



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT
DE LA COMMUNE DE TRIFAOUI
(W. EL'OUED)**

Présenté par :

BELGHAOUTI Amel

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS CHARIFA Salima	M.C.B	Examineur
NACER Tarek	M.C.B	Examineur
SALAH Boualem	Professeur	Promoteur

Session: Novembre 2021

Dédicace

Je dédie ce travail...

A ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui.

Particulièrement à mes très chers parents que je ne pourrais jamais assez les remercier car leur amour, leur affection, leur bienveillance, et leur présence à mes côtés sont la source Dema force.

Papa, merci pour ton amour, merci d'avoir été toujours là pour moi et pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont il a fait preuve pour que je réussisse.

Maman, merci pour ta patience, ton soutien, ta disponibilités et ton encouragements, que dieu vous protège et vous garde.

A mes très chères sœurs *NADIA*, *Mokhtaria* et *Lamia*, la prunelle de mes yeux, les plus belles, adorables, formidables sœurs, je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, vous protège et vous aide à atteindre tous vos objectifs.

Une spéciale dédicace à *ma grande famille*.

A tous mes amis (es) surtout mes amies intime *NOUSAIBA*, *AMIRA*, *chahrazad* merci pour vos partages ,vos aides, vos encouragements, et votre présence dans les moments difficiles, Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.

Qu'ALLAH vous garde pour moi

Amel

Remerciement :

Tout d'abord je remercie Allah le tout puissant de m'avoir donné cette ambition, force, volonté et courage pour réaliser ce modeste travail qui a été fait avec amour, passion et honnêteté

Ensuite je tiens à remercier mes chers parents, qui se sont donné cœurs et âmes pour que je réussisse, qui m'ont aidé moralement et financièrement, et qui m'ont toujours encouragé à donner le meilleur de moi-même.

Je voudrais exprimer mes sincères remerciements à l'encadreur : Mr salah .B pour sa disponibilité permanente, ses commentaires et bien sûr ses Critiques constructives ainsi qu'à l'ensemble des enseignants de l'E.N.S.H qui ont assuré ma formation

Je n'oublie pas de remercier aussi Ingénieur BOUROUINA HICHAME

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

Ainsi que toutes mes gratitudees à l'ensemble des enseignants de l'ENSH qui m'ont éclairé, orienté et aidé durant toute ma formation.

A.BELGHAOUTI

ملخص

تهدف هذه المذكرة أساسا لتصميم شبكة الصرف الصحي بالنسبة لمدينة طريفواوي (ولاية الوادي) في إطار إنشاء مدينة مثالية لبيئة سليمة، اخترنا نظام مشترك لتصريف مياه الأمطار و مياه الصرف الصحي نحو محطة المعالجة.

فبعدما جمعنا كامل المعطيات اللازمة لتحقيق هذا المشروع، قمنا بتقدير حجم تدفقات المياه الواجب صرفها ثم حساب الأبعاد و تنفيذ مخطط الشبكة. إضافة إلى تقييم المشروع من الناحية الاقتصادية وذلك بتقدير التكلفة الإجمالية.

الكلمات المفتاحية: مدينة طريفواوي – شبكة الصرف الصحي – نظام تصريف المياه

Résume

L'agglomération de TRIFAOUÏ se situant dans la wilaya de d'El Oued est dotée actuellement d'un système d'évacuation vétuste , ne répondant pas aux normes d'évacuation hydrauliquement notamment dans le futur.

Notre objectif consiste d'abord à analyser la situation hydraulique de ce système à la base des données et faire un calcul de base . Par la suite , nous proposons un schéma directeur de type unitaire , avec un dimensionnement adéquat afin d'assurer un bon fonctionnement d'évacuation des effluents hors agglomération.

Mots clés : TRIFAOUÏ - Type unitaire- effluents – évacuation .

Abstract

The agglomeration of TRIFAOUÏ located in the wilaya of El Oued is currently equipped with an outdated drainage system, which does not meet the standards of hydraulic drainage especially in the future.

Our objective is first to analyze the hydraulic situation of this system on the basis of data and make a basic calculation. Then, we propose a master plan of unitary type, with an adequate dimensioning in order to ensure a good operation of evacuation of the effluents out of agglomeration.

Keywords: TRIFAOUÏ - unitary type- the effluents- evacuation .

Sommaire

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	2
I.1.Situation géographique de l'agglomération de la commune TRIFAOUI	2
I.2.Situation topographique	3
I.3.Situation géologique.....	4
I.4.Sismicité.....	4
I.5.Situation climatique.....	5
I.6.Situation démographique.....	8
I.7.Situation hydraulique.....	9
I.7.1.Alimentation en eau potable	9
I.7.2.Assainissement.....	9
CONCLUSION	9

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction	11
II.1.Généralités	11
II.1.1.Les averses.....	11
II.1.2.Choix de la période de retour	11
II.1.3.Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	12
II.2.Détermination de l'intensité moyenne de précipitation.....	12

II.2.1.La série des données pluviométriques	12
II.2.2.Les caractéristiques empiriques de la série	14
II.3. Ajustement de la série	15
II.3.1.Ajustement à la loi de GEV.....	15
II.3.2.Loi de GALTON (log normal)	17
II.4. Choix de la loi d’ajustement	19
II.5. Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	20
Conclusion.....	24

Chapitre III :Calcul de base

Introduction.....	26
III.1 Situation démographique.....	26
III.2.Définition d’un système d’évacuation.....	27
III.2.1.Système unitaire.....	27
III.2.2.Système séparatif.....	28
III.2.3.Système pseudo- séparatif.....	29
III.2.4.Système mixte	30
III.2.5.Système composite	30
III.2.6. Le choix du système d’assainissement	33
III.2.7. Choix du système d’évacuation.....	33
III.3.Définition d’un schéma d’évacuation.....	34
III.3.1.Le choix du schéma d’évacuation	34
III.3.2.Schéma par déplacement latéral	34
III.4.Découpage de l’aire d’étude en sous bassins.....	35
III.5.Le coefficient de ruissellement	36
III.5.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement	36
III.5.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire.....	39

III.6. Calcul de la population pour chaque surface élémentaire	39
III.7. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total	40
III.8. Calcul de la densité partielle	40
III.9. Calcul du nombre d'habitants de chaque surface élémentaire	41
Conclusion.....	42

Chapitre IV : Estimation des débits à évacuer

Introduction	44
IV.1. Origine et nature des eaux à évacuer	44
IV.1.1. Les eaux usées.....	44
IV.1.2. Les eaux usées domestiques	44
IV.1.3. Les eaux usées des services publics	45
IV.1.4. Les eaux usées industrielles.....	45
IV.1.5. Les eaux pluviales	45
IV.2. Estimation des débits des eaux usées	46
IV.2.1. Débits des eaux usées domestiques.....	46
IV.2.2. Débits des eaux usées des établissements publics.....	46
IV.2.3. Débit de pointe.....	47
IV.2.4. Débits totaux des eaux usées à évacuer.....	50
IV.3. Estimation des débits des eaux pluviales	50
IV.3.1. La méthode rationnelle.....	51
IV.3.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité.....	51
IV.3.1.2. Validité de la méthode rationnelle.....	52
IV.3.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle.....	52
IV.3.1.3. Temps de concentration.....	52
IV.3.1.4. Critique de la méthode rationnelle.....	52
IV.3.1.5. Choix de la méthode.....	53

IV.3.2.Calcul des débits pluviaux.....	54
IV.4.Calcul des débits total.....	55
Conclusion.....	56

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Introduction	58
V.1. Principe de conception d'un réseau d'assainissement.....	58
V.2.Mode de dimensionnement des canalisations	59
V.2.1. Base de calcul	59
V.2.2. Formule de Manning-Strickler	59
V.2.3. Formule de Bazin	61
V.2.4.Les abaques de Bazin.....	62
V.2.5.Conditions d'auto curage	63
V.3.Normes d'écoulement et d'implantation	63
V.3.1.Canalisations	63
V.3.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	64
V.4.Commentaire sur les résultats du calcul hydraulique.....	88
Conclusion.....	88

Chapitre V: les éléments du réseaux d'égout

Introduction.....	89
VI .1. Ouvrages Principaux.....	89
VI .1. 1 Les canalisations	89
VI .1. 2. Critères du choix de conduite.....	90
VI .1. 3. Types de matériaux.....	91
a. Conduite en fonte.....	91
b. Conduite en matière plastique.....	91
c. Conduite en béton armé	91
VI .1. 4. Les essais de conduites préfabriqués.....	92

a. Essai à l'écrasement	92
b. Essai d'étanchéité	92
c. Essai de corrosion (chimique)	93
VI .1.5. Pose de canalisation.....	93
A. Les conditions de pose	93
B. Les modes de pose	93
VI .2. Les ouvrages annexes.....	95
VI .2. 1. Les ouvrages normaux.....	95
VI .2. 1.1. Les branchements particuliers.....	95
VI .2. 1.2. Les bouches d'égout.....	95
VI .2. 1.3. les caniveaux	96
VI .2. 1.4 Ouvrages d'accès au réseau (les regards)	96
VI .2. 2. Les ouvrages spéciaux.....	97
VI.2.2.1. Les déversoirs d'orage.....	97
A - Emplacement des déversoirs d'orage.....	99
B- Les types des déversoirs.....	99
C -Dimensionnement des déversoirs d'orage.....	100
Conclusion.....	103

Chapitre VII :Organisation de chantier

Introduction.....	105
VII-1- Les actions reçues par les conduites.....	105
VII.2.Les étapes de réalisation du projet	105
VII.2.1 Exécution des travaux.....	105
VII.2. 2. Manutention et stockage des conduites.....	106
A. Manutention	106
B. Stockage	106
C. Décapage de la terre végétale.....	107
D. Exécution des tranchées et des fouilles des regards.....	107
E. Aménagement du lit de sable.....	107
F. Emplacement des piquets.....	107
G. Pose des canalisations.....	107

H. Assemblage des canalisations.....	108
I. Essai d'étanchéité.....	108
J. Exécution des regards.....	108
K. Réalisation des branchements.....	109
L. Remblayage et compactage.....	109
VII.3 Planification des travaux	111
VII.3 .1 .Technique de la planification (différents réseaux de planification)	111
VII.3.2. Construction du réseau.....	112
VII.3.3. Méthode du chemin critique.....	112
VII.3.4. Les étapes de la planification.....	113
VII.3.5. Symboles des différentes opérations	114
VII.4. Devis quantitatif estimatif du projet.....	117
VII.4.1. Détermination des différents volumes des travaux.....	117
Conclusion.....	122

Conclusion générale

Références bibliographiques

Annexe

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I-1 : Répartition moyenne mensuelle des températures en (°C).....	5
Tableau I-2 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations en mm.....	6
Tableau I-3 : Humidités relative moyennes mensuelles.....	6
Tableau I-4: Les valeurs moyennes mensuelles de vitesse du vent.....	7
Tableau I-5 : L'évapotranspiration potentielle mensuelle.....	7

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique de Guemar.....	13
Tableau II-2 : La série pluviométrique (station d El oued) 1990-2020.....	13
Tableau II-3 : Caractéristiques de l'échantillon.	15
Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi de GEV (Hyfran)	16
Tableau II-5:Les calculs par logiciel logicielle HYFRAN (loi de Log normale).	18
Tableau II-6: Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités.....	21

Chapitre III :Calcul de base

Tableau III-1 : Les données relatives à la population.....	27
Tableau III-2: Les avantages et les inconvénients des systèmes fondamentaux.....	30
Tableau III-3: Découpage en sous bassins.....	36
Tableau III-4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol.....	37
Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	38
Tableau III-6: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	38

Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces.....	39
--	----

Tableau III-8: Calcul de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitants de chaque sous bassin.....	41
---	----

Chapitre IV :Estimation des débits à évacuer

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin.....	48
--	----

Tableau IV-2: Débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin.....	48
--	----

Tableau IV -3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire.....	50
---	----

Tableau IV-4 : Débits pluviaux pour chaque surface élémentaire.....	54
---	----

Tableau IV-5: débit total de chaque sous bassin à évacuer.....	55
--	----

Chapitre V : Dimensionnement du réseau d'assainissement

Tableau V-1: Calculs du réseau projeté (collecteur principale et secondaire)	65
--	----

Chapitre VII :Organisation de chantier

Tableau VII-1 : Détermination des délais.....	115
---	-----

Tableau VII -2 : Volumes de travaux.....	119
--	-----

Tableau VII-3 : Devis quantitatif et estimatif du projet.....	119
---	-----

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I-1 : Situation de la commune de TRIFAOUI.....	3
Figure I.2 : situation topographique de la zone d'étude.....	3
Figure I-3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	4

Chapitre II : Etude hydrologique

Figure II-1 : Ajustement graphique à la loi GEV.....	17
Figure II-2: Ajustement graphique à la loi log normal.	19
Figure II-3: Courbe intensité-durée-fréquence.....	22

Chapitre III : Calcul de base

Figure III-1: schéma représentatif des branchements dans le système unitaire.....	28
Figure III-2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif.....	29
Figure III-3 : schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif.....	30
Figure III-4 : Schéma par déplacement latéral.....	35

Chapitre V: les éléments du réseau d'égout

Figure VI-1 Schéma de canalisation ovoïde.....	90
Figure VI-2 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	94
Figure VI-3: Pose de canalisation sur un mauvais terrain.....	94
Figure VI-4 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais.....	94
Figure VI-5: Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.....	96
Figure VI-6 : Exemple d'un regard simple.....	97
Figure VI-7: Schéma de principe du déversoir d'orage.....	98

Figure VI-8 : Déversoir classique à seuil latéral.....100

Chapitre VII :Organisation de chantier

Figure VII-1 : Pose du lit de sable.....107

Liste des planches

Planche N°01 : Plan de masse avec levé topographique de l'agglomération de TRIFAOUI.

Planche N°02 : Tracé du réseau projeté d'assainissement de l'agglomération de TRIFAOUI.

Planche N°03 : Profil en long du collecteurs principales.

Planche N°04 : Les ouvrages annexes.

INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement étant une étape du cycle de l'eau, figure une spécialité de grande importance qu'elle assure la protection de la santé publique d'une part et celle de l'environnement d'autre part car il englobe les eaux usées et les eaux pluviales, leur évacuation, transport ainsi que leur épuration. Pour cela, plusieurs projets sont étudiés et mis en œuvre concernant les agglomérations, les villes et villages dans tout coin du monde car avoir un bon réseau d'assainissement est égal au rétrécissement du danger

L'Assainissement des agglomérations a pour but :

- De collecter et d'évacuer les eaux usées et pluviales en évitant les risques d'inondation
- D'assurer leur rejet dans le milieu récepteur après un traitement compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces deux objectifs nécessitent un entretien efficace des systèmes de collecte et de traitement et leur maintien en état, y compris l'évacuation « sans danger » des différents déchets qu'ils génèrent (produits de curage ; matières de vidange ; refus de dégrillage ; graisses ; sables ; boues ; etc....).

Suite à cette ultime urgence, nous avons étudié le schéma directeur du réseau d'assainissement de l'agglomération de TRIFAOUI et proposé une solution adéquate qui répond à l'appel et cela par la mise en œuvre d'un réseau de collecte des eaux usées et pluviales selon des critères technico-économiques tout en respectant la nature du terrain et les domaines privés des citoyens.

Ce présent projet illustre une des solutions possibles pour gérer les eaux usées de cette agglomération et cela par la pose des collecteurs principaux et secondaires qui transporteront les rejets hors agglomération vers un autre collecteur.

CHAPITRE I

Présentation de l'agglomération

Introduction

La présentation de l'agglomération est une phase très importante, pour cela la collecte des données doit être menée avec prudence. Dans un projet d'assainissement les caractéristiques de la ville sont à prendre en considération parce qu'elles représentent un facteur déterminant et décisif dans le choix de la variation à élaborer (relief, climat, structure d'agglomération, ...). C'est pour cela que pour la bonne exécution des travaux et le bon fonctionnement du système d'évacuation une opération de recherche et de collecte des données dans différents exécutifs et administrations devance les autres phrases du travail à élaborer.

I.1.Situation géographique de l'agglomération de la commune de TRIFAOUI

La commune de TRIFAOUI est située à l'Est du chef-lieu de la Wilaya d'El Oued dont elle est éloignée d'environ 09 km, comme elle est située au Sud du chef lieu de la Daïra de Hassi Khalifa et dont elle est éloignée d'environ 20 km. Cette commune s'étend sur une superficie estimée à 474 km², elle est limitée :

- au Nord : par la commune de HASSI KHALIFA et celle de Dbila
- au Nord Ouest : par la commune de HASSANI ABDELKRIM
- au Sud : par la commune de BAYADHA
- au Sud Est : la commune de Douar El Maa
- à l'Est : par la commune de Taleb El Arbi
- et à l'Ouest : par la commune d'El Oued

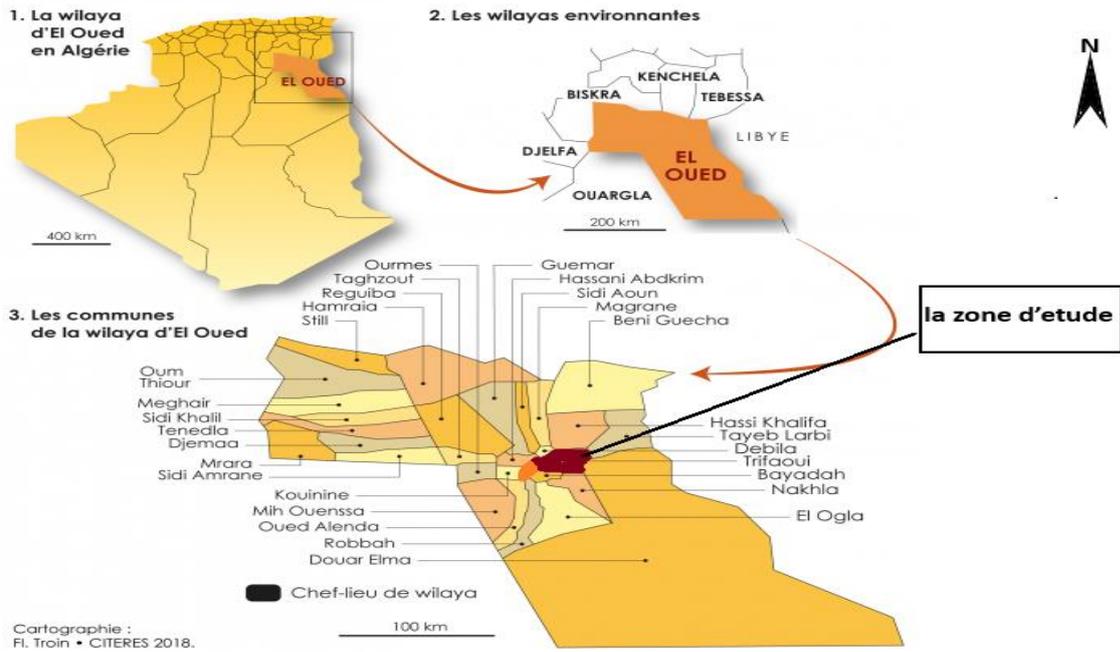
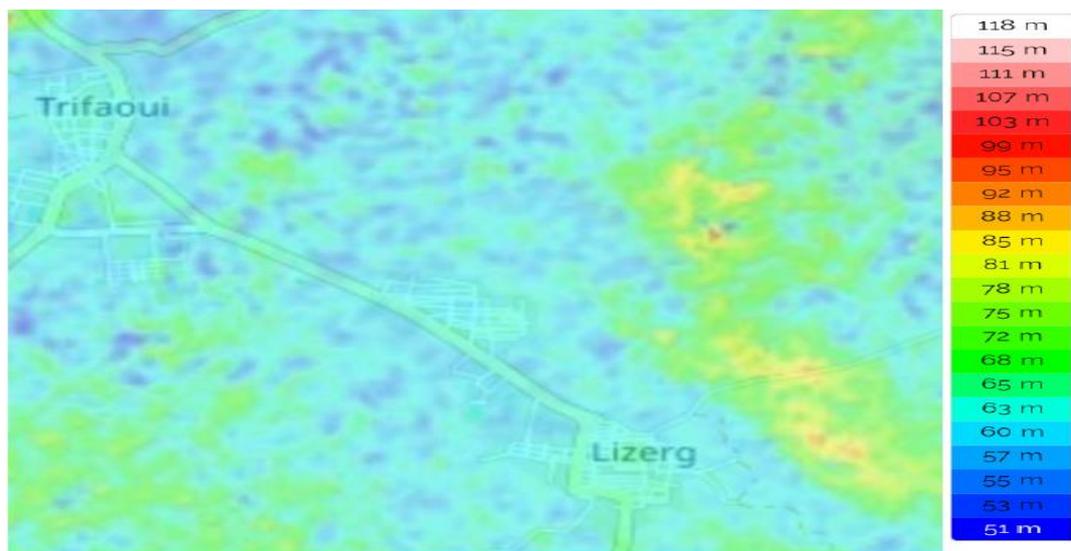


