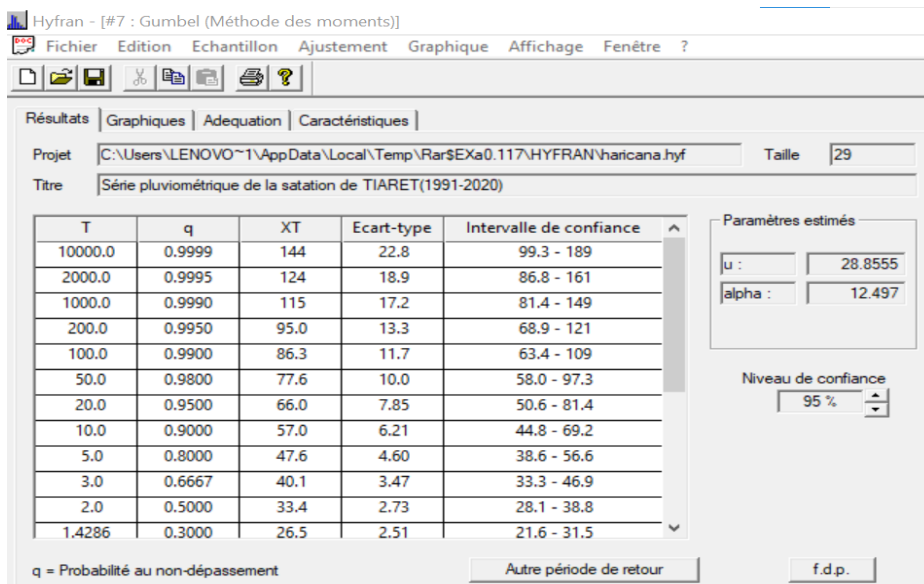


Figure III- 1 : Ajustement de série par le logiciel Hyfran(loi Gumbel).

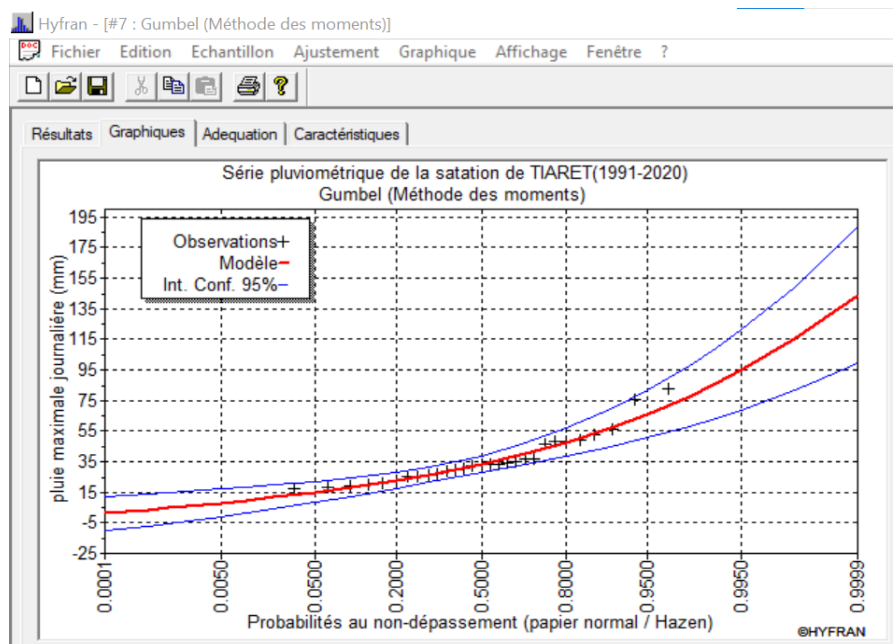


Figure III- 2 : Ajustement graphique de série d'ajustement par le logiciel Hyfran (loi Gumbel).

A partir les résultats de la (Figure III- 1) on trouve que :

$$P_{\max,j}(p\%) = (1/\alpha)y + X_0$$

Tel que : $1/\alpha = 12.497$
 $X_0 = 28.855 \text{ mm}$
 $y = 2.25$

$$P_{\max,j}(10\text{ans}) = 12.497 * 2.25 + 28.855$$

$$P_{\max,j}(10\text{ans}) = 56.97 \text{ mm}$$

Tableau III- 6 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel pour une période de retour de 10 ans.

T(ans)	Fréquence	$P_{\max,j}(\text{mm})$	Ecart type	Intervalle de confiance
10	0.9	57	6.21	44.8-69.2

6.2. Ajustement de la série à la loi Log-Normale.

6.2.1. Ajustement statistique :

La distribution log-normale peut être comparée à un arbre dont les racines sont ancrées dans le sol, représentant la distribution normale. Lorsque les racines ($Y = \ln(X)$) s'étendent vers le ciel, elles se transforment en branches qui s'élèvent et se courbent de manière asymétrique, illustrant la nature dissymétrique de la loi log-normale. Ainsi, bien que la base de l'arbre repose sur une structure bien

définie et équilibrée (la loi normale), la croissance des branches vers le ciel reflète la façon dont les valeurs de la variable aléatoire X peuvent s'étendre de manière disproportionnée, créant une distribution qui n'est pas symétrique mais qui est riche en valeurs extrêmes. (3)

Son équation est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots (III- 16)$$

$F(x)$: Probabilité de non-dépassement.

u : La valeur réduite de loi log-normal.

Avec : $u = \frac{\ln(x_i) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_x}$

En peut représenter l'équation précédente de sous forme :

$$\ln(x) = \overline{\ln(x)} + u\sigma_{\ln x} \dots \dots \dots (III- 17)$$

a- Les étapes d'ajustement de la loi de Log-normal:

- Classer les précipitations par l'ordre croissant probabilité ou fréquence non dépassement
 Calculer la fréquence expérimentale à l'aide de la formule de Henri.

- Déterminer les deux valeurs de $\overline{\ln(x)}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- Définir l'équation de la loi Log-normal .
- Dédire les valeurs extrêmes.

Avec : $x_p \% = e^{-\ln(x_p \%)}$

$$x_p \% = e^{\overline{\ln(x)} + u_p \% \sigma(\ln x)}$$

$u_p \%$: variable réduite de Gauss pour une fréquence donnée 10% .

$$u_p \% = 1,28$$

b- Les paramètres d'ajustement par la loi Log-normal :

$$\overline{\ln(x)} = \frac{\sum_{i=1}^n \ln(x_i)}{N} \dots \dots \dots (III- 18)$$

x_i : Les précipitations maximales journalière.

N : La taille de série ($N=29$).

$$\overline{\ln(x)} = \frac{\sum_{i=1}^n \ln(x_i)}{N} = \frac{101.60}{29}$$

$$\overline{\ln(x)} = 3.49$$

$$\sigma_{\ln x} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \overline{\ln(x)})^2}{N-1}} \dots \dots \dots (III- 19)$$

$$\sigma_{\ln x} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{29} (\ln(x_i) - 3.50)^2}{29-1}} = \sqrt{\frac{4.58}{28}} \quad \sigma_{\ln x} = 0.40$$

On remplace dans l'équation (III- 17) :

$$\ln(x) = 3.5 + 0.40 * u$$

$$P_{\max, 10\%} = x_p \% = e^{\overline{\ln(x)} + u_p \% \sigma(\ln x)}$$

Pour $u_p \% = 1,28$

$$\text{On trouve : } P_{\max, 10\%} = x_p \% = e^{3.50 + 1.28 * 0.40}$$

$$P_{\max, 10\%} = 55.26 \text{ mm}$$

Tableau III- 7 : Classement de série par ordre croissant (loi Log-normal)

$P_{j,max}$	Les $P_{j,max}$ classé à l'ordre croissant(mm)	Range	Fréquence F(x)	$Ln(P_{j,max})$	Valeur réduite u
33.6	17.5	1	0.017	2.862	-1.594
18.7	18.4	2	0.052	2.912	-1.469
33.4	18.7	3	0.086	2.929	-1.429
32.9	19.8	4	0.121	2.986	-1.286
22.6	20.8	5	0.155	3.035	-1.163
34.4	22.6	6	0.19	3.118	-0.955
29.5	24.9	7	0.224	3.215	-0.713
18.4	25.1	8	0.259	3.223	-0.693
30.6	26.4	9	0.293	3.273	-0.567
56.4	27.5	10	0.328	3.314	-0.465
20.8	29.2	11	0.362	3.374	-0.315
37.1	29.5	12	0.397	3.384	-0.289
29.2	30.6	13	0.431	3.421	-0.197
46.8	32	14	0.466	3.466	-0.086
32	32.9	15	0.5	3.493	-0.016
36.6	33.4	16	0.534	3.509	0.021
24.9	33.6	17	0.569	3.515	0.036
35.4	34.4	18	0.603	3.538	0.095
17.5	35.4	19	0.638	3.567	0.167
26.4	36.6	20	0.672	3.600	0.250
82.5	37.1	21	0.707	3.614	0.284
75.4	46.8	22	0.741	3.846	0.865
49.1	48.2	23	0.776	3.875	0.938
48.6	48.6	24	0.81	3.884	0.959
19.8	49.1	25	0.845	3.894	0.985
48.2	52.6	26	0.879	3.963	1.157
52.6	56.4	27	0.914	4.032	1.331
25.1	75.4	28	0.948	4.323	2.057
27.5	82.5	29	0.983	4.413	2.282

c- Coefficient de corrélation :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n ((xi - \bar{x})(ui - \bar{u}))}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (xi - \bar{x})^2} * \sqrt{\sum_{i=1}^n (u - \bar{u})^2}} \dots \dots \dots (III- 20)$$

Avec :

 xi : Les pluies maximales journalières. $\bar{x}$: La moyenne des pluies maximales journalières. y : La valeur réduite de la loi Log-normal. $\bar{y}$: La valeur réduite moyenne de la loi Log-Normale.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{29} ((xi-36.07)(ui-0.007))}{\sqrt{\sum_{i=1}^{29} (xi-36.07)^2} * \sqrt{\sum_{i=1}^{29} (yi-0.007)^2}}$$

$$r = \frac{441.044}{\sqrt{7193.082} \sqrt{43.959}} = 0.97$$

Remarque :

À partir du résultat obtenu ($r = 0,97 > 0,8$), on peut conclure que la corrélation est acceptable.

6.2.2 Ajustement par la loi Log-normal (Logiciel Hyfran) :

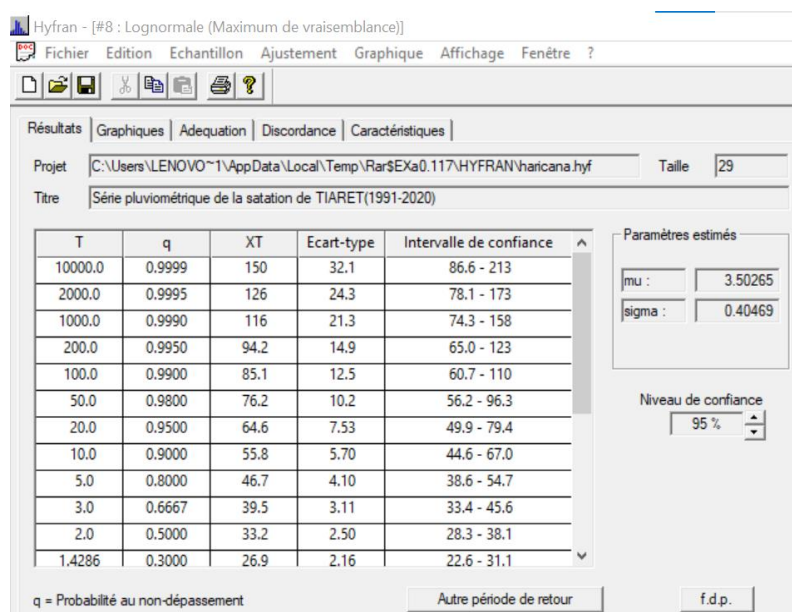


Figure III- 3 : Ajustement de série par le logiciel Hyfran(loi log normal).

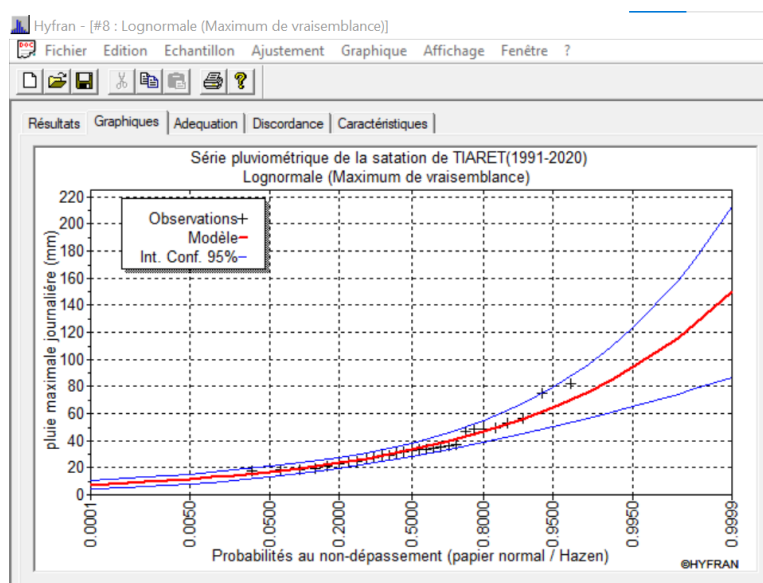


Figure III- 4 : Ajustement graphique de série par le logiciel Hyfran(loi log-normal).

Tableau III- 8 : Résultat d'ajustement de la série par la loi de Log-normal pour une période de retour de 10ans

T(ans)	Fréquence	$P_{\max,j}(\text{mm})$	Ecart type	Intervalle de confiance
10	0.9	55.8	5.70	44.6 - 67.0

6.3. Analyse comparative entre les lois de Gumbel et de Log-Normale :

Avant de choisir la loi d'ajustement, il est nécessaire de comparer les résultats obtenus pour des deux lois et à l'aide des critères de chaque loi, nous pouvons et choisir celle qui s'adapte avec notre étude hydrologique.

6.3.1. Coefficient de corrélation :

$$R_{\text{Gumbel}} = 0.98 > 0.8$$

$$R_{\text{Lognormal}} = 0.97 > 0.8$$

- **Interprétation des résultats :**

Les deux coefficients de corrélation sont acceptables.

6.3.2. La précipitations maximale journalier :

*La loi de Gumbel : $P_{\max,j}(10\text{ans}) = 57\text{mm}$

*La loi de Log-normal : $P_{\max,j}(10\text{ans}) = 55.8\text{mm}$

- **Interprétation des résultats :**

Il est observé que la pluie journalière maximale estimée à partir de la loi de Gumbel est supérieure à la valeur observée.

En conséquence, on peut en déduire que la loi de Gumbel offre une meilleure sécurité que la loi Log-Normale

6.3.3. Test graphique :

Ce test repose principalement sur une analyse visuelle des courbes tracées sur le papier de probabilité. Il permet d'évaluer l'alignement des points et leur cohérence avec la loi choisie.

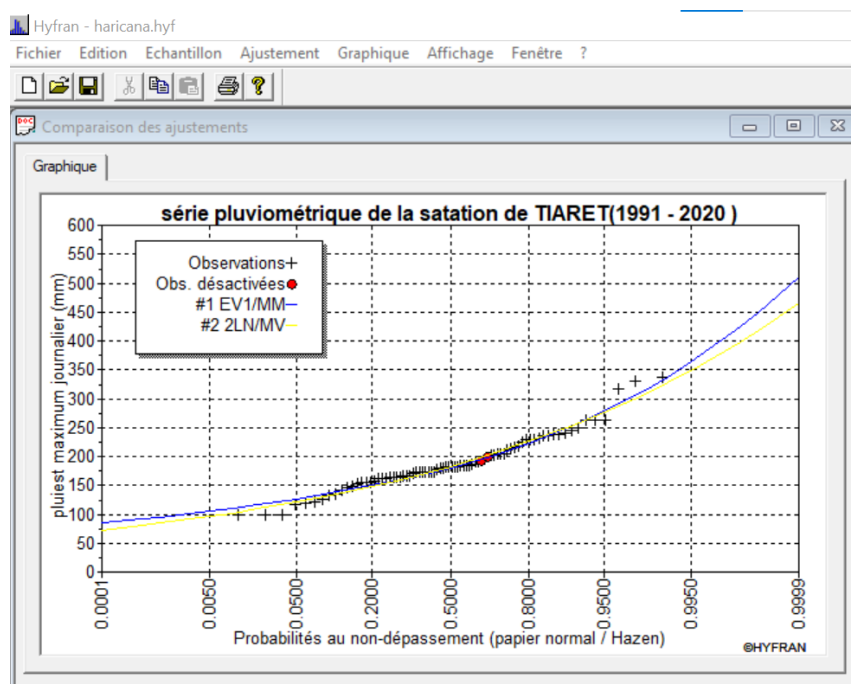


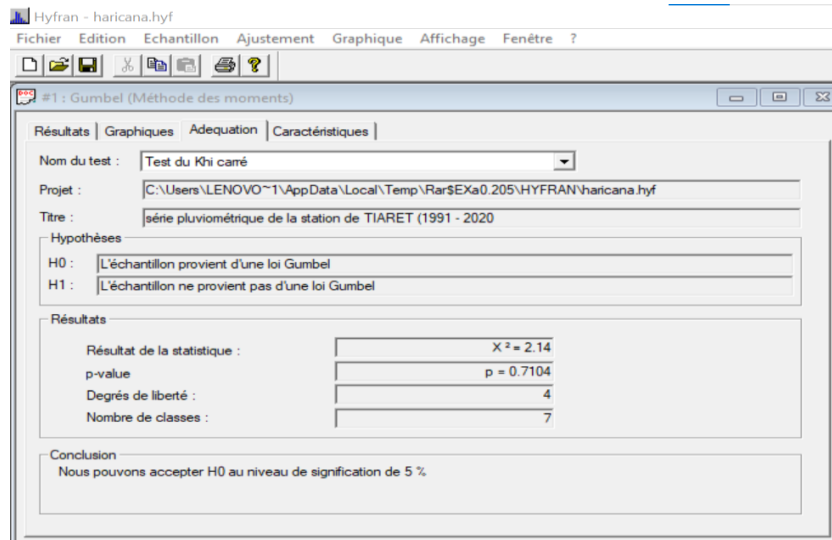
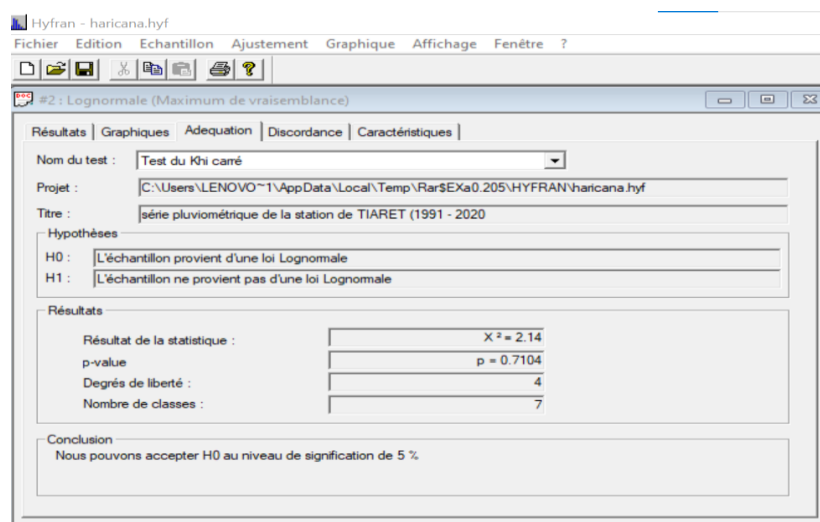
Figure III- 5 : Résultat de test graphique d'ajustement par logiciel Hyfran.

- **Interprétation des résultats :**

D'après le test visuel on remarque que dans les deux graphes Figure (III – 2) et Figure(III – 4), les points sont bien alignés et très proches de la droite théorique.

