



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE
TAHER, WILAYA DE JIJEL**

Présenté par :
KIRAT Mallak

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualem	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examineur
TOUAHIR Sabah	M.A.A	Examineur
YAHIAOUI Samir	M.A.A	Promoteur

Session Novembre 2020

REMERCIEMENTS

La construction de ce mémoire n'aurait été possible sans l'intervention de certaines personnes. Qu'elles trouvent ici l'expression de mon plus sincère remerciement pour leurs précieux conseils.

Tout d'abord, je tiens à remercier mon promoteur Mr YAHIAOUI Samir pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un mémoire considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Je désire aussi remercier les membres de jury qui ont pris le temps de lire et de discuter de mon mémoire : Mr SALAH Boualem qui me fait l'honneur de présider ce jury ; j'exprime toute ma reconnaissance à Mme KAHLERRAS, et Mme TOUAHIR, qu'ils trouvent ici l'expression de mes vifs remerciements pour avoir bien jugé ce travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Je remercie mes très chères parents pour leur soutien, encouragements et amour inconditionnel, Je remercie aussi mon frère qui est toujours là pour moi, à me porter au-delà des limites.

Je profite de remercier mes amis : pour leur sincère amitié et soutiens aussi moral que physique durant ce long parcours.

ملخص

الهدف الأساسي من هذا المشروع هو تشخيص شبكة تصريف مياه الصرف الصحي ومياه الأمطار لمدينة طاهير، لمعرفة الوضع الحالي والسعة القصوى لهذه الشبكة وملحقاتها، وإيجاد الحلول المناسبة والاقتصادية لتعزيز الأنابيب المتدهورة وتلك التي لا تستطيع تنظيف التدفق المقدر.

بناء على بعض البيانات الأساسية كانت مهمتنا هي إجراء التشخيص أولاً من خلال سرد الحالات الشاذة المتعلقة بنظام الصرف الصحي ثم تحديد التدفقات لأفق 2050 وحجم الشبكة الجديدة.

Résumé :

L'objectif principal de ce projet est le diagnostic de réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales de la ville Taher, pour la connaissance de l'état actuelle et la capacité maximal de ce réseau et ses accessoires et de trouver des solutions appropriées et économique pour renforcer les conduites dégradées et celles qui ne peuvent pas assainir le débit estimer.

En se basant sur quelques données de base, notre travail a consisté d'abord à faire un diagnostic. Par recensement des anomalies liées au système d'évacuation ; par la suite la détermination des débits pour l'horizon de 2050, et le dimensionnement d'un nouveau réseau.

Abstract :

The main objective of this project is the diagnosis of the sewage and rainwater evacuation network of the city of Taher, to know the current state and the maximum capacity of this network and its accessories and to find appropriate economic solutions to reinforce degraded pipes and those which cannot clear out the estimated flow.

Based on some basic data, our job was to first make a diagnosis, By listing anomalies related to the evacuation system ; then the determination of flows for the 2050 horizon, and the sizing of a new network.

Table des matières

Liste des tableaux

Liste des figures

Liste des planches

Introduction générale

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

Introduction.....	2
I. Situation géographique.....	2
II. Localisation de la zone d'étude.....	2
III. Situation géologique.....	3
IV. Situation topographique.....	3
V. Situation climatologique.....	3
VI.1. Climat.....	3
VI.2. Température.....	3
VI.3. Pluviométrie.....	4
VI.4. Humidité.....	5
VII. Situation hydraulique.....	6
VII.1. Alimentation en eau potable.....	6
VII.2. Assainissement.....	6
Conclusion.....	6

CHAPITRE II : PRESENTATION DE L'ANCIEN RESEAU

Introduction.....	7
I. Description de la zone d'étude.....	7
II. État physique du réseau.....	8
II.1 Les collecteurs.....	8
II.2 Les regards.....	8
III. principale cause de la dégradation des ouvrages 14	
a) - Phénomènes endogènes.....	14
b) - Phénomènes exogènes.....	14
Conclusion.....	14

CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Introduction.....	15
-------------------	----

Détermination de l'intensité moyenne de précipitation (Intensité pluviale).....	15
I. Analyse des précipitations mensuelles.....	15
II. Analyse des pluies journalières maximales (P.j.max).....	18
III. Ajustement des pluies journalières maximales.....	19
III.1 Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de GUMBEL.....	21
III.2 Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de GALTON.....	24
IV. Choix de la loi d'ajustement.....	26
IV.1 Test graphique.....	26
IV.2 Interprétation graphique.....	26
IV.3 Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 ».....	26
IV.4 Interprétation des résultats du test.....	27
IV.5 Conclusion.....	27
V. Calcul de l'intensité pluviométrique.....	27
V.1 Détermination du temps de concentration.....	27
V.2 Précipitation de courte durée.....	27
V.3 Détermination de l'intensité pluviométrique.....	28
Conclusion.....	28