Figure I-1 : Situation de la commune de TRIFAOUI

I.2.Situation topographique

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitaire ment. La pente du terrain est faible, L'altitude varie de 63m à 85m



topographic-map.com

Figure I.2 : Modèle numérique du terrain

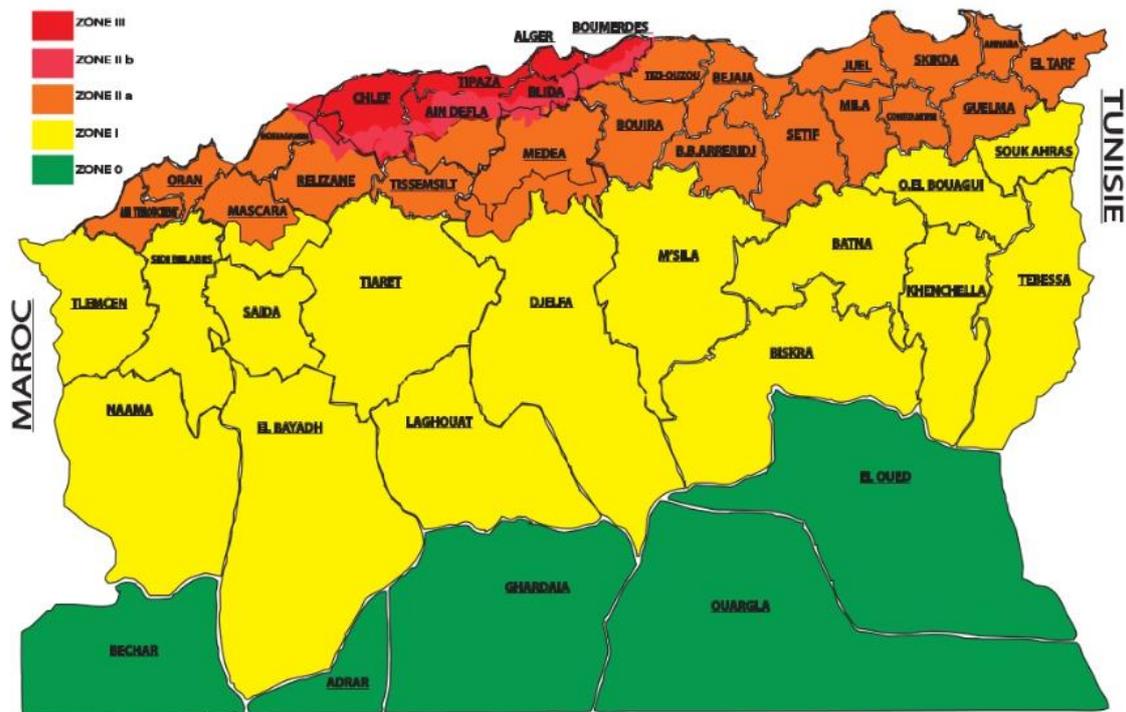
I.3.Situation géologique

La commune de TRIFAOUÏ se trouve dans la partie du grand Erg Oriental, qui caractérise par un ensemble de dunes de sable d'origine Continental et d'âge quaternaire. Ces dunes sont déposées longitudinalement portant la dénomination du (SIF) dépassant parfois (100 m) de hauteur par rapport au niveau de la mer. L'étude du type de sol (les couches de terre) et sa composition sont très importantes

Le SIF : est les grands Ouyats des sableux en Souf, dans la construction du réseau d'assainissement. Le type de sol de la commune étudiée est du sable

I.4.Sismicité

Selon le degré des intensités maximales observées dans la wilaya d'El Oued sur l'échelle MERCALI; la commune de TRIFAOUÏ est considérée parmi les régions sismiques qui présentent une intensité sismique très faible. (PDAU : plan directeur d'aménagement et urbanisme



Source : Centre National de Recherche Appliquée en Genie Parasismique

Figure I-3 : Carte de zonage sismique de l'Algérie

I.5.Situation climatique

L'étude de la climatologie est très importante car la connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air, le vent des jours de sirocco (chihilli) et de gèle, nous permettent de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages . Le climat est de type saharien et désertique et se caractérise par des variations très importantes de température et les précipitations sont très faibles. La moyenne pluviométrique annuelle varie entre 70 mm et 80 mm. Les températures sont très élevées en été (50°C) et peuvent descendre jusqu'à 3°C en hiver. Les données pluviométriques, (de la température, de l'humidité, de l'évaporation etc.....) ont été observées par l'Office National de la Météorologie (O.N.M) et enregistrées à la station climatologique de Guemar de Oued Souf, dont ses coordonnées sont:

Code A.N.R.H: 13 04 15.

_ Altitude: 62 m.

_ Longitude: 06°46'E.

_ Latitude: 33°30 ' N.

✓ **Température**

La distribution de la température durant l'année est présentée dans le Tableau I-1

Tableau I-1 : Répartition moyenne mensuelle des températures en (°C)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
T (°C)	29	24.1	16.07	11.3	10.37	12.7	17.71	21.8	27.1	31.4	34.4	33.8

SOURCE ONM(1978_2016)

Le tableau de la variation moyenne mensuelle montre une période froide qui s'étale du mois de Novembre au mois d'Avril avec un minimum durant le mois de Janvier (10.37°C), alors que la période chaude commence à partir du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre avec un maximum de température relevé pendant le mois de Juillet (34.4 °C)

✓ Pluviométrie

L'étude de la pluviométrie présente un intérêt considérable dans l'hydro climatologie qui permet de faire une description des régimes pluviométriques d'une part et d'analyser l'écoulement d'autre part. La lame d'eau globale tombée, a une influence sur la variation des niveaux d'eau souterraine à travers la zone d'étude. D'après le bureau national de météorologie de la station de Guemar, la région d'ELOUED est caractérisée par une pluviométrie soumise à des variations mensuelle et annuelle irrégulières. Les évaluations moyennes mensuelles interannuelles des précipitations d'une durée d'observation de 40 ans (1978-2015) sont résumées dans le tableau 1-2 :

Tableau I-2 : Répartition moyenne mensuelle des précipitations en mm

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Annuelle
P (mm)	5.19	7.51	11.1	10.96	18.74	1.28	2.68	5.63	4.51	0.62	0.22	3.71	72.15

Source: ONM (1978-2015)

✓ Humidité

L'humidité est un état de qui climat se représente le pourcentage de la vapeur d'eau qui se trouve à l'atmosphère.

Tableau I-3 : Humidités relative moyennes mensuelles

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne annuel
Humidité (%)	65.7	56.2	50	44	39.2	34.9	32.2	35.3	46.1	54.1	61	67.7	48.9

Source :ONM (1978-2015)

✓ Le vent

Les vents sont fréquents, les plus violents se situent au printemps. La direction dominante est Nord- Est, à l'exception des mois d'hivers dont la direction est Sud Ouest. Le sirocco (Chihili) présente le vent caractérisant la saison d'été souffle fréquemment dans la région, prenant un sens Sud-Nord et jeter des courants d'air chaud parfois accompagnés des vagues de sable. Il

faut aussi parler des vents de sable qui ont leurs saisons de prédilection entre Février et Avril (durant le printemps), mais heureusement, les véritables tempêtes restent très rares. La vitesse moyenne des vents enregistrée pour la période de (1999-2011) est reportée sur le tableau N°I.04. On remarque qu'au printemps les vents sont les plus forts dominés par le vent d'Est communément appelé "El- Bahri". Ce dernier souffle principalement pendant la période qui s'étale d'Avril à Juillet. En été, il apporte de la fraîcheur, mais il est peu apprécié au printemps car il donne naissance au vent de sable

Tableau I-4: Les valeurs moyennes mensuelles des vitesses du vent

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O	Moyenne annuelle
Vitesse Du Vent (m/s)	4.03	3.83	3.53	3.05	3.03	2.33	2.06	2.29	2.08	2.55	3.38	4.06	3.01

SOURCE O.N.M 1999-2011

✓ Evaporation

L'évaporation est le passage de l'eau liquide à la vapeur , est une transformation qui consomme de l'énergie . La façon dont la vapeur d'eau dans l'atmosphère a été l'objet depuis Dalton de nombreuses études . Dans notre zone d'étude, la moyenne annuelle est de 47,40 mm. Le maximum est atteint en période de mois de juin avec une moyenne de 67,7 mm. Les minimums sont enregistrés durant le mois de janvier (31 mm).

Tableau I-5 : L'évapotranspiration potentielle mensuelle

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	O
Moyenne(mm)	46.1	54.1	61	67.7	65.7	56.2	50	44	39.2	34.9	32.2	35.3

I.6.Situation démographique

Selon les statistiques de la commune de TRIFAOUI en 2016, la population pour cette commune est de 9125 habitants , avec un accroissement de 2.7%.

La commune est située à l'Est de la ville d'El Oued et couvrant trois (03) agglomération, à savoir :

- Trifaoui (Agglomération chef-lieu) ;
- Khobna (Agglomération secondaire) ;
- Lizerg (Agglomération secondaire).

Années	2016
Trifaoui	2995 hab.
Khobna	2134hab.
Lizerg	3996 hab.
Population totale	9125hab.

I.7.Situation hydraulique

I.7.1.Alimentation en eau potable

La commune de TRIFAOUÏ dispose d'une série de château d'eaux alimentés par des forages locaux, ces réservoirs desservent les agglomérations urbaines et leur différents équipements de la commune à travers des réseaux de canalisation de divers diamètres ($\varnothing 160$, $\varnothing 110$, $\varnothing 90$ et $\varnothing 63$) de type PVC et PEHD sur un linéaire total estimé à 14950ml.

I.7.2.Assainissement

La commune de TRIFAOUÏ ne dispose d'aucun réseaux d'assainissement, les habitants utilisent un système individuel de fosses septiques.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons parlé sur les points essentiels de la zone d'étude . Ces données concernent notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie ainsi que la situation hydraulique.

Les données ainsi récupérées peuvent nous aider à concevoir et à dimensionner un nouveau réseau d'évacuation pour la dite commune.

CHAPITRE II

Etude hydrologique

Introduction

D'une façon générale, L'hydrologie peut se définir comme la science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature, plus précisément les échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol. Elle s'intéresse aussi à l'estimation de ses différents flux.

Pour la conception des systèmes d'assainissement, l'étude hydrologique est un volet important dont le but est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des pluies extrêmes et des averses et le choix de la période de retour, afin de protéger le réseau contre les risques des fortes crues.

II.1.Généralités

Dans ce contexte, il y a lieu de définir certains paramètres qui sont les suivants

II.1.1.Les averses

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée, dont cette dernière peut varier d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi un système de drainage efficace.

Les averses les plus dangereuses sont les orages car elles sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit et généralement très chargé.

II.1.2.Choix de la période de retour

Par définition la probabilité est le rapport du nombre d'événements favorables au nombre total d'événements. Souvent à un événement est associée une durée. La fréquence peut alors se définir également comme étant le nombre d'événement favorables sur le nombre total de durées. On définit alors la période de retour T au temps de récurrence (exprimée en années) comme l'inverse de la fréquence au non-dépassement F . C'est le délai statistique au-delà duquel les débits résultants de la pluie seront plus importants que les débits calculés. C'est à dire que le réseau d'évacuation sera insuffisant pour une période statistique plus importante que la période choisie pour les calculs.

Valeurs reconnues sont 1, 2, 5, 10, 20, 50 et 100 ans. On admet généralement pour les projets d'assainissement une pluie décennale (une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans). Le choix d'une période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau

d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

II.1.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir des données spécifiques.

C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base, la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit :

$$i_m = h/t$$

i_m : Intensité moyenne maximale exprimée en mm/h

h : Hauteur de pluie tombée pendant la durée t

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster l'échantillon de données.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation

II.2. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation

II.2.1. La série des données pluviométriques

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre

La station pluviométrique de **Guemar** est prise comme station de référence, ses caractéristiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-1: Identification de la station pluviométrique de Guemar:

Nom	Code	Coordonnées		Période d'observation
Guemar	130415	X (Est)	06°46'57''	1990-2020 (31 ans)
		Y (Nord)	33°30'47''	
		Z (m)	62	

Source : ANRH Alger (2020)

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 31 ans allant de 1990/1991 jusqu'à 2019/2020. Les données de la série sont présentées dans le tableau suivant

(Tableau II-2) :

Tableau II-2 : La série pluviométrique (station d El oued) 1990-2020

	sep	oct	Nov	Dec	jan	fev	mars	avril	mai	juin	jui	aout	Pjmax
1990	2	2	30,5	26	72	0	4	14,1	80,8	0	2	15,1	80,8
1991	10	13,6	6,3	5,5	0,5	2	25,9	8,4	4	1,5	0	2	25,9
1992	0	0	19,9	7	25,1	2	28,1	32	0,3	0	6	0	32
1993	1	12,1	8	6	0	25,9	6	0	3	0	0	0	25,9
1994	78,6	19,6	0	0	2	0	19,1	5,5	1	0	0	2	78,6
1995	57,2	14,1	4,5	5,5	8	0	2	0	0	0	0	3,5	57,2
1996	16,1	0	0	1	81,8	37,3	36	0	6	0,3	1	5,1	81,8
1997	178,1	5	13	24,1	0	0	0	23,1	0	0	2	0,5	178,1
1998	9	43	4	0	2	13,1	2,5	10,1	0	86	0	0	86
1999	0	0	47,4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47,4
2000	0	8,6	0	0	0	0,6	6,8	0	27	0	0	0	27
2001	1,1	0,8	0,8	39,8	35,4	0	3	0	2	0	0	0	39,8
2002	0	2	4	0	3	0	0	0	6	0	0	7	7
2003	9	19	5	17	17	5	0	76	4	0	0	0	76
2004	0	20	72	11	31	0	7	5	0	1	0	0	72
2005	19	0	2	3	0	2	2	0	0	6	0	1	19
2006	11	2	4	16	52	5	0	6	0	0	0	25	52

2007	0	3	0	18	0	0	5	24	0	0	0	2	24
2008	0	16	0	12	2	0	0	0	0	0	0	0	16
2009	32	1	0	0	106	0	39	7	7	0	0	0	106
2010	4	8	6	0	14	2	0	9	0	5	0	0	14
2011	0	4	0	0	0	1	9	9	3	0	2	0	9
2012	4	1	0	0	4	0	2	11	0	0	0	0	11
2013	0	0	11	7	0	0	0	0	0	0	0	1	11
2014	1	0	7	0	6	0	9	0	0	0	0	0	9
2015	1	0	0	0	0	40	4	0	0	0	0	5	40
2016	25	1	0	0	0	0	4	2	0	0	0	0	25
2017	28	7	32	0	0	0	10	39	0	0	0	0	39
2018	0	0,9	0	0	0	18	2	0	0	0	0	3	18
2019	3	3	8	0,8	0,2	0	17,9	24,1	9	0	0	8	24,1
2020	18,1	0,1	0,4	0,1	0,2	0	3,4	6	0	0	0,5	0	18,1

Source : ANRH Alger (2021)

II.2.2. Les caractéristiques empiriques de la série

- ❖ La moyenne des précipitations maximales journalières, exprimée en mm, durant 31 ans d'observations est donnée par l'expression suivante

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} \quad (II.1)$$

n : nombre d'années

$P_{max,j}$: pluie maximale journalière

Dans notre cas où n = 31, nous obtenons une valeur moyenne de

$$\overline{P_{max,j}} = 43.57mm$$

- ❖ L'écart type

Pour n supérieur à 30 ans, la formule suivante est utilisée pour l'estimation de l'écart type

$$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2} \quad (II.2)$$

D'où

$$\sigma_{P_{max,j}} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^{43} (P_{max,j} - 43.57)^2} = 36.62mm \quad (II.3)$$

❖ Coefficient de variation

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\bar{P}_{max,j}} = \frac{36.62}{43.57} = 0.84$$

Tableau II-3 : Caractéristiques de l'échantillon.

Nombre d'année d'observation	31
Minimum (mm)	7
Maximum (mm)	178
Moyenne (mm)	43.57
Écart type (mm)	36.62
Coefficient de variation	0,84

II.3. Ajustement de la série

L'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de ses caractéristiques. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une loi donnée est efficace.

Pour faciliter le travail, l'ajustement sera traité par le logiciel « Hyfran » avec les lois suivantes : la loi de GEV , la loi de Galton (Log-normal).

II.3.1. Ajustement à la loi de GEV

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.6})$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- u : paramètre de position
- α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).
- k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.
- ❖ L'expression de quantile est alors :

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

- ❖ Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi de GEV (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,99	29.6	2.27	0.66-9.56
50	0,98	19.9	2.11	2.29-10.6
20	0,95	15.8	2.00	4.91-12.7
10	0,9	11.6	2.08	7.46-15.6
5	0,8	8.84	2.49	11-20.8

Avec : T : période de retour

q : probabilité au non dépassement

XT : précipitation maximales journalières

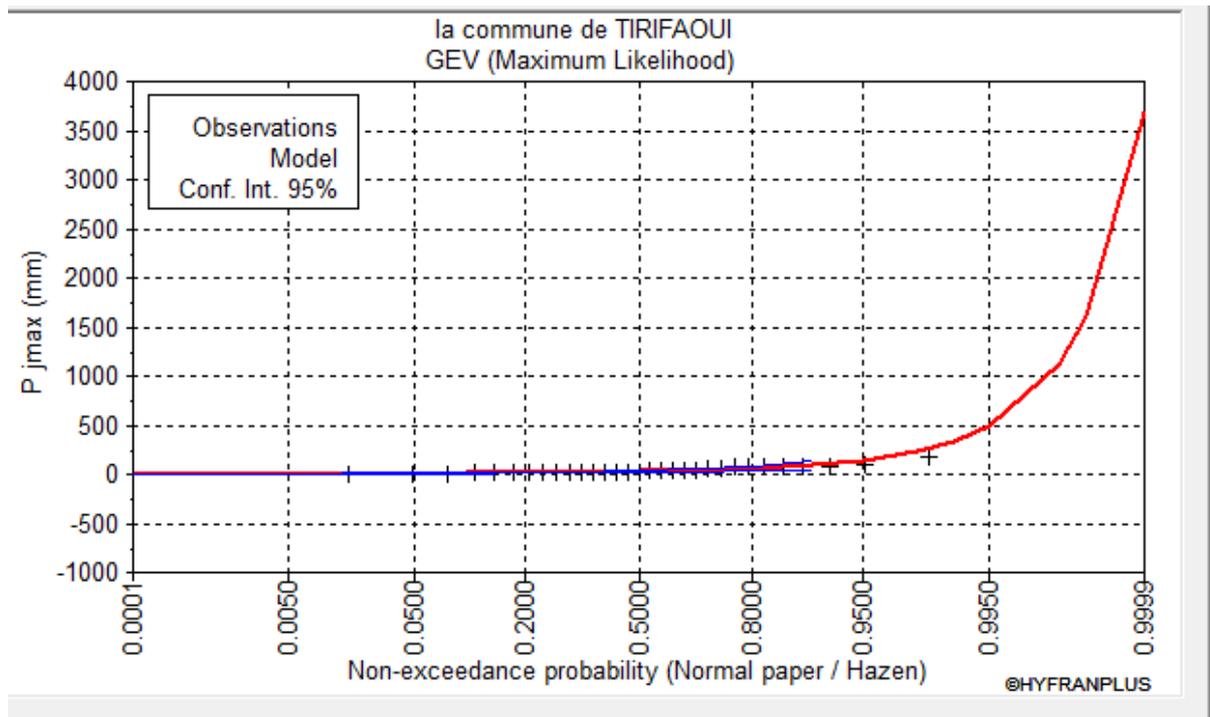


Figure II-1 :Ajustement graphique à la loi GEV

II.3.2.Loi de GALTON (log normal)

- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log normal(manuelle)

Cette loi a une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{II.8}$$

Tel que « u » la variable réduite de GAUSS

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \tag{II.9}$$

Donc il y’a des étapes à suivre avant procéder à l’ajustement

- Classement des valeurs par ordre croissant et calculer la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale.
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\log x$ et $\sigma_{\log x}$.
- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique.
- Détermination de la droite de GALTON : $\log_x(p\%) = \overline{\log x} + u_{p\%}\sigma_{\log x}$

- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$xp\% = 10^{\log x(p\%)} \tag{II.10}$$

$$D'où : xp\% = 10^{\overline{\log x} + u_{p\%} \sigma_{\log x}} \tag{II.11}$$

$u_{p\%}$: variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10% ; $u_{p\%} = 1,28$

- **Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log normale (logiciel Hyfran)**

Pour vérifier les résultats précédents, nous utilisons le logiciel HYFRAN pour calculer la précipitation maximale journalière pour une période de retour de 10 ans.