6.3.4. Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :

Le test du Khi^2 (ou test de Pearson) permet de statuer sur la validité d'une hypothèse portant sur l'adéquation entre une distribution empirique et une distribution théorique. La statistique de test Khi^2 est comparée à une valeur critique fixée pour un seuil de risque $\alpha = 5 \%$. (3)

Figure III- 6 : Résultat de Test d'adéquation de χ^2 pour la loi Gumbel.Figure III- 7 : Résultat de Test d'adéquation de χ^2 pour la loi Log-normal.**Remarque :**

$\chi^2 = 2.14$ et $P(\chi^2) = 0.71 > 0.05$ pour la loi GUMBEL (l'hypothèse H0 est vérifiée)
 $\chi^2 = 2.14$ et $P(\chi^2) = 0.71 > 0.05$ pour la loi Log-normal (l'hypothèse H0 est vérifiée)

- Interprétation des résultats :**

Suivant les résultats qui ont été obtenus, on conclut que la condition de test χ^2 est vérifiée pour les deux lois (Gumbel et loi Log-normal).

6.3.5. Choix de loi d'ajustement :

Tableau III- 9 : Critères de choix d'ajustement

Critère	Coefficient de corrélation	La précipitations maximale journalier :	Test graphique :	Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 » :
Loi d'ajustement				
Gumbel	0.98	57	Condition vérifiée	Condition vérifiée
Log-normal	0.97	55.8		
Validation de loi	Gumbel	Gumbel	Gumbel Log-normal	Gumbel Log-normal

Synthèse comparative :

Afin d'assurer une meilleure marge de sécurité il est obligé d'utiliser la loi de Gumbel pour déterminer les pluies maximales journalière et l'intensité maximale.

7. L'intensité maximale $I_{(T=10\text{ans}; t=15\text{min})}$:

7.1. La méthode direct (formule de Montanari) :

Pour calculer l'intensité maximale, on utilise la formule de Montanari, qui permet d'estimer les pluies de courte durée.

Tel que :

$$I_{(t15\text{min}, p\%)} = \frac{P(p\%)}{24} * \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots \dots \dots (III- 21)$$

$I_{(t15\text{min}, p\%)}$: Intensité moyenne de précipitation correspondant à une averse de fréquence p%.

$P(p\%)$: Précipitation maximale journalière associée à la fréquence p% ($P_{\text{max},j}=57\text{mm}$).

t : Durée de l'averse exprimée en heures. Dans ce cas, t = 15 minutes = 0,25 h, pour une période de retour de 10 ans.

b :Exposant climatique de la région **b= 0,37** .

$$I_{(t15\text{min}, p\%)} = \frac{57}{24} * \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.37-1} = 42.121\text{mm}$$

$$I_{(t15\text{min}, p\%)} = \frac{42.121 * 10000}{3600} = 117.003$$

$$I_{(t=15\text{min}, p\%)} = 117.003 \text{ l/s/h}$$

7.2. La méthode les courbe (PDF/IDF) :

$$P_{t,T} = P_{max,j,T} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \dots \dots \dots (III- 21)$$

Tableau III- 10 : Estimation des pluies et intensités de courte durée en fonction des périodes de retour

T(ans)	5		10		20		50		100	
t(h)	Pmax,j=47.6mm		Pmax,j=57mm		Pmax,j=66mm		Pmax,j=77.6mm		Pmax,j=86.3mm	
	Pt(mm)	i(mm/h)	Pt(mm)	i(mm/h)	Pt(mm)	i(mm/h)	Pt(mm)	i(mm/h)	Pt(mm)	i(mm/h)
0.05	4.848	96.957	5.805	116.104	6.722	134.436	7.903	158.064	8.789	175.785
0.1	6.265	62.651	7.502	75.023	8.687	86.869	10.214	102.137	11.359	113.588
0.15	7.279	48.528	8.717	58.111	10.093	67.287	11.867	79.113	13.197	87.982
0.2	8.097	40.484	9.696	48.478	11.227	56.133	13.200	65.999	14.680	73.398
0.25	8.794	35.174	10.530	42.121	12.193	48.771	14.336	57.343	15.943	63.772
0.3	9.407	31.358	11.265	37.550	13.044	43.479	15.336	51.121	17.056	56.852
0.35	9.959	28.455	11.926	34.075	13.809	39.455	16.236	46.390	18.057	51.591
0.4	10.464	26.160	12.530	31.326	14.509	36.272	17.059	42.647	18.971	47.428
0.45	10.930	24.289	13.088	29.085	15.155	33.678	17.819	39.597	19.816	44.036
0.5	11.364	22.729	13.609	27.217	15.757	31.515	18.527	37.054	20.604	41.208
0.58	12.006	20.700	14.377	24.788	16.647	28.702	19.573	33.746	21.767	37.530
0.67	12.664	18.902	15.165	22.634	17.560	26.208	20.646	30.815	22.960	34.269
0.75	13.204	17.605	15.811	21.082	18.308	24.411	21.526	28.701	23.939	31.919
0.83	13.708	16.516	16.416	19.778	19.007	22.901	22.348	26.926	24.854	29.944
0.92	14.241	15.479	17.053	18.536	19.745	21.462	23.216	25.235	25.819	28.064
1	14.687	14.687	17.587	17.587	20.364	20.364	23.943	23.943	26.628	26.628

7.2.1. Présentation graphique des courbes PDF et IDF :

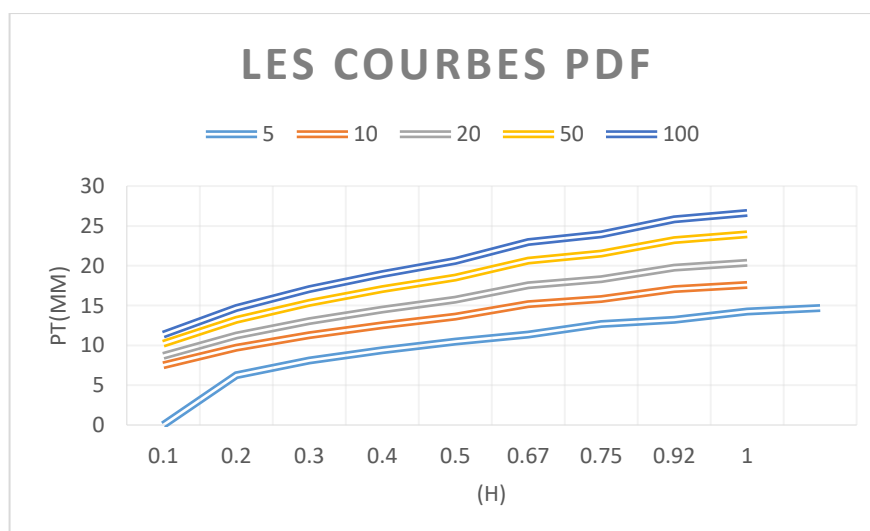


Figure III- 8 : Représentation des courbes de pluie selon les durées et les périodes de retour

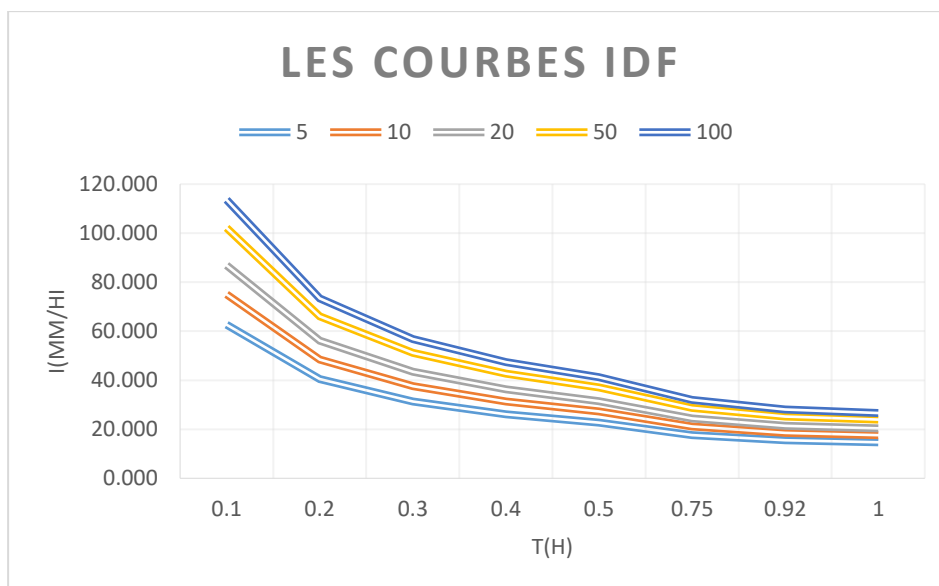


Figure III- 9 : Les courbes d'intensité de durée fréquentielle.

Interprétation des résultats:

A l'aide de tables ci-dessus et les courbes d'intensité durée fréquentiel (IDF) on remarque que l'intensité maximale à la période de retour disant de durée $t=15\text{min}$ a égalé 42.121mm/h c'est -à- dire **117.002 l/s/h**

Conclusion :

À la fin de ce chapitre, on conclut que la loi de Gumbel est la plus précise dans ce cas pour estimer les précipitations maximales journalières ainsi que l'intensité maximale, évaluée à 117,002 l/s/h.

Chapitre IV

Calcul de base

Chapitre IV : Calcul de base

Introduction :

La protection de la santé publique et l'élimination de toute cause pouvant mener à une catastrophe sanitaire nécessitent des conditions d'hygiène adéquates. L'État planifie plusieurs stratégies pour améliorer la sécurité sanitaire, notamment en rendant obligatoire le raccordement de tous les sites urbains ou ruraux aux réseaux d'assainissement.

Le réseau d'assainissement contient l'ensembles des techniques d'évacuation et collecte les eaux usées de différentes origines, puis le réseau il achemine ses eaux vers la station d'épuration par un intercepteur ou elles sont traitées.

Ce chapitre présente les calculs de base nécessaires à la conception du réseau d'assainissement.

- L'évaluation de nombre des habitants.
- Choix de découpage les surfaces élémentaires et leur caractéristique.
- Choix du système d'assainissement.

1. Situation démographique :

Selon l'APC de Tiaret, la localité de TEFAH compte actuellement 11 670 habitants en 2025, avec un taux de croissance annuel de 2,47 %. Cette dynamique démographique engendre une hausse de la consommation en eau potable, entraînant par conséquent une augmentation significative des rejets d'eaux usées.

Dans tous les projets d'assainissement, et avant de déterminer l'estimation de la population à court, moyen et long terme et pour notre projet, l'estimation de la population est réalisée selon la loi suivante

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \dots \dots \dots (IV- 1)$$

Avec :

P_n: La population dans l'horizon 2055 (habitant).

P₀: La population actuel (habitant).

T : Taux d'accroissement, T=2,47 (source APC TIARET).

N : Durée de vie d'un réseau d'assainissement a long terme (**N=30ans**).

$$\begin{aligned} P_n &= P_0 * (1+T)^n \\ P_{2055} &= 11670 * (1+2.47/100)^{30} \\ P_{2055} &= 24265 \text{ hab} \end{aligned}$$

2. Découpage de la zone d'étude:

L'étape de découpage de la zone d'étude en sous-bassins constitue une phase essentielle dans le processus de dimensionnement d'un réseau d'assainissement. Il est préférable de découper ces surfaces en formes géométriques simples afin de faciliter les calculs et de minimiser les erreurs. D'autre part, il faut prendre en considération :

- * La densité de l'urbanisation.
- * La morphologie du terrain.
- * Les infrastructures routières
- * Nature d'occupation du sol.

3. Systèmes d'assainissement :

3.1. Généralité :

Le système d'assainissement quel que soit sa nature que ce soit unitaire, séparatif ou pseudo-séparatif, Il prend un rôle important dans les évacuations des eaux usées de différente origine (domestique, industriel, des services publics et les eaux pluviales), Parmi les fonctions essentielles du réseau nous citons:

- Gestion de sécurité contre les inondations à période de temps de pluie
- Améliore la qualité d'environnement et protéger la santé publique

3.2. Différents systèmes des réseaux d'assainissement :

On identifie trois systèmes essentiels pour assurer l'évacuation des eaux usées :

- 1) Le système unitaire.
- 2) Le système séparatif.
- 3) Le système pseudo-séparatif.

3.2.1. Le système unitaire :

On utilise le système unitaire pour évacuer les eaux usées et les eaux pluviales à travers un même collecteur vers la station d'épuration.



Figure IV- 1 : schéma d'un système unitaire (Source : Mémoire Online 10/04/2025)

3.2.2. Le système séparatif :

Dans ce système, les eaux usées domestiques et industrielles sont collectées ensemble dans une canalisation, tandis que les eaux pluviales sont évacuées séparément dans une autre conduite. (1)

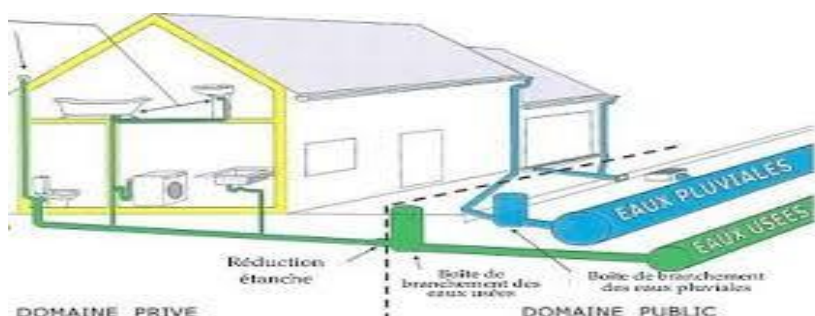


Figure IV- 2 :Système séparatif (Source : Mémoire Online 10/04/2025)

3.2.3. Le système pseudo-séparatif :

Ce système est conçu de manière à recevoir les eaux usées ainsi qu'une partie des eaux de ruissellement, tandis que le reste de ces eaux est évacué par des caniveaux ou d'autres dispositifs de drainage pluvial. (1)

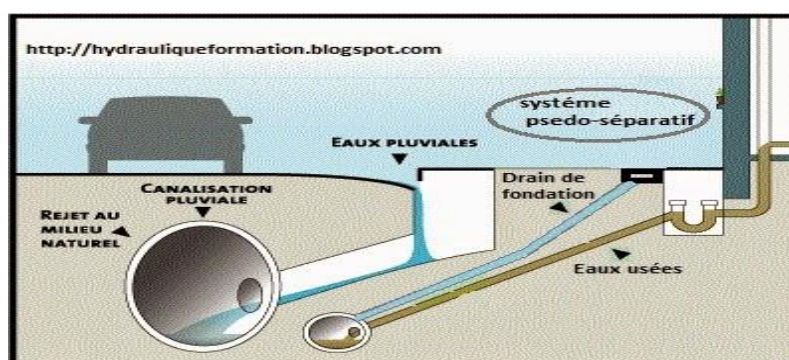


Figure IV- 3 : Système pseudo-séparatif (Source : Mémoire Online 10/04/2025)

3.3. Avantages et Inconvénients des trois systèmes du réseau :

Dans les trois systèmes d'assainissement on peut constater des avantages et des inconvénients qui sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV- 1 : Principaux avantages et limites des systèmes d'assainissement

Système	Avantage	Inconvénient
Unitaire	- Implémentation facile - Economique. - Un seul tracée du réseau	- Évacuer une charge polluante importante qui provoque le mauvais fonctionnement de la station d'épuration.
Séparatif	- Minimiser la quantité de la charge polluante. - Améliorer le fonctionnement de station d'épuration. - Réutilisation des eaux pluviales dans l'irrigation, les jets d'eau.	- Coûts d'investissement élevés - Occupation importante de l'espace en sous-sol - Double réseau à mettre en place
Pseudo-séparatif	- La grande quantité des eaux pluviales acheminées vers le milieu naturel fait diminuer le coût de dimensionnement.	Une grande variation de la charge polluante

3.4. Choix du système d'assainissement:

Pour assurer le bon fonctionnement du réseau d'assainissement, il est nécessaire de choisir le système le plus adapté, à notre réseau, on prend en considération quelques éléments essentiels pour valider notre choix:

- La topographie du terrain.
- L'extension des villes.
- La coté économique.
- L'encombrement de sous-sol (les réseaux qui sont déjà existant).
- Le système actuel c'est le cas d'une réhabilitation de réseau.

Remarque :

Notre étude du réseau est basée sur un system unitaire, en raison de l'existence préalable du réseau.

3.5. Les schémas du réseau d'assainissement :

3.5.1. Schéma perpendiculaire :

L'écoulement s'effectue directement dans le cours d'eau. Ce modèle ne favorise pas la concentration des eaux en un point unique d'épuration, rendant ainsi le traitement des eaux plus complexe. On peut identifier les deux schémas représentés dans les figures ci-dessous :

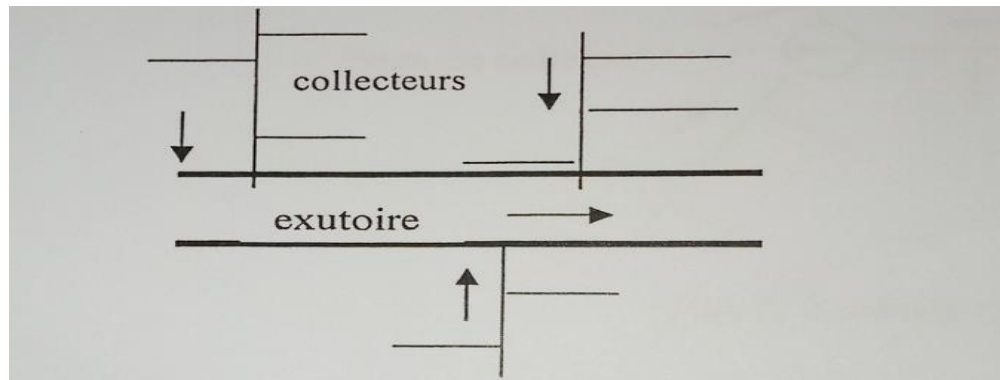


Figure IV- 4 : Schéma perpendiculaire (Source : SALAH BOUALAM, Polycopie)

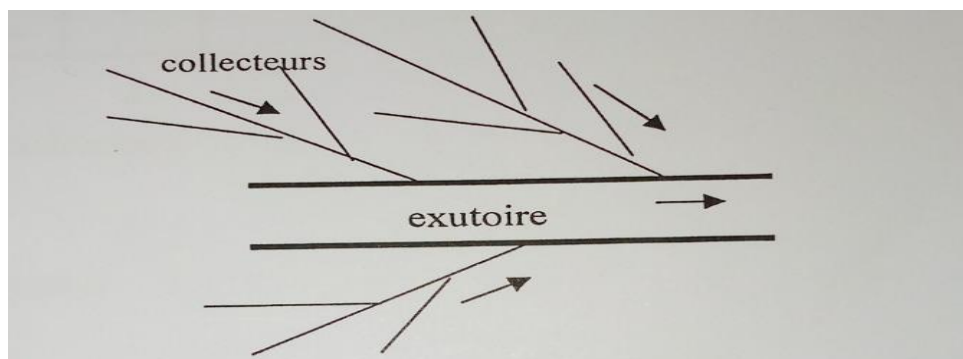


Figure IV- 5 : Schéma étagé (Source : SALAH BOUALAM, Polycopie)

3.5.2. Schéma par déplacement latéral :

Dans le cas où une épuration est requise, il est recommandé de déplacer les eaux vers une seule station. Cela peut être réalisé soit par un chemin oblique, soit par un collecteur latéral.

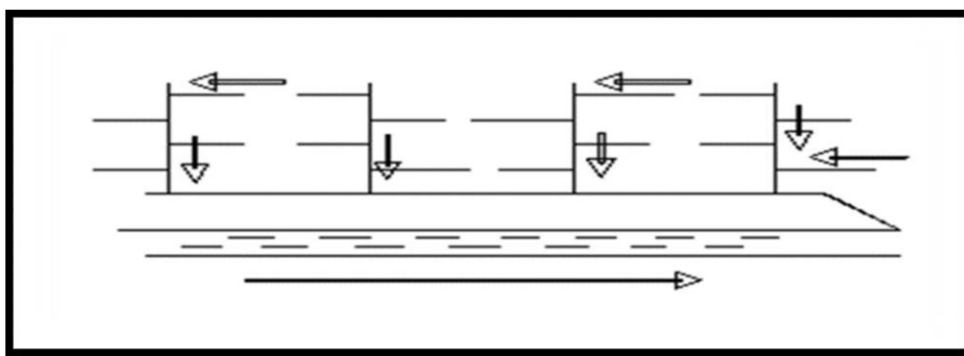


Figure IV- 6 : Schéma par déplacement latéral (Source : Mémoire Online, 10/04/2025)

3.5.3. Schéma radial :

Ce modèle est employé dans des zones planes afin de rassembler tous les effluents en un point unique, généralement un puits de collecte, suivi d'un relevage (1).