CHAPITRE IV : CALCUL DE BASE

Introduction.....	29
I. Situation démographique.....	29
II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires.....	29
III. Système d'évacuation des eaux.....	30
III.1 Les différents systèmes d'assainissement.....	30
III.1.1 Le système unitaire.....	30
III.1.2 Le système séparatif.....	30
III.1.3 Le système pseudo-séparatif.....	31
III.2 Le choix du système d'assainissement.....	31
IV. Schéma d'évacuation des eaux.....	32
IV.1 Les différents schémas d'assainissement.....	32
IV.1.1 Schéma perpendiculaire.....	32
IV.1.2 Schéma par déplacement latéral.....	32
IV.1.3 Schéma transversal ou oblique.....	32

IV.1.4 Schéma par zones étagées.....	33
IV.1.5 Schéma radial.....	33
IV.2 Le choix du schéma d'évacuation.....	33
V. Evaluation du coefficient de ruissellement.....	34
VI. Calcul de la population pour chaque sous bassin.....	36
Conclusion.....	38

CHAPITRE V : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

Introduction.....	39
I. Evaluation des débits des eaux de ruissellement.....	39
I.1 Estimation des débits d'eaux pluviales.....	39
I.1.1 La méthode rationnelle.....	39
a) Coefficient réducteur de l'intensité.....	40
b) Validité de la méthode rationnelle.....	41
c) Hypothèses de la méthode rationnelle.....	41
d) Temps de concentration.....	41
e) Critique de la méthode rationnelle.....	42
I.1.2 La méthode superficielle.....	42
a) Evaluation des paramètres de Caquot.....	43
b) Temps de concentration.....	44
c) Validité de la méthode superficielle.....	44
I.1.3 Choix de la méthode.....	46
I.2 Calcul des débits pluviaux.....	46
II. Evaluation des débits des eaux usées.....	47
II.1 Origine et nature des eaux usées.....	47
II.2 Estimation des débits des eaux usées.....	49
a) Débits des eaux usées domestiques.....	49
b) Débit moyen journalier.....	49
c) Débit de pointe.....	50
d) Débit des eaux usées des établissements publics.....	50
II.3 Calcul des débits usés.....	50
III. Calcul du débit total de chaque sous bassin.....	52
Conclusion.....	53

CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU ET SES OUVRAGE ANNEXE

Introduction.....	53
I. Conditions d'implantation des réseaux.....	53
II. Les canalisations.....	53
II.1 Type de canalisations.....	53
a) Conduite en béton armé.....	53
b) Conduite en fonte.....	54
c) Conduite en matière plastique.....	55
d) Conduite en grés.....	55
e) Conduites en chlorure de polyvinyle non plastifié (P.V.C).....	55
II.2 Différentes actions supportées par la conduite.....	55
a) Actions mécaniques.....	55
b) Action statique.....	56
c) Action chimique.....	56
II.3 Protection des conduites.....	56
II.4 Essais des tuyaux préfabriqués.....	56
a) Essai à l'écrasement.....	56
b) Essai d'étanchéité.....	57
c) Essai à la corrosion.....	57
III. Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	57
IV. Hypothèses.....	58
V. Mode de calcul.....	58
VI. Résultats du dimensionnement.....	60
VII. Des déversoirs d'orage.....	62
VIII.1 Emplacement des déversoirs d'orages.....	62
VIII.2 Type des déversoirs.....	62
VIII.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage.....	63
VIII.4 Résultats de dimensionnement.....	65
a) Déversoir N°D.O.1.....	65
b) Déversoir N°D.O.2.....	65
c) Déversoir N°D.O.3.....	66
VIII. Les ouvrages annexes.....	67

IX.1 Les branchements.....	67
IX.2 Les caniveaux.....	67
IX.3 Les bouches d'égout.....	67
IX.4 Les regards.....	68
a) Fonctions.....	68
b) Emplacement.....	68
c) Types de regards.....	68
Conclusion.....	69
CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER ET DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	
Introduction.....	71
I. Les étapes de réalisation du projet.....	71
I.1. Manutention et stockage des conduites.....	71
a) Chargement et transport.....	71
b) Déchargement	71
c) Stockage.....	72
I.2. Décapage de la couche de terre végétale.....	72
I.3. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.....	72
a) Largeur de la tranchée.....	72
b) Profondeur de la tranchée.....	72
I.4. Aménagement du lit de pose.....	73
I.5. Emplacement des jalons des piquets.....	73
I.6. La mise en place des canalisations en tranchée.....	73
I.7. Assemblage des canalisations.....	73
I.8. Les essais d'étanchéité.....	73
I.9. Réalisation des regards.....	74
I.10. Réalisation des branchements.....	74
I.11. Remblayage et compactage.....	74
II. Détermination des différents volumes des travaux.....	74
II.1. Volume du décapage de la couche végétale.....	74
II.2. Volume du déblai des tranchées.....	75
II.3. Volume occupé par le lit de sable.....	75