Après lancement de logiciel on met la formule de Hazen comme formule de probabilité empirique, insérer les données (P_{\max} journalière), trier par l'ordre croissant les observations et ont choisie l'ajustement par la loi de Log normale.

Finalement on a les coefficients de la droite

$$\overline{\log x} = 3,45 \quad \text{et} \quad \sigma_{\log x} = 0,82$$

Tableau II-5: Les calculs par logiciel logicielle HYFRAN (loi de Log normale).

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,99	29.5	1.34	2.01-7.27
50	0,98	19.1	1.54	2.80-8.28
20	0,95	15.1	1.87	4.48-11.8
10	0,9	11.5	2.21	6.65-15.3
5	0,8	9.10	2.74	10.4-21.2

Avec T : période de retour $T = 1/(1 - q)$

q : probabilité au non dépassement

X_T : précipitation maximales journalières

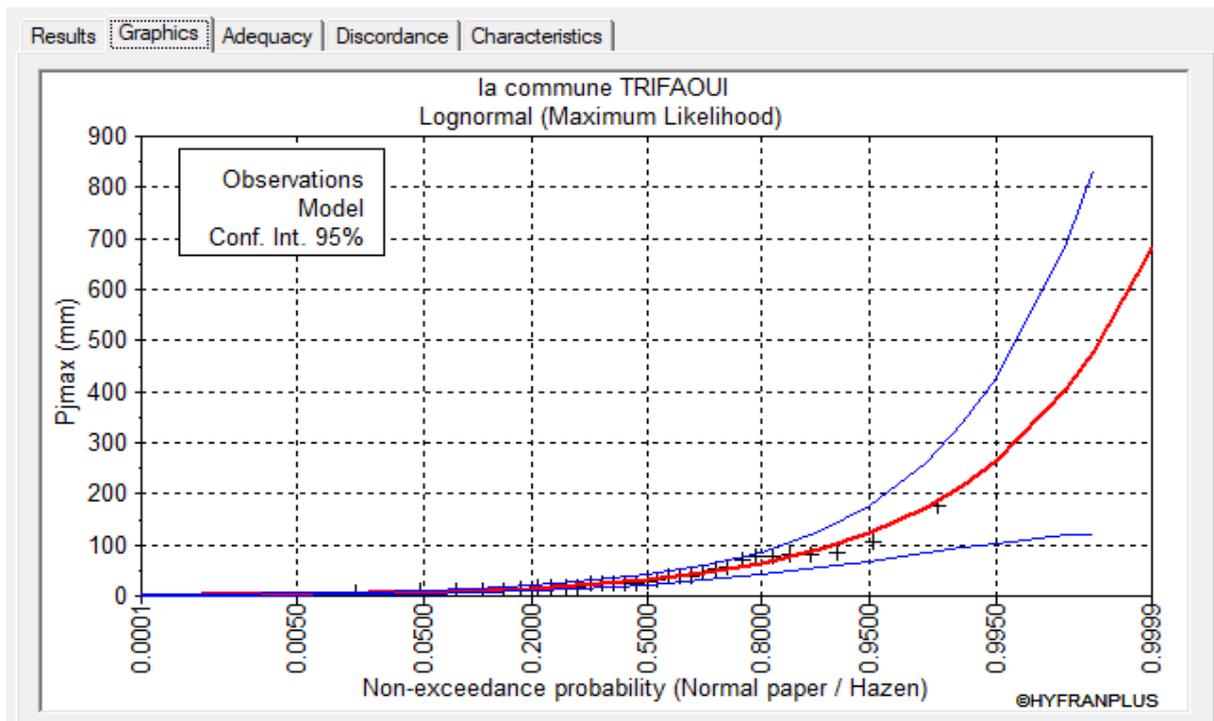


Figure II-2: Ajustement graphique à la loi log normal.

II.4. Choix de la loi d'ajustement

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion

❖ Test graphique

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

❖ Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 »

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement car il juge la compatibilité d'une loi statistique sur un échantillon donnée de taille N, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné par un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

Donc si $P(\chi^2) \geq 0,05$ ce qui conclut que l'hypothèse H_0 provient à la loi testée, sinon l'hypothèse H_0 ne provient pas à la loi testée.

D'après le logiciel HYFRAN les résultats du test sont donnée ci-dessous

- La loi de GEV $\chi^2 = 3.55$ et $P(\chi^2) = 0.31 > 0,05$
- La loi de log normale $\chi^2 = 4$ et $P(\chi^2) = 0,406 > 0,05$

L'application du test khi-deux χ^2 dans notre travail montre que les deux lois d'ajustent

❖ Sélection de la loi

Le meilleur ajustement est celui pour lequel le χ^2 est le plus petit, donc nous choisissons la valeur de précipitation maximale journalière trouvée par la loi de GEV (D'après le test de khi2).

II.5. Calcul des intensités des pluies de courte durée

On va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi GEV. La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,P\%} = P_{max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.12})$$

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

$$I_{t,P\%} = I_{24h,P\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (\text{II.13})$$

$I_{t,P\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) pendant t min.

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

t : durée de l'averse en heure.

b : exposant climatique de la région (b = 0,17).

Tableau II-6 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
X _T	8.84		11.6		15.8		19.9		29.6	
t (h)	P _t (mm)	I _t (mm/h)								
0,1	3,48	34,82	4,57	45,69	6,22	62,23	7,84	78,38	11,66	116,59
0,2	3,92	19,59	5,14	25,70	7,00	35,01	8,82	44,09	13,12	65,58
0,25	4,07	16,28	5,34	21,36	7,27	29,09	9,16	36,64	13,62	54,50
0,5	4,58	9,16	6,01	12,01	8,18	16,36	10,30	20,61	15,33	30,66
0,75	4,90	6,54	6,44	8,58	8,77	11,69	11,04	14,72	16,42	21,90
1	5,15	5,15	6,76	6,76	9,20	9,20	11,59	11,59	17,24	17,24
2	5,79	2,90	7,60	3,80	10,36	5,18	13,04	6,52	19,40	9,70
3	6,21	2,07	8,15	2,72	11,10	3,70	13,97	4,66	20,79	6,93
4	6,52	1,63	8,55	2,14	11,65	2,91	14,67	3,67	21,83	5,46
5	6,77	1,35	8,88	1,78	12,10	2,42	15,24	3,05	22,67	4,53
6	6,98	1,16	9,16	1,53	12,48	2,08	15,72	2,62	23,39	3,90
7	7,17	1,02	9,41	1,34	12,81	1,83	16,14	2,31	24,01	3,43
8	7,33	0,92	9,62	1,20	13,11	1,64	16,51	2,06	24,56	3,07
9	7,48	0,83	9,82	1,09	13,37	1,49	16,84	1,87	25,05	2,78
10	7,62	0,76	10,00	1,00	13,62	1,36	17,15	1,71	25,51	2,55
11	7,74	0,70	10,16	0,92	13,84	1,26	17,43	1,58	25,92	2,36
12	7,86	0,65	10,31	0,86	14,04	1,17	17,69	1,47	26,31	2,19
13	7,97	0,61	10,45	0,80	14,24	1,10	17,93	1,38	26,67	2,05

14	8,07	0,58	10,58	0,76	14,42	1,03	18,16	1,30	27,01	1,93
15	8,16	0,54	10,71	0,71	14,59	0,97	18,37	1,22	27,33	1,82
16	8,25	0,52	10,83	0,68	14,75	0,92	18,57	1,16	27,63	1,73
17	8,34	0,49	10,94	0,64	14,90	0,88	18,77	1,10	27,91	1,64
18	8,42	0,47	11,05	0,61	15,05	0,84	18,95	1,05	28,19	1,57
19	8,50	0,45	11,15	0,59	15,18	0,80	19,13	1,01	28,45	1,50
20	8,57	0,43	11,25	0,56	15,32	0,77	19,29	0,96	28,70	1,43
21	8,64	0,41	11,34	0,54	15,45	0,74	19,45	0,93	28,94	1,38
22	8,71	0,40	11,43	0,52	15,57	0,71	19,61	0,89	29,17	1,33
23	8,78	0,38	11,52	0,50	15,69	0,68	19,76	0,86	29,39	1,28
24	8,84	0,37	11,60	0,48	15,80	0,66	19,90	0,83	29,60	1,23

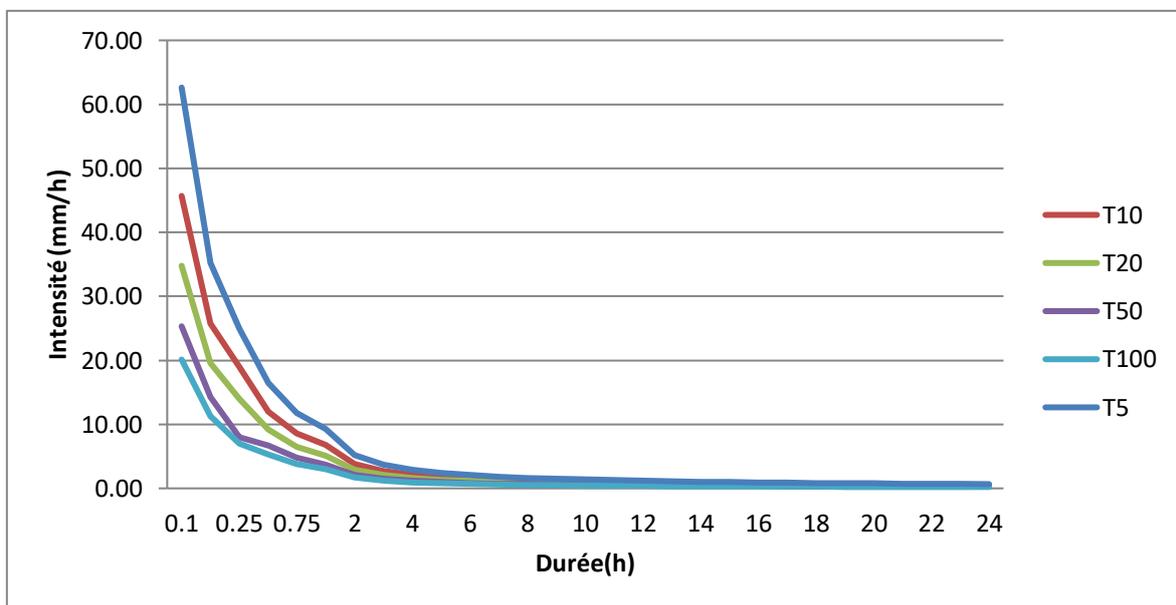


Figure II-6: Courbe intensité-durée-fréquence.

✓ **Calcul de l'intensité de la pluie de durée 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI**

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min, peut-être la valeur optimale.

$$I_{t(15min),P\%} = I_{24h,P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (\text{II.14})$$

Avec

$I_{t(15min), P\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) pendant 15 min.

t : durée de l'averse en heure, t = 0,25 h = 15 min pour une période de retour de 10 ans.

Nous aurons donc :

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

D'après la loi de GALTON

$$I_{15min,10\%} = \frac{11.6}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,17-1} = 21.36 \text{ mm/h}$$

valeur donnée par la droite de GEV est de $I_{15min,10\%} = 21.36 \text{ mm/h}$. D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale (i) qui est tout simplement un débit spécifique.

$$\mathbf{I=59.33l/s/ha}$$

Avec 10000/3600 le terme de conversion de mm/h en l/s.ha

Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations. On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement sont rapprochés. On s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il convient de retenir la valeur donnée par la loi de GEV qui $I_{15\text{min},10\%} = 21.36 \text{ mm/h} = 59.33 \text{ l/s/ha}$

CHAPITRE III

Calcul de base

Introduction

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est tributaire d'une étude préliminaire qui consiste à la détermination des éléments de base afin de procéder à un dimensionnement adéquat d'un réseau d'évacuation choisi. Cette étude exige :

- Le nombre d'habitants nécessaire à l'évacuation des débits d'eaux usées domestiques et à l'estimation du régime de rejet.
- Le nombre de sous bassins adoptés qui est fonction de la structure de l'agglomération, utile pour l'estimation du débit d'eaux pluviales.

- Le coefficient de ruissellement correspondant à chaque sous bassin qui représente le paramètre fondamental pour l'estimation du débit pluvial.

- Le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux.

III.1 Situation démographique

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

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad (\text{III-1})$$

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul ;

P₀ : Population de référence (au dernier recensement 2016) ;

T : taux de croissance de la population considérée ; T=2.7% d'après le service technique de la commune (**recensement** 2016) ;

n : l'écart d'années entre les deux horizons (2021/ 2051) ; **n** = 30 ans.

Tableau III-1 : Les données relatives à la population

Années		2016	2021	2051
Nombre d'habitants	TRIFAOUI	2995	3422	7410
	Cite KHOBNA	2134	4621	10006
	Cite LIZERG	3996	8653	18737
La somme		9125	16696	36153

III.2.Définition d'un système d'évacuation

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses ;
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles s'il y'a lieu. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

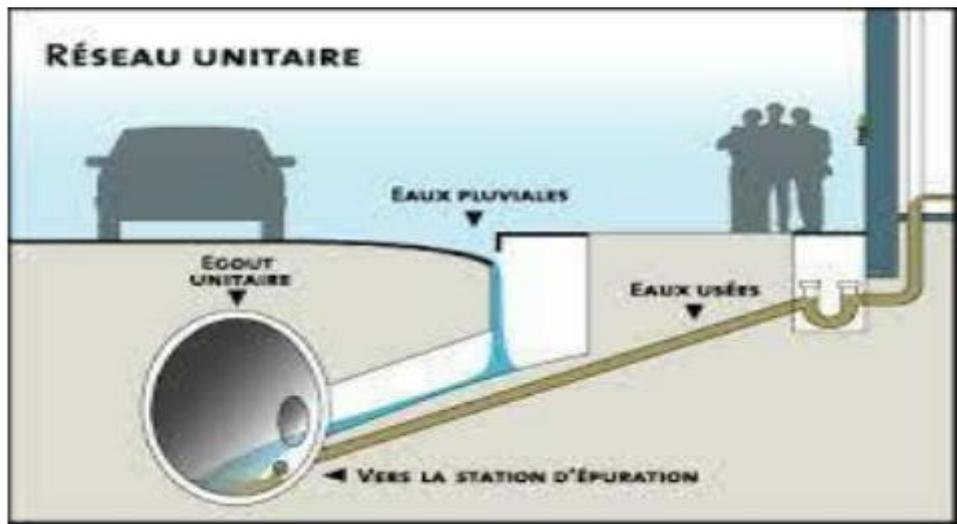
Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- ✓ Système unitaire
- ✓ Système séparatif
- ✓ Système pseudo séparatif

III.2.1.Système unitaire

Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux d'égout ménagères et industrielles et les eaux de pluie . Ce système nécessite des ouvrages d'égout et des stations d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de

ruissellement.



Source : www.gatineau.ca (2020)

Figure III-1: schéma représentatif des branchements dans le système unitaire

III.2.2. Système séparatif

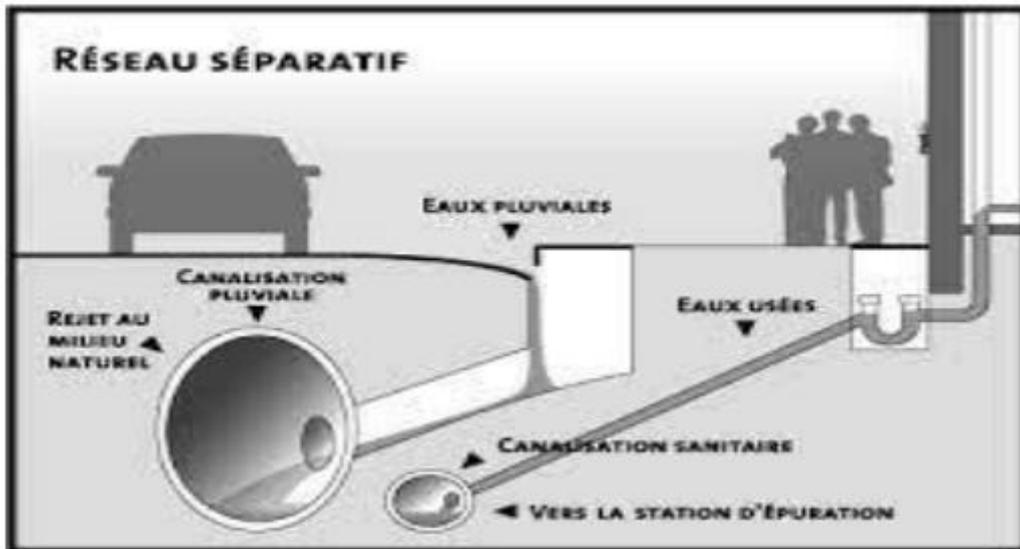
Ce système comprend deux réseaux

un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau. un réseau pour évacuer les eaux usées de différents origines.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plus part du temps. Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes. Ce réseau ne demande pas de grandes pentes vu que les sections ne sont pas trop importantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel.



Source : www.gatineau.ca (2020)

Figure III-2 : schéma représentatif des branchements dans le système séparatif

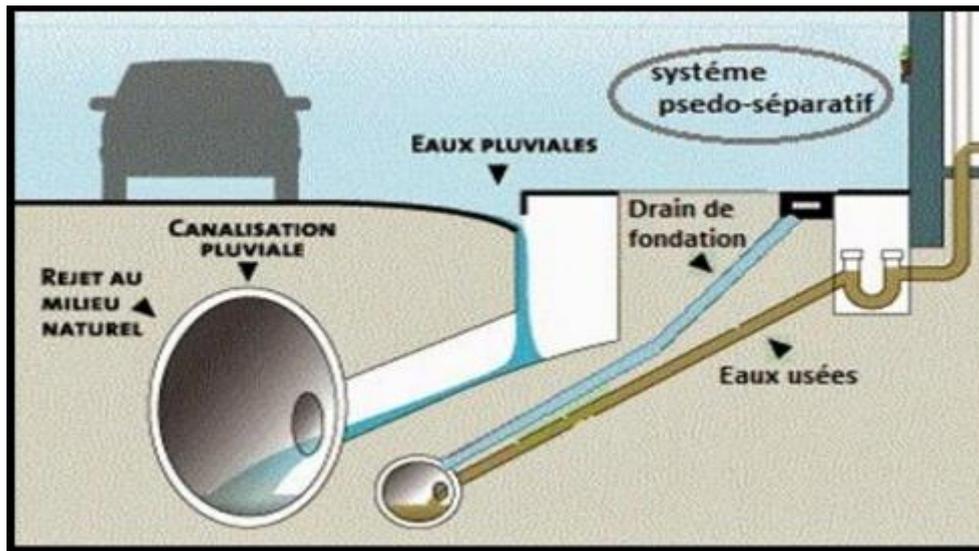
III.2.3. Système pseudo- séparatif

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

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoulent par des ouvrages particuliers : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble



Source : www.gatineau.ca (2020)

Figure III-3: schéma représentatif des branchements dans le système pseudo-séparatif

III.2.4.Système mixte

Ce réseau constitué en partie en système unitaire et en partie en système séparatif selon les zones. Il est appliqué dans les villes disposant d'un ancien réseau de type unitaire et dont les débits de l'extension ne pourraient être supportés par le réseau ancien.

III.2.5.Système composite

De base est un système séparatif, certaines eaux de ruissellement, particulièrement polluées sont évacuées vers le réseau eaux usées, en vue de leur épuration.

Et on a les systèmes spéciaux peuvent rencontrer : le système sous dépression (le transport de l'effluent a lieu dans des canalisations mise en dépression) et le système sous pression (la totalité de réseau est en charge).

Tableau III-2: Les avantages et les inconvénients des systèmes fondamentaux

Système unitaire	
Domaine d'utilisation	<ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief. - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la

	<p>commune.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - Encombrement réduit du sous-sol. - A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - Pas de risque d'inversion de branchement.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à la station d'épuration très variable. - Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - Apport de sable important à la station d'épuration. - Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - Eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Système séparatif	
Domaine d'utilisation	<ul style="list-style-type: none"> - Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes.

	- Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - Exploitation plus facile de la station d'épuration. - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants. - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents, ...)
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites ...).
Système pseudo séparatif	
Domaine d'utilisation	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heure de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de

	<p>moindre dimension</p> <p>- il y'a pas lieu de séparer les eaux de ruissellement et les eaux usées en provenance d'un même immeuble.</p>
Inconvénients	- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité
Contraintes d'exploitation	<p>- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ;</p> <p>- Surveillance accrue des branchements.</p>

Source : Office International de l'eau (2000)

III.2.6. Le choix du système d'assainissement

Pour notre projet, on va adopter le **système unitaire**, pour les raisons suivantes :

- Il est moins encombrant par rapport aux autres systèmes.
- Ne présente pas des faux branchements.
- Conception simple

III.2.7. Choix du système d'évacuation

Il faut prendre en considérations les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect technique (topographie du terrain, régime des précipitations, point de rejet, ...) et économique (une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire pour savoir les dépenses d'investissement et les frais d'entretien) ;
- Il faut tenir compte les conditions de rejet car la station d'épuration ou le milieu naturel influence beaucoup sur le choix ;
- Encombrement de sous-sol ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- Les considérations urbanistiques d'avenir.

III.3.Définition d'un schéma d'évacuation

Un schéma d'évacuation est la configuration, la disposition ou le dessin du système d'évacuation, il est fonction de la topographie, du relief et la structure de l'agglomération en outre il est primordial de prendre en considération la pente, la disposition des quartiers et des routes, le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel. On distingue plusieurs schémas d'évacuation.

On distingue quatre schémas d'évacuation suivants :

- Schéma perpendiculaire
- Schéma par déplacement latéral
- Schéma transversal ou oblique
- Schéma par zones étagées
- Schéma radial

III.3.1.Le choix du schéma d'évacuation

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend de divers paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitats à desservir.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet, le milieu récepteur et l'emplacement de la station d'épuration si elle existe.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

➔ Pour notre projet, nous adaptons un schéma par **déplacement latéral**.

III.3.2.Schéma par déplacement latéral

C'est le schéma le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

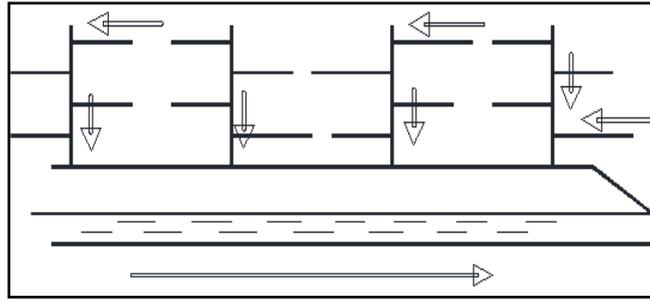


Figure III-4: Schéma par déplacement latéral

III.4. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins

En général, le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. Donc, le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

Sur la base de ces conditions l'aire d'étude a été découpée en sous bassins, le tableau suivant récapitule le découpage des sous bassins de la zone d'étude : les sous bassins de la zone d'étude et leurs surfaces (Tableau III-16)

Tableau III-3 : Découpage en sous bassins

N° du sous bassin	Surface (ha)
1	13,38
2	13,17
3	11,14
4	19,22
5	14,93
6	17,96
7	16,57
8	22,12
9	20,00
10	14,79
11	20,76
12	11,90

III.5. Le coefficient de ruissellement

III.5.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement « C_r » d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

- La nature du sol.

- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison du terrain (la pente).
- La durée et l'intensité de la pluie.
- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.
- L'humidité de l'air.

L'estimation du coefficient de ruissellement est faite à titre empirique, d'une façon approchée vu l'hétérogénéité des surfaces, suivant différents facteurs :

➤ **En fonction du type d'occupation du sol**

Tableau III-4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		C_r
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 0.75
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin *et al.* (2006)

➤ **En fonction de la catégorie d'urbanisation**

Tableau III-5 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Catégorie d'urbanisation	C_r
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Source: Water Environment Federation (1970)

➤ **En fonction de la densité de population**

Tableau III-6 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	C_r
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
> 400	0.80 – 0.90

Source: Water Environment Federation (1970)

➤ **En fonction de la nature de la surface**

Tableau III-7 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	C_r
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

Source : Polycopie P^r SALAH BOUALEM

III.5.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire

On va estimer la valeur du coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse de la zone d'étude.

III.6. Calcul de la population pour chaque surface élémentaire

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

- On estime le coefficient de ruissellement.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.

- On déduit le nombre d'habitant de chaque sous bassin.

III.7. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total

Le coefficient de ruissellement pondéré est donné par l'expression :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} \quad (\text{III-2})$$

Avec

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin

A : Surface totale de la zone urbanisée.

Application numérique : $C_{rp} = 118,464 / 195,94$ **$C_{rp} = 0,6$**

III.8. Calcul de la densité partielle

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

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} A} \quad (\text{III-3})$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sou bassin considéré en (hab/ha).

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

P : Population globale à l'horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha)

III.9. Calcul du nombre d'habitants de chaque surface élémentaire

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

avec : $P_i = D_i \cdot A_i$

(III-5)

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

A_i : Surface partielle du sou bassin considéré (ha).

Tableau III-8: Calcul du coefficient de ruissellement et le nombre d'habitants de chaque sou bassin

N° : S-B	Surface A_i (ha)	Cri	Cri* A_i	D_i	Nbr d'habitant
1	13,38	0,60	8,02	183,11	2450
2	13,17	0,59	7,77	180,06	2371
3	11,14	0,50	5,57	152,59	1700
4	19,22	0,50	9,61	152,59	2933
5	14,93	0,49	7,31	149,54	2233
6	17,96	0,55	9,87	167,85	3015
7	16,57	0,62	10,27	189,21	3135
8	22,12	0,68	15,04	207,52	4590
9	20,00	0,60	12,00	183,12	3662
10	14,79	0,70	10,35	213,63	3160
11	20,76	0,70	14,53	213,63	4435
12	11,90	0,68	8,09	207,52	2470

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents systèmes d'évacuation, avec le choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les habitants en sous bassin (12 sous bassins), afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

En plus :

1. nous avons fixé l'horizon de calcul à 2051, soit une population future de **36153 habitants**
2. Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est **le système unitaire**
- 3- Le schéma d'évacuation adopté est de type Schéma par **déplacement latéral**

Chapitre IV

Estimation des débits à évacuer

Introduction

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, il est impératif de passer par la phase de l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui seront acheminées loin de l'agglomération afin d'éviter toute contamination par des maladies à transmission hydrique.

Donc du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

IV.1. Origine et nature des eaux à évacuer

IV.1.1. Les eaux usées

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

IV.1.2. Les eaux usées domestiques

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations aux centres des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- **Eaux ménagères** : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- **Eaux vannes** : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable et les facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort.
- Conditions climatiques.

IV.1.3. Les eaux usées des services publics

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

IV.1.4. Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent des différentes activités industrielles de diverses usines la quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation)
- Procédé de fabrication utilisé.
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

Cette quantité peut être évaluée selon deux principes :

- **Industrie de production** : on s'intéresse aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
- **Industrie de transformation** : on s'intéresse au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

IV.1.5. Les eaux pluviales

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques est plus importante surtout pour des agglomérations à dominance industrielle ; du fait du balayage des surfaces par les eaux de ruissellement et de lavage.

Ces eaux aussi transportent du sable qui peut se déposer dans la canalisation à la moindre chute de vitesse d'écoulement.

IV.2. Estimation des débits des eaux usées

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable.

L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines ...). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée.

IV.2.1. Débits des eaux usées domestiques

L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée en totalité dans le réseau, il est admis que l'eau évacuée n'est que 70% à 80% de l'eau consommée.

▪ Débit moyen journalier

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, on prend comme base la dotation de la consommation d'eau potable.

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

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 L/hab/j (donné)
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

IV.2.2. Débits des eaux usées des établissements publics

L'évaluation de ces débits se fait de la même manière que les eaux domestiques, en se basant sur la consommation d'eau potable pour chaque type d'utilisateur.

Le débit moyen journalier des eaux usées des services publics est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},j}^{\text{éq}} = \frac{K_r \times D_{\text{éq}} \times N_u}{86400} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}^{\text{éq}}$: débit moyen journalier des eaux usées publiques en (L/s)
- N_u : nombre des usagers (des unités) concernés par chaque service.
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- $D_{\text{éq}}$: dotation de la consommation journalière d'eau potable (L/j/unité) ; une donnée qui diffère d'un type d'utilisateur à un autre.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

IV.2.3. Débit de pointe

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe. Ce dernier est donné par la formule suivante :

$$Q_p = K_p \times Q_{\text{moy},j}^{\text{EU}} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe des eaux usées (L/s).
- $Q_{\text{moy},j}^{\text{EU}}$: débit eaux usées totale (Débits des eaux usées des établissements publics + Débit moyen journalier)(L/s).

$$Q_{\text{moy},j}^{\text{EU}} = Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} + Q^{\text{éq}} \quad (\text{IV.4})$$

- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{EU}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{EU}} \geq 2.81 \frac{\text{L}}{\text{s}} \quad (\text{IV.5})$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy},j}^{\text{EU}} < 2.81 \text{ L/s}$$

➔ Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau IV-1: Débits des eaux usées domestiques pour chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	Nhab	Kr	D (L/j/hab)	$Q_{moy,j}^{dom}$ (l/s)
1	2450	0,8	150	3,403
2	2371	0,8	150	3,293
3	1700	0,8	150	2,361
4	2933	0,8	150	4,074
5	2233	0,8	150	3,101
6	3015	0,8	150	4,187
7	3135	0,8	150	4,354
8	4590	0,8	150	6,375
9	3662	0,8	150	5,086
10	3160	0,8	150	4,389
11	4435	0,8	150	6,160
12	2470	0,8	150	3,431

→ Les débits des eaux usées des équipements publics à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant

Tableau IV-2: Débits des eaux usées des équipements pour chaque surface élémentaire

SB	Type d'équipements	Unité de mesure	Nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Débit (l/j)	Débits (l/s)	Q^{eq} (L/s)
1	mosquée	Fidèle	150	20	2400	0,028	0,028
2	mosquée	Fidèle	200	20	3200	0,037	0,106
	école	Élève	250	30	6000	0,069	
3	centre de santé	Lit	50	30	1200	0,014	0,031
	naftal	travailleurs	60	30	1440	0,017	
4	CEM	Élève	350	30	8400	0,097	1,126
	PARC	m ²	11066	10	88528	1,025	

	PTT	Fonctionnaire	45	10	360	0,004	
5	mosquée	Fidèle	160	20	2560	0,030	0,561
	parc	m ²	2644	10	21152	0,245	
	maison de jeunes	Personne	80	35	2240	0,026	
	parc	m ²	2060	10	16480	0,191	
	école	Élève	250	30	6000	0,069	
6	APC	Fonctionnaire	40	10	320	0,004	0,032
	douche	Personne	60	50	2400	0,028	
7	lycée	Élève	450	30	10800	0,125	0,161
	mosquée	Fidèle	150	20	2400	0,028	
	bibliothèque	Lecteur	90	10	720	0,008	
8	mosquée	Fidèle	450	20	7200	0,083	0,083
9	stade	m ²	78	10	624	0,007	0,007
10	mosquée	Fidèle	200	20	3200	0,037	0,247
	mosquée	Fidèle	150	20	2400	0,028	
	école	Élève	250	30	6000	0,069	
	stade	m ²	1016	10	8128	0,094	
	centre de santé	Lit	40	30	960	0,011	
	APC	Fonctionnaire	35	10	280	0,003	
	PTT	Fonctionnaire	50	10	400	0,005	
11	école	Élève	250	30	6000	0,069	0,115
	mosquée	Fidèle	250	20	4000	0,046	
12	-	-	-	-	0	0	0

IV.2.4. Débits totaux des eaux usées à évacuer

Pour le calcul du débit total des eaux usées à évacuer, et en l'absence des renseignements précis sur la répartition dans le temps, on doit prendre en considération l'hypothèse de la superposition des débits de pointes de tout type d'eaux usées.

→ Les débits totaux des eaux à évacuer sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Débits totaux des eaux usées pour chaque surface élémentaire

N° SB	$Q_{moy,j}^{dom}$ (l/s)	$Q^{éq}$ (L/s)	$Q_{moy,j}^{dom}$ (totaux)	Kp	Q_P^{EU} (L/s)	Q_P^{EU} (m ³ /s)
1	3,403	0,028	3,431	2,85	9,78	0,00978
2	3,293	0,106	3,399	2,86	9,71	0,00971
3	2,361	0,031	2,392	3,12	7,45	0,00745
4	4,074	1,126	5,2	2,6	13,5	0,0135
5	3,101	0,561	3,662	2,8	10,27	0,01027
6	4,187	0,032	4,219	2,72	11,46	0,01146
7	4,354	0,161	4,515	2,68	12,08	0,01208
8	6,375	0,083	6,458	2,48	16,04	0,01604
9	5,086	0,007	5,093	2,6	13,28	0,01328
10	4,389	0,247	4,636	2,66	12,34	0,01234
11	6,160	0,115	6,275	2,5	15,67	0,01567
12	3,431	0	3,431	2,85	9,98	0,00998

IV.3. Estimation des débits des eaux pluviales

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselée intéresse le dimensionnement d'un ouvrage appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation, on considère différentes méthodes pour l'évaluation du débit pluvial, dont nous citons :

- La méthode rationnelle.

IV.3.1. La méthode rationnelle

Cette méthode a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface. Elle exige un découpage de bassin-versant en secteurs limités par les lignes isochrones quand la surface est importante.

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A » caractérisée par un coefficient de ruissellement « C_r ».

Cependant, on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (ça veut dire que l'averse a un épïcêtre et se diffuse dans l'espace). Pour cela, il convient d'appliquer un coefficient « α » de répartition de la pluie.

La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

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

Avec:

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité

IV.3.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité

En réalité, la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies de courte durée et de forte intensité. Pour en tenir compte, on doit ajouter un paramètre de correction pour chaque surface élémentaire ; c'est un coefficient réducteur de l'intensité : $\alpha \leq 1$.

- En fonction de la forme du bassin (des relations empiriques)

❖ Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.7})$$

- Pour des bassins ramassés (carrés, cercles, ...) :

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2} \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- d : longueur du milieu de l'aire élémentaire (m).

En fonction de la nature des pluies

- En réalité la répartition d'une pluie au niveau d'un bassin est irrégulière surtout pour les pluies courtes de forte intensité, ceci en fonction de la nature des nuages,

vents...pour en tenir compte nous affectons l'intensité d'un coefficient réducteur $\alpha < 1$ déterminé expérimentalement :

- Supposons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur (x) et de largeur moyenne (y) drainé par un collecteur 1-2-3.

IV.3.1.2. Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour des surfaces relativement limitées (généralement inférieures à 10 ha). Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Ainsi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 min.

Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

IV.3.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle est fondée sur trois (03) hypothèses de base :

- Le débit de pointe « Q_p » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « t_c » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Q_p » a la même période de retour que l'intensité « i » qui le provoque, ceci suppose que le coefficient de ruissellement « Cr » du bassin-versant est constant.

IV.3.1.3. Temps de concentration

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

❖ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

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

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
 - v : vitesse d'écoulement (m/s).
 - Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).
- **t₂** : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- **t₃** (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
 - I : pente moyenne du parcours (%).
- ❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :
- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
 - Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$.
 - Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.
- ❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

IV.3.1.4. Critique de la méthode rationnelle

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est grossièrement approchée.
- Le coefficient de ruissellement « C_r » est constant sur tout le sous bassin et pendant toute la durée de l'averse. La méthode ne tient pas compte du stockage de l'eau de ruissellement sur le bassin ; en négligeant le rôle des surfaces non revêtues (trous, crevasse, ...).

IV.3.1.5. Choix de la méthode

Nous avons choisi la méthode rationnelle pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins .

IV.3.2. Calcul des débits pluviaux

Vu que les surfaces des sous bassins sont supérieures à 10ha, les valeurs du coefficient « α » calculé

→ Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Débits pluviaux pour chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	A (ha)	C _r	α	I (L/s/ha)	Q ^{EP} (L/s)	Q ^{EP} (m3/s)
1	13,38	0,6	0,8	59,33	381,04	0,38
2	13,17	0,59	0,91	59,33	419,52	0,42
3	11,14	0,5	0,88	59,33	290,81	0,29
4	19,22	0,5	0,82	59,33	467,53	0,46
5	14,93	0,49	0,81	59,33	351,57	0,35
6	17,96	0,55	0,84	59,33	492,29	0,49
7	16,57	0,62	0,79	59,33	481,52	0,48
8	22,12	0,68	0,83	59,33	740,70	0,74
9	20	0,6	0,81	59,33	576,68	0,57
10	14,79	0,7	0,8	59,33	491,39	0,49
11	20,76	0,7	0,8	59,33	689,74	0,69
12	11,9	0,68	0,78	59,33	374,47	0,37

IV.4.Calcul des débits total

Le débit total des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV-5: débit total de chaque surface élémentaire

N° de surface élémentaire	Débit pluvial m3/s	Débit utilisé m3/s	Débit total m3/s
1	0,38	0,00978	0,39078
2	0,419	0,00971	0,42871
3	0,291	0,00745	0,29845
4	0,467	0,0135	0,4805
5	0,351	0,01027	0,36127
6	0,492	0,01146	0,50346
7	0,481	0,01208	0,49308
8	0,741	0,01604	0,75704
9	0,577	0,01328	0,59028
10	0,491	0,01234	0,50334
11	0,690	0,01567	0,70567
12	0,374	0,00998	0,38398

Conclusion

Dans ce chapitre, La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification du débit à évacuer. Ces débits incluent les débits d'eaux usées et d'eaux pluviales.

Ce chapitre a permis d'évaluer les surfaces et les débits pour chaque sous-bassin .Ainsi nous avons des surfaces des sous bassins allant de 11,14ha et 22,12ha pour des débits variant entre 0,29 m³/s et 0,75 m³/s.

Ces valeurs nous permettront de mener un calcul hydraulique judicieux dont l'objectif serait de dimensionner correctement toutes les composantes du réseau choisi et ses ouvrages annexes.

Chapitre V
Dimensionnement du
réseau
d'assainissement

Introduction

L'étude hydraulique du réseau d'assainissement de la ville de TRIFAOUÏ est l'objectif de notre travail. Elle exige une précision dans les calculs.

Le réseau a été dimensionné pour assurer l'écoulement de l'eau dans la conduite sans stagnation jusqu'à l'exutoire.

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des eaux usées hors des habitations.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

V.1. Principe de conception d'un réseau d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma :

- **Les collecteurs** : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
 - Pentés.
- **Les regards** : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :
 - Emplacements.
 - Profondeurs.
 - Côtes.

Un système d'assainissement fonctionne généralement en écoulement gravitaire, sauf dans des cas particuliers comme les contre-pentes, où il nécessite un relevage.

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, nous considérons les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts sont dimensionnées pour un débit en pleine section « Q_{ps} ».

V.2. Mode de dimensionnement des canalisations

V.2.1. Base de calcul

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule de la continuité :

$$Q = v \times S_m \quad (V. 1)$$

Avec :

- Q : le débit capable de l'ouvrage (m^3/s).
- S_m : section mouillée (m^2).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY ; où la vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad (V. 2)$$

Avec :

- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement.
- I : pente motrice de l'écoulement (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad (V. 3)$$

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2).
- P_m : le périmètre mouillé (m).

V.2.2. Formule de Manning-Strickler

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad (V. 4)$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement se calcule par l'expression suivante :

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad (V. 5)$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad (V. 6)$$

❖ Procédé de calcul :

- 1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.
- 2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{\text{cal}} = \left[\frac{3.2 \times Q_t}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (V. 7)$$

Où :

$$Q_t = Q_{\text{eu}} + Q_{\text{pl}},$$

Avec :

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état..
- I : (m / m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné
- Q_{eu} (m³/s) : Débit d'eau usée.
- Q_{pl} (m³/s) : Débit d'eau pluvial.

- 3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».

- 4- La vitesse à pleine section est calculée

Pour un rayon hydraulique $R_h = D / 4$; on a :

$$v_{\text{ps}} = K \times \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad (V. 8)$$

Le débit à pleine section:

$$Q_{\text{ps}} = v_{\text{ps}} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad (V. 9)$$

5- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (V. 10)$$

6- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad (V. 11)$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses.

7- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad (V. 12)$$

V.2.3. Formule de Bazin

Le coefficient de Chézy est donné, à son tour, par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad (V. 13)$$

Où :

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

V.2.4. Les abaques de Bazin

Les abaques, illustrés dans l'annexe, ont été établis à la base de la formule de Chézy-Bazin. Pour tenir compte de la nature de l'effluent, la nature de la canalisation et du type de joint ; le coefficient « K » de la formule de Manning-Strickler a été pris $K = 90$. Ils sont construits pour le débit à pleine section avec $R_h = D_n/4$.

- Les abaques 1, (2-a) et (2-b) sont utilisés pour simplifier les calculs :
 - Abaque 1 : pour les réseaux pluviaux en système séparatif ou les réseaux unitaire :
 - Abaque 2-a : pour les canalisations circulaires.
 - Abaque 2-b : pour les canalisations ovoïdes.
 - Les nomogrammes (3-a) et (3-b) donnent les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage ; sont fournis pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites ou pour apprécier les possibilités d'autocurage :
 - Abaque 3-a : pour les ouvrages circulaires.
 - Abaque 3-b : pour les ouvrages ovoïdes normalisés.

❖ Procédé de calcul

1- A l'aide de l'abaque (1), (2-a) ou (2-b) :

En donnant la pente et le débit, on peut tirer le diamètre normalisé « D_N », la vitesse à pleine section « v_{ps} » et le débit à pleine section « Q_{ps} » d'où on peut déterminer le rapport des débits « r_Q » en utilisant la relation (V.10).

2- D'après l'abaque (3-a) ou (3-b) :

En connaissant le rapport des débits « r_Q », on peut tirer le rapport des vitesses « r_v » et le rapport des hauteurs « r_H » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H »

V.2.5. Conditions d'auto curage

Un réseau d'assainissement doit être auto-curé, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

1- Pour $\frac{1}{10} Q_{ps}$: $v \geq 0.6$ m/s.

2- Pour $\frac{1}{100} Q_{ps}$: $v \geq 0.3$ m/s.

Ces limites sont respectées avec :

- $v_{ps} = 1$ m/s ; pour une section circulaire.

($r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} = 0.55 \Rightarrow v_{ps} \geq 1$ m/s)

- $v_{ps} = 0.9$ m/s ; pour une section ovoïde.

V.3. Normes d'écoulement et d'implantation

V.3.1. Canalisations

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction.
- Il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'auto curage ; la pente minimale est de 0.5%.
- Le relèvement des eaux par pompage à éviter le plus que possible.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm.
- Il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s (la limite correspondante a été tracée sur les abaques).

V.3.2. Dimensionnement du réseau d'assainissement

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

L : longueur de conduite entre deux regards(m)

I: pente (%)

Q: débit total (m³ /s)

Qps: débit à pleine section (m³ /s)

Vps : vitesse à pleine section (m/s)

Dnor: diamètre normalisé (mm)

Rq : rapport des débits

Rh : rapport des hauteurs

Rv : rapport des vitesses

H : hauteur de remplissage (mm)

Tableau V-1 : Calculs du réseau projeté (collecteur principale et secondaires)

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS197	RS198	25	0.30	0,03	300	0,73	1,09	0,63	190,35	1,76	0,04	1,61	0,88	vérifié
RS198	RS1	25	0.30	0,017	300	0,82	1,10	0,68	274,70	1,87	0,019	1,69	0,93	vérifié
RS199	RS200	25	0.30	0,1	300	0,93	1,11	0,78	198,50	2,50	0,28	1,23	1,23	vérifié
RS200	RS2	25	0.30	0,2	300	0,54	1,02	0,52	205,01	1,43	0,25	1,40	0,77	vérifié
RS201	RS3	25	0.30	0,09	300	0,70	1,08	0,61	207,62	1,11	0,017	1,02	0,66	vérifié
RS202	RS203	25	0.30	0,15	300	0,62	1,06	0,57	186,38	2,18	0,027	1,05	1,12	vérifié
RS204	RS4	25	0.30	0,19	300	0,54	1,02	0,53	226,34	1,44	0,016	1,40	0,77	vérifié
RS205	RS206	25	0.30	0,38	300	0,67	1,08	0,60	162,17	3,06	0,020	2,83	1,55	vérifié
RS207	RS208	25	0.30	0,19	300	0,56	1,03	0,53	239,36	1,50	0,019	1,45	0,80	vérifié
RS209	RS210	25	0.30	0,017	300	0,98	1,12	0,84	272,26	1,65	0,018	1,47	0,81	vérifié
RS208	RS18	25	0.30	0,08	300	0,83	1,10	0,69	154,84	2,34	0,082	1,11	1,16	vérifié
RS210	RS17	25	0.30	0,09	300	0,84	1,10	0,70	264,12	2,57	0,095	1,32	1,27	vérifié
RS211	RS212	25	0.30	0,17	300	0,89	1,114	0,74	246,49	1,81	0,26	1,03	0,89	vérifié
RS212	RS18	25	0.30	0,14	300	0,96	1,12	0,81	217,56	1,82	0,15	1,03	0,89	vérifié
RS213	RS214	25	0.30	0,15	300	0,64	1,07	0,58	203,70	1,97	0,25	1,04	1,01	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS215	RS216	25	0.30	0,048	300	0,33	0,9	0,4	134	1,1	0.053	1,22	0,87	vérifié
RS216	RS141	25	0.30	0,096	300	0,99	1,14	0,80	187	1,14	0,108	1,76	0,93	vérifié
RS217	RS218	25	0.30	0,096	300	0,99	1,14	0,80	220	1,14	0,172	2,02	1,51	vérifié
RS218	RS219	25	0.30	0,042	300	0,43	0,96	0,46	149	1,37	0,057	2,23	1,42	vérifié
RS219	RS186	25	0.35	0,042	400	0,43	0,96	0,46	241	1,51	0,087	1,97	1,16	vérifié
RS220	RS221	25	0.30	0,063	300	0,59	1,05	0,55	241	1,5	0,057	2,27	0,88	vérifié
RS221	RS222	25	0.30	0,035	400	0,64	1,06	0,58	139	1,31	0,047	1,71	0,96	vérifié
RS222	RS223	25	0.30	0.07	300	0,83	1,12	0,70	139	1,31	0,087	2,74	1,02	vérifié
RS223	RS224	25	0.30	0,105	300	1,01	1,14	0,82	165	1,57	0,106	1,77	0,97	vérifié
RS224	RS225	25	0.30	0,035	300	0,38	0,93	0,43	135	1,12	0,04	1,77	1,02	vérifié
RS225	RS226	25	0.30	0.07	300	0,63	1,05	0,57	209	1,34	0,084	1,17	1,44	vérifié
RS226	RS6	25	0.30	0,105	300	0,87	1,13	0,72	245	1,68	0,104	1,34	1,6	vérifié
RS227	RS228	25	0.30	0,048	300	0,89	0,9	0,74	131	1,17	0,059	1,37	1,6	vérifié
RS228	RS229	25	0.30	0,096	300	0,96	1,12	0,81	232	1.17	0,100	1,37	1,85	vérifié
RS229	RS13	25	0.30	0,096	300	0,64	1,07	0,58	226	1,42	0.098	1,37	1,01	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS230	RS231	25	0.30	0,035	300	0,73	1,09	0,63	124	1,76	0,098	1,52	0,9	vérifié
RS231	RS332	25	0.30	0,022	300	0,82	1,10	0,68	287	1,87	0,034	1,56	0,99	vérifié
RS233	RS234	25	0.30	0,022	300	0,93	1,11	0,78	287	2,50	0,025	2,32	1,33	vérifié
RS234	RS12	25	0.30	0,025	300	0,54	1,02	0,52	297	1,43	0,028	2,30	1,45	vérifié
RS234	RS235	25	0.35	0,033	400	0,70	1,08	0,61	397	1,11	0,038	1,97	1,1	vérifié
RS236	RS15	25	0.30	0,038	300	0,62	1,06	0,57	354	2,18	0,044	1,27	1,27	vérifié
RS237	RS238	25	0.30	0,04	400	0,54	1,02	0,53	401	1,44	0,048	1,81	1,11	vérifié
RS238	RS10	25	0.30	0,048	300	0,67	1,08	0,60	339	3,06	0,077	2,74	1,58	vérifié
RS239	RS240	25	0.30	0,062	300	0,56	1,03	0,53	524	1,50	0,068	1,77	1,26	vérifié
RS240	RS128	25	0.30	0,066	300	0,98	1,12	0,84	551	1,65	0,068	1,35	1,25	vérifié
RS241	RS242	25	0.30	0,034	300	0,83	1,10	0,69	134	2,34	0,083	1,27	0,76	vérifié
RS242	RS129	25	0.30	0,068	300	0,84	1,10	0,70	187	2,57	0,068	1,54	0,87	vérifié
RS243	RS244	25	0.30	0,102	300	0,89	1,114	0,74	220	1,81	0,172	1,27	0,89	vérifié
RS244	RS245	25	0.30	0,048	300	0,96	1,12	0,81	149	1,82	0,097	1,37	0,89	vérifié
RS245	RS130	25	0.30	0,096	300	0,64	1,07	0,58	241	1,97	0,097	1,07	0,92	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m³/s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m³/s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS246	RS247	25	0.30	0,035	300	0,73	1,09	0,63	124	1,76	0,098	1,52	0,9	vérifié
RS247	RS131	25	0.30	0,022	300	0,82	1,10	0,68	287	1,87	0,034	1,56	0,99	vérifié
RS248	RS249	25	0.30	0,022	300	0,93	1,11	0,78	287	2,50	0,025	2,32	1,33	vérifié
RS249	RS250	25	0.30	0,025	300	0,54	1,02	0,52	297	1,43	0,028	2,30	1,45	vérifié
RS250	RS251	25	0.30	0,038	400	0,70	1,08	0,61	397	1,11	0,038	1,97	1,1	vérifié
RS251	RS136	25	0.30	0,038	400	0,62	1,06	0,57	354	2,18	0,044	1,27	1,27	vérifié
RS252	RS253	25	0.30	0,038	400	0,54	1,02	0,53	391	1,44	0,048	1,81	1,11	vérifié
RS253	RS254	25	0.30	0,048	300	0,67	1,08	0,60	339	3,06	0,077	2,74	1,58	vérifié
RS254	RS255	25	0.30	0,062	300	0,56	1,03	0,53	295	1,50	0,068	1,77	1,26	vérifié
RS255	RS146	25	0.30	0,066	400	0,98	1,12	0,84	351	1,65	0,068	1,35	1,25	vérifié
RS256	RS257	25	0.30	0,034	300	0,83	1,10	0,69	134	2,34	0,043	1,27	0,76	vérifié
RS257	RS258	25	0.30	0,068	300	0,84	1,10	0,70	187	2,57	0,070	1,54	0,87	vérifié
RS258	RS259	25	0.30	0,072	300	0,89	1,114	0,74	220	1,81	0,122	1,27	0,89	vérifié
RS259	RS260	25	0.30	0,088	300	0,96	1,12	0,81	149	1,82	0,097	1,37	0,89	vérifié
RS260	RS181	25	0.30	0,096	300	0,64	1,07	0,58	241	1,97	0,097	1,07	0,92	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS261	RS262	25	0.30	0,04	300	0,73	1,09	0,63	124	1,76	0,05	1,07	0,87	vérifié
RS262	RS263	25	0.30	0,064	300	0,82	1,10	0,68	287	1,87	0,066	1,07	1,05	vérifié
RS263	RS264	30	0.30	0,045	300	0,93	1,11	0,78	287	2,50	0,054	1,07	1,05	vérifié
RS264	R18	25	0.30	0,063	300	0,54	1,02	0,52	297	1,43	0,081	1,45	1,22	vérifié
RS265	RS266	40	0.45	0,018	400	0,70	1,08	0,61	397	1,11	0,021	0,86	0,87	vérifié
RS266	RS267	25	0.30	0,020	300	0,62	1,06	0,57	254	2,18	0,024	1,07	0,87	vérifié
RS267	RS268	35	0.50	0,025	400	0,54	1,02	0,53	301	1,44	0,031	0,86	0,87	vérifié
RS268	RS269	25	0.30	0,029	300	0,67	1,08	0,60	293	3,06	0,038	1,07	0,87	vérifié
RS269	RS270	15	0.30	0,052	300	0,56	1,03	0,53	224	1,50	0,068	0,86	0,87	vérifié
RS270	RS271	25	0.30	0,065	300	0,98	1,12	0,84	241	1,65	0,072	1,07	0,87	vérifié
RS271	RS272	33	0.30	0,066	300	0,83	1,10	0,69	134	2,34	0,069	0,86	0,87	vérifié
RS272	RS273	33	0.30	0,068	300	0,84	1,10	0,70	187	2,57	0,069	0,86	0,87	vérifié
RS273	RS274	25	0.30	0,120	300	0,89	1,114	0,74	220	1,81	0,132	1,07	1,05	vérifié
RS274	RS275	25	0.30	0,138	300	0,96	1,12	0,81	149	1,82	0,157	1,17	1,05	vérifié
RS275	R19	25	0.30	0,143	300	0,64	1,07	0,58	198	1,97	0,157	1,26	1,22	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS276	RS277	25	0.5	0,04	400	0,58	1,03	0,54	315	1,76	0,05	1,63	0,77	vérifié
RS277	RS22	25	0.30	0,064	300	0,67	1,07	0,59	287	1,87	0,066	0,73	0,77	vérifié
RS278	RS179	30	0.30	0,04	300	0,58	1,04	0,55	287	2,50	0,054	0,88	0,48	vérifié
RS279	RS23	25	0.30	0,054	300	0,95	1,14	0,77	297	1,43	0,070	0,88	0,63	vérifié
RS280	RS281	40	0.45	0,04	400	0,62	1,05	0,57	397	1,11	0,051	1,02	0,63	vérifié
RS281	RS24	25	0.30	0,054	300	0,60	1,05	0,55	254	2,18	0,055	1,02	0,77	vérifié
RS282	RS283	35	0.50	0,056	400	0,67	1,07	0,6	301	1,44	0,059	1,02	0,77	vérifié
RS283	RS25	25	0.30	0,086	300	0,56	1,03	0,53	293	3,06	0,088	1,02	0.6	vérifié
RS284	RS285	15	0.30	0,04	300	0,62	1,05	0,57	224	1,50	0,058	1,15	0.61	vérifié
RS285	RS286	25	0.30	0,07	300	0,67	1,07	0,6	241	1,65	0,072	1,15	0.67	vérifié
RS286	RS27	33	0.30	0,1	300	0,56	1,03	0,53	134	2,34	0.11	1,15	0,67	vérifié
RS287	RS288	33	0.30	0,04	300	0,94	1,14	0,76	187	2,57	0,069	1,15	0,69	vérifié
RS288	RS289	25	0.30	0,05	300	0,91	1,13	0,75	220	1,81	0,05	1,15	0.66	vérifié
RS289	RS290	25	0.30	0,06	300	0,97	1,14	0,8	149	1,82	0,05	1,15	0.66	vérifié
RS290	RS31	25	0.30	0,07	300	0,67	1,07	0,6	198	1,97	0,09	1,40	0.66	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS1	RS2	35	1,46	0,08	300	0,73	1,09	0,63	190,35	1,76	0,09	1,61	0,88	vérifié
RS2	RS3	38	1,10	0,17	400	0,82	1,10	0,68	274,70	1,87	0,19	1,69	0,93	vérifié
RS3	RS4	37	1,92	0,26	400	0,93	1,11	0,78	314,15	2,50	0,28	2,23	1,23	vérifié
RS4	RS5	49	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	422,01	1,43	0,35	1,40	0,77	vérifié
RS6	RS7	39	0,30	0,14	500	0,70	1,08	0,61	307,62	1,11	0,17	1,02	0,66	vérifié
RS7	RS8	30	1,20	0,25	500	0,62	1,06	0,57	286,38	2,18	0,27	2,05	1,12	vérifié
RS8	RS9	38	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,53	426,34	1,44	0,36	1,40	0,77	vérifié
RS9	RS10	43	1,79	0,54	600	0,67	1,08	0,60	362,17	3,06	0,50	2,83	1,55	vérifié
RS10	RS11	27	0,24	0,64	1000	0,56	1,03	0,53	539,36	1,50	0,59	1,45	0,80	vérifié
RS11	RS12	25	0,33	0,73	800	0,98	1,12	0,84	672,26	1,65	0,68	1,47	0,81	vérifié
RS12	RS13	42	0,68	0,88	800	0,83	1,10	0,69	554,84	2,34	0,82	2,11	1,16	vérifié
RS13	RS14	29	0,82	0,99	800	0,84	1,10	0,70	564,12	2,57	0,92	2,32	1,27	vérifié
RS14	RS15	44	0,30	1,14	1000	0,89	1,114	0,74	746,49	1,81	1,06	1,63	0,89	vérifié
RS15	RS16	25	0,30	1,24	1000	0,96	1,12	0,81	817,56	1,82	1,15	1,63	0,89	vérifié
RS16	RS17	29	0,30	1,34	1200	0,64	1,07	0,58	703,70	1,97	1,25	1,84	1,01	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS17	RS18	33	0,30	1,46	1200	0,70	1,08	0,61	739,74	2,00	1,36	1,84	1,01	vérifié
RS18	RS19	30	0,50	1,57	1000	0,95	1,12	0,79	799,79	2,35	1,47	2,10	1,15	vérifié
RS19	RS20	30	0,40	1,68	1200	0,70	1,08	0,61	737,36	2,31	1,57	2,12	1,16	vérifié
RS20	RS21	33	2,32	1,80	800	0,91	1,11	0,76	612,06	4,00	1,68	3,90	2,14	vérifié
RS22	RS23	33	0,30	0,02	300	0,53	1,02	0,52	157,61	0,74	0,03	0,73	0,62	vérifié
RS23	RS24	36	0,43	0,05	300	0,93	1,11	0,78	235,36	0,97	0,06	0,87	0,68	vérifié
RS24	RS25	39	0,65	0,09	400	0,55	1,03	0,53	214,26	1,34	0,08	1,30	0,71	vérifié
RS25	RS26	36	0,62	0,12	400	0,75	1,09	0,64	258,11	1,39	0,11	1,27	0,69	vérifié
RS26	RS27	44	1,02	0,15	400	0,76	1,09	0,65	260,72	1,79	0,14	1,63	0,90	vérifié
RS27	RS28	43	0,30	0,19	500	0,96	1,12	0,81	405,29	1,15	0,18	1,02	0,66	vérifié
RS28	RS29	27	0,94	0,21	500	0,60	1,05	0,56	282,78	1,92	0,20	1,81	0,99	vérifié
RS29	RS30	12	2,34	0,22	400	0,73	1,09	0,63	252,24	2,70	0,21	2,47	1,35	vérifié
RS30	RS31	34	0,30	0,25	600	0,77	1,10	0,65	395,01	1,27	0,23	1,15	0,63	vérifié
RS31	RS32	50	0,30	0,29	600	0,90	1,11	0,75	452,83	1,29	0,27	1,15	0,63	vérifié
RS32	RS33	59	0,30	0,34	800	0,49	0,99	0,49	397,85	1,39	0,32	1,40	0,77	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS33	RS34	25	0,30	0,36	800	0,52	1,01	0,51	412,66	1,42	0,34	1,40	0,77	vérifié
RS34	RS35	35	1,32	0,39	500	0,93	1,11	0,78	393,21	2,41	0,37	2,15	1,18	vérifié
RS35	RS36	34	2,21	0,42	500	0,77	1,10	0,65	328,98	3,06	0,39	2,78	1,53	vérifié
RS36	RS37	50	1,75	0,46	500	0,96	1,12	0,80	404,43	2,78	0,43	2,48	1,36	vérifié
RS37	RS38	42	0,30	0,50	800	0,71	1,09	0,62	496,895	1,53	0,47	1,40	0,77	vérifié
RS185	RS186	24	0,30	0,08	400	0,77	1,10	0,65	262,70	0,97	0,09	0,88	0,68	vérifié
RS186	RS187	31	0,30	0,19	500	0,98	1,12	0,83	415,58	1,15	0,18	1,02	0,66	vérifié
RS187	RS188	43	0,30	0,35	800	0,49	0,99	0,50	401,81	1,40	0,32	1,40	0,77	vérifié
RS188	RS189	20	0,30	0,42	800	0,60	1,05	0,56	449,74	1,48	0,39	1,40	0,77	vérifié
RS189	RS190	14	0,30	0,47	800	0,67	1,08	0,60	480,02	1,51	0,44	1,40	0,77	vérifié
RS190	RS191	30	0,30	0,58	800	0,82	1,10	0,68	550,74	1,55	0,54	1,406	0,77	vérifié
RS191	RS192	17	0,30	0,64	800	0,91	1,11	0,75	607,36	1,56	0,60	1,40	0,77	vérifié
RS192	RS193	41	0,30	0,79	1000	0,61	1,06	0,57	571,42	1,73	0,73	1,63	0,89	vérifié
RS193	RS194	36	0,30	0,92	1000	0,71	1,09	0,62	624,62	1,77	0,86	1,63	0,89	vérifié
RS194	RS195	36	0,30	1,05	1000	0,82	1,10	0,68	685,06	1,80	0,98	1,63	0,89	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS195	RS196	56	0,30	1,25	1000	0,97	1,12	0,82	827,32	1,82	1,16	1,63	0,89	vérifié
RS126	RS127	32	0,30	0,02	300	0,51	1,00	0,51	153,51	0,73	0,03	0,73	0,6	vérifié
RS127	RS128	31	0,30	0,05	400	0,47	0,97	0,48	193,53	0,86	0,04	0,88	0,68	vérifié
RS128	RS129	36	0,30	0,08	400	0,73	1,09	0,63	254,13	0,967	0,07	0,88	0,68	vérifié
RS129	RS130	41	0,30	0,11	500	0,57	1,04	0,54	274,19	1,07	0,10	1,02	0,56	vérifié
RS130	RS131	25	0,30	0,13	500	0,67	1,08	0,60	301,80	1,11	0,12	1,02	0,6	vérifié
RS131	RS132	24	0,30	0,15	500	0,77	1,10	0,65	328,92	1,13	0,14	1,02	0,66	vérifié
RS132	RS133	31	0,30	0,18	500	0,90	1,11	0,75	376,75	1,14	0,17	1,02	0,66	vérifié
RS133	RS134	27	0,30	0,20	600	0,62	1,06	0,57	345,18	1,23	0,19	1,15	0,63	vérifié
RS134	RS135	31	0,30	0,23	600	0,70	1,08	0,61	369,87	1,26	0,21	1,15	0,63	vérifié
RS135	RS136	35	0,30	0,25	600	0,79	1,10	0,66	400,01	1,27	0,24	1,15	0,63	vérifié
RS136	RS137	25	0,30	0,28	600	0,85	1,10	0,710	426,57	1,28	0,26	1,15	0,63	vérifié
RS137	RS138	25	0,30	0,30	600	0,91	1,11	0,76	459,64	1,29	0,28	1,15	0,63	vérifié
RS138	RS139	25	0,30	0,32	600	0,98	1,12	0,83	499,48	1,30	0,30	1,15	0,63	vérifié
RS139	RS140	25	0,30	0,34	800	0,48	0,98	0,49	394,88	1,38	0,32	1,40	0,77	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS140	RS141	29	0,30	0,36	800	0,51	1,01	0,51	411,92	1,42	0,34	1,40	0,77	vérifié
RS141	RS142	27	0,30	0,38	800	0,55	1,03	0,53	427,16	1,44	0,36	1,40	0,77	vérifié
RS143	RS144	44	0,30	0,07	400	0,69	1,08	0,61	245,60	0,96	0,08	0,88	0,48	vérifié
RS144	RS145	83	0,30	0,22	600	0,68	1,08	0,60	363,80	1,25	0,20	1,15	0,63	vérifié
RS145	RS146	29	0,30	0,27	600	0,84	1,10	0,69	419,78	1,28	0,25	1,15	0,63	vérifié
RS146	RS147	69	0,30	0,39	800	0,56	1,03	0,54	432,64	1,45	0,37	1,40	0,77	vérifié
RS147	RS148	15	0,30	0,42	800	0,60	1,05	0,56	449,55	1,48	0,39	1,40	0,77	vérifié
RS149	RS150	27	0,30	0,01	300	0,26	0,84	0,34	104,77	0,61	0,02	0,73	0,6	vérifié
RS150	RS151	19	0,30	0,02	300	0,44	0,965	0,46	140,49	0,70	0,03	0,73	0,61	vérifié
RS151	RS152	68	0,61	0,05	300	0,77	1,10	0,65	196,93	1,14	0,06	1,04	0,67	vérifié
RS152	RS153	36	0,57	0,07	400	0,49	0,99	0,496	198,66	1,21	0,078	1,21	0,67	vérifié
RS153	RS154	54	0,62	0,10	400	0,63	1,07	0,58	233,10	1,36	0,09	1,27	0,69	vérifié
RS154	RS155	25	0,30	0,11	500	0,56	1,03	0,54	272,11	1,06	0,10	1,02	0,66	vérifié
RS155	RS156	26	0,30	0,12	500	0,63	1,06	0,57	289,87	1,09	0,11	1,02	0,66	vérifié
RS156	RS157	25	0,30	0,14	500	0,69	1,08	0,61	306,11	1,11	0,13	1,02	0,66	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS157	RS158	38	0,30	0,15	500	0,79	1,10	0,66	332,65	1,13	0,20	1,02	0,66	vérifié
RS158	RS159	41	0,30	0,17	500	0,89	1,11	0,74	370,60	1,14	0,20	1,02	0,56	vérifié
RS159	RS160	58	0,30	0,20	600	0,63	1,07	0,58	348,98	1,24	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS160	RS161	25	0,30	0,22	600	0,67	1,08	0,60	360,97	1,25	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS161	RS162	25	0,30	0,23	600	0,71	1,09	0,62	372,99	1,26	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS162	RS163	25	0,30	0,24	600	0,75	1,09	0,64	385,52	1,27	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS163	RS164	25	0,30	0,25	600	0,79	1,101	0,66	399,12	1,27	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS164	RS165	17	0,30	0,26	600	0,81	1,10	0,68	409,26	1,28	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS165	RS166	31	0,30	0,28	600	0,86	1,11	0,71	430,22	1,28	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS166	RS167	39	0,30	0,30	600	0,92	1,11	0,76	461,97	1,29	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS167	RS168	28	0,30	0,31	600	0,96	1,12	0,81	488,53	1,30	0,32	1,15	0,63	vérifié
RS168	RS169	29	0,30	0,33	800	0,46	0,97	0,48	386,44	1,37	0,40	1,40	0,77	vérifié
RS169	RS170	35	0,30	0,34	800	0,49	0,99	0,49	399,12	1,39	0,40	1,40	0,77	vérifié
RS170	RS171	25	0,31	0,36	800	0,50	1,00	0,50	403,85	1,42	0,39	1,42	0,78	vérifié
RS171	RS172	26	0,57	0,37	600	0,82	1,10	0,69	414,30	1,76	0,45	1,59	0,87	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS172	RS173	42	0,50	0,39	600	0,93	1,11	0,78	468,48	1,67	0,40	1,49	0,82	vérifié
RS173	RS174	66	0,30	0,42	800	0,60	1,05	0,56	452,20	1,48	0,46	1,40	0,77	vérifié
RS174	RS175	36	0,30	0,44	800	0,63	1,06	0,57	463,18	1,50	0,49	1,40	0,77	vérifié
RS175	RS176	33	1,65	0,46	500	0,97	1,1	0,82	414,42	2,70	0,47	2,40	1,32	vérifié
RS176	RS177	24	0,30	0,47	800	0,67	1,08	0,60	480,14	1,51	0,48	1,40	0,77	vérifié
RS178	RS179	44	0,30	0,054	400	0,48	0,99	0,49	198,25	0,87	0,058	0,88	0,68	vérifié
RS179	RS180	64	0,30	0,13	500	0,66	1,07	0,59	297,19	1,10	0,15	1,02	0,66	vérifié
RS180	RS181	54	1,56	0,20	400	0,78	1,10	0,66	265,82	2,22	0,1870	2,01	1,10	vérifié
RS181	RS182	36	0,38	0,24	600	0,66	1,07	0,59	356,99	1,40	0,22	1,30	0,71	vérifié
RS182	RS183	30	0,30	0,28	600	0,85	1,10	0,71	428,06	1,28	0,29	1,15	0,63	vérifié
RS183	RS184	10	0,34	0,29	600	0,84	1,10	0,70	420,39	1,36	0,30	1,23	0,67	vérifié
RS5	RS39	25	2,20	0,38	500	0,70	1,08	0,61	308,09	3,02	0,39	2,78	1,52	vérifié
RS39	RS40	25	2,09	0,38	500	0,72	1,09	0,62	312,94	2,96	0,39	2,71	1,49	vérifié
RS40	RS41	25	1,50	0,38	500	0,85	1,10	0,70	353,94	2,5	0,39	2,29	1,26	vérifié
RS41	RS42	25	1,47	0,38	500	0,86	1,10	0,71	357,31	2,52	0,39	2,27	1,25	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS42	RS43	25	3,26	0,38	500	0,57	1,04	0,54	274,5	3,53	0,66	3,38	1,86	vérifié
RS43	RS44	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS44	RS45	25	1,31	0,38	500	0,91	1,11	0,75	379,41	2,39	0,42	2,146	1,18	vérifié
RS45	RS46	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS46	RS47	25	5,00	0,38	400	0,84	1,10	0,70	281,36	4,00	0,45	3,61	1,98	vérifié
RS47	RS48	25	4,40	0,38	400	0,90	1,11	0,74	299,92	3,77	0,42	3,38	1,86	vérifié
RS48	RS49	25	5,84	0,38	400	0,78	1,10	0,66	264,25	4,00	0,49	3,90	2,14	vérifié
RS49	RS50	25	3,22	0,38	500	0,58	1,04	0,55	275,60	3,51	0,66	3,36	1,85	vérifié
RS50	RS51	21	2,61	0,38	500	0,64	1,07	0,58	293,04	3,25	0,59	3,02	1,6	vérifié
RS51	RS52	26	0,66	0,38	600	0,78	1,10	0,66	398,96	1,89	0,48	1,72	0,94	vérifié
RS52	RS53	33	1,31	0,38	500	0,91	1,11	0,75	379,41	2,39	0,42	2,14	1,18	vérifié
RS53	RS54	25	2,37	0,38	500	0,67	1,08	0,60	301,37	3,12	0,56	2,881	1,58	vérifié
RS54	RS55	25	2,79	0,38	500	0,62	1,06	0,57	287,43	3,33	0,61	3,135	1,72	vérifié
RS55	RS56	25	5,00	0,38	400	0,84	1,10	0,70	281,36	4,00	0,45	3,61	1,98	vérifié
RS56	RS57	8	3,71	0,38	400	0,98	1,12	0,83	332,83	3,49	0,39	3,11	1,71	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS57	RS58	25	3,42	0,38	500	0,56	1,03	0,54	270,68	3,59	0,68	3,46	1,90	vérifié
RS58	RS59	25	2,03	0,38	500	0,73	1,09	0,63	315,51	2,92	0,52	2,67	1,47	vérifié
RS59	RS60	29	1,14	0,38	500	0,97	1,12	0,82	413,28	2,24	0,39	2,00	1,10	vérifié
RS60	RS61	32	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS61	RS62	31	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS62	RS63	24	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS63	RS64	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS64	RS65	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS65	RS66	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS66	RS67	18	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS67	RS68	30	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS68	RS69	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS69	RS70	22	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS70	RS71	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS71	RS72	25	0,42	0,38	800	0,45	0,97	0,47	381,58	1,61	0,83	1,66	0,91	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS72	RS73	25	1,62	0,38	500	0,81	1,10	0,68	342,26	2,63	0,46	2,38	1,31	vérifié
RS73	RS74	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS74	RS75	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS75	RS76	24	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS76	RS77	18	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS77	RS78	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS78	RS79	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS79	RS80	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS80	RS81	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS81	RS82	25	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS82	RS21	19	0,30	0,38	800	0,54	1,02	0,52	423,62	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RS21	RS83	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS83	RS84	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS84	RS85	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS85	RS86	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS86	RS87	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS87	RS88	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS88	RS89	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS89	RS90	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,079	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS90	RS91	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS91	RS92	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS92	RS93	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS93	RS94	25	0,30	2,18	1500	0,57	1,04	0,55	825,07	2,23	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS94	RS95	25	1,11	2,18	1000	0,88	1,11	0,73	737,50	3,49	2,46	3,13	1,72	vérifié
RS95	RS96	25	0,72	2,18	1200	0,67	1,08	0,60	723,52	3,08	3,22	2,85	1,56	vérifié
RS96	RS97	25	1,29	2,18	1000	0,82	1,10	0,68	687,32	3,73	2,65	3,381	1,85	vérifié
RS97	RS98	25	0,55	3,43	1500	0,67	1,08	0,60	900,31	3,12	5,10	2,89	1,59	vérifié
RS98	RS99	25	0,31	3,43	1500	0,89	1,11	0,74	1117,10	2,41	3,83	2,17	1,19	vérifié
RS99	RS100	25	0,84	3,43	1500	0,54	1,022	0,52	794,75	3,66	6,31	3,57	1,96	vérifié
RS100	RS101	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS101	RS102	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS102	RS103	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS103	RS104	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS104	RS105	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS105	RS106	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS106	RS107	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS107	RS108	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS108	RS109	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS109	RS110	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS110	RS111	20	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS111	RS112	41	0,49	3,43	1500	0,71	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS112	RS113	26	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS113	RS114	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS114	RS115	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS115	RS116	25	0,29	3,43	1500	0,92	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS116	RS117	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS117	RS118	24	0,30	3,43	1500	0,90	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS118	RS119	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS119	RS120	37	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS120	RS121	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS121	RS122	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,115	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS122	RS123	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
RS123	RS124	25	0,30	3,43	1500	0,91	1,11	0,75	1137,50	2,38	3,77	2,13	1,17	vérifié
COLLECTEUR PRINCIPAL														
RS142	RP2	49	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RP2	RP3	25	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RP3	RP4	50	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RP4	RP5	22	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RP5	RP6	50	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié
RP6	RS148	40	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,70	1,40	0,77	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS148	RP8	47	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,36	1,40	0,77	vérifié
RP8	RP9	45	1,28	0,39	800	0,26	0,84	0,35	282,37	2,46	0,36	2,90	1,59	vérifié
RP9	RP10	46	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,36	1,40	0,77	vérifié
RP10	RS184	34	0,30	0,39	800	0,55	1,03	0,53	428,16	1,44	0,36	1,40	0,77	vérifié
RS184	RP12	43	1,57	0,39	800	0,24	0,83	0,33	269,35	2,67	0,36	3,21	1,76	vérifié
RP12	RP13	45	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RP13	RP14	35	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RP14	RP15	38	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RP15	RP16	50	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RP16	RP17	50	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RP17	RP18	50	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RP18	RP19	50	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RP19	RP20	50	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RP20	RS177	37	0,30	0,81	1000	0,64	1,07	0,58	583,17	1,74	0,76	1,63	0,89	vérifié
RS177	RP22	33	0,30	1,11	1000	0,87	1,11	0,72	725,08	1,81	1,04	1,63	0,89	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RP22	RP23	53	0,30	1,11	1000	0,87	1,11	0,72	725,08	1,81	1,27	1,63	0,89	vérifié
RP23	RS38	62	0,30	1,11	1000	0,87	1,11	0,72	725,08	1,81	1,27	1,63	0,89	vérifié
RS38	RP25	54	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP25	RP26	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP26	RP27	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP27	RP28	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP28	RP29	35	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP29	RP30	58	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP30	RP31	33	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP31	RP32	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP32	RP33	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP33	RP34	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP34	RP35	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP35	RP36	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP36	RP37	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RP37	RP38	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP38	RP39	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP39	RP40	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,623	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP40	RP41	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP41	RP42	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP42	RP43	50	0,40	1,49	1200	0,62	1,06	0,57	687,12	2,26	2,40	2,12	1,16	vérifié
RP43	RP44	50	0,49	1,49	1200	0,56	1,03	0,53	647,10	2,43	2,65	2,35	1,29	vérifié
RP44	RP45	50	0,54	1,49	1000	0,86	1,11	0,72	720,82	2,42	1,71	2,18	1,01	vérifié
RP45	RP46	50	0,62	1,49	1000	0,81	1,10	0,67	678,15	2,58	1,83	2,34	1,01	vérifié
RP46	RP47	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP47	RP48	50	1,12	1,49	1000	0,60	1,05	0,56	563,11	3,32	2,47	3,14	1,01	vérifié
RP48	RP49	50	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP49	RP50	36	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP50	RP51	46	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié
RP51	RS125	37	0,30	1,49	1200	0,71	1,09	0,62	747,63	2,00	2,08	1,84	1,01	vérifié