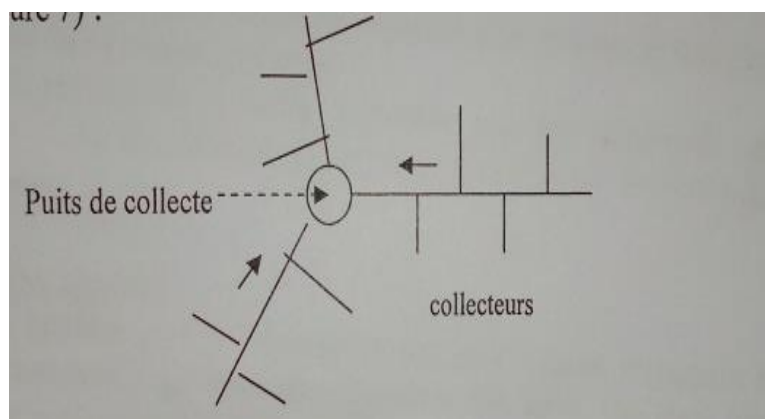


Figure IV- 7 : Schéma radial (Source : SALAH BOUALAM, Polycopie)

3.5.4. Schéma transversal ou oblique :

Des réseaux secondaires y sont connectés en branches le long du collecteur principal. Ces réseaux ont une inclinaison plus marquée, permettant de ce fait un déplacement gravitaire des effluents plus loin en aval comparé au système antérieur.

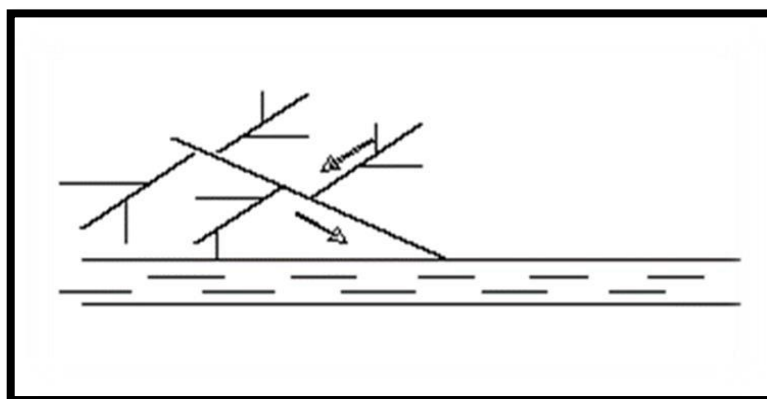


Figure IV- 8 : Schéma transversal ou oblique (Source : Mémoire Online, 10/04/2025)

3.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Pour choisir le meilleur schéma à notre réseau d'évacuation, il faut respecter quelques conditions les quels :

- * Le coût du projet.
- * La morphologie du terrain.
- * La quantité de charges polluantes.
- * L'emplacement de la station d'épuration.

4. Coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement (C) est défini comme le rapport entre la quantité d'eau ruisselée et celle tombée sur une surface donnée. Il dépend de plusieurs facteurs tels que :

- L'occupation du sol.
- La pente de terrain.
- L'intensité des précipitations

$$Cr = \frac{\text{Le volume d'eau ruisselée}}{\text{Le volume tombée}} \dots \dots \dots (IV- 2)$$

4.1. Coefficient de ruissellement pondéré:

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par la relation suivante :

$$Crp = \frac{S_{actife}}{S} \dots \dots \dots (IV- 3)$$

Tel que : $S_{actife} = Cri * Si \dots \dots \dots (IV- 4)$

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré.

Cri : Coefficient de ruissellement partiel.

Si : Superficie du sous bassin (ha).

S : Superficie totale du bassin versant (ha).

4.2. Détermination de coefficient de ruissellement :

4.2.1. En fonction de la densité de population :

Tableau IV- 2 : Coefficient de ruissellement en fonction la densité de population

Densité de population (hab/ha)	Cr
60 - 150	0,25__0,30
150 – 200	0,30__0,45
200 - 300	0,45__0,60
300 - 400	0,60__0,80
> 400	0,70__0,90

4.2.2. En fonction de l'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec la densité urbaine. Il atteint 0,90 dans les zones très denses, varie entre 0,60 et 0,70 pour les habitations denses, et entre 0,40 et 0,50 dans les zones moins denses. Dans les quartiers résidentiels, il est plus faible (0,20 à 0,30), et chute à 0,05 – 0,20 dans les espaces verts tels que les squares et prairies.

5. Estimation des coefficients de ruissèlement:

Dans notre cas, nous utilisons la densité de population pour estimer le coefficient de ruissellement

Tableau IV- 3 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

N° Sous bassin	S (ha)	Cr
1	8.4	0,85
2	10.9	0,65
3	5.2	0,70
4	3.7	0,75
5	1.2	0,65
6	2.1	0,85
7	0.5	0,77
8	2.13	0,75
9	1.7	0,68
10	0.58	0,70
11	5.1	0.80
12	4.7	0.76
13	0.92	0.76
14	2.2	0.65
15	0.83	0.67
16	1.8	0.65
17	1.5	0.60
18	10.8	0.90
19	2.9	0.80
20	5	0.80

21	10.8	0.70
----	------	------

6. Estimation de population dans chaque sous bassin :

Suite à l'évaluation des coefficients de ruissellement, on procède à la détermination du nombre d'habitants pour chaque sous-bassin.

6.1. Coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots \dots \dots (IV- 5)$$

Avec :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin.

A : Surface totale de la zone urbanisée.

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

$$C_{rp} = \frac{63.2}{82.96}$$

$$C_{rp} = 0.76$$

6.2. Densité partielle:

$$D_i = \frac{C_{ri} * P}{C_{rp} * A} \dots \dots \dots (IV- 6)$$

D_i : Densité du sous bassin (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement sous bassin.

P : Population à l'horizon d'étude. **$P = 24265$ hab**

A : Surface totale de la zone urbanisée égale à **82,96 ha**

6.3. Répartition de la population:

$$P_i = D_i * A_i \dots \dots \dots (IV- 7)$$

P_i : Population de chaque sous bassin(hab).

A_i : superficie de sous bassin versant (ha).

Tableau IV- 4 :Distribution des habitants.

SB	Surface(ha)	Cr	Di	Pi
1	8.4	0.85	330.01	2772
2	10.9	0.65	251.19	2738
3	5.2	0.7	270.51	1407
4	3.7	0.75	289.83	1072
5	1.2	0.65	251.19	301
6	2.1	0.85	328.48	690
7	0.5	0.77	297.56	149
8	2.13	0.75	289.83	617
9	1.7	0.68	262.78	447
10	0.58	0.7	270.51	157
11	5.1	0.8	309.15	1577
12	4.7	0.76	293.70	1380
13	0.92	0.8	293.70	270
14	2.2	0.65	251.19	553
15	0.83	0.50	258.92	215
16	1.8	0.75	251.19	452
17	1.5	0.6	231.87	348
18	10.8	0.9	347.80	3756
19	2.9	0.8	309.15	897
20	5	0.8	309.15	1546
21	10.8	0.72	270.51	2921
	82.96			24265

Conclusion :

Ce chapitre nous a aidés à définir les paramètres fondamentaux pour une estimation correcte des débits ts d'évacuation, facilitant ainsi un calcul hydraulique approprié pour notre agglomération. Nous avons mis en place un système d'évacuation unitaire basé sur un schéma perpendiculaire par déplacement latéral.

Chapitre V.

Estimation des débits à évacuer

Chapitre V : Estimation des débits à évacuer

Introduction :

Le but des réseaux d'assainissement est d'évacuer les eaux usées issues de différentes sources (domestiques, publiques et industrielles), ainsi que les eaux de ruissellement. Avant de procéder au dimensionnement du réseau, il est nécessaire d'estimer les débits des eaux usées et pluviales pour chaque sous-bassin.

1. Les différentes origine des eaux usées:

1.1. Les eaux usées domestique:

Ces eaux proviennent principalement des habitations, notamment des eaux vannes, des eaux de lavage et des eaux ménagères. L'estimation de la quantité d'eau rejetée dépend du type d'habitat, de son niveau de confort, ainsi que de la dotation en eau potable, on estime généralement cette quantité à 80% du débit moyen journalier rejetée

.

1.2. Les eaux industrielles:

L'évaluation des débits des eaux usées industrielles est un peu complexe, car elle dépend de l'activité industrielle. La quantité des eaux usées rejetées varie en fonction des besoins de l'industrie.

1.3. Eaux des services publics :

Dans le cas des services publics, la quantité des eaux usées est estimée à partir des caractéristiques de chaque établissement, notamment sa nature et sa capacité.

1.4. Eaux parasites :

Les eaux d'infiltration liées à la remontée de la nappe phréatique pénètrent généralement dans les collecteurs à travers des joints défectueux ou des fissures. L'estimation de leur débit reste difficile à établir de manière précise, et seule une modélisation permet d'en approcher la valeur. En pratique, ce débit est souvent évalué à environ 0,15 l/s. (1)

2. Calculs des débits des eaux usées:

2.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques:

Pour estimer le débit des eaux usées domestiques à évacuer, une dotation en eau potable de 200 l/j/hab est retenue, selon les données de la DRE Tiaret.

2.1.1. Le débit moyen journalier $Q_{moy,j}$ (l/s) :

L'estimation des débits moyen journalier donnée par la relation suivante :

$$Q_{moy,j} = \frac{Dot * Ni}{86400} \dots \dots \dots (V - 1)$$

Avec :

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en l/s.

N : Nombre d'habitants à l'horizon 2055 (hab).

D : Dotation de la consommation d'eau potable égal à **200 l/j/hab.** (source DRE Tiaret)

2.1.2. Evaluation du débit moyen journalier rejete $Q_{moy,j\ rej}$ (l/s) :

$$Q_{moy,j;rej} = Kr * Q_{moy,j} \dots \dots \dots (V - 2)$$

Tel que:

$Q_{moy,j,rej}$: Débit moyen journalier rejeté en l/s.

$Q_{moy,j}$: Débit moyen journalier en l/s.

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

2.1.3. L'estimation du débit de pointe Q_{pt} (l/s):

Le débit de pointe est calculé à l'aide de la formule suivante

$$Q_{pt} = Kp * Q_{moy,j, rej} \dots \dots \dots (V - 3)$$

Avec :

Q_{pt} : Débit de pointe.

Kp : Coefficient de pointe.

Avec :

$$Kp = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{SI} \quad Q_{moyj} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

$$Kp = 3 \quad \text{SI} \quad Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$$

Tableau V- 1 : Débit des eaux usées domestique

SB	Population (personne)	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (l/s)	Q _{moy rej} (l/s)	kp	Q _{point rej} (l/s)	K _{min}	Q _{min rej} (l/s)
1	2748	200	6.361	5.089	2.61	13.272	0.8	4.071
2	2727	200	6.312	5.049	2.61	13.192	0.8	4.040
3	1401	200	3.243	2.594	3.00	7.783	0.8	2.075
4	1068	200	2.472	1.978	3.00	5.933	0.8	1.582
5	300	200	0.695	0.556	3.00	1.668	0.8	0.445
6	687	200	1.590	1.272	3.00	3.816	0.8	1.018
7	148	200	0.343	0.274	3.00	0.823	0.8	0.220
8	615	200	1.423	1.139	3.00	3.416	0.8	0.911
9	445	200	1.030	0.824	3.00	2.472	0.8	0.659
10	156	200	0.362	0.289	3.00	0.868	0.8	0.231
11	1570	200	3.635	2.908	2.97	8.625	0.8	2.326
12	1375	200	3.182	2.546	3.00	7.637	0.8	2.037
13	283	200	0.656	0.525	3.00	1.574	0.8	0.420
14	550	200	1.274	1.019	3.00	3.057	0.8	0.815
15	160	200	0.370	0.296	3.00	0.887	0.8	0.237
16	520	200	1.203	0.962	3.00	2.886	0.8	0.770
17	346	200	0.802	0.641	3.00	1.924	0.8	0.513
18	3741	200	8.659	6.927	2.45	16.971	0.8	5.542
19	893	200	2.067	1.653	3.00	4.960	0.8	1.323
20	1539	200	3.563	2.851	2.98	8.497	0.8	2.281
21	2993	200	6.927	5.542	2.56	14.198	0.8	4.434

2.2. Calculs des débits des services publics:

Tableau V- 2 : Débit des différent équipement

SB	Equipement	Population (hab)	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (l/s)	Q _{moy ; rej} (l/s)	K _p	Q _{point rejt} (l/s)	Q _{min rejt} (l/s)
2	CEM	400	élève	35	0.162	0.130	3	0.389	0.104
3	Mosquée	500	fidèle	5	0.029	0.023	3	0.069	0.019
8	Ecole	250	élève	30	0.087	0.069	3	0.208	0.056
	Commissariat de police	65	employeur	25	0.019	0.015	3	0.045	0.012
9	Stade	15	vestiaire	80	0.014	0.029	3	0.087	0.023
	Ecole	300	élève	30	0.104	0.083	3	0.250	0.067
10	Bibliothèque	200	lecteur	15	0.035	0.028	3	0.083	0.022
11	Agence de poste	40	employeur	20	0.009	0.007	3	0.022	0.006
12	Lycée	450	élève	40	0.208	0.167	3	0.500	0.133
18	Centre commercial	350	client	100	0.405	0.324	3	0.972	0.259
								2.684	0.717

2.3. Calculs des débits des eaux parasites :

Tableau V- 3: Débit des eaux parasites

SB	Ai	Q parasite (l/s)
1	8.4	1.260
2	10.9	1.635
3	5.2	0.780
4	3.7	0.555
5	1.2	0.180
6	2.1	0.315
7	0.5	0.075
8	2.13	0.320
9	1.7	0.255
10	0.58	0.087
11	5.1	0.765
12	4.7	0.705
13	0.92	0.138
14	2.2	0.330
15	0.83	0.125
16	1.8	0.270
17	1.5	0.225
18	10.8	1.620
19	2.9	0.435
20	5	0.750
21	10.8	1.620

3. Estimation des débits des eaux pluviales:

Pour l'estimation des eaux pluviales, la surface totale est subdivisée en surfaces élémentaires, définies selon des formes géométriques simples et des critères techniques précis. Par la suite, un coefficient de ruissellement pondéré est attribué à chaque unité en fonction de la densité d'urbanisation. L'évaluation du débit pluvial peut être réalisée à l'aide de la méthode rationnelle ou de la méthode des surfaces.

3.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode a été mise au jour en 1889, Elle repose sur l'évaluation, tout au long du processus de calcul, des temps de concentration aux différents points clés d'un réseau. Son efficacité se manifeste particulièrement dans des zones de taille restreinte, avec des résultats optimaux pour des surfaces plus petites, en raison d'une estimation précise du coefficient de ruissellement. (1)

Donnée par la relation suivante :

$$Q = \alpha * Cri * i * Ai \dots \dots \dots (V - 4)$$

Q_{pluvial} : débit pluviale.

Cri : coefficient de ruissellement du bassin versant.

i : intensité moyenne de la précipitation (l/s/ha).

A : surface du sous bassin (ha).

α : Coefficient réducteur de l'intensité.

3.1.1. Hypothèses de la méthode rationnelle:

La méthode rationnelle est basée sur hypothèses (1) :

-L'intensité des précipitations, exprimée en mm/h, est considérée comme constante dans le temps et répartie de manière homogène sur l'ensemble du bassin versant..

- Le coefficient de ruissellement est supposé constant.

- Le débit de pointe (Q_{pt}) n'est enregistré à l'exutoire que si la durée de l'averse excède le temps de concentration du bassin versant.

- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité maximale des précipitations correspondant à une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

3.1.2. Temps de concentration:

Le temps de concentration correspond à la durée nécessaire pour que les eaux issues de la zone la plus éloignée du bassin atteignent le point d'entrée du collecteur principal. Il peut être déterminé à l'aide de la formule suivante.

$$T_c = T_1 + T_2 + T_3 \dots \dots \dots (V - 5)$$

Où :

T_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations (min)

$$T_1 = \frac{L}{60 \cdot V} \dots \dots \dots (V - 6)$$

T_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

$T_2 = 2 \text{ à } 20 \text{ min}$

T_3 : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations (min)

$$T_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots \dots \dots (V - 7)$$

Avec :

I : La pente du terrain (%).

L : Longueur du plus long cheminement de cour d'eau (km).

V : Vitesse de l'écoulement.

*Les trois cas possibles pour déterminer le temps de concentration :

→ Le bassin ne comporte pas de canalisation : $T_c = T_3$

→ Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation : $T_c = T_1 + T_3$

→ Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $T_c = T_1 + T_2$;

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

$$T_c = 3.98 * \left(\frac{L}{\sqrt{I}}\right)^{0.77} \dots \dots \dots (V - 8)$$

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

I : La pente du terrain (%) ;

3.1.3. Critique de la méthode rationnelle :

La décomposition d'un bassin en zones élémentaires constitue souvent une approximation, liée aux difficultés d'estimation précise du temps d'écoulement entre ces zones et l'exutoire. On suppose en général que le coefficient de ruissellement (Cr) reste constant sur l'ensemble du bassin et pendant toute la durée de l'averse, même si cette hypothèse s'éloigne parfois des conditions réelles.

La principale critique adressée à cette méthode réside dans son incapacité à prendre en compte le stockage de l'eau de ruissellement au sein du bassin. Des études ont démontré que cette approche tend à sous-estimer les débits de pointe observés, probablement en raison d'une évaluation insuffisante du coefficient de ruissellement, qui néglige l'impact des surfaces non imperméabilisées.
(1)

3.2. La méthode superficielle (méthode de Caquot):

La formulation proposée par M. Caquot en 1949 constitue une adaptation généralisée de la méthode rationnelle, prenant en compte l'ensemble des paramètres ayant un impact sur le ruissellement. Bien que cette méthode puisse être utilisée sur l'ensemble de la surface étudiée, elle est spécifiquement applicable aux surfaces urbaines à travers les réseaux. Elle se formule de la manière suivante (4) :

$$Q_{pluvial} = K^{1/u} * I_u^{\frac{v}{u}} * Cr_u^{\frac{1}{u}} * A_u^{\frac{w}{u}} \dots \dots \dots (V - 9)$$

Où :

$Q_{pluvial}$: Débit pluviale en (m³/s).

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin (ha).

Les paramètres K , u , v , w sont donnés par les formules suivantes :

$$k = \frac{a * \mu}{6 * (\beta + \delta)} \dots \dots \dots (V - 10)$$

$$u = 1 - b * f \dots \dots \dots (V - 11)$$

$$v = c * b \dots \dots \dots (V - 12)$$

$$w = 1 - \varepsilon + d * b \dots \dots \dots (V - 13)$$

Avec :

* **a** et **b** : sont les coefficients de la formule de Montana.

* **ε**: abattement spatial de la pluie ;

$\varepsilon = 0.5$ si $A < 100\text{ha}$

$\varepsilon = 0.03$ La valeur la plus adoptée.

➤ Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit :

* **β + δ = 1,1** : représente l'effet de stockage et d'écèlement

➤ Paramètres concernant le bassin versant :

* $c = 0.41$ $d = 0.51$ $f = -0.29$.

* **μ**: Coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \dots \dots \dots (V - 14)$$

$$\text{Où : } M = \frac{L}{\sqrt{S_c}}$$

Avec :

M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.

L : le plus long chemin hydraulique (m).

S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m²).