II.4. Volume occupé par les conduites.....	75
II.5. Volume de l'enrobage.....	75
II.6. Volume du remblai de protection.....	76
II.7. Volume excédentaire.....	76
III. Devis quantitatif et estimatif.....	76
Conclusion.....	76

Conclusion Générale

Référence bibliographique

Annexe

Liste des tableaux

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Tableau I.1 : Température Moyennes Mensuelles (Source "ANRH JIJEL").....	4
Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle.....	4
Tableau I.3 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative.....	5

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU ANCIEN RÉSEAU

Tableau II.1 : diagnostic des regards 1/5.....	9
Tableau II.1 : diagnostic des regards 2/5.....	10
Tableau II.1 : diagnostic des regards 3/5.....	11
Tableau II.1 : diagnostic des regards 4/5.....	12
Tableau II.1 : diagnostic des regards 5/5.....	13

CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 1 Caractéristiques du poste pluviométrique de TAHER	15
Tableau III. 2 Série d'observations des précipitations mensuelles du poste pluviométrique de TAHER.....	16
Tableau III. 3 Répartition pluviométrique des moyennes mensuelles du poste pluviométrique de TAHER.....	17
Tableau III. 4 Série d'observations des précipitations journalières maximales du poste pluviométrique de TAHER	19
Tableau III. 5 Paramètres statistiques de la série	19
Tableau III. 6 Classification selon ordre croissant des précipitations journalières maximales	20
Tableau III. 7 Variables de GUMBEL	22
Tableau III. 8 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL (HYFRAN)	23
Tableau III. 9 Variables de GALTON.....	25
Tableau III. 10 Résultat de l'ajustement de la loi de GALTON (HYFRAN)	26
Tableau III. 11 Résultat du test de Pearson χ^2	27

CHAPITRE IV : CALCUL DE BASE

Tableau IV. 1 Estimation de la population à l'horizon 2050.....	29
Tableau IV. 2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation.....	34
Tableau IV. 3 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.....	35

Tableau IV. 4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.....	35
Tableau IV. 5 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	36
Tableau IV. 6 Calcul du coefficient de ruissellement et du nombre d'habitant de chaque sous bassin.....	37

CHAPITRE V : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

Tableau V. 1 Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot	45
Tableau V. 2 Débits des eaux pluviales à évacuer.....	47
Tableau V.3 : Évaluation des débits des équipements pour chaque sous bassin.....	51
Tableau V.4 : Estimation des débits des eaux usées domestiques.....	52
Tableau V.5 : calcul du débit total de chaque sous bassin.....	52

CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU ET SES OUVRAGE ANNEXE

Tableau VI. 1 Calculs du réseau projeté -page 1/12-.....	61
----------------------------------------------------------	----

CHAPITRE VII : ORGANISATION DU CHANTIER ET DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif.....	77
-----------------------------------------------------	----

Liste des figures

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Figure I.1 : Situation géographique de ville TAHER.(source : DRE Jijel,2020).....2

Figure I.2 : Variation des précipitations moyennes mensuelles.....4

CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Figure III. 1 Répartition des pluies moyennes mensuelles du poste de TAHER17

Figure III. 2 Ajustement graphique à la loi de GUMBEL23

Figure III. 3 Ajustement graphique à la loi log normal.....25

CHAPITRE IV : CALCUL DE BASE

Figure IV. 1 Réseau unitaire.....30

Figure IV. 2 Réseau séparatif.....31

Figure IV. 3 Réseau pseudo-séparatif.....31

Figure IV. 4 Schéma perpendiculaire.....32

Figure IV. 5 Schéma par déplacement latéral.....32

Figure IV. 6 Schéma à collecteur transversal ou oblique.....33

Figure IV. 7 Schéma par zones étagées.....33

Figure IV. 8 Schéma radial.....33

Liste des Planches

Planche N° 1/3 : Plan de masse avec levé topographique

Planche N°02 : Tracé du réseau projeté

Planche N°03 : Profil en Long du cheminement le plus long

INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'assainissement est une technique qui consiste à évacuer par voie hydraulique un grand débit des eaux usées et pluviales vers des collecteurs qui assurent le rejet dans un exutoire pour assurée la protection de la santé publique d'une part et celle de l'environnement d'autre part.

Le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines impliquant des surfaces imperméabilisées importantes et des besoins en eau importants, ces derniers produisent une augmentation permanente du volume des rejets polluants.

La région de TAHER est caractérisée par vieux réseau, qui est sujet à plusieurs plainte de la part des usagés. La vétusté de ce réseau rend particulièrement son fonctionnement en cause.