Tronçon		L (m)	Pente (%)	Q (m ³ /s)	D _N (mm)	R _q	R _v	R _h	H (mm)	V (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	V _{ps} (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
RS125	RP53	17	0,30	4,92	1800	0,80	1,10	0,67	1212,32	2,66	4.59	2,41	1,32	vérifié
RP53	RP54	40	0,30	4,92	1800	0,80	1,10	0,67	1212,32	2,66	4.59	2,41	1,32	vérifié
RP54	RP55	43	0,30	4,92	1800	0,80	1,10	0,67	1212,32	2,66	4.59	2,41	1,32	vérifié
RP55	RP56	35	0,30	4,92	1800	0,80	1,10	0,67	1212,32	2,66	4.59	2,41	1,32	vérifié
RP56	RP57	44	0,30	4,92	1800	0,80	1,10	0,67	1212,32	2,66	4.59	2,41	1,32	vérifié
RP57	RP58	53	0,30	4,92	1800	0,80	1,10	0,67	1212,32	2,66	4.59	2,41	1,32	vérifié

V.4. Commentaire sur les résultats du calcul hydraulique

Après avoir redimensionné le réseau d'assainissement de la zone d'étude, nous avons remarqué les points suivant :

- Le diamètre minimal des canalisations circulaires minimale est fixé à 300 mm ; pour éviter les risques d'obstruction
- La pente entre 0.2% et 5%
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm
- il est préférable que la vitesse maximale à pleine section soit de l'ordre de 4 m/s (la limite correspondante a été tracée sur les abaques).
- Après avoir établi le calcul hydraulique on remarque que : L'auto curage est vérifiée sur tous les tronçons le long du périphérique

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et d'eaux pluviales.

Après le dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, nous constatons que les vitesses d'auto curage sont admissibles

CHAPITRE VI

Les éléments du réseau d'égout

Introduction

Un réseau d'assainissement est un ensemble constitué d'organes dont chacun est le complémentaire des autres en fonction du rôle qu'il joue.

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

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie :
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- 1- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- 2- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égouts, regards, déversoirs d'orage... etc.).

VI.1. Ouvrages Principaux

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

VI.1.1 Les canalisations

Ce sont les éléments principaux du système d'évacuation, présentés sous diverses formes :

- Les conduites circulaires : définies par leurs diamètres nominaux en mm.
- Les conduites ovoïdes : désignées par leurs hauteurs intérieures en cm.

➔ **Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire.**

➤ Les types de canalisation

- **Tuyaux à section circulaire :** Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations
 - ♣ Tuyaux en béton non armé
 - ♣ Tuyaux en béton armé
 - ♣ Tuyaux en amiante-ciment
 - ♣ Tuyaux en grés artificiels
 - ♣ Tuyaux et raccords en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié
 - ♣ Tuyaux et raccords en fonte
- **Tuyaux à section ovoïde :** Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montraient qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il était jugé préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués.

La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de $\pm 1\%$; Les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3mm

La forme générale de ces tuyaux est représentée à la figure VII.1 leurs dimensions principales a et b étant, respectivement, les suivantes (exprimées en centimètres) :

- Type exceptionnellement visitables 100×62.5 et 130 ×80.
- Type semi visitable 150×90.
- Type visitables 180×108 et 200×120

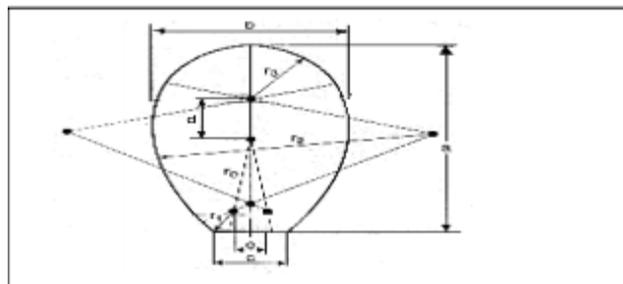


Figure VI.1 Schéma de canalisation ovoïde

VI .1. 2. Critères du choix de conduite

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

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.

- De la nature chimique des eaux usées.
- Des efforts extérieurs due au remblai.

VI .1. 3. Types de matériaux

A. Conduite en fonte

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de conduites pour évacuer les eaux usées industrielles.

B. Conduite en matière plastique

Les conduites en plastique sont résistantes à la corrosion inertes et stables vis-à-vis de nombreux réactifs chimiques .On peut distinguer :

- Les conduites en matières thermodurcissables.
- Les conduites en matières thermoplastiques.