*Si La valeur de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_p » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence m tel que :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.76*b} \dots\dots\dots (V - 15)$$

3.2.2. Limites d'application de la méthode superficielle:

La méthode superficielle est applicable pour les conditions (1) :

- Pour une Superficie inférieure à 200 ha.
- Coefficient de ruissellement compris entre 0.2 et 1
- Pente : $0.2 \% < I < 5 \%$
- Coefficient d'allongement : $M > 0.8$

3.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence :

Les résultats de calcul des débits des eaux pluviales, soit par la méthode rationnelle, soit par la méthode superficielle, sont dépendants des caractéristiques physiques du bassin versant. Lors de l'application de la méthode superficielle sur un ensemble des sous-bassins hétérogènes, il nécessite d'appliquer des formules d'équivalence pour obtenir des résultats plus précis.

Les formules varient en fonction de la hiérarchie des sous-bassins qui composent le groupement. On qualifie de bassins en série ceux dont l'exutoire de l'un devient l'entrée de l'autre. En revanche, les bassins sont considérés comme étant en parallèle lorsque leurs exutoires se dirigent vers un même bassin versant. (1)

Tableau V- 4 : Formules d'assemblage des bassins versants

Paramètres équivalents	A _{éq}	C _{éq}	I _{éq}	M _{éq}
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum (C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left(\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}}\right)}\right)^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum (I_i * Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L}{\sqrt{\sum A_i}}$

4 Choix de la méthode :

Après avoir découpé la zone d'étude en sous-bassins de formes régulières et présentant des caractéristiques similaires, le calcul des débits pluviaux est effectué à l'aide de la méthode rationnelle afin d'obtenir une estimation fiable.

Tableau V- 5 : Evaluation des débits pluvieux pour chaque sous bassin.

SB	Surface(ha)	Cr	α	Q _{pluviale} l/s
1	8.4	0.85	0.94	785.271
2	10.9	0.6	0.98	749.889
3	5.2	0.7	0.92	391.816
4	3.7	0.75	0.97	314.940
5	1.2	0.65	0.94	85.786
6	2.1	0.85	0.98	204.672
7	0.5	0.7	0.96	39.313
8	2.13	0.8	0.95	189.403
9	1.7	0.68	0.92	124.434
10	0.58	0.64	0.98	42.563
11	5.1	0.8	0.9	429.631
12	4.7	0.74	0.96	390.656
13	0.92	0.65	0.94	65.769
14	2.2	0.75	0.97	187.262
15	0.83	0.66	0.94	60.248
16	1.8	0.65	0.93	127.310
17	1.5	0.6	0.96	101.090
18	10.8	0.9	0.97	1103.142
19	2.9	80	0.94	255.158
20	5	77	0.98	441.449
21	10.8	0.8	0.92	930.025
			Débit total	7019.825

5. Estimation des débits totaux :

Tableau V- 6 : Résultats des débits totaux par sous-bassin.

SB	Surface(ha)	Qpoint rejt (l/s)	Q équip (l/s)	Q parasite (l/s)	Qpluvile (l/s)	Q totale (l/s)
1	8.4	13.272	0	1.26	785.271	799.803
2	10.9	13.192	0.389	1.635	749.889	765.105
3	5.2	7.783	0.069	0.78	391.816	400.448
4	3.7	5.933	0	0.555	314.940	321.428
5	1.2	1.668	0	0.18	85.786	87.634
6	2.1	3.816	0	0.315	204.672	208.803
7	0.5	0.823	0	0.075	39.313	40.211
8	2.13	3.416	0.253	0.3195	189.403	193.391
9	1.7	2.472	0.396	0.255	124.434	127.557
10	0.58	0.868	0.083	0.087	42.563	43.601
11	5.1	8.625	0.022	0.765	429.631	439.043
12	4.7	7.637	0.5	0.705	390.656	399.498
13	0.92	1.574	0	0.138	65.769	67.481
14	2.2	3.057	0	0.33	187.262	190.649
15	0.83	0.887	0	0.1245	60.248	61.260
16	1.8	2.886	0	0.27	127.310	130.466
17	1.5	1.924	0	0.225	101.090	103.239
18	10.8	16.971	0.972	1.62	1103.142	1122.705
19	2.9	4.960	0	0.435	255.158	260.553
20	5	8.497	0	0.75	441.449	450.696
21	10.8	14.198	0	1.62	930.025	945.844
						7159.414

Conclusion :

Ce chapitre a permis d'estimer les différents débits des eaux usées et pluviales de chaque surface élémentaire. Le débit global calculé est de 7159,414 m³/j. Cette étape constitue une base fondamentale pour dimensionner correctement le réseau et éviter les problèmes liés à un mauvais dimensionnement.

Chapitre VI

*Dimensionnement du réseau
d'assainissement*

Chapitre VI : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons refaire le dimensionnement de l'ensemble des éléments du réseau d'assainissement de la localité TEFAH. L'objectif est de déterminer la capacité du réseau à répondre aux besoins futurs et d'évaluer son état actuel. Cela se fera en s'appuyant sur les lois fondamentales du dimensionnement.

1. Conception du réseau :

La réalisation d'un réseau d'assainissement implique le dimensionnement de tous les éléments qui forment les différentes branches du réseau, organisée de manière schématique.

*** Les collecteurs sont définis par leur :**

- Leur diamètres.
- La Pente.
- Leur joints.

*** Les regards sont définis par leur :**

- Leur Profondeur.
- Les côtes
- Leur mise en œuvre.

2. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Pour réaliser un réseau, Il est essentiel de suivre certaines étapes et de respecter les conditions suivantes :

2.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

La réalisation d'un réseau unitaire doit assurer un écoulement efficace permettant le transport des sédiments sans engendrer l'érosion des parois des conduites, tout en évitant la décantation et l'accumulation de dépôts. Il est également essentiel de satisfaire les conditions d'auto-curage, ce qui impose le respect de vitesses minimales : 0,6 m/s pour 10 % du débit en section pleine, et 0,3 m/s pour 1 % de ce même débit. (5)

3. Base de calcul :

Suivant l'hypothèse de l'écoulement dans les collecteurs est un écoulement uniforme à surface libre, le débit donné par la relation :

$$Q = v \times S_m \dots \dots \dots (VI - 1)$$

Avec :

- **Q** : Débit en (m³/s).
- **S_m** : section mouillée en (m²).
- **v** : vitesse d'écoulement en (m/s).

3.1. Formule de CHEZY :

La vitesse d'écoulement a travers la conduite donnée par l'expression :

$$V = C * \sqrt{R_h * I} \dots \dots \dots (VI - 2)$$

Avec :

- **V** : Vitesse d'écoulement (m/s).
- **C** : Coefficient de Chézy.
- **I** : Pente d'écoulement (m/m).
- **R_h** : Rayon hydraulique (m).

Tel que :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \dots \dots \dots (VI - 3)$$

Où :

- **S_m** : La surface mouillée de la conduite (m²)
- **P_m** : Le périmètre mouillé (m).

3.2. Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de Chezy donné par :

$$C = K \times R_h^{1/6} \dots \dots \dots (VI - 4)$$

Avec :

Ks: Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois

3.3. Calcul de diamètre :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2 * Q_t}{K * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots \dots \dots (VI - 5)$$

Avec :

- D_{cal} : Diamètre calculé en (m)
- Q_t : Débit total en (m³/s)

I: La pente en (m/m). Pour un rayon hydraulique :

$$Q_{ps} = k_s * (R_h)^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{Dn}{4} \right)^2 * \pi \dots \dots \dots (VI - 6)$$

Pour un rayon hydraulique $R_h = D/4$:

$$Q_{ps} = k_s * \left(\frac{Dn}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} * \left(\frac{Dn}{4} \right)^2 * \pi$$

3.3. La vitesse de plein dz section :

$$V_{ps} = k_s * \left(\frac{Dn}{4} \right)^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (VI - 7)$$

4. Les abaques de Bazin:

1- A l'aide de l'abaque (1):

*En tenant compte de la pente et du débit, Cela permet de calculer le diamètre standard (DN), la vitesse maximale (Vps) et le débit en section pleine (Qps).

2. A partir l'abaque (2) :

À partir du rapport des débits (rQ), il est possible de déterminer le rapport des vitesses (rV) et celui des hauteurs (rH), ce qui permet ensuite de calculer la vitesse d'écoulement (V) et la hauteur de remplissage (H) à l'aide des formules appropriées.

4.1. Les paramètres hydrauliques:

a- Rapport des débits :

$$r_{Qmax} = \frac{Q_T}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (VI - 8)$$

r_{Qmax} : rapport des débits maximal.

Q_{pt} : débit de pointe de temps de pluies.

Q_{ps} : débits de plein section.

$$r_{Qmin} = 0.1 * \frac{Q_{pt}}{Q_{ps}} \dots \dots \dots (VI - 9)$$

r_{Qmin} : rapport des débits minimal.

b- Rapport des vitesses :

$$rv = \frac{V}{V_{ps}} \dots \dots \dots (VI - 10)$$

$$rv = -0.0151 + 0.3923 * r_{Qmax} - 2.0629 * r_{Qmax}^2 + 1.2638 * r_{Qmax}^{2.5} + 1.5588 * r_{Qmax}^{0.5} \dots \dots \dots (VI - 11)$$

$$V = V_{ps} * rv \dots \dots \dots (VI - 12)$$

rv : rapport des vitesses maximal.

V_{ps} : vitesse de débit de plein section.

V : vitesse de débits de pointe.

$$rv_{min} = \frac{v_{min}}{V_{ps}} \dots \dots \dots (VI - 13)$$

$$rv_{min} = -0.0151 + 0.3923 * r_{Qmin} - 2.0629 * r_{Qmin}^2 + 1.2638 * r_{Qmin}^{2.5} + 1.5588 * r_{Qmin}^{0.5} \dots \dots \dots (VI - 14)$$

$$V_{min} = V_{ps} * rv_{min} \dots \dots \dots (VI - 15)$$

rv_{min} : rapport de vitesse minimale.

V_{min} : vitesse minimale d'écoulement.

b- Rapport des hauteurs :

$$rh = \frac{H}{D} \dots \dots \dots (VI - 16)$$

$$rh = 0.00064 - 0.6876 * r_{Qmax}^{0.5} + 10.3055 * r_{Qmax} - 36.1629 * r_{Qmax}^{1.5} + 64.4511 * r_{Qmax}^2 - 55.2968 * r_{Qmax}^{2.5} + 18.2142 * r_{Qmax} \dots \dots \dots (VI - 17)$$

$$H = rh * D \dots \dots \dots (VI - 18)$$

rh : rapport des hauteurs maximal.

D : diamètre de conduite.

H : hauteur de la lame d'eau.

$$r_{hmin} = \frac{H}{D} \dots\dots\dots(VI - 19)$$

$$r_{hmin} = 0.00064 - 0.6876 * r_{Qmin}^{0.5} + 10.3055 * r_{Qmin} - 36.1629 * r_{Qmin}^{1.5} + 64.4511 * r_{Qmin}^2 - 55.2968 * r_{Qmin}^{2.5} + 18.2142 * r_{Qmin} \dots\dots\dots(VI - 20)$$

$$H_{min} = r_{hmin} * D \dots\dots\dots (VI - 21)$$

r_h : rapport des hauteurs minimal.

H : hauteur de lame d'eau minimal.

5. Vérification de la Conditions d'auto curage :

Cette vérification fait à partir la condition de la vitesse minimale de l'écoulement

$$R_{qmin} (0.1Q_t) = 0.1 \left(\frac{Q_t}{Q_{ps}} \right)$$

$$V_{min} \geq R_{vmin} * V_{ps}$$

$$V_{min} \geq 0.6 \text{ m/s}$$

6. Les résultats des calculs

Tableau VI - 1 : Calculs du réseau projeté des deux collecteurs principaux.

Tronc	C _{T,am} (m)	C _{T,av} (m)	C _{R,am} (m)	C _{R,av} (m)	L (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	D _{exis} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	Rq	R _{qmin}	Rv	Rv _{min}	R _h	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (m)	H _{min} (m)	Capacité
R1-R2	1014.98	1014.5	1013.83	1013.35	44	0.01	0.799	300	1.6	0.12	6.82	0.68	64.39	1.07	1486.11	0.61	106.72	1.76	445.832	0.18	insuffisant
R2-R3	1014.5	1014.11	1013.35	1012.96	40	0.009	0.799	300	1.5	0.11	7.22	0.72	76.42	1.08	1838.35	0.63	119.73	1.68	551.506	0.18	insuffisant
R3-R4	1014.11	1012.3	1012.96	1011.15	46	0.039	0.799	300	3.1	0.22	3.59	0.36	8.64	0.89	113.17	0.39	27.205	2.80	33.951	0.11	insuffisant
R4-R5	1012.3	1009.6	1011.15	1008.45	81	0.033	0.799	300	2.9	0.20	3.90	0.39	11.21	0.92	160.71	0.41	32.477	2.65	48.212	0.12	insuffisant
R5-R6	1009.6	1009.32	1008.45	1008.17	80	0.003	0.799	300	0.9	0.07	12.05	1.20	347.32	1.19	11953.0	1.14	326.05	1.11	3585.926	0.34	insuffisant
R6-R12	1009.32	1005.9	1008.17	1004.75	48	0.071	0.765	300	4.2	0.30	2.56	0.26	3.20	0.78	25.14	0.30	13.571	3.30	7.541	0.09	insuffisant
R8-R9	1006.12	1006.09	1004.87	1004.84	75	0.0004	0.765	400	0.4	0.05	15.40	1.54	699.00	1.35	28309.8	2.54	276.47	0.53	11323.94	1.01	insuffisant
R9-R10	1006.09	1006.08	1004.84	1004.83	104	0.0001	0.765	400	0.1	0.02	32.28	3.23	5354.28	6.22	346168	71.3	1010.2	1.17	138467.3	28.5	insuffisant
R10-R11	1006.08	1006.06	1004.84	1004.81	60	0.001	0.765	400	0.4	0.05	14.16	1.42	550.89	1.27	21110.69	1.85	237.02	0.54	8444.277	0.73	insuffisant
R11-R12	1006.06	1005.9	1004.81	1004.65	66	0.002	0.765	400	0.9	0.12	6.43	0.64	53.64	1.05	1183.77	0.59	50.818	0.99	473.507	0.23	insuffisant
R12-R13	1005.9	1004.93	1004.75	1003.78	60	0.016	1.565	300	2	0.14	10.98	1.10	265.55	1.16	8582.87	0.95	535.78	2.33	2574.861	0.28	insuffisant
R13-R14	1004.83	999.87	1003.58	998.62	146	0.034	1.965	400	3.5	0.45	4.41	0.44	16.50	0.96	266.65	0.45	58.515	3.38	106.662	0.18	insuffisant
R14-R15	999.87	998.88	998.42	997.43	64	0.015	2.3	600	2.6	0.74	3.11	0.31	5.56	0.84	60.59	0.35	14.546	2.21	36.353	0.21	insuffisant

R15-R16	998.88	997.75	997.43	996.3	43	0.0263	2.3	600	4.09	1.16	1.99	0.20	1.85	0.70	7.85	0.25	7.584	2.860	4.713	0.152	insuffisant
R16-R17	997.75	996.84	995.9	994.99	65	0.0140	2.3	1000	3.51	2.75	0.84	0.08	1.10	0.46	0.70	0.14	3.870	1.600	0.696	0.139	suffisant
R17-R18	996.84	995.29	995.59	994.04	58	0.0267	2.3	1000	4.14	2.08	1.11	0.11	1.16	0.53	0.96	0.17	4.801	2.179	0.768	0.136	suffisant
R18-R19	995.29	991.77	994.04	990.52	79	0.0446	2.3	1000	3.51	2.75	0.84	0.08	1.10	0.46	0.70	0.14	3.870	1.600	0.696	0.139	suffisant
R20-R21	1003.82	1002.84	1002.57	1001.59	79	0.0124	0.322	400	2.14	0.27	1.20	0.12	1.19	0.55	1.12	0.18	2.540	1.174	0.450	0.072	insuffisant
R21-R22	1002.84	1000.16	1001.59	998.91	61	0.0439	0.322	400	3.36	0.42	0.76	0.08	1.09	0.44	0.65	0.13	3.655	1.463	0.261	0.052	suffisant
R22-R23	1000.6	994.84	999.35	993.59	85	0.0678	0.322	400	4.17	0.52	0.61	0.06	1.04	0.39	0.57	0.11	4.353	1.623	0.228	0.043	suffisant
R25-R26	1004.43	1001.13	1003.18	999.88	80	0.0412	0.089	400	3.26	0.41	0.22	0.02	0.73	0.22	0.27	0.03	2.370	0.725	0.108	0.014	suffisant
R26-R27	1001.13	998.48	999.88	997.23	65	0.0408	0.089	400	3.24	0.41	0.22	0.02	0.73	0.22	0.27	0.03	2.362	0.723	0.108	0.014	suffisant
R27-R24	998.48	994.26	997.23	993.01	85	0.0496	0.089	400	3.57	0.45	0.20	0.02	0.70	0.21	0.25	0.03	2.493	0.756	0.101	0.012	suffisant
R23-R24	994.84	994.26	993.69	993.11	70	0.0083	0.411	300	1.44	0.10	4.03	0.40	12.37	0.93	183.12	0.42	17.870	1.340	54.936	0.127	insuffisant
R24-R19	994.26	991.77	993.01	990.52	100	0.0249	0.337	400	3.04	0.38	0.88	0.09	1.11	0.47	0.73	0.14	3.382	1.426	0.291	0.058	suffisant
R28-R29	996.21	991.77	994.96	990.52	103	0.0431	0.193	400	3.99	0.50	0.38	0.04	0.91	0.30	0.41	0.07	3.649	1.211	0.164	0.028	suffisant
R29-R19	995.78	991.77	994.53	990.52	100	0.0280	0.193	400	3.22	0.40	0.48	0.05	0.98	0.34	0.48	0.09	3.151	1.095	0.192	0.035	suffisant
R30-R19	992.65	991.8	991.5	990.65	59	0.0144	0.127	300	1.90	0.13	0.94	0.09	1.13	0.49	0.77	0.15	2.144	0.925	0.232	0.045	suffisant

R19- R31	991.77	990.81	989.92	988.96	33	0.029	2.92	1000	6.06	4.76	0.61	0.06	1.04	0.39	0.57	0.11	6.32	2.36	0.57	0.11	suffisant
R31- R32	990.81	987.9	989.65	986.75	42	0.0690	2.92	1000	7.78	6.11	0.48	0.05	0.98	0.34	0.48	0.09	7.616	2.649	0.480	0.087	suffisant
R33- R32	991.87	987.9	990.02	986.05	50	0.0794	0.444	300	3.73	0.26	1.69	0.17	1.47	0.65	3.72	0.23	5.483	2.412	1.117	0.068	insuffisant
R32- R34	987.9	987.65	986.05	985.8	44	0.0057	2.92	1000	2.23	1.75	1.67	0.17	1.45	0.64	3.53	0.22	3.243	1.437	3.526	0.224	insuffisant
R34- R35	987.65	986.7	985.8	984.85	53	0.0179	2.965	1000	3.97	3.11	0.95	0.10	1.13	0.49	0.78	0.15	4.471	1.936	0.780	0.153	suffisant
R35- R36	986.7	985.43	984.85	983.58	43	0.029	2.476	1000	5.09	4	0.62	0.06	1.04	0.39	0.57	0.11	5.32	1.98	0.573	1.11	suffisant
R37- R38	1001.87	1001.35	1000.72	1000.2	39	0.0133	0.4	300	1.83	0.13	3.09	0.31	5.45	0.84	58.87	0.35	9.989	1.544	17.661	0.104	insuffisant
R38- R40	1000.35	1000.2	999.2	999.05	30	0.0050	0.4	300	1.12	0.08	5.05	0.50	25.22	0.99	458.96	0.50	28.300	1.115	137.687	0.150	insuffisant
R40- R41	1000.2	998.22	999.05	997.07	30	0.0660	0.4	300	4.08	0.29	1.39	0.14	1.26	0.59	1.73	0.20	5.139	2.404	0.518	0.060	insuffisant
R41- R43	998.22	998.1	997.07	996.95	35	0.0034	0.467	300	0.93	0.07	7.11	0.71	73.13	1.07	1740.60	0.63	67.946	0.998	522.180	0.188	insuffisant
R43- R44	998.1	996.75	996.95	995.6	50	0.0270	0.467	300	2.61	0.18	2.54	0.25	3.14	0.78	24.19	0.30	8.176	2.027	7.258	0.090	insuffisant