Dans cet aspect ; notre travail se base sur le diagnostic du réseau d'assainissement de l'agglomération de la ville de Taher, cet étude vise à examiner ce réseau afin d'éviter le mauvais fonctionnement de ce dernier et aussi les risques de pollution.

Parmi les problèmes actuels auxquels les exploitants des réseaux d'assainissement font face quotidiennement, il y a celui des dépôts d'origines différentes qui obstruent partiellement ou par fois totalement les collecteurs, et le mauvais fonctionnement de ces derniers d'une manière générale. Il y a non seulement une mauvaise conception des réseaux d'évacuation des eaux usées et pluviales, mais une absence d'une politique de gestion fonctionnelle et planifiée des réseaux.

Pour bien mené cet étude nous avons scindé ce travail en sept chapitres :

1. Présentation de la zone d'étude
2. Présentation du ancien réseau
3. Etude hydrologique
4. Calcul dubase
5. Estimation des débits à évacuer
6. Calcul hydraulique du réseau d assainissement et de ses différents ouvrages annexes.
7. Organisation de chantier et estimation du cout du projet.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

La présentation de la zone d'étude est indispensable, pour connaître les différentes caractéristiques du site telles que la topographie, la géologie et la géographie du terrain qu'on aura à faire face et les caractéristiques climatologiques qui dominant dans la région d'étude.

I. Situation géographique

La commune de TAHER se situe au nord de la wilaya de JIJEL, à 18 km à l'est du chef-lieu, sur le littoral méditerranéen, où se trouvent le port de DJEN DJEN et la plage de BAZOUL.

Elle est limitée :

- Au nord par la mer méditerranée.
- Au sud par OUADJANA et CHAHNA.
- A l'est par CHEKFA.
- A l'ouest par AMIR ABDELKADER

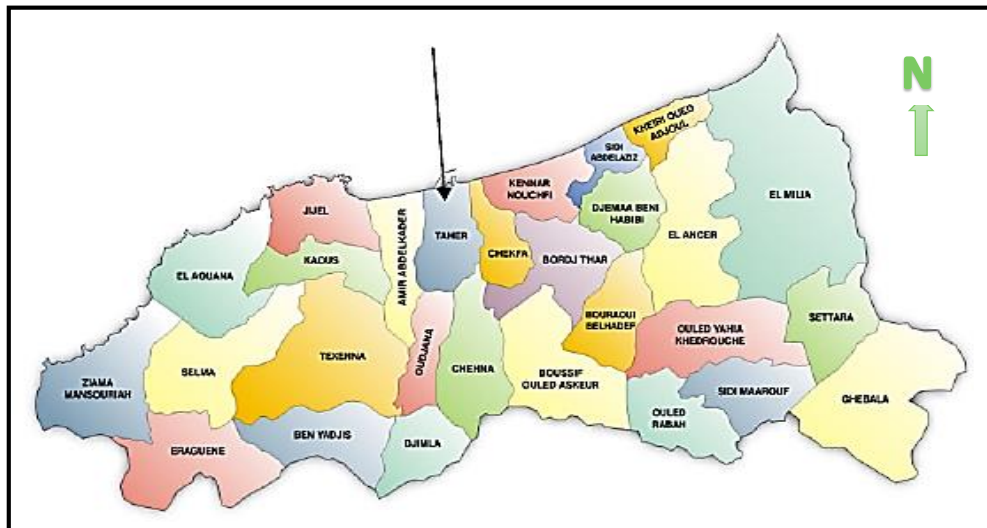


Figure I.1 : Situation géographique de ville TAHER.(source : DRE Jijel,2020)

II. Localisation de la zone d'étude

La zone d'étude draine une superficie de **47,44 ha**, elle comprenant l'ensemble des cités de l'ANCIEN ABATTOIR, la cité BOUALAIK et les habitations situées le long de la route reliant la cité de L'ANCIEN ABATTOIR et la cité 200 logements située à OULED SOUISSI. Cependant par rapport à la ville de TAHER, elle se trouve au **SUD-EST** de la ville.

III. Situation géologique

Les traits de la géologie locale sont très simples, La région de Taher appartient au bassin néogène marin de Jijel qui est limité au Sud par l'arête montagneuse du massif de BÉNI KHETTAB, à l'Est par l'arête montagneuse de SEDDAT, à l'Ouest par le massif volcanique D'El-AOUANA, et au Nord par la mer Méditerranée.

Il est constitué de dépôts datant du mi pliocène (tertiaire) et constitués par des marnes, des argiles, des calcaires et de dépôts actuels (quaternaire) qui correspondent aux sables dunaires, aux dépôts de terrasses alluviales et à des dépôts sur les versants (éboulis de blocs et conglomérats ...)

IV. Situation