❖ **Joints** : Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

C. Conduite en béton armé

❖ Nature du matériau

L'armature formant la conduite en béton armé se compose de :

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation.
- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices.

❖ Fabrication

On dispose de trois procédés de fabrication :

- La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :
 - Vibrateurs fixe ou mobiles.
 - Table vibrante.
 - Noyau vibrant.
- La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.

- Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm.

❖ Joints

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint à 1/2 emboitement.
- Joint à coller.
- Joint plastique.
- Joint type Rocla.
- Joint torique.

VI.1.4. Les essais de conduites préfabriqués

Pour assurer le bon fonctionnement des conduites préfabriquées, de nombreux essais s'imposent notamment les essais à l'écrasement, à l'étanchéité, et à la corrosion.

A. Essai à l'écrasement

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

B. Essai d'étanchéité

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

- A l'usine : La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur chantier : Un des trois essais peut être envisagé :
 - L'essai à l'eau : effectué pendant 30 min pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.
 - L'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.
 - L'essai à l'air sous pression : sous pression d'un bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0.5 bar durant 3 minutes, pour les conduites circulaires.

C. Essai de corrosion (chimique)

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La destruction du béton commence par la baisse de PH superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique.

L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être alternées.

VI.1.5. Pose de canalisation

A. Les conditions de pose

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.
- De placer toujours les tuyaux sur des feuilles sèches,
- D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses,

Vieilles maçonneries, ...) qui constituent des tasseaux naturels.

B. Les modes de pose

Le mode de pose des canalisations diffère selon la nature du terrain.

❖ Terrain normale

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond exempt de massifs durs, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des Fabricants de conduites.

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable de 15 ou 20 cm.

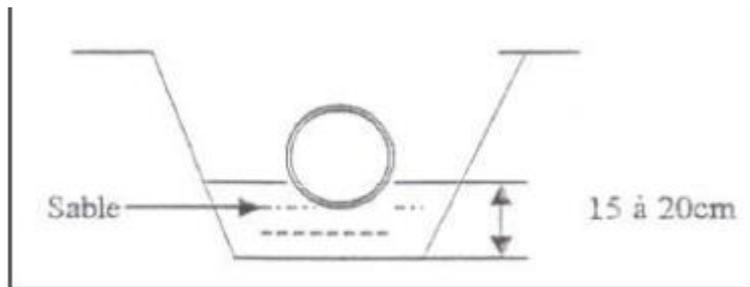


Figure VI-2 : Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

❖ Mauvais terrain

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

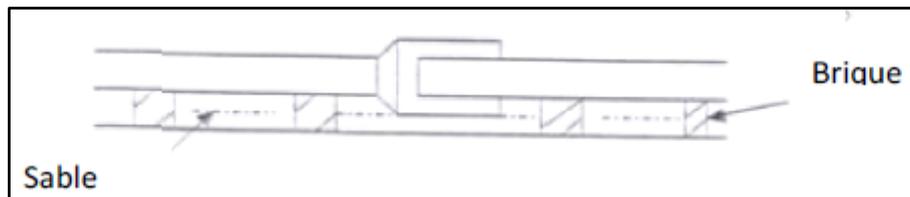


Figure VI-3 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain

❖ Terrain très mauvais

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriqué doit être envisagée au fond de la tranchée.

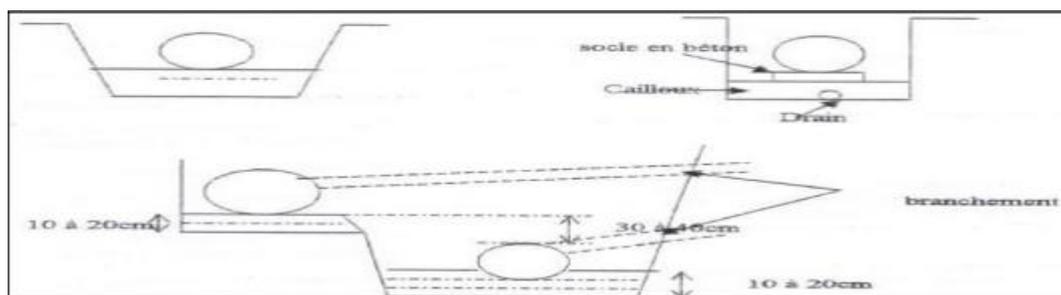


Figure VI-4 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais

➔ Pour notre projet, nous avons choisi le type de pose de canalisation dans un terrain ordinaire, vu que le terrain est plat.

VI .2. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes participent au réseau au même titre que les canalisations et notamment dans l'exploitation. Les ouvrages Annexes sont à considérés selon deux types distincts :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI .2. 1. Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux, sont les ouvrages courants, qui sont indispensable en amont ou au cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents.

On les divise en trois catégories :

VI .2. 1.1. Les branchements particuliers

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

➔ Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

VI .2. 1.2. Les bouches d'égout

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont

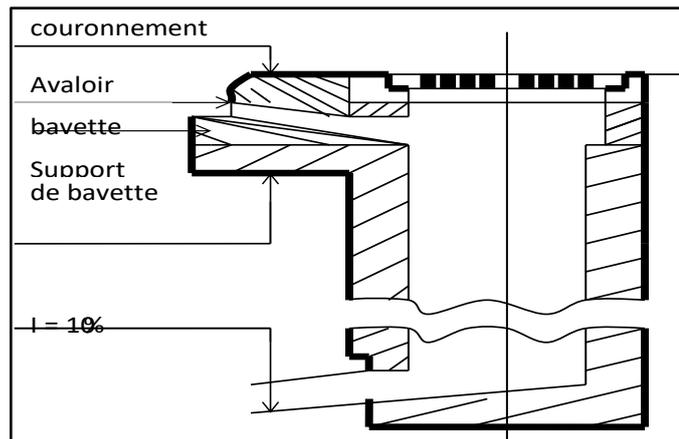


Figure VI-5 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

VI .2. 1.3. les caniveaux

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout.

VI .2. 1.4 Ouvrages d'accès au réseau (les regards)

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour "assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation

- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Regard double : pour système séparatif
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous
- Regard de chute : à forte pente
- La distance entre deux regards est variable :
 - 35 à 50 m en terrain accidenté

- 50 à 80 m en terrain plat.

➤ Sur les canalisations les regards doivent être installés:

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

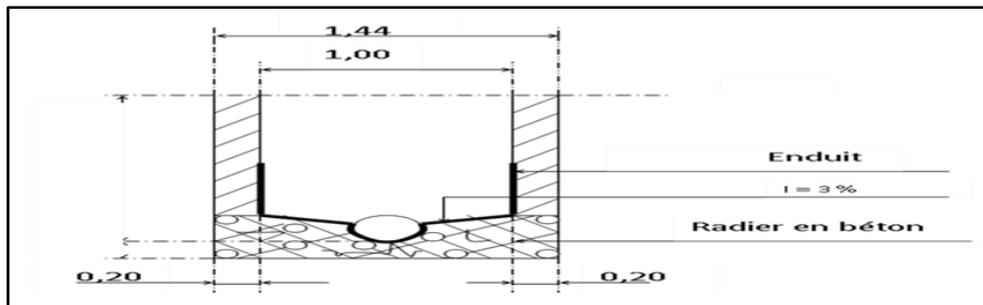


Figure VI-6 : Exemple d'un regard simple

Remarque : Pour notre agglomération on utilisera des **regards de visite simples** et **regards de chute** avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages.

VI.2.2. Les ouvrages spéciaux

VI.2.2.1. Les déversoirs d'orage

Les déversoirs d'orages sont destinés à évacuer, en cas d'orages, le débit supplémentaire transitant dans les collecteurs, ces ouvrages acheminent directement les eaux vers le milieu naturel. En outre, la station d'épuration ne peut accepter qu'un débit d'eau concentré équivalent aux maximums de 3 à 4 fois par temps sec. Un déversoir est par conséquent, un ouvrage conçu à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eau pluviale de façon à réagir sur l'économie des projets en réduisant les dimensions du réseau aval. Ils sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire. Donc

c'est un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement

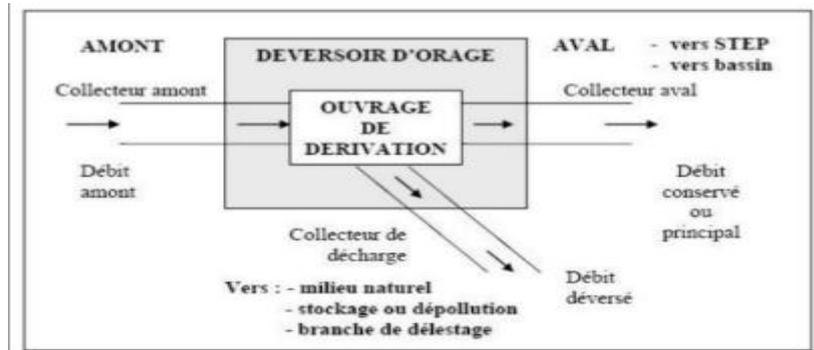


Figure VI.7 : Schéma de principe du déversoir d'orage

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

❖ Physiques (géométrie et hydraulique)

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

❖ Environnementales

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

❖ Economiques

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

❖ Gestion

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

A - Emplacement des déversoirs d'orage

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

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes

B- Les types des déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoir.

B.1 Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée : Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial. La présence d'un seuil élevé (marge de sécurité) conduit à la formation d'un ressaut dans la conduite d'amenée. Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir

B.2 Déversoir a seuil latéral et conduite aval libre : Ce type de déversoir diffère du précédent essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit max. d'orage la charge sur la crête aval est nulle. Ce type de déversoir assurera un débit aval constant quel que soit le débit déversé.

B.3 Déversoir d'orage à ouverture du fond : Dans ce type d'ouvrage: le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

On a d'autres types de déversoirs comme :

- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs siphonides.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à seuil haut
- Les déversoirs à seuil bas
- Les déversoirs by-pass

Remarque Dans notre étude nous allons utiliser un déversoir d'orage, du type latéral .

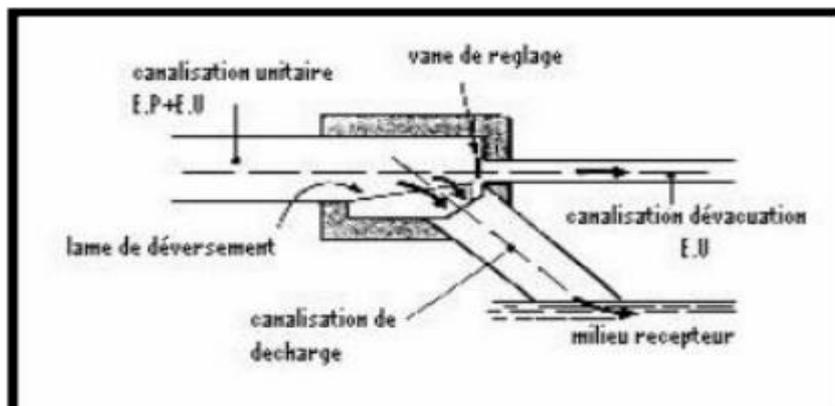


Figure VI.8 : Déversoir classique à seuil latéral

C -Dimensionnement des déversoirs d'orage

Position projetée :

côte : 55.29

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D = 1800 \text{ mm}$.
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 4.61 \text{ m}^3/\text{s}$.

Débit de pointe d'eau usées : $Q_{eu} = 0,141 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Débit de pointe allant vers la station d'épuration : on propose une dilution de 3 fois•

$$\text{Alors: } Q_{step} = 3 \times 0.141 = 0,42 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- Hauteur d'eau à l'entrée : $H_e = 1212,32 \text{ mm}$.
- La pente = 0.30%

□ **Détermination du débit critique**

$$Q_{cr} = Z * Q_t \quad (VI.1)$$

Avec : Z : coefficient de retardement

$$Z = 1 - \frac{T_c}{100} \quad (VI.2)$$

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

$$t_c = t_1 + t_2 \quad (VI.3)$$

$$\text{Avec : } t_1 = \frac{L_s}{60 * v} \quad (VI.4)$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il est varié de 2 à 20 minutes.

t_1 : **Ls** : Longueur totale de collecteur le plus longs

v : vitesse moyen égale à la somme des vitesses de chaque tronçon sur le nombre des tronçons

$$\text{AN : } t_1 = \frac{2585}{60 * 1.32} = 32.64 \text{ min} \quad t_c = 32.64 + 2 = 34.64 \text{ min.}$$

$$t_2 = 2 \text{ min.} \quad Z = 1 - 34.64/100 = 0,6536$$

$$\text{Alors : } Q_{cr} = 0,6536 \times 4,9289 = 3.22 \text{ m}^3/\text{s} .$$

□ **Détermination du débit déversé**

$$Q_{dév} = 3.22 - 0.42 = 2.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

□ **Détermination de la hauteur demandée par la station d'épuration h_{step}**

Nous avons :

$$R_{Qstep} = \frac{Q_{step}}{Q_{\text{max}}} \longrightarrow R_{Qstep} = \frac{0.42}{4.61} = 0.091$$

$$R_{hstep} = \frac{h_{step}}{D} \longrightarrow h_{step} = D * R_{hstep} \quad (VI.5)$$

De l'abaque d'annexe [2] nous tirons R_h et R_v

$$R_h = 0.1375$$

$$R_v = 0.5$$

$$h_{step} = 0.1375 \times 1800 = 247.5 \text{ mm.}$$

□ **Détermination de la hauteur d'eau déversée h_{dev}**

Nous avons :

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{\text{ref}}} \longrightarrow R_{Q_{cr}} = \frac{3.22}{4.61} = 0.698$$

$$R_{h_{cr}} = \frac{h_{c_r}}{D} \longrightarrow h_{c_r} = R_{h_{cr}} * D \quad (\text{VI.6})$$

De l'abaque d'annexe [4] nous tirons $R_{h_{cr}} = 0.59$

$$h_{c_r} = 0.59 * 1800 = 1062$$

$$h_{dev} = h_{c_r} - h_{step} \quad (\text{VI.7})$$

$$h_{dev} = 1062 - 247.5 = 814.5 \text{ mm}$$

□ **Détermination de la longueur du déversoir**

Nous appliquons la formule de BAZIN :

$$Q = \frac{2}{3} * \mu * l * \sqrt{2g} * h d^{3/2} \quad (\text{VI.8})$$

$$l = \frac{Q}{\frac{2}{3} * \mu * \sqrt{2g} * h d^{3/2}} = \frac{2.8}{\frac{2}{3} * 0.66 * \sqrt{29.21} * 0.8145^{3/2}} = 1.60 \text{ m}$$

$$\mathbf{L = 1.60 \text{ m}}$$

Conclusion

Pour exploiter au mieux un réseau d'assainissement est garantir sa durabilité, il est judicieux de l'équiper d'ouvrages nécessaires qui contribuent à son bon fonctionnement ; ces ouvrages sont choisis en se basant sur le paramètre technico-économique ; pour qu'ils puissent montrer aucune difficulté à remplir leurs rôles. Dès lors on a créé plusieurs types de systèmes ainsi que d'un large choix concernant le matériau, qui s'adaptent aux différentes contraintes de la zone du projet.

CHAPITRE VII

**Organisation de
chantier**

Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous les chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation de chantier en général.

Dans le but de rechercher la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation de notre projet, on s'est principalement basé sur l'organisation de chantier qui ordonne le déroulement de nos travaux et nous dirige dans l'exécution ; en imposant un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire de réalisation, la main d'œuvre nécessaire et les moyens matériels (matériaux de constructions, engins, ...).

VII-1- Les actions reçues par les conduites

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai ;
- La pression résultant des charges roulantes ;
- La pression résultant des charges permanentes de surface ;
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique ;
- Le poids propre de l'eau véhiculée ;
- Le tassement différentiel du terrain;
- Les chocs lors de la mise en œuvre ;

Action des racines des arbres

VII.2. Les étapes de réalisation du projet

VII.2.1 Exécution des travaux

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

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

- ❖ La vérification, manutention des conduites.
- ❖ Le décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou de végétation.
- ❖ L'emplacement des jalons et des piquets (piquetage).
- ❖ L'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- ❖ L'aménagement du lit de pose.
- ❖ La mise en place des canalisations en tranchée.
- ❖ L'assemblage des tuyaux.
- ❖ La construction des regards.
- ❖ Les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- ❖ Remblai des tranchées

VII.2. 2. Manutention et stockage des conduites

A. Manutention

Afin de préserver les conduites pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et éviter le déchargement brutal sur le sol

B. Stockage

Pour le stockage du matériel, il faut absolument respecter ces consignes :

- L'aire de stockage doit être plane et nivelée.
- Les accessoires et les conduites doivent être à l'abri du soleil.
- Préserver les conduites des produits chimiques, des solvants et des huiles.

C. Décapage de la terre végétale

C'est une opération préliminaire, qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

D. Exécution des tranchées et des fouilles des regards

Le fond de fouille doit être arasé à la pente du projet, en évitant le remaniement, et en respectant les largeurs minimales des tranchées par mesure de sécurité.

E. Aménagement du lit de sable

Les conduites doivent être posées sur un lit de sable, qui sera bien nivelée suivant les côtes du profil en long comme le montre la figure ci-dessous :

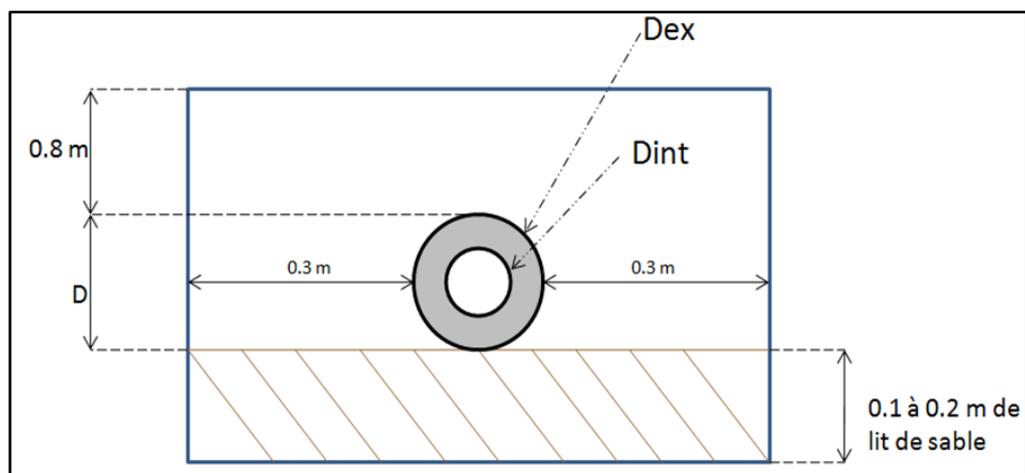


Figure VII-1 : Pose du lit de sable

➤ Emplacement des piquets

Dans chaque point d'emplacement d'un regard, on doit placer un jalon de piquet.

G. Pose des canalisations

Durant la pose de canalisation, il faut vérifier que :

- La décente du tuyau se fait dans une fouille blindée
- Les surfaces des abouts doivent être débarrassés .
- Les joints doivent être vérifiés et nettoyés.

H. Assemblage des canalisations

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

I. Essai d'étanchéité

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

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

J. Exécution des regards

Les regards ont généralement une forme cubique, leurs dimensions varient en fonction des profondeurs des tranchées. La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé comme on peut avoir aussi des regards préfabriqués.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

K. Réalisation des branchements

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principal (généralement un regard)
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3% ;
- Eventuellement un regard collecteur de branchement.
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement à la limite du domaine public.

L. Remblayage et compactage

Pour assurer la protection de la canalisation, et la transmission des charges, on doit effectuer un remblayage avec un matériau similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

➤ **Choix des engins**

Pour réaliser ces travaux, on doit utiliser différents types d'engins, car chaque opération nécessite un engin précis. Ces engins sont répartis en trois grandes familles :

- **Les engins de chargement**

- Les chargeuses.
- Les pelles hydrauliques.
- Les pelles mécaniques.

- **Les engins de transport**

- Les brouettes.
- Les camions bennes.
- Les dumpers.

- Les motos basculeurs.
- Les véhicules utilitaires.
- **Les engins de mise en place des matériaux**
- Les niveleuses.
- Les compacteurs.
- Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

❖ **Pour le décapage**

Le décapage est une opération de terrassement visant à ôter la couche superficielle de terre. Cette dernière se compose en effet de végétaux et de déchets organiques susceptibles de rendre instable le futur édifice. Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm et stockée afin d'être éventuellement réutilisée lors de l'aménagement du terrain. En effet, la terre végétale de qualité demeure un produit recherché pour les aménagements extérieurs.