R44-R46	996.75	994.04	995.6	992.89	44	0.0616	0.528	300	3.94	0.28	1.90	0.19	1.72	0.68	6.33	0.25	6.763	2.693	1.899	0.074	insuffisant
R46-R47	994.04	991.4	992.89	990.25	49	0.0539	0.528	300	3.68	0.26	2.03	0.20	1.92	0.71	8.63	0.26	7.071	2.597	2.588	0.077	insuffisant
R48-R49	998.59	997.01	997.34	995.76	33	0.0479	0.192	400	4.21	0.53	0.36	0.04	0.90	0.29	0.39	0.07	3.768	1.237	0.157	0.026	suffisant
R49-R50	997.01	996.79	995.76	995.54	31	0.0071	0.192	400	1.62	0.20	0.94	0.09	1.13	0.49	0.77	0.15	1.824	0.787	0.309	0.061	suffisant
R50-R51	996.79	996.44	995.54	995.19	32	0.0109	0.192	400	2.01	0.25	0.76	0.08	1.09	0.43	0.65	0.13	2.187	0.874	0.261	0.052	suffisant
R51-R52	996.44	995.63	995.19	994.38	25	0.0324	0.192	400	3.46	0.44	0.44	0.04	0.96	0.33	0.45	0.08	3.309	1.130	0.181	0.032	suffisant
R52-R53	995.63	994.32	994.38	993.07	32	0.0409	0.192	400	3.89	0.49	0.39	0.04	0.92	0.31	0.42	0.07	3.581	1.193	0.166	0.028	suffisant
R53-R54	994.32	993.04	993.07	991.79	25	0.0512	0.192	400	4.35	0.55	0.35	0.04	0.88	0.29	0.38	0.06	3.850	1.256	0.153	0.025	suffisant
R54-R55	993.04	992.87	991.89	991.72	31	0.0055	0.252	300	1.18	0.08	3.04	0.30	5.17	0.84	54.42	0.34	6.077	0.983	16.326	0.103	insuffisant
R55-R47	992.87	991.4	991.72	990.25	45	0.0327	0.252	300	2.87	0.20	1.24	0.12	1.20	0.56	1.24	0.18	3.443	1.602	0.371	0.055	insuffisant
R47-R56	991.4	991.2	990.15	989.95	22	0.0091	0.722	400	1.83	0.23	3.13	0.31	5.68	0.85	62.59	0.35	10.427	1.554	25.037	0.140	insuffisant
R56-R57	991.2	990.69	989.95	989.44	21	0.0243	0.854	400	3.00	0.38	2.27	0.23	2.40	0.74	14.46	0.28	7.196	2.222	5.785	0.111	insuffisant

R57-R59	990.69	989.78	989.44	988.53	23	0.0396	0.854	400	3.83	0.48	1.78	0.18	1.57	0.66	4.69	0.23	5.990	2.539	1.875	0.094	insuffisant
R59-R67	989.78	989.01	988.53	987.76	25	0.0308	0.952	400	3.38	0.42	2.24	0.22	2.35	0.74	13.80	0.28	7.925	2.491	5.518	0.110	insuffisant
R67-R68	989.01	987.66	987.76	986.41	19	0.0711	0.952	400	5.13	0.64	1.48	0.15	1.31	0.61	2.16	0.21	6.717	3.117	0.865	0.083	insuffisant
R68_R35	987.66	986.7	986.41	985.45	22	0.0436	0.952	400	4.02	0.50	1.89	0.19	1.70	0.68	6.15	0.24	6.837	2.741	2.459	0.098	insuffisant
R60-R61	996.76	995.5	995.51	994.25	68	0.0185	0.13	300	2.16	0.15	0.85	0.09	1.11	0.46	0.71	0.14	2.392	0.996	0.212	0.042	suffisant
R61-R62	995.5	991.98	994.25	990.73	67	0.0525	0.13	300	3.64	0.26	0.51	0.05	0.99	0.35	0.50	0.09	3.616	1.276	0.150	0.027	suffisant
R62-R64	991.98	991.43	990.73	990.18	43.5	0.0126	0.13	300	1.78	0.13	1.03	0.10	1.14	0.51	0.86	0.16	2.040	0.907	0.257	0.048	suffisant
R64-R65	991.43	991.27	990.18	990.02	32	0.0050	0.13	300	1.12	0.08	1.64	0.16	1.43	0.64	3.30	0.22	1.603	0.717	0.989	0.067	insuffisant
R65-R66	991.27	990.64	990.02	989.39	35	0.0180	0.13	300	2.13	0.15	0.86	0.09	1.11	0.46	0.71	0.14	2.363	0.989	0.214	0.043	suffisant
R66-R59	990.64	989.78	989.39	988.53	47	0.0183	0.13	300	2.15	0.15	0.86	0.09	1.11	0.46	0.71	0.14	2.379	0.993	0.213	0.042	suffisant
R69-R70	991.53	991.53	990.28	990.27	57	0.0002	0.103	300	1.49	0.11	0.98	0.10	1.13	0.50	0.81	0.16	1.684	0.737	0.242	0.047	suffisant
R70-R71	991.52	991.49	990.27	990.24	35	0.0009	0.103	300	1.49	0.11	0.98	0.10	1.13	0.49	0.80	0.16	1.691	0.738	0.240	0.047	suffisant

R71-R73	991.49	987.60	990.24	986.45	40	0.095	0.103	300	1.35	0.10	1.08	0.11	1.15	0.52	0.92	0.17	1.559	0.703	0.276	0.050	suffisant
R73-R36	987.60	985.43	986.35	983.98	30	0.079	0.103	400	8.62	1.08	0.10	0.01	0.49	0.14	0.15	0.00	4.205	1.211	0.061	0.001	suffisant
R75-R76	991.77	991.28	990.52	990.03	57	0.0086	1.122	800	2.37	1.19	0.94	0.09	1.13	0.49	0.77	0.15	2.663	1.150	0.618	0.121	suffisant
R76-R77	991.28	987.92	990.03	986.67	95	0.0354	1.122	630	4.91	1.53	0.73	0.07	1.08	0.43	0.64	0.13	5.300	2.094	0.402	0.079	suffisant
R77-R72	987.92	984.29	986.67	983.04	86	0.0422	1.122	630	5.36	1.67	0.67	0.07	1.06	0.41	0.60	0.12	5.695	2.184	0.380	0.074	suffisant
R36-R72	985.43	984.29	984.28	983.14	50	0.0228	5.763	1000	4.47	3.51	1.64	0.16	1.43	0.64	3.31	0.22	6.397	2.859	3.307	0.222	insuffisant
R72-R74	984.29	983.21	983.14	982.06	26	0.0415	5.763	1000	6.04	4.74	1.22	0.12	1.19	0.55	1.17	0.18	7.193	3.334	1.169	0.181	insuffisant
R74-R80	983.21	983.1	982.06	981.95	27	0.0041	5.763	1000	1.89	1.48	3.88	0.39	11.02	0.92	157.06	0.41	20.836	1.733	157.058	0.412	insuffisant
R80-R81	983.1	982.81	981.25	980.96	31	0.0094	5.763	1000	2.87	2.25	2.56	0.26	3.22	0.78	25.39	0.30	9.233	2.238	25.391	0.303	insuffisant
R81-R82	982.81	982.51	980.96	980.66	50	0.0060	5.763	1000	2.29	1.80	3.20	0.32	6.05	0.85	68.55	0.36	13.882	1.960	68.554	0.357	insuffisant
R82-R83	982.51	982.34	980.66	980.49	30	0.0057	5.763	1000	2.23	1.75	3.29	0.33	6.60	0.86	77.65	0.36	14.713	1.926	77.647	0.364	insuffisant
R83-R84	982.34	981.44	980.49	979.59	20	0.0450	5.763	1000	6.28	4.93	1.17	0.12	1.18	0.54	1.07	0.18	7.396	3.402	1.066	0.176	insuffisant

R84- R85	981.44	980.88	979.59	979.03	50	0.011	5.763	1000	3.14	2.46	2.34	0.23	2.58	0.75	16.78	0.28	8.093	2.356	16.783	0.284	insuffisant
R85- R86	980.8	980.54	978.95	978.69	53	0.004	5.763	1000	2.08	1.63	3.54	0.35	8.24	0.89	105.96	0.38	17.094	1.840	105.961	0.385	insuffisant
R86- R87	980.54	980.4	978.69	978.55	45	0.003	7.159	1000	1.65	1.30	5.52	0.55	33.41	1.02	654.47	0.53	55.205	1.681	654.471	0.531	insuffisant
R87- R88	980.4	980.24	978.55	978.39	43	0.003	7.159	400	0.98	0.12	58.27	5.83	25791.19	39.58	2374338	809.75	25226	38.716	949735.520	323.901	insuffisant
R96- R97	982.76	982.12	980.91	980.27	111	0.005	0.946	800	1.94	0.97	0.97	0.10	1.13	0.49	0.80	0.15	2.19	0.95	0.63	0.124	suffisant
R97- R89	982.12	981.23	980.27	979.38	98	0.009	0.946	800	2.43	1.22	0.77	0.08	1.09	0.44	0.66	0.13	2.65	1.06	0.52	0.105	insuffisant
R89- R88	981.23	980.24	979.38	978.39	103	0.009	0.946	1000	3.49	2.74	0.35	0.03	0.88	0.29	0.38	0.06	3.065	0.997	0.378	0.062	suffisant
R88- R90	980.24	980.18	978.99	978.93	32	0.001	7.159	1000	1.28	1.01	7.11	0.71	72.97	1.07	1735.86	0.62	93.605	1.378	1735.857	0.625	insuffisant
R90- R91	980.18	980.1	978.93	978.85	47	0.001	7.159	1000	1.22	0.96	7.46	0.75	84.50	1.08	2082.82	0.64	103.289	1.324	2082.816	0.644	insuffisant

R91-R92	980.1	979.65	978.85	978.4	50	0.0090	7.159	1000	2.81	2.21	3.24	0.32	6.31	0.86	72.93	0.36	17.74	2.414	72.931	0.360	insuffisant
R92-R93	979.65	978.87	977.8	977.02	50	0.0156	7.159	1000	3.70	2.90	2.46	0.25	2.92	0.77	21.26	0.29	10.80	2.843	21.257	0.295	insuffisant
R93-R94	978.87	978.66	977.02	976.81	73	0.0029	7.159	1000	1.59	1.25	5.74	0.57	37.7	1.03	763	0.55	59.98	1.632	763.001	0.545	insuffisant
R94-DVO	978.66	977.55	976.81	975.7	40	0.0278	7.159	1000	4.94	3.87	1.85	0.18	1.65	0.68	5.60	0.24	8.148	3.334	5.602	0.241	insuffisant

Tableau VI - 2 : Résultats des nouveaux calculs hydrauliques – Tronçons redimensionnés

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Auto- curage
R1-R2	1014.98	1014.5	1013.5	1013.02	44	0.0109	0.799	90	614	630	2.72	0.85	0.94	0.09	1.13	0.49	0.77	0.15	3.066	1.322	0.485	0.095	assuré
R2-R3	1014.5	1014.11	1013.02	1012.63	40	0.0097	0.799	90	627	630	2.58	0.80	1.00	0.10	1.14	0.50	0.82	0.16	2.926	1.286	0.516	0.099	assuré
R3-R4	1014.11	1012.3	1012.76	1010.95	46	0.0393	0.799	90	483	500	4.43	0.87	0.92	0.09	1.12	0.48	0.75	0.15	4.967	2.124	0.376	0.074	assuré
R4-R5	1012.3	1009.6	1010.95	1008.25	81	0.0333	0.799	90	498	500	4.08	0.80	1.00	0.10	1.14	0.50	0.82	0.16	4.636	2.039	0.411	0.079	assuré
R5-R6	1009.6	1009.32	1007.95	1007.67	80	0.0035	0.799	75	814	800	1.51	0.76	1.05	0.11	1.15	0.51	0.88	0.16	1.733	0.776	0.708	0.131	assuré
R6-R12	1009.32	1005.9	1008.02	1004.6	48	0.0713	0.765	90	455	500	4.97	0.98	0.78	0.08	1.09	0.44	0.67	0.13	5.430	2.195	0.333	0.066	assuré
R8-R9	1006.35	1006.1	1004.7	1004.45	71	0.0035	0.765	75	747	800	1.82	0.91	0.84	0.08	1.10	0.46	0.70	0.14	2.006	0.830	0.558	0.111	assuré
R9-R10	1006.1	1005.9	1004.4	1004.2	104	0.0019	0.765	75	896	1000	1.30	1.02	0.75	0.08	1.08	0.43	0.65	0.13	1.409	0.6	0.646	0.128	assuré
R10-R11	1005.9	1005.6	1004.25	1003.95	60	0.0050	0.765	75	749	800	1.80	0.91	0.84	0.08	1.11	0.46	0.70	0.14	1.995	0.828	0.561	0.112	assuré
R11-R12	1005.6	1005.1	1004.1	1003.6	66	0.0076	0.765	90	647	630	2.27	0.71	1.08	0.11	1.15	0.52	0.92	0.17	2.622	1.182	0.581	0.105	assuré
R12-R13	1005.1	1004.93	1003.25	1003.08	60	0.0028	1.565	75	1089	1200	1.78	2.01	0.78	0.08	1.09	0.44	0.66	0.13	1.944	0.783	0.794	0.157	assuré
R13-R14	1004.83	999.87	1003.18	998.22	146	0.0340	1.965	75	745	800	4.70	2.36	0.83	0.08	1.10	0.46	0.69	0.14	5.187	2.141	0.555	0.110	assuré
R14-R15	999.87	998.88	998.02	997.03	64	0.0155	2.3	75	915	1000	3.68	2.89	0.80	0.08	1.10	0.44	0.67	0.13	4.035	1.639	0.672	0.133	assuré
R15-R16	998.88	997.75	997.23	996.1	43	0.0263	2.3	75	829	800	4.14	2.08	1.11	0.11	1.16	0.53	0.96	0.17	4.801	2.179	0.768	0.136	assuré
R20-R21	1003.82	1002.84	1002.52	1001.54	79	0.0124	0.322	90	426	500	2.49	0.49	0.66	0.07	1.06	0.40	0.60	0.11	2.635	1.004	0.298	0.057	assuré

R23-R24	994.84	994.26	993.49	992.91	70	0.0083	0.411	90	504	500	2.03	0.40	1.03	0.10	1.14	0.51	0.86	0.16	2.325	1.033	0.428	0.081	assuré
R33-R32	991.87	987.9	990.62	986.65	50	0.0794	0.444	90	339	400	5.42	0.68	0.65	0.07	1.06	0.40	0.59	0.11	5.727	2.175	0.237	0.046	assuré
R32-R34	987.9	987.65	985.85	985.6	44	0.0057	2.92	75	1208	1200	2.52	2.85	1.02	0.10	1.14	0.51	0.85	0.16	2.881	1.278	1.019	0.193	assuré
R37-R38	1001.87	1001.35	1000.57	1000.05	39	0.0133	0.4	90	456	500	2.58	0.51	0.79	0.08	1.09	0.44	0.67	0.13	2.822	1.144	0.334	0.066	assuré
R38-R40	1000.35	1000.2	998.9	998.75	30	0.0050	0.4	90	548	630	1.84	0.57	0.70	0.07	1.07	0.42	0.62	0.12	1.973	0.766	0.388	0.076	assuré
R40-R41	1000.2	998.22	999	997.02	30	0.0660	0.4	90	338	400	4.94	0.62	0.64	0.06	1.05	0.40	0.59	0.11	5.208	1.970	0.235	0.045	assuré
R41-R43	998.22	998.1	996.74	996.62	35	0.0034	0.467	90	624	630	1.53	0.48	0.98	0.10	1.13	0.50	0.81	0.16	1.731	0.757	0.508	0.098	assuré
R43-R44	998.1	996.75	996.8	995.45	50	0.0270	0.467	90	424	500	3.67	0.72	0.65	0.06	1.05	0.40	0.59	0.11	3.873	1.468	0.295	0.057	assuré
R44-R46	996.75	994.04	995.5	992.79	44	0.0616	0.528	90	380	400	4.78	0.60	0.88	0.09	1.11	0.47	0.72	0.14	5.315	2.239	0.290	0.058	assuré
R46-R47	994.04	991.4	992.79	990.15	49	0.0539	0.528	90	390	400	4.47	0.56	0.94	0.09	1.13	0.49	0.77	0.15	5.025	2.167	0.308	0.061	assuré

R54-R55	993.04	992.87	991.74	991.57	31	0.0055	0.252	90	453	500	1.65	0.32	0.78	0.08	1.09	0.44	0.66	0.13	1.805	0.727	0.330	0.065	Assuré
R55-R47	992.87	991.4	991.67	990.2	45	0.0327	0.252	90	324	400	3.48	0.44	0.58	0.06	1.03	0.38	0.55	0.10	3.575	1.308	0.219	0.041	assuré
R47-R56	991.4	991.2	989.95	989.75	22	0.0091	0.722	90	612	630	2.49	0.77	0.93	0.09	1.12	0.48	0.76	0.15	2.794	1.201	0.480	0.095	assuré
R56-R57	991.2	990.69	989.75	989.24	21	0.0243	0.854	90	542	630	4.07	1.27	0.67	0.07	1.06	0.41	0.60	0.12	4.323	1.660	0.381	0.074	assuré
R57-R59	990.69	989.78	989.34	988.43	23	0.0396	0.854	90	494	500	4.44	0.87	0.98	0.10	1.13	0.50	0.80	0.16	5.034	2.200	0.402	0.078	assuré
R59-R67	989.78	989.01	988.33	987.56	25	0.0308	0.952	90	540	630	4.58	1.43	0.67	0.07	1.06	0.41	0.60	0.12	4.858	1.859	0.378	0.073	assuré
R67-R68	989.01	987.66	987.71	986.36	19	0.0711	0.952	90	461	500	5.96	1.17	0.81	0.08	1.10	0.45	0.68	0.14	6.548	2.683	0.342	0.068	assuré
R68_-R35	987.66	986.7	986.31	985.35	22	0.0436	0.952	90	506	500	4.67	0.92	1.04	0.10	1.15	0.51	0.87	0.16	5.345	2.382	0.434	0.081	assuré
R64-R65	991.43	991.27	990.28	990.12	32	0.0050	0.13	90	360	400	1.36	0.17	0.76	0.08	1.09	0.43	0.65	0.13	1.479	0.6	0.261	0.052	assuré

R36-R72	985.43	984.29	983.78	982.64	50	0.0228	5.763	75	1201	1200	5.05	5.71	1.01	0.10	1.14	0.50	0.83	0.16	5.756	2.541	1.000	0.191	assuré
R72-R74	984.29	983.21	982.84	981.76	26	0.0415	5.763	75	1073	1200	6.82	7.71	0.75	0.07	1.08	0.43	0.64	0.13	7.393	2.939	0.774	0.153	assuré
R74-R80	983.21	983	981.76	981.55	27	0.0078	5.763	75	1470	1500	3.43	6.06	0.95	0.10	1.13	0.49	0.78	0.15	3.864	1.673	1.169	0.229	assuré
R80-R81	983	982.81	980.95	980.76	31	0.0061	5.763	75	1537	1500	3.04	5.38	1.07	0.11	1.15	0.52	0.91	0.17	3.507	1.578	1.363	0.249	assuré
R81-R82	982.81	982.48	980.76	980.43	50	0.0066	5.763	75	1515	1500	3.16	5.58	1.03	0.10	1.14	0.51	0.86	0.16	3.612	1.607	1.290	0.243	assuré
R82-R83	982.48	982.2	980.13	979.85	30	0.0093	5.763	75	1420	1500	3.76	6.63	0.87	0.09	1.11	0.47	0.72	0.14	4.171	1.749	1.075	0.214	assuré
R83-R84	982.2	981.44	979.85	979.09	20	0.0380	5.763	75	1091	1200	6.53	7.38	0.78	0.08	1.09	0.44	0.66	0.13	7.125	2.877	0.797	0.158	assuré
R84-R85	981.44	980.88	979.09	978.53	50	0.0112	5.763	75	1372	1500	4.11	7.27	0.79	0.08	1.09	0.44	0.67	0.13	4.503	1.828	1.006	0.200	assuré
R85-R86	980.88	980.4	978.53	978.05	53	0.0091	5.763	75	1428	1500	3.70	6.53	0.88	0.09	1.11	0.47	0.73	0.14	4.119	1.736	1.089	0.216	assuré
R86-R87	980.4	980.1	978.35	978.05	45	0.0067	7.159	75	1641	1800	3.59	9.12	0.78	0.08	1.09	0.44	0.67	0.13	3.919	1.585	1.199	0.238	Assuré

R87-R88	980.1	980	977.75	977.65	43	0.002	7.159	75	1999	2000	2.27	7.14	1.00	0.10	1.14	0.50	0.83	0.16	2.58	1.13	1.65	0.317	assuré
R89-R88	981.23	980	978.38	977.15	103	0.012	0.946	75	689	800	2.79	1.40	0.68	0.07	1.06	0.41	0.61	0.12	2.96	1.13	0.48	0.094	assuré
R88-R90	980	979.9	978.35	978.25	32	0.003	7.159	75	1891	2000	2.64	8.27	0.87	0.09	1.11	0.46	0.71	0.14	2.92	1.22	1.42	0.284	assuré
R90-R91	979.9	979.7	978.25	978.05	47	0.004	7.159	75	1785	1800	2.87	7.29	0.98	0.10	1.13	0.50	0.81	0.16	3.24	1.42	1.45	0.281	assuré
R91-R92	979.9	979.45	978.25	978	50	0.005	7.159	75	1732	1800	3.11	7.90	0.91	0.09	1.12	0.48	0.74	0.15	3.47	1.47	1.33	0.265	assuré
R92-R93	979.45	978.87	976.8	976.02	50	0.016	7.159	75	1399	1500	4.86	8.58	0.83	0.08	1.10	0.46	0.70	0.14	5.35	2.21	1.04	0.208	assuré
R93-R94	978.87	978.66	976.22	976.01	73	0.003	7.159	75	1921	2000	2.53	7.94	0.90	0.09	1.12	0.47	0.74	0.15	2.82	1.20	1.48	0.293	assuré
R94-DVO	978.66	977.55	976.01	974.9	40	0.028	7.159	75	1256	1500	6.48	11.4 4	0.63	0.06	1.05	0.39	0.58	0.11	6.78	2.54	0.86	0.165	assuré

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons vérifié la capacité du réseau afin de déterminer son aptitude à transférer les eaux jusqu'en 2055. En procédant à une nouvelle vérification de la conception et des dimensions de l'ensemble des conduites, nous avons identifié un problème de sous-dimensionnement au niveau de certains collecteurs qui se trouvaient en surcharge. Pour y remédier, un réseau projeté a été proposé.

Chapitre VII :

Éléments constitutifs d'un réseau

d'assainissement

Chapitre VII : Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement

Introduction :

Le réseau d'assainissement a pour rôle principal de protéger les zones urbaines contre les inondations en assurant l'évacuation des eaux usées et pluviales vers des points de collecte, puis leur transfert vers la station d'épuration, où elles subissent un traitement avant d'être rejetées dans le milieu naturel.

Il est constitué de deux grandes catégories d'ouvrages :

- * Les ouvrages principaux.
- * Les ouvrages annexes, qui accompagnent le fonctionnement global du système (regards, déversoirs, etc.).

1. Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent l'ensemble des éléments (canalisations et les joints) qui assurent la collecte et le transport des eaux usées vers les points de rejet.

1.1. Canalisations :

C'est le premier élément d'ouvrages principaux, on a quelque forme de canalisation avec différente matériau de construction.

1.2. Le type de canalisation selon la forme :

1.2.1. Les canalisations cylindriques :

Les canalisations cylindriques sont des canalisations préfabriquées en usine, désignées par leurs diamètres nominaux qui correspondent au diamètre intérieur en millimètres, et largement utilisables dans le domaine d'assainissement.

- * Les canalisations en béton armé.
- * Les canalisations en béton non armé.
- * Les canalisations en géré.
- * Les canalisations en amiante-ciment.
- * Les canalisations en fonte.
- * Les canalisations en pvc.

1.2.2. Les canalisations Ovoïdes :

Les canalisations ovoïdes des canalisations préfabriquées définies par leur hauteur géométrique exprimée en centimètre, elle été utilisée à l'évacuation des faible débits pour éviter le problème de l'auto-curage.

Tableau VII - 1 : Les dimensions caractéristique des conduites circulaires et ovoïdes.

La hauteur d'une conduite ovoïde (cm)	Le diamètre d'une conduite circulaire (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

1.3.Type de canalisation selon le matériau :

1.3.1. Conduites en béton non armé :

Elles sont fabriquées mécaniquement pour améliorer la résistance et la compacité du béton.

Il est plus d'utiliser dans les canalisations visitables.



Figure VII- 1 : Conduite en beton non armé (Source : ArchiExpo, 10/04/2025)

1.3.2. Conduites en béton armé:

Une conduite en béton armé comporte deux ensembles d'armatures. Les armatures longitudinales sont disposées parallèlement le long de la canalisation, tandis que les armatures circulaires sont agencées de manière à former des grilles ou à s'organiser en hélice, avec un pas maximum de 15 cm. (6)



Figure VII- 2 : Conduite en béton armé (Source : Conduites et Produits Béton, 10/04/2025)

1.3.3. Conduites en amiante – ciment :

Les conduites en amiante-ciment utilisées appartiennent à la série destinée à l'assainissement, de type sans emboîtement. Leur revêtement intérieur est constitué d'un enduit antiacide. Les diamètres couramment employés varient généralement entre 80 mm et 500 mm (6).

1.3.4. Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié :

Les conduits enfouis conçus pour les systèmes d'assainissement à écoulement libre, sans pression, en Polychlorure de Vinyle non plastifié (PVC-U), doivent être conformes aux exigences définies par la norme NF P16-352. (8)



Figure VII- 3 : Conduite en pvc (Source : CTH, 10/04/2025)

1.3.5. Conduite en fonte:

Ce choix de conduite vise à assurer la sécurité durant la traversée d'un bassin hydrominéral par une canalisation d'eaux usées. Elle assure un bon fonctionnement pour l'évacuation des eaux usées industrielles car elle est bien résistée à la corrosion et meilleure résistance mécanique



Figure VII- 4 : Conduite en fonte (Source : ArchiExpo, 10/04/2025)

1.4. Les joints et assemblage des conduites:

Le but principal des joints et les assemblages est d'assurer une bonne étanchéité entre les conduites. Pour cela, il est nécessaire de choisir un assemblage adapté au type de joint. Ce choix dépend de la nature des eaux usées et l'emplacement des conduites.

1.4.1. Joints des conduites en béton:

a- Joint type Rocla : Le joint à emboîtement permet d'assurer une étanchéité maximale grâce à un anneau en élastomère. Il est particulièrement adapté aux terrains en pente, grâce à la stabilité assurée par cet anneau. (6)

b- Joint à Coller :

Ce joint est conçu pour être utilisé dans les terrains de bon sol, avec un emboîtement rigide et un collage en ciment.



Figure VII- 5 : Joint à coller (Source : Baekelite, 20/05/2025)

c- Joint torique :

S'adapte bien avec les terrains des sols meubles et de faible pente, il assure une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée.

d- Joint à demi-emboîtement :

Utilisable pour les terrains durs et de faibles pente, Il ne peut pas supporter des pressions supérieures à 1 bar. Sa longueur utile est de 1 m.

e- Joint plastique :

Ils assurent une bonne étanchéité grâce à leur matière bitumineuse. Elle est résistante aux sols faibles, même lorsque la conduite est chargée.

1.4.2. Assemblage des conduites en PVC:

a. Assemblage par collage à froid: Pour obtenir un collage de qualité, les exigences à suivre sont les suivantes :

- Poncer les surfaces à unir à l'aide d'un matériau abrasif.
- Inspectez la présence de chanfrein à l'extrémité du bout mâle et marquez sur celui-ci, avec un crayon gras, la longueur de l'emboîture.
- Bien nettoyer les éléments à unir en utilisant le décapant fourni par le fabricant.
- Employez un pinceau pour appliquer l'adhésif de manière modérée, d'abord à l'entrée de la monture, puis sur le bout mâle.
- Assemblez sans délai les deux parties jusqu'à la marque précédemment tracée, en exerçant une pression axiale continue sans mouvement de rotation.

Veiller à refermer les récipients de colle et de décapant immédiatement après chaque utilisation, et se n'assurer qu'aucun n'a été négligé ou renversé au fond du trou.

b. Assemblage a joint : Il est simple et rapide à mettre en place, supporte bien la pression et un peu d'effort, et convient aux réseaux qui peuvent nécessiter de l'entretien. Il installe par les étapes suivantes :

- Effectuer un nettoyage minutieux de l'intérieur de la tête d'accouplement du joint ainsi que du côté mâle à insérer.
- Insérer le joint dans son emplacement.
- Marquer un point de référence sur l'extrémité mâle qui a été coupée à angle et biseautée.
- Appliquez un lubrifiant sur l'extrémité mâle et l'anneau installé dans sa gorge (utilisez de la vaseline ou une solution savonneuse).
- Insérer le bout mâle dans l'emboîture en évitant toute contamination.

Tableau VII - 2 : Types de conduites et différente méthodes d'assemblage

Type de canalisation	Joints et assemblages	Emplacement
Conduites en béton	Joint Rocla	Terrain à faible pente
	Joint torique	Pour les meubles. La pression ne soit pas trop élevée.
	Joint à demi emboitement	Terrain durs. La canalisation sans charge.
	Joint plastique	Adapte avec tous les terrains
Conduites en gère	Joint au mortier de ciment	Terrains stables at pour les faible pression
	Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment	Terrains humides et instables
	Joints à double anneaux	Terrains soumis à des contraintes et des pressions élevées
Conduites en pvc	Assemblage par collage à froid	Terrains stables faible pression.
	Assemblage a joint	Terrains instable Haute pression.

1.5. Choix du type de canalisation :

Lors de la sélection des divers modes de conduite, il faut prendre en considération la composition chimique des eaux résiduaires.

- Des travaux externes liés au remblai.
- En fonction du type de sol traversé.
- La pente du terrain.
- Des diamètres qui sont utilisés.

2. Les ouvrages annexes :

On considère comme ouvrage annexe les deux ouvrages suivants :

- * Les ouvrages normaux.
- * Les ouvrages spéciaux.

2.1. Les ouvrages normaux :

Le rôle principal de ces ouvrages est de recevoir et transporter les eaux usées et les eaux pluviales jusqu'au déversoir d'orage.

2.1.1 les branchements :

Leur rôle est de recueillir les eaux usées ainsi que les eaux pluviales issues des bâtiments. Pour raccorder une canalisation au réseau d'assainissement, certaines conditions doivent être respectées (1):

Un diamètre de canalisation compris entre 150 et 250 mm.

Une pente d'environ 3 % pour le tracé de la conduite de branchement.

Un raccordement effectué par le haut.

Une connexion inclinée à 60° au niveau d'un regard accessible.

.

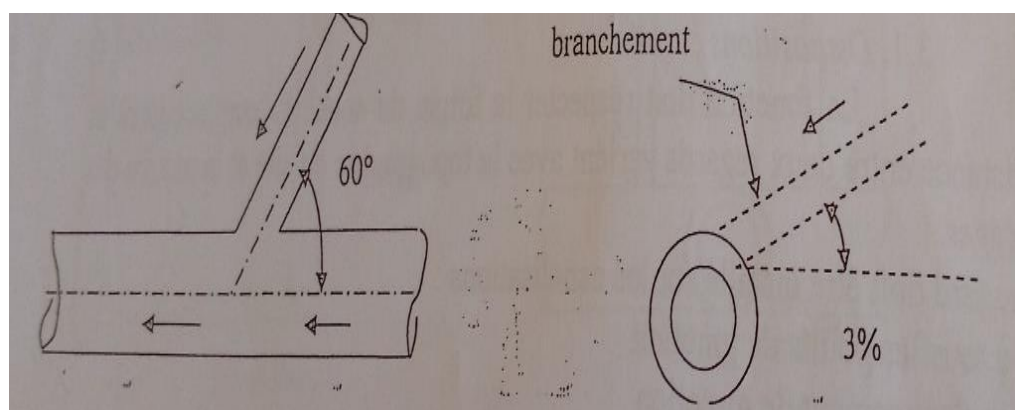


Figure VII- 6 : Méthode de raccordement d'un branchement (Source : SALAH BOUALAM, Polycopie)

2.1.2. Les ouvrages de recueil et de transport :

a- Les fossés :

Ces ouvrages sont destinés à collecter les eaux des voiries rurales et nécessitent une maintenance régulière.

b- Les caniveaux :

Les caniveaux récupèrent les eaux de ruissellement issues du profil transversal de la chaussée et des trottoirs, et les dirigent vers les avaloirs. Par ailleurs, les modèles en forme demi-circulaire offrent une meilleure capacité hydraulique, facilitant ainsi l'écoulement optimal des eaux pluviales.

c- Les bouches d'égout :

Elles absorbent les eaux de ruissellement, la distance entre deux regards généralement est 50m.

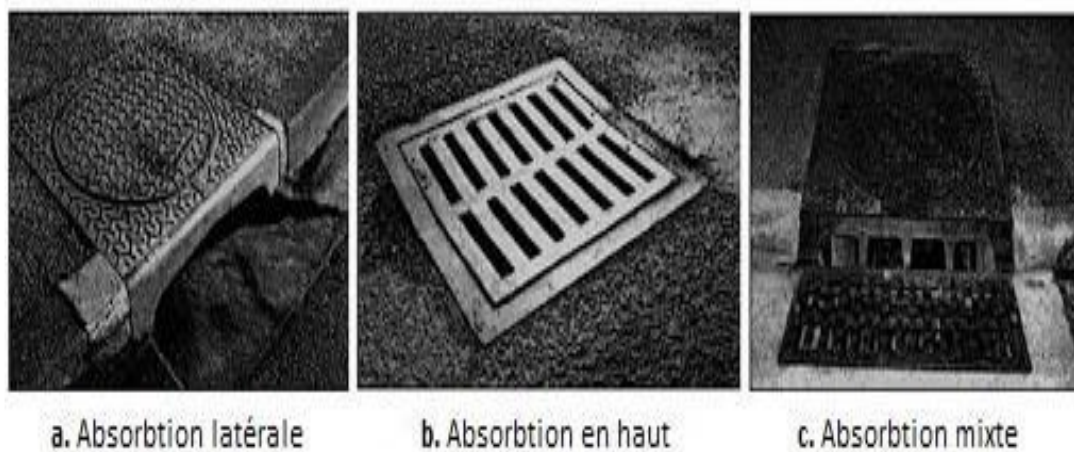


Figure VII- 7 : Les différents types de bouches d'égout (Source : Google, 22/05/2025)

2.1.3. Les regards:

Les regards sont des ouvrages d'accès indispensables à l'entretien, au curage et au raccordement des canalisations. La distance entre deux regards varie généralement de 50 à 80 mètres en terrain plat, et de 35 à 50 mètres en zones accidentées. Leur installation intervient principalement dans les cas suivants (1) :

- * Changement de direction.
- * Présence de points de chute.
- * Connexion entre conduites.
- * Changement de diamètre.

- a- **Regard de la jonction** : Utilisé pour raccorder entre deux collecteurs de même ou différent diamètre, et dans le cas d'absence de reflux d'eau par le temps sec. Il assure une bonne aération des collecteurs.

Regard latéral: Cet ouvrage est le plus couramment utilisé dans le domaine de l'assainissement. Il permet d'assurer une dissipation d'énergie de manière partiellement localisée. En raison du terrain

très accidenté de l'agglomération, il est impossible d'adopter une pente uniforme pour le collecteur. De plus, cette solution évite de grandes excavations dans les tranchées nécessaires à l'installation des conduites, tout en garantissant des vitesses d'écoulement des effluents conformes aux normes. (1)

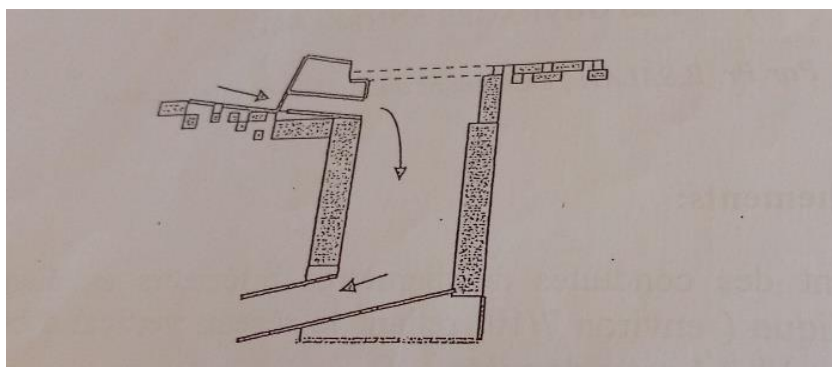
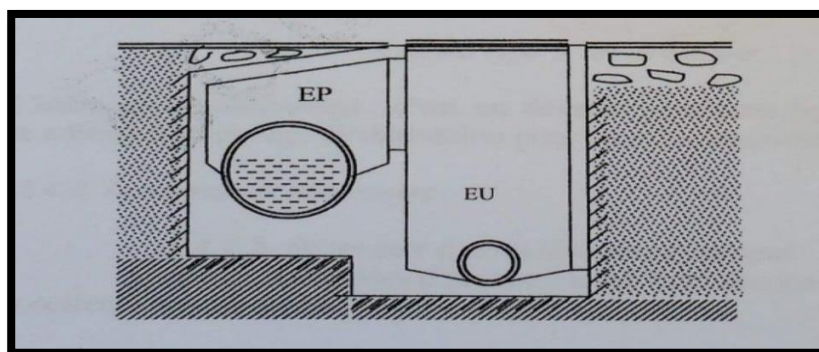


Figure VII- 8 :Schéma d'un regard latéral (Source : SALAH BOUALAM, Polycopie)

- b- **Regard de chute** : à forte pente
- c- **Regard double** : Utilisé couramment dans les réseaux séparatifs, notamment dans les quartiers où le tracé des deux conduites, eaux usées et eaux pluviales, est commun (1).



d-

Figure VII- 9 :Schéma d'un regard double (Source : SALAH BOUALAM, Polycopie)

2.2. Les ouvrages spéciaux :

2.2.1. Les déversoirs d'orage :

Le déversoir d'orage est un dispositif hydraulique conçu pour évacuer les excès de ruissellement vers le milieu naturel, notamment lors des épisodes de fortes précipitations, afin d'alléger la charge sur le réseau en aval.