Nous utilisons la niveleuse sur les terrains facile à décapé, elle est le meilleur engin adopter à ce type de travaux ; et on utilise le « Bulldozer » dans les terrains difficiles.

❖ **Pour l'excavation des tranchées**

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

Le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.

❖ Pour le remblaiement des tranchées

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.

- Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.
- Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.

❖ Pour le compactage

Le compactage de la terre après remblayage a été fait avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est un engin lourd, qui tasse la terre sous lui grâce à un ou plusieurs rouleaux en font.

VII.3 Planification des travaux

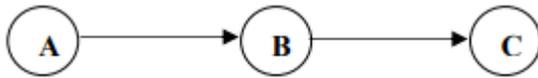
L'objectif de la planification des travaux est l'utilisation avec économie la main d'œuvre et des autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ; - Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail

VII.3 .1 .Technique de la planification (différents réseaux de planification)

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds



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

Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches. L'opération B ne peut commencer que si l'opération A est complètement achevée.

VII.3.2. Construction du réseau

Il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches doivent être successives ou convergentes. Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches ;
- Détermination des tâches antérieures ;
- Construction et regroupement des graphes partiels ;
- Détermination des tâches de début et de fin de l'ouvrage ;
- Construction du réseau

VII.3.3. Méthode du chemin critique

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- 1 ère phase** : L'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.
- 2 ème phase** : Analyse systématique du réseau selon l'unité de temps retenue (heure par heure ou jour par jour),
- 3 ème phase** : Adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.3.4. Les étapes de la planification

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

a. Collection des informations : L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de tout projet.

b. Décomposition du projet : C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières. Un responsable et les besoins en matériels sont attribués à chaque tâche.

c. Relation entre les tâches : Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de réalisation ; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel .

d. Les paramètres de la méthodes C.P.M : Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivantes :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tard ;

MT : Marge totale.

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

Le chemin critique c'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle. Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C. C \Leftrightarrow MT = 0$$

$$\sum TRC.C = D. T.P$$

e. Attribution des durées de chaque opération

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre des ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = Q. N / n$$

Avec : Q : Quantité de travail

N : Rendement

n : Nombre d'équipes

VII.3.5. Symboles des différentes opérations

A. Piquetage.

B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.

C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.

D. Aménagement du lit déposé.

E. Construction des regards.

F. La mise en place des canalisations en tranchée.

G. Assemblage des tuyaux.

H. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.

I. Remblai des tranchées.

J. Travaux de finition

k. Travaux de finition

➤ **Détermination des délais**

Tableau VII.1 : Détermination des délais.

OPERATION	TR	DP		DPP		MT
		CCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	55	35	90	35	90	0
D	20	90	110	110	130	20
E	40	90	130	90	130	0
F	20	90	110	110	130	20
G	30	90	120	100	130	10
H	15	130	145	130	145	0
I	15	145	160	145	160	0
J	20	160	180	160	180	0
K	20	180	210	180	210	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard MT : marge totale.

Le chemin critique : A-B-C-E-H-I-J-K

$$\sum TR = 210 \text{ jours}$$

VII.4. Devis quantitatif estimatif du projet

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

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

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage à grande masse ;
- Travaux de décapage de la tranchée ;
- Fourniture et pose de lit de sable ;

Fourniture et pose des buses en béton armé ;

- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction ;
- Travaux de remblai de la tranchée ;
- Transport des terres excédentaires.

VII.4.1. Détermination des différents volumes des travaux :

A. Volume du décapage de la couche végétale:

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (\text{VII.1})$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- H_{cv} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

B. Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad (\text{VII.2})$$

Tel que :

- V_d : volume du déblai des tranchées (m^3).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

C. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

D. Volume occupé par les conduites:

$$V_{\text{cond}} = (\pi \times D_{\text{ext}}/4) \times L \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

E. Volume de l'enrobage

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage
- B : Largeur de la tranchée(m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

F. Volume du remblai de protection:

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{ls}}) \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume du déblai (m^3).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3).
- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).
- V_{cond} : volume de conduite (m^3).

G. Volume excédentaire

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_{\text{rem}} \quad (\text{VII.7})$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol . ($K_f=1.25$)

Tableau VII -2 : Volumes de travaux

N°	Vd (m3)	Vls (m3)	Vc (m3)	Vrem (m3)	Vexc (m3)
Les volumes	110443	1213	5745	101060	36993

Tableau VII-3 : Devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage à grande masse	m ³	2425	140	339500
2	Déblai de tranchée	m ³	110443	250	27610750
3	Pose lit de sable, e=10cm	m ³	1213	1500	1819500
4	Remblai de la tranchée	m ³	101060	200	20212000
5	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	36993	300	11097900
B	Canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé				
	Ø300mm	ml	2531	2600	7593000
	Ø400mm	ml	620	3800	2356000
	Ø500mm	ml	962	5200	5002400
	Ø600mm	ml	767	6500	4985500
	Ø800mm	ml	1866	10000	18660000

	Ø1000mm	ml	988	12000	11856000	
	Ø1200mm	ml	1241	15000	18615000	
	Ø1500mm	ml	1112	18000	20016000	
	Ø1800mm	ml	232	20000	4640000	
C	Construction :					
	Profondeur de 1 à 3 m	U	348	35000	12180000	
	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	300000	300000	
					Total (HT) :	183650350
					T.V.A (19%)	34893566,5
					Total (T.T.C)	218 543 917

Conclusion

Pour conclure, on peut dire que l'organisation de chantier est nécessaire pour la réalisation d'un système d'assainissement, et cela afin d'économiser le cout, l'énergie et le temps sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à **218 543 917 DA**, avec une durée de réalisation de **210 jours**.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire, nous avons conçu un système d'évacuation des eaux usées et pluviales (Agglomération d TRIFAOU) vers un exutoire afin de protéger la santé publique et l'environnement.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, on fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 59.33 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en raison de la topographie du site, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées évacuées vers la station d'épuration future qui sera projetée dans la zone d'étude.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques et publiques vu qu'il n'y a pas des industries au niveau de la zone. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 12 sous-bassins, choisi le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté pour la méthode rationnelle.

Du coté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de à **218 543 917DA**.

Références bibliographiques

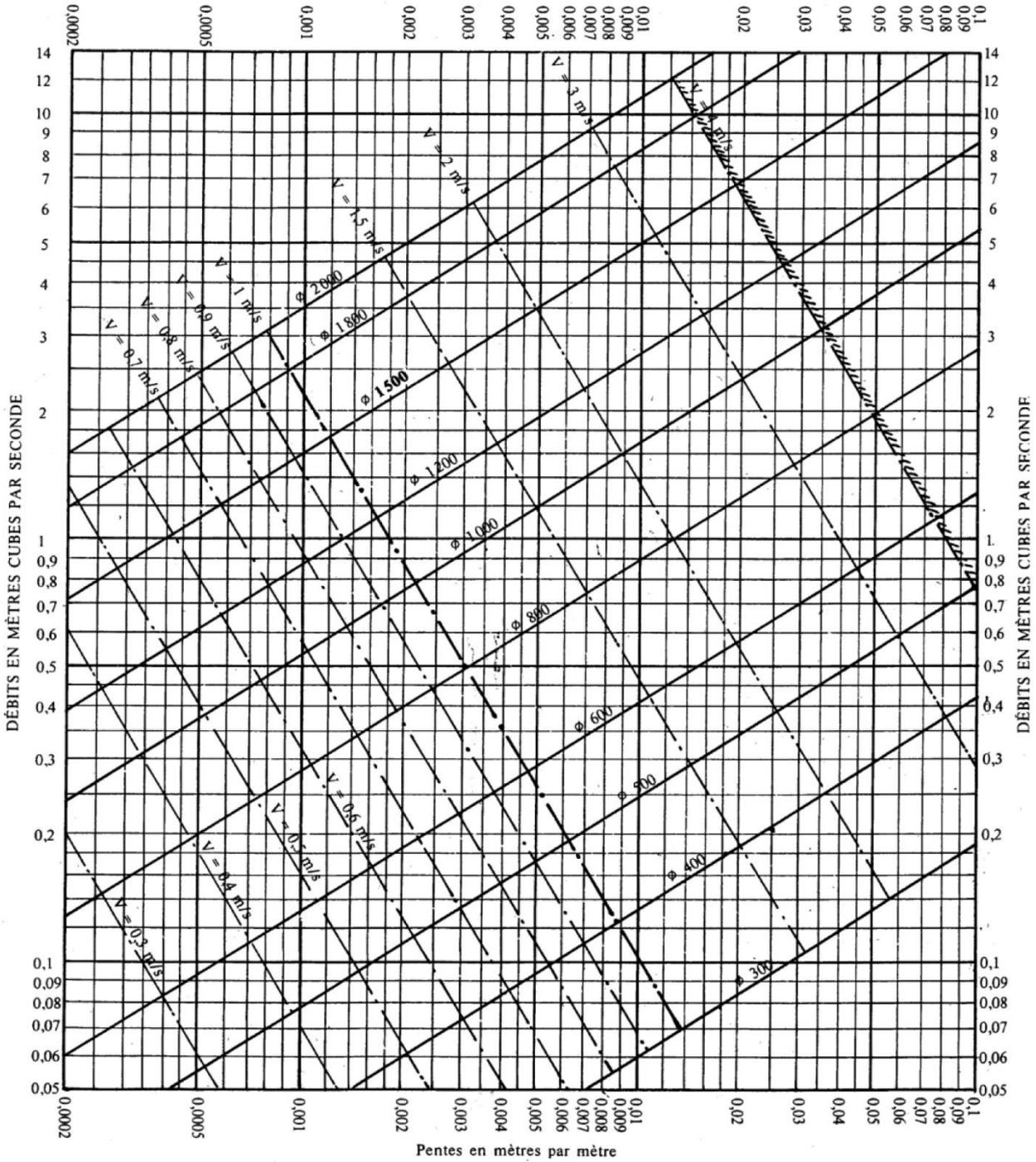
- 1 ABBOU M ., 2020. « Dimensionnement et conception d'un réseau d'assainissement de la commune de Sour (W. Mostaganem) » . Mémoire de fin d'étude .ENSH ,BLIDA
- 2 Azari S., 2019. « Dimensionnement d'un réseau d'assainissement de lanouvelle ville de BOUINAN – Lot : B et D – (W. Blida) ». Mémoire de fin d'étude. ENSH, Blida
- 3 Benlaoukli B., 2019. « Cours management de projet », E.N.S.H,Blida
- 4 Bouselsal et Kherici, 2015 ; ANRH, 1993
- 5 INTERNATIONAL JORNAL OF ENVIRONEMENT AND WATER
- 6 GUERREE. H, GOMELLA. C., 1982 « les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales », EYROLLES, Paris.
- 7 KHELIEL B., 2012 «d'assainissement, dimensionnement de réseau d'assainissement de la commune de DEBILA (w.el oued) » . mémoire de fin d'études ENSH ,BLIDA.
- 8 Salah B., 2019 « Cours d'assainissement » E.N.S.H, Blida
- 9 Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida
- 10 Internet ([https://fr-fr.topographic-map.com/ /](https://fr-fr.topographic-map.com/))

Internet(https://www.gatineau.ca/portail/default.aspx?p=guichet_municipal/participation_citoyenne/consultations_publices/consultations_publices_2020/travaux_concordance_revision_plan_urbanisme)

Annexe

ABAQUE 2-a

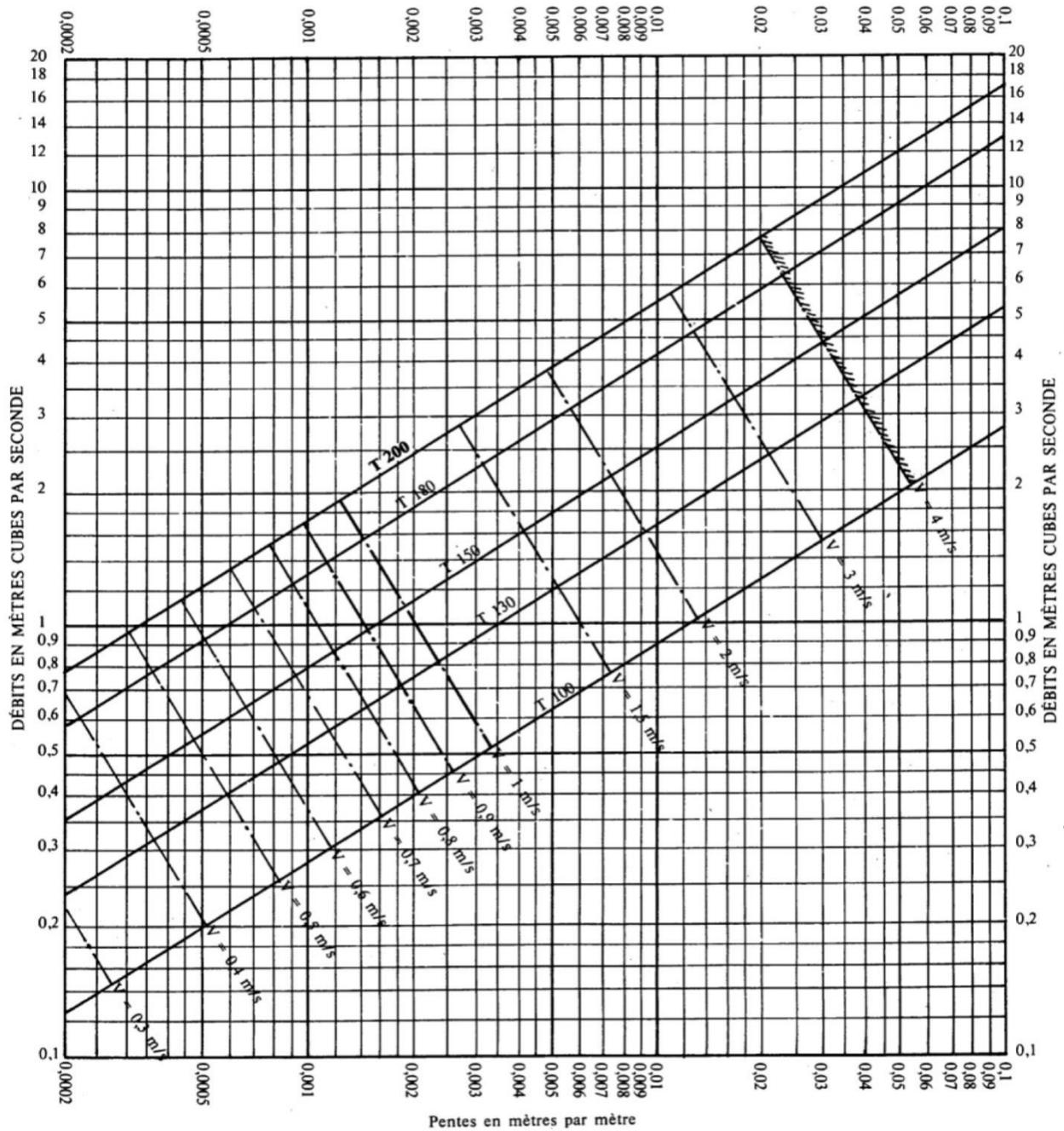
RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)



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

ABAQUE 2-b

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations ovoïdes)

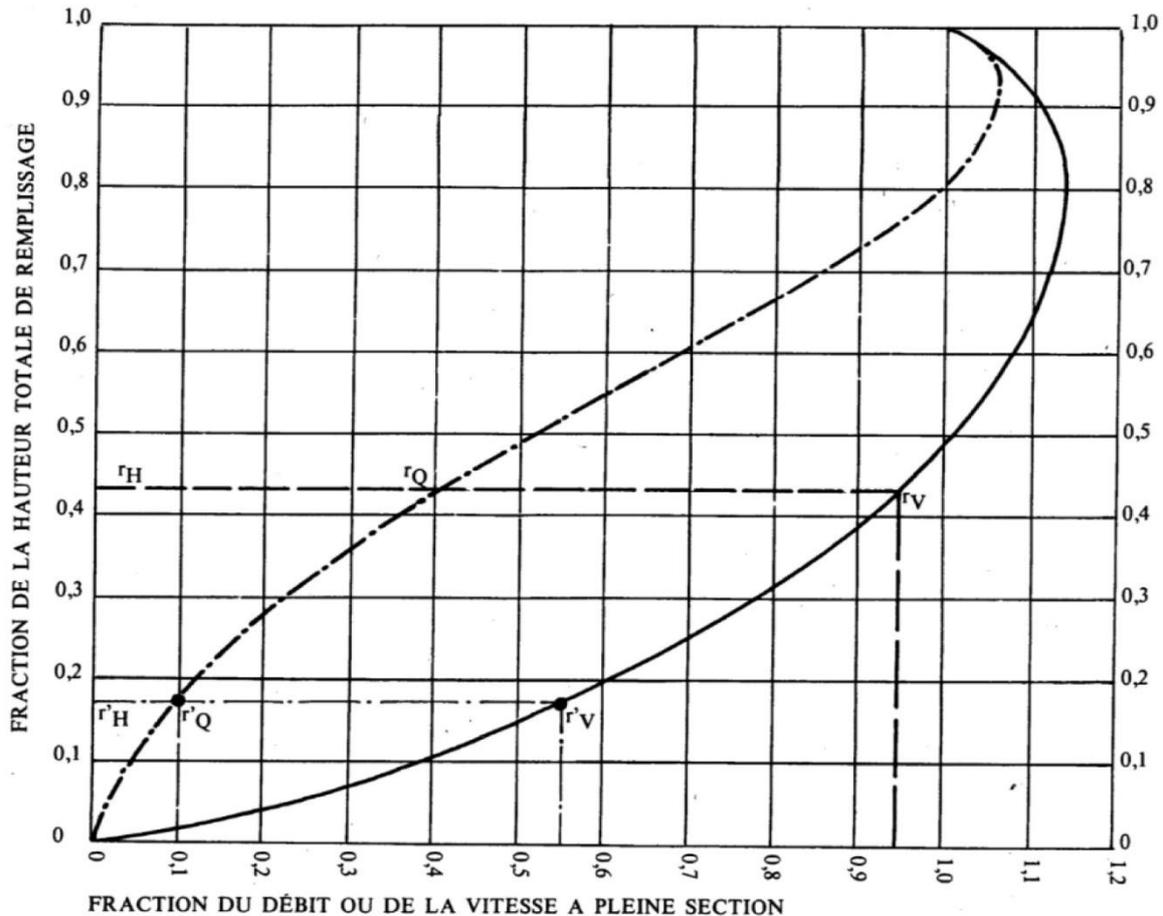


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\gamma = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

ABAQUE 3-a

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

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

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

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

Exemples :

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

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

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

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

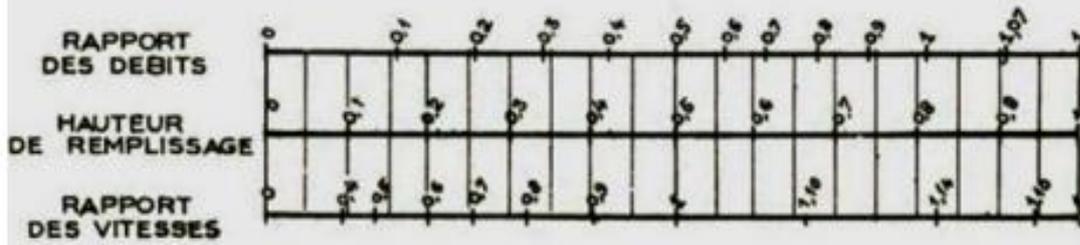
La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

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

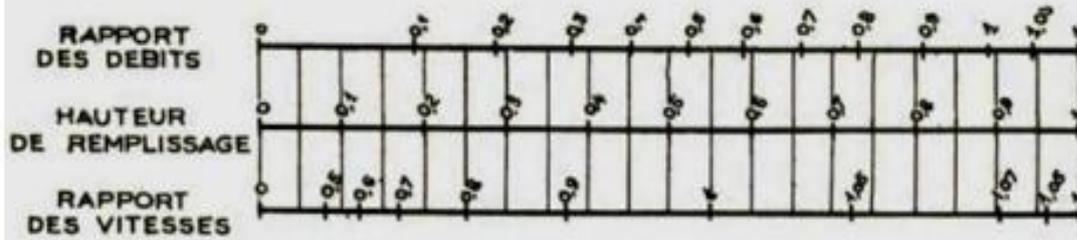
ANNEXE X

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 [5]

Coefficient de foisonnement

Terrain	Coefficient de Foisonnement
Argile, limon, sable argileux	1.25
Grave et sable graveleux	1.10
Sols rocheux altérés	1.30
Sol meuble	1.35