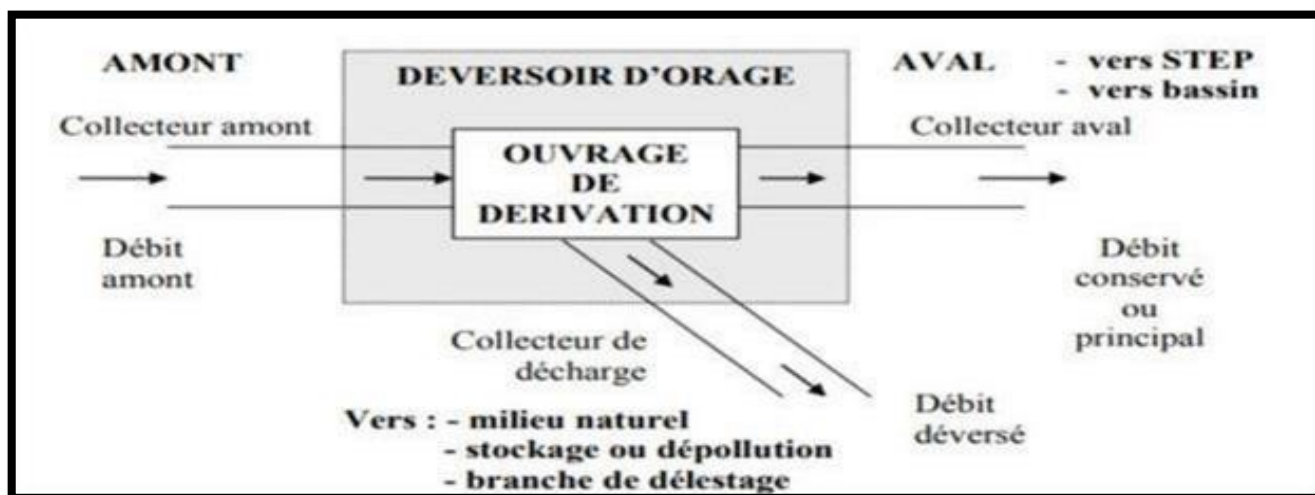


Figure VII- 10 : Schéma d'un déversoir (Source : Google, 22/05/2025)

2.2.2. Le rôle de la déversoir d'orage :

Quel que soit le type de déversoir d'orage, il doit garantir les conditions suivantes :

- Évacuer le débit des eaux usées en période de temps sec sans provoquer de surverse ni de remous.
- Assurer une répartition adéquate du flux polluant entre le milieu naturel et le collecteur. (1)

2.2.3. Les types des déversoirs :

- a- **Déversoir a seuil déversant frontal** : se présente toujours sous la forme d'un seuil élevé, avec le collecteur de départ pouvant être aligné sur l'axe du collecteur d'arrivée. En règle générale, le seuil déversant est horizontal et peut être de niveau uniforme ou disposer d'une configuration en escalier, comportant plusieurs niveaux. (1)
- b- **Déversoir a seuil haut** : Ce type de système est recommandé lorsque l'écoulement dans le collecteur amont présente un régime fluvial, ou lorsqu'un ressaut hydraulique en amont de l'ouvrage est admissible. Il est également conçu pour servir de dispositif de tranquillisation de l'écoulement. (1)
- c- **Déversoirs à seuil bas** : L'utilité du déversoir à seuil bas est l'évacuation des faibles hauteurs d'eau, mais il ne permet pas le contrôle précis du débit. Ainsi que ce type de déversoir, il envoie une charge polluante importante vers la station d'épuration pendant la reprise des dépotes.
- d- **Déversoir by-pass** : Ce type de déversoir est conçu pour évacuer les pointes de ruissellement vers le milieu naturel, allégeant ainsi la charge du réseau aval. Il permet également de répartir le flux polluant entre le milieu naturel et le collecteur aval, tout en dirigeant les eaux

Excédentaires en cas d'orage vers un autre collecteur, assurant ainsi un maillage efficace du réseau. Ce dispositif est essentiel dans la gestion du réseau, car il permet de dériver l'écoulement vers un autre collecteur afin de réaliser des travaux de réhabilitation. (1)

- e- **Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée** : La présence d'un seuil élevé entraîne la formation d'un ressaut dans la conduite d'amont, ce qui nécessite que l'écoulement en amont soit de type fluvial. Les vannes installées sur les conduites de décharge peuvent être ajustées en fonction du débit transitant par le déversoir. (1)
- f- **Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre** : Il contrôle le débit qui s'arrive à la station d'épuration.
- g- **Déversoir d'orage à ouverture du fond** : Dans ce type de déversoir, les eaux usées en période de temps sec circulent à travers une ouverture située dans le radier de la canalisation. Les débits dépassant le débit critique doivent passer par cette ouverture. De plus, le régime en amont de ce déversoir est de nature torrentielle. (1)

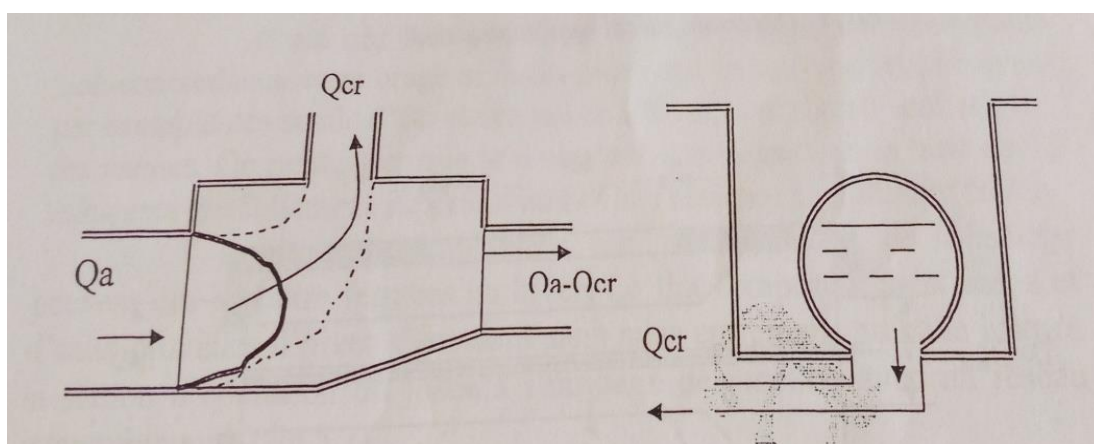


Figure VII- 11 : : Déversoir d'orage à ouverture du fond (Source : SALAH BOUALAM, Polycopie)

2.2.4. Choix et la mise en place du déversoir d'orage

Avant de définir le type approprié de déversoir d'orage, plusieurs paramètres doivent être analysés :

- Les débits admissibles en lien avec ce degré de dilution, en tenant compte de l'économie globale du projet. Il est important d'estimer la probabilité de déversement pour limiter la fréquence des rejets.
- La capacité de traitement et les dimensions des ouvrages de la station d'épuration, afin d'éviter les surcharges et d'assurer une exploitation efficace.
- Le régime hydraulique, ainsi que les niveaux d'eau dans les canalisations en amont et en aval.
- La morphologie du site, y compris les variations de pente.

2.2.5. Dimensionnement de déversoir d'orage :

On suit les étapes suivantes :

a- Calculs des débits ;

- Calcul de débit total :

$$Q_T = Q_T + Q_{US} \dots \dots \dots (VII - 1)$$

Q_T : Débit total en temps de pluie.

Q_p : Débit des eaux pluviales.

- Calcul de débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_t \dots \dots \dots (VII - 2)$$

Q_{cr} : Débit critique.

Z : coefficient de retardement.

*Calcul du coefficient de retardement :

$$Z = 1 - \left(\frac{T_c}{100} \right) \dots \dots \dots (VII - 3)$$

D'où :

T_c : temps de concentration (mn)

*Calcul de temps de concentration :

$$T_c = \frac{L}{60 * V} \dots \dots \dots (VII - 4)$$

L : la longueur du plus long cheminement ($L=1786m$).

V : Vitesse moyenne d'écoulement ($V=4.36m/s$).

$$T_c = 1786 / 60 * 4.36$$

$$T_c = 7 \text{ min}$$

$$Z = 1 - (7/100)$$

$$Z = 0.93$$

*Calcul de débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_t \dots \dots \dots (VII - 5)$$

$$Q_{cr} = 0.93 * 7.159$$

$$Q_{cr} = 6.658 m^3/s$$

*** Calcul de débit de la station d'épuration :**

- Pour le déversoir conduisant à la STEP prévu un débit de pointe en temps sec dilué:

$$Q_{ST} = C * Q_{US} \dots\dots\dots(VII - 6)$$

Q_{ST} : Débit de la station d'épuration.

Q_{US} : Débit totale des eaux usées.

C : Coefficient de dilution égale à 3.

$$Q_{step} = 3 * 0.140$$

$$Q_{step} = 0.420 m^3/s$$

- Calcul le débit déversé $Q_{dév}$:

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{ST} \dots\dots\dots(VII - 7)$$

$$Q_{dév} = 6.658 - 0.420$$

$$Q_{dév} = 6.238 m^3/s$$

b- Calcul la hauteur de la lame déversée :

$$h_{dév} = h_{cr} - h_{step} \dots\dots\dots(VII - 8)$$

Avec :

$h_{dév}$: hauteur de la lame d'eau déversée.

h_{cr} : hauteur critique.

h_{step} : Correspond à la hauteur du seuil du déversoir.

*** Calcul de hauteur du seuil du déversoir :**

$$R_{Qstep} = Q_{step} / Q_{ps} \dots\dots\dots(VII - 9)$$

Tel que :

R_{Qstep} : Rapport des débits.

Q_{ps} : Débit de plein section.

$$R_{Qstep} = 0.420 / 6.93$$

$$R_{Qstep} = 0.06$$

→ l'abque de bazin (annexe 2) on trouve :

$$R_{hstep} = 0.11$$

$$R_{hstep} = h_{step}/D \dots\dots\dots (VII - 10)$$

R_{hstep} : Rapport des hauteurs.

h_{step} : Correspond à la hauteur du seuil du déversoir.

D : Diamètre de la conduite.

$$h_{step} = 0.11 * 1.2$$

$$h_{ste} = 0.132m$$

$$h_{step} = 13.2 \text{ cm}$$

*Calcul de la hauteur de critique :

$$R_{Qcr} = Q_{cr}/Q_{ps}$$

$$R_{Qcr} = 6.658/ 6.93$$

$$R_{Qcr} = 0.96$$

→ l'abque de bazin(annexe) :

$$R_{hcr} = 0.79$$

$$R_{hcr} = h_{cr}/D$$

$$h_{cr} = R_{hcr} * D$$

$$h_{cr} = 0.79 * 1.2$$

$$h_{cr} = 0.95m$$

$$h_{cr} = 95cm$$

$$h_{dév} = h_{cr} - h_{step}$$

$$h_{dév} = 95 - 13.2$$

$$h_{dév} = 81.8$$

$$h_{dév} = 82cm$$

c- La longueur du seuil, déversant (L).

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{\text{dév}} = \mu * L * h_{\text{dév}} * \sqrt{(2g * h_{\text{dév}})} \dots\dots\dots (VII - 11)$$

Avec :

μ : coefficient de débit en fonction de type de déversoir

μ = 0.4 : déversoir latérale

$$L = \frac{Q_{\text{dév}}}{\mu * h_{\text{dév}} * \sqrt{(2g * h_{\text{dév}})}}$$

$$L = \frac{6.238}{0.4 * 0.82 * \sqrt{2 * 9.81 * 0.82}}$$

$$\mathbf{L = 4.7 \text{ m}}$$

Remarque : Suite au redimensionnement effectué dans le cadre de la vérification de capacité, les résultats ont montré que le déversoir d'orage existant est capable d'assurer correctement sa fonction. Ainsi, l'aménagement d'un nouveau déversoir n'est pas justifié.

Conclusion :

Après avoir évalué les options possibles, notre projet a retenu les choix suivants :

Des avaloires pour la collecte des eaux usées.

Un déversoirs d'orage de type latéral pour gérer les excès d'eau.

Des regards de chute, assurant la transition hydraulique entre des niveaux différents.

Des regards de visite, indispensables pour l'entretien et la surveillance du réseau.

Des conduites en béton armé ou en PVC, de diamètres variés, utilisées pour assurer le transport efficace des eaux.

Chapitre VIII

Organisation de chantier

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction :

La conception d'un système d'assainissement, à l'instar de tout projet de chantier, est encadrée par une réglementation spécifique et nécessite une organisation rigoureuse. Parmi les outils de planification les plus utilisés figure la méthode CPM (Critical Path Method), qui permet d'optimiser la durée des travaux, de réduire les coûts et d'accroître la productivité. Cette méthode repose sur l'élaboration d'un réseau d'activités interconnectées permettant d'identifier le chemin critique, c'est-à-dire la séquence d'opérations déterminant la durée minimale du projet.

La gestion efficace d'un chantier requiert une coordination optimale des moyens humains et matériels afin d'atteindre les objectifs de rapidité, de qualité et de rentabilité. Cette démarche se divise en deux phases complémentaires :

L'étude théorique, qui permet d'estimer avec précision les délais, de définir les besoins en équipements, en matériaux et en main-d'œuvre

La phase d'exécution, durant laquelle les travaux sont réalisés sur le terrain conformément au planning établi.

1. Informations sur les réseaux publics existants :

Le sous-sol des voies publiques intègre divers réseaux, y compris ceux relatifs aux réseaux d'assainissement, d'électricité, d'alimentation en eau potable, de distribution de gaz et de télécommunications. Avant de procéder à la destruction du revêtement des chaussées et à l'installation de nouvelles conduites, il est essentiel d'effectuer une analyse minutieuse de l'encombrement du sous-sol. Cette étape est cruciale pour prévenir toute dégradation des conduites existantes.

2. Exécution des travaux :

Les étapes clés à suivre pour la pose des canalisations sont les suivantes :

- Contrôle des conditions de manutention des tuyaux.
- Retrait de la couche de revêtement goudronné, si elle existe.
- Implantation au sol par jalonnement et piquetage.
- Excavation des tranchées et creusement des emplacements des regards.
- Préparation et nivellement du lit de pose.
- Mise en place des conduites.
- Raccordement et assemblage des éléments de tuyauterie.
- Réalisation des tests d'étanchéité des conduites et des raccords.
- Construction des ouvrages de regard.
- Remblayage progressif des tranchées.

2.1. Vérification et Manutention des Canalisations :

La vérification inclut les aspects suivants :

- L'évaluation de l'apparence et la conformité des canalisations.
- Le marquage en cas d'anomalies détectées.
- Le comptage des quantités présentes.

2.2. Précautions :

Les conduites doivent être installées avec soin, sans brusquerie, soit au fond des tranchées, soit sur le sol, et ne doivent être déplacées que sur des chemins appropriés.

2.3. Emplacement des Jalons des Piquets :

Les jalons doivent être positionnés aux emplacements suivants :

- * À chaque point de placement d'un regard.
- * Lors de tout changement de direction ou de pente.
- * Aux jonctions ou raccordements des canalisations.

2.4. Exécution des fouilles pour les regards et les tranchées :

Dans les zones urbaines, l'installation des collecteurs se fait principalement par fouille ouverte en tranchée, une méthode simple et largement utilisée.

La profondeur de la tranchée est définie en fonction des croisements avec les infrastructures existantes ou selon le profil hydraulique du réseau. Sa largeur, quant à elle, dépend de plusieurs paramètres (9) :

- Le type d'emboîtement des conduites.
- Leurs dimensions extérieures.
- L'écart minimal à respecter entre les parois de la tranchée et la canalisation.
- La nature du sol.

Pour limiter les coûts élevés liés aux terrassements, les tranchées doivent être dimensionnées avec soin, en privilégiant des largeurs réduites tout en garantissant la sécurité et la qualité d'exécution.

Les fouilles destinées aux regards et aux conduites sont généralement exécutées en rétro-progression, c'est-à-dire en avançant depuis l'aval vers l'amont du tracé, à l'aide d'une pelle mécanique rétro. Cette dernière présente plusieurs atouts techniques :

- Réalisation rapide de tranchées profondes
- Aptitude au creusement en paroi verticale.
- Possibilité de creuser en dessous de son niveau de stationnement.

2.5. Conduite en terrain naturel.

a- Profondeur de la tranchée

$$H = h + e + D \dots \dots \dots (VIII - 1)$$

Avec :

H : Profondeur de la tranchée.

D : Diamètre de la canalisation.

h : Hauteur du remblai.

e : Epaisseur du lit de sable.

b- Largeur de la tranchée :

$$B = D + 2 * c \dots \dots \dots (VIII - 2)$$

B : Largeur de tranchée

D : Diamètre de la conduite.

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

2.5.1. Aménagement du Lit de Pose :

Le lit de pose, constitué de sable, doit avoir une épaisseur minimale de 10 cm et être régulièrement nivelé selon les altitudes définies dans le profil en long. Pour garantir la stabilité et la durabilité de l'installation, les recommandations suivantes doivent être respectées :

- En sol rocheux, il est nécessaire d'approfondir la tranchée de 15 à 20 cm pour y placer une assise en matériau fin et compacté, ou éventuellement un lit de mortier fluide.
- En sol humide, prévoir un appui drainant, réalisé avec des matériaux filtrants pour éviter l'accumulation d'eau.
- Ne jamais poser les conduites sur des cales, car elles peuvent concentrer les charges et entraîner des déformations ou fissures.
- Le fond de la tranchée doit être plat et continu, afin d'assurer un appui uniforme sur toute la longueur de la conduite.
- Pour les tuyaux à collet extérieur, un creux spécifique doit être prévu dans le lit de pose pour que les collets ne reposent pas directement sur le fond.
- Il est impératif de travailler sur un fond sec, sans présence d'eau stagnante.
- Retirer tous les obstacles comme pierres, éléments durs ou anciennes maçonneries, qui risquent de créer des appuis ponctuels indésirables.
- Lorsque cela est possible, l'appui de la conduite doit couvrir au moins un quart de sa circonférence extérieure. Ce contact augmente proportionnellement au diamètre du tuyau.

2.5.2. Mise en Place des Conduites :

L'installation des conduites s'effectue à l'aide d'engins spécialisés, tels que des "pipelayers".

2.5.3. Assemblage des Conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont constitués d'une bague armée, moulée directement sur site à l'aide d'un coffrage spécifique.

2.5.4. Essais sur les Joints et les Canalisations :

Les essais sont réalisés à l'aide d'eau, d'air, de fumée, ou d'un mélange des deux. Il s'agit d'une épreuve d'étanchéité appliquée aux conduites déjà posées au fond de la tranchée, dont la largeur est mesurée à ce niveau.

2.6. Exécution des regards :**2.6.1. Généralité :**

Les regards sont des ouvrages en général de forme carrée ou circulaire, avec des dimensions variables selon la canalisation associée. Leur profondeur dépend de leur fonction, et leur construction respecte des règles précises assurant la continuité hydraulique et l'accessibilité.

Le radier comprend une cunette façonnée selon le diamètre de la conduite, avec des banquettes inclinées de 10 %. L'épaisseur minimale du béton est de 8 cm. Les canalisations de branchement doivent respecter un dénivelé minimum et un angle de raccordement inférieur à 67°30 pour garantir un bon écoulement.

Les cheminées sont réalisées en béton armé ou en maçonnerie, et peuvent être équipées d'échelons en acier pour la descente. La dalle supérieure est renforcée pour résister aux charges selon son emplacement (chaussée ou trottoir), et les tampons permettent l'accès ainsi que l'aération du réseau.

2.6.2. Construction d'un Regard :

La construction d'un regard s'effectue selon une série d'étapes bien précises. Elle commence par le réglage du fond, suivi de la mise en place d'une couche de béton de propreté. Ensuite, on procède au ferrailage et au bétonnage du radier. Après cela, les parois sont ferrillées, coffrées puis bétonnées avant d'être décoffrées. Une fois cette phase achevée, on passe à la réalisation de la dalle supérieure en répétant les mêmes opérations : ferrailage, coffrage, bétonnage et enfin décoffrage.

3. Boîtes de Branchement :

Les boîtes de branchement seront équipées de grilles. Les branchements spécifiques doivent être intégrés au réseau via des boîtes de branchement, exécutés avec un tracé aussi rectiligne que possible et une pente minimale de 3 %. Le diamètre des canalisations doit être inférieur à celui des canalisations publiques.

4. Exécution des Déversoirs d'Orage :

Il est essentiel que les coffrages possèdent une rigidité suffisante pour supporter la pression du béton, notamment pendant le processus de vibration. Le démontage des coffrages doit s'effectuer sans endommager le béton.

5. Remblaiement et Compactage de la Tranchée :

Après la mise en place des conduites, un remblai compacté est nécessaire pour les protéger contre les charges et les dommages. Une couche d'au moins 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure est requise, avec un compactage manuel jusqu'à 75 cm. Si des engins lourds sont utilisés, cette hauteur doit être augmentée, surtout si la couverture est inférieure à 1 m. Le choix des matériaux et le niveau de compactage varient selon l'usage prévu de la surface. Il est crucial de ne pas dépasser la résistance admissible des conduites (1).

6 Choix des engins:

6.1. Découpage du revêtement existant (bitume ou béton):

La scie à sol : dotée d'un disque diamanté, est utilisée pour réaliser des coupes nettes et précises du revêtement de chaussée avant d'entamer les travaux de tranchée. Cela permet de minimiser les dommages à la chaussée en se limitant à la zone de travail. Par la suite, les débris générés par la coupe sont soigneusement évacués. (10)



Figure VIII- 1 : La scie à sol (Source : ArchiExpo 27/05/2025)

6.2. Démolition du revêtement de chaussée existant:

Brise-roche hydraulique : suite au découpage, le revêtement est démoli soit manuellement, soit à l'aide d'un brise-roche hydraulique, selon son épaisseur. Les gravats générés sont ensuite collectés et chargés dans des camions pour leur transport vers une décharge agréée.



Figure VIII- 2 : Brise-roche hydraulique (Source : ArchiExpo, 27/05/2025)

6.3. Pour l'excavation des tranchées :

L'excavation des tranchées a été effectuée à l'aide d'une pelle à chenille, un équipement de terrassement robuste et stable, idéal pour les sols meubles ou difficiles. Cet engin permet un creusement précis et en profondeur.



Figure VIII- 3 : Pelle à chenille (Source : ArchiExpo, 27/05/2025).

6.4. Remblaiement des tranchées :

Pour le remblaiement des tranchées, l'utilisation d'une chargeuse s'avère particulièrement adaptée. Elle permet un remplissage rapide et efficace grâce à sa capacité à transporter et à déposer les matériaux en vrac tout en assurant un bon rendement sur le chantier.



Figure VIII- 4 : Chargeuse (Source : ArchiExpo, 27/05/2025)

6.5. Compactage :

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur a rouleaux lisses.



Figure VIII- 5 : Compacteur (Source : ArchiExpo, 27/05/2025)

7. Devis Quantitatif Estimatif :

Pour établir un devis de projet, il est nécessaire d'évaluer l'ensemble des travaux du chantier, tant sur le plan quantitatif que financier. Cette évaluation comprend notamment les opérations suivantes:

- Travaux de remblai de la tranchée.
- Transport des terres excédentaires.
- Travaux de décapage de la tranchée.
- Fourniture et pose de lit de sable.

8. Calcul des Volumes Divers :

8.1. Découpage du revêtement existant (bitume ou béton) :

$$S_d = L * l \dots \dots \dots (VIII - 3)$$

S_d : Surface de revêtement découpée en m^2 .

L : Longueur de tranché.

l : Largeur de tranché.

8.2. Démolition du revêtement de chaussée existant :

$$V_d = L * l * e \dots \dots \dots (VIII - 4)$$

V_d : Volume de revêtement découpée en m^3 .

e : Epaisseur de revêtement.

8.3. Volume des Déblais des Tranchées V_d :

a) Forme Rectangulaire :

Le volume des déblais est déterminé par la formule suivante :

$$v_d = l * L * H_{tr}$$

$$B = D + 2 * a$$

$$H_{tr} = D + h + e$$

où :

l : largeur de la tranchée (m)

a : distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille ($a = 30$ cm).

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

e : épaisseur de la couche du lit de pose ($e = 10$ cm) ;

D : diamètre nominal de la conduite (m) ;

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

8.4. Volume Occupé par le Lit de sable V_{Ls} :

$$v_{Ls} = l * L * e \dots \dots \dots (VIII - 5)$$

où :

e : épaisseur de la couche du lit de pose (e = 0.10 m).

8.5. Volume de la Conduite V_c :

$$v_c = \frac{\pi D^2}{4} * L \dots \dots \dots (VIII - 6)$$

où :

L : longueur totale de la tranchée (m) ;

D : diamètre de la conduite (m).

8.6. Volume du remblai V_r :

$$v_r = v_d - (v_{Ls} + v_c) \dots \dots \dots (VIII - 7)$$

V_r : Volume du remblai (m^3).

V_d : Volume du déblai (m^3).

V_{Ls} : Volume du lit de sable (m^3).

V_c : Volume du conduites (m^3).

8.7. Volume excédentaire :

$$v_{ex} = v_f - v_d \dots \dots \dots (VIII - 8)$$

V_{ex} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

$$\text{Tel que:} \quad v_f = v_d * K_f \dots \dots \dots (VIII - 9)$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol ($K_f = 1,5$).

8.8. Réfection de la chaussée sur tranchée :

$$Sr = L * l \dots \dots \dots (VIII - 10)$$

S_r : Surface de réfection en m^2 .

L : Longueur de tranché.

L : Largeur de tranché.

9. Réalisation de Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VIII- 1 : Devis estimatif et quantitatif des travaux de réhabilitation du réseau d'assainissement de la localité TEFAH.

N	Désignation des travaux	unité	quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1	Découpage du revêtement existant (bitume ou béton) sur tranchée, à l'aide d'une scie adaptée, y compris évacuation des résidus	m^2	354.38	1 300.00	460694
2	Démolition du revêtement de chaussée existant (enrobé, béton ou pavé), manuellement ou mécaniquement, y compris chargement et évacuation vers décharge autorisée	m^3	3543.85	1620,81	5743907.52
3	Déblai en tranchée sur réseau existant pour remplacement de canalisation, en terrain meuble ou semi-ferme, réalisé à l'aide de moyens mécaniques.	m^3	4753.93	300	1426179
4	Fourniture et réalisation d'un lit de pose en sable calibré destiné à l'installation des canalisations.	m^3	354.38	2000	708760
5	Fourniture et pose en tranchée de canalisation en PVC rigide pour réseau d'assainissement, de diamètre :				
	300	ml	107	9500	1016500
	400	ml	359	15000	5385000
	500	ml	248	24800	6150400
	630	ml	265	40000	17840000
6	Fourniture et pose en tranchée de canalisation en béton armé ou non armé, diamètre :				
	800	ml	662	12601	8341862

	1000	ml	45	21072.7	948271.5
	1200	ml	141	27539.55	3883076.55
	1500	ml	354	39748.8	14071075.2
	1800	ml	92	58000	5336000
	2000	ml	105	89244	9370620
7	Fourniture et pose de grillage avertisseur de couleur normalisée rouge pour assainissement.	m ³	3136	800	2508800
8	Remblaiement des tranchées avec matériaux appropriés en couches successives, y compris compactage conforme aux normes en vigueur.	m ³	3096.07	300	928821
9	Chargement, transport et mise en dépôt de matériaux excédentaires non réutilisables provenant du terrassement ou du remblai, vers décharge autorisée	m ³	5544.25	600	3326550
10	Réfection complète de la chaussée sur tranchée, y compris remise en œuvre des couches de structure : GNT, grave-bitume et béton bitumineux, pour un retour à l'état initial de la voirie	m ²	3543.85	3600	12757860
				TVA(%)	19
				TTA(DA)	117563026.9

Conclusion :

Ce chapitre a établi les fondations techniques et logistiques essentielles à la réalisation efficace du projet d'assainissement. Nous avons débuté par une définition précise de l'organisation du chantier, ce qui nous a permis d'identifier les moyens matériels appropriés, y compris les engins et équipements indispensables à chaque étape des travaux.

L'analyse des volumes à réaliser, ainsi que la préparation du devis quantitatif et estimatif, ont permis d'évaluer de manière précise l'envergure du chantier et d'en déduire le coût global du projet. Cette planification minutieuse assure une gestion optimale du déroulement des travaux, tant sur le plan technique que financier.

Par conséquent, l'organisation du chantier, telle qu'elle a été élaborée, représente une étape cruciale pour garantir l'efficacité, la sécurité et la rentabilité du projet.

Conclusion

Conclusion générale :

Ce travail a permis d'étudier en profondeur le réseau d'assainissement de la localité de TEFFAH, en vue de sa réhabilitation et de son adaptation aux besoins actuels et futurs. Nous avons d'abord rassemblé les données essentielles liées à la topographie, la climatologie, la géologie et au développement démographique, constituant ainsi une base solide pour la réalisation du projet.

L'analyse du réseau existant a révélé plusieurs dysfonctionnements, nécessitant un recalcul hydraulique ainsi qu'un recalibrage adapté des collecteurs. L'utilisation de la loi de Gumbel a permis d'estimer les précipitations maximales, ce qui a rendu possible l'établissement de débits fiables pour le dimensionnement hydraulique du réseau unitaire. Le dimensionnement a été ajusté grâce à l'analyse des débits d'eaux usées et pluviales, ce qui a permis d'éviter les erreurs liées à un mauvais dimensionnement, tandis qu'une nouvelle étude de la capacité des collecteurs a conduit à la proposition d'un nouveau design intégrant des éléments clés tels que des regards, des bouches d'égout, des déversoirs d'orage et des conduites adaptées en béton armé et PVC.

Enfin, la planification logistique et technique du chantier a été soigneusement élaborée, avec la définition précise des moyens matériels, des engins nécessaires, ainsi que l'analyse des volumes et l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif. Cette organisation rigoureuse assure l'exécution correcte des travaux en assurant sécurité, performance et contrôle des dépenses.

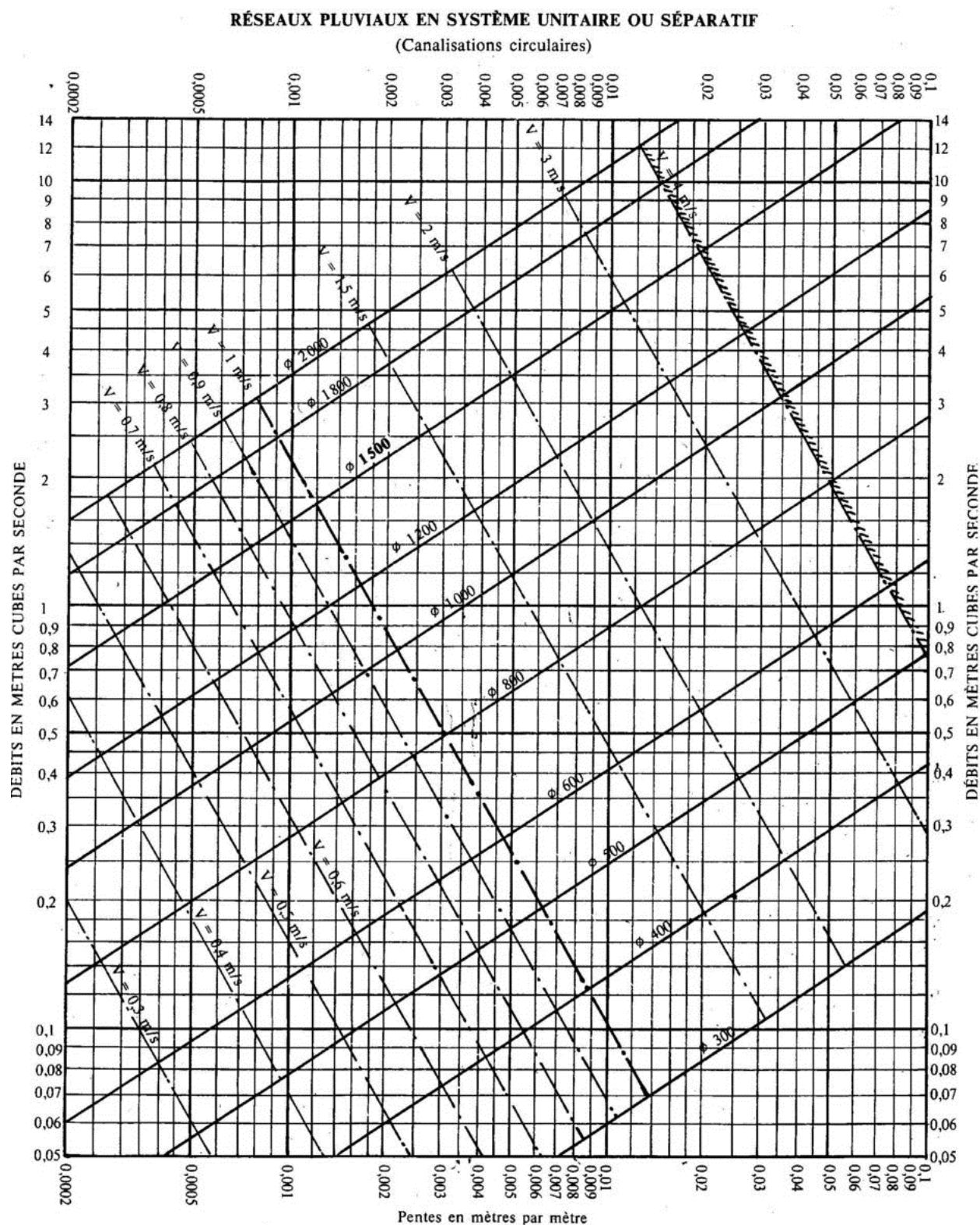
En somme, ces interventions offrent une solution globale et bien structurée pour une réhabilitation durable du réseau d'assainissement de TEFFAH, avec un impact positif sur la santé publique et l'environnement, tout en assurant la durabilité des ouvrages.

Référence Bibliographique :

1. SALAH BOUALAM 2014 « polycopié d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
2. BOUNADER. E, 1998 « Thèse pour obtenir le grade de Docteur, Conduit de diagnostic, et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines, Formation doctorale : conception en bâtiment, et techniques urbaines », Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
3. TOUAIBIA, B, 2004 « Manuel pratique d'hydrologie » ENSH.
4. », Mautrice Satin et Béchir Selmi « Guide technique d'assainissement 3eme édition ».
5. REGIS, B, 1984 « les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris.
6. Limmoud « Cours assainissement_1 ».
7. DERNOUNI.F 2004 « Cours d'assainissement », ENSH.
8. Telaidjia, s. d..
9. NONCLERCO. P. « Le calcul statique des collecteurs urbains, 3eme partie ».
10. Wikipédia « L'encyclopédie libre ».

Annexe

Annexe 01 : Abaque (1) de dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.



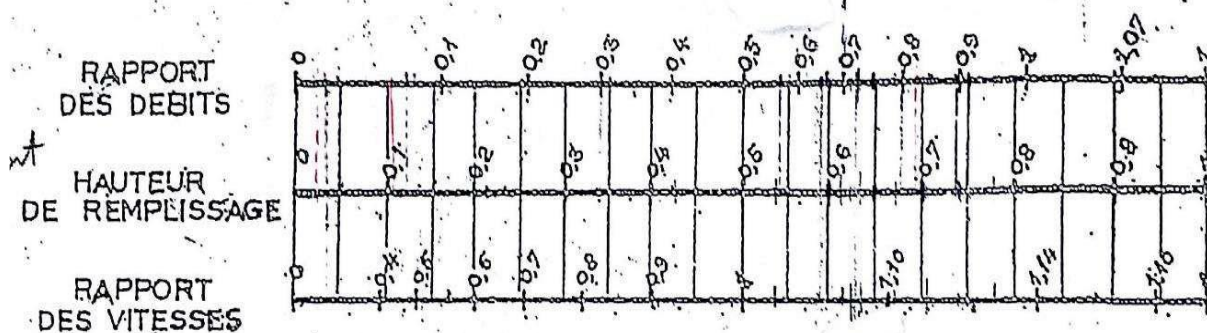
Nota. — La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($V = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

Annexe 02: Abaque (2) de variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de Remplissage (d'après la formule de Bazin)

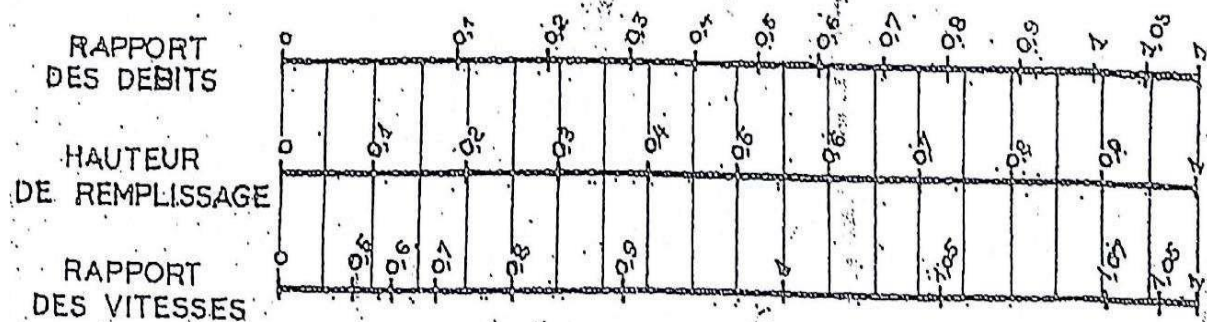
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Annexe 03 : Fiche technique des conduite PVC PN6

Tubes PN6						
CODE	Désignation du tube PVC	Diamètre extérieur nominal Φ (mm)	Epaisseur nominale (mm)	Prix (HT)	Etat du stock	Date de mise à jour
Ø 63.6	tube en PVC Ø 63 PN6	63	1.90	500.00 DA	disponible	2019-01-15
Ø 80.6	tube en PVC Ø 80 PN6	80	0.00	780.00 DA	disponible	
Ø 90.6	tube en PVC Ø 90 PN6	90	2.70	850.00 DA	disponible	
Ø 110.6	tube en PVC Ø 110 PN6	110	3.20	1150.00 DA	disponible	
Ø 125.6	tube en PVC Ø 125 PN6	125	3.70	1650.00 DA	disponible	
Ø 160.6	tube en PVC Ø 160 PN6	160	4.70	2500.00 DA	disponible	
Ø 200.6	tube en PVC Ø 200 PN6	200	5.90	3600.00 DA	disponible	
2506J	Tube en PVC DN 250 PN6 à joint	250	7.00	6200.00 DA	disponible	
Ø 250.6	tube en PVC Ø 250 PN6	250	7.30	6000.00 DA	disponible	
3156J	tube en PVC Ø 315 PN6 à joint	315	6.50	9500.00 DA	disponible	
Ø 315.6	Tube en PVC Ø 315 PN6	315	7.00	9500.00 DA	disponible	
4006	Tube PVC diamètre 400 PN6	400	9.00	15000.00 DA	disponible	
4006J	Tube en PVC DN 400 PN6 à joint	400	11.00	15500.00 DA	disponible	
5006	Tube PVC diamètre 500 PN6 à joint	500	12.00	24800.00 DA	disponible	
6306	Tube PVC diamètre 630 PN6 à joint	630	15.00	40000.00 DA	disponible	

Annexe 04 : Fiche technique des canalisations hydraulique en beton armé

TARIFICATION H.T



الجزائرية لخدمات الهيدروليكية
ALGÉRIENNE DES CANALISATIONS HYDRAULIQUES

CANALISATION HYDRAULIQUE EN BETON ARME

Diamètre (mm)	Classe	Prix Unit	Prix ml
300	60A	5 482,40	2 192,96
	90A	5 805,80	2 322,32
	135A	5 949,90	2 379,96
400	60A	7 302,32	2 920,93
	90A	8 026,30	3 210,52
	135A	8 088,30	3 235,32
500	60A	8 250,00	3 300,00
	90A	8 400,00	3 360,00
	135A	8 800,00	3 520,00
600	60A	8 400,00	3 360,00
	90A	9 624,80	3 849,92
	135A	9 909,11	3 963,64
800	60A	10 694,00	4 277,60
	90A	11 930,00	4 772,00
	135A	12 601,00	5 040,40
1000	60A	16 414,80	6 565,92
	90A	17 171,20	6 868,48
	135A	21 072,70	8 429,08
1200	60A	23 464,35	9 385,74
	90A	25 100,19	10 040,08
	135A	27 539,55	11 015,82
1500	60A	32 570,88	13 028,35
	90A	36 223,68	14 489,47
	135A	39 748,80	15 899,52
2000	60A	67 655,00	27 062,00
	90A	75 273,00	30 109,20
	135A	89 244,00	35 697,60

- Unité de Boudouaou: Longueur de tous les diamètres est 2,5m.
- Unité d'Ain Defla: du Ø 300 au Ø 1000 la longueur des buses est de 2,4m.
- Les joints sont compris dans les tarifs indiqués.
- La patte lubrifiante de l'emboîtement est livré a titre gratuit.
- Les prix DALOTS en béton armé dependent des données techniques fournis par le client.

Crochet de levage	MT en HT	MT en TTC
Crochet 1t3	14 252,82	16 675,80
Crochet 2t5	17 607,52	20 600,80
Crochet 5t	22 804,54	26 681,31
Crochet 10t	44 878,90	52 508,31

ALCAHYD OUEST:
Z.I d'Ain Defla lot N°38-39, Wilaya d'Ain Defla
Fax: +213 (0)27 59 14 19
E-mail: alcahyd@alcahyd.com

www.alcahyd.com

ALCAHYD CENTRE
Route de Kharouba Boudouaou W. Bourmerdes
Tél.: +213 (0)24 84 28 43 - Fax: +213 (0)24 84 29 31
Commercial: Tél/Fax: 024 84 25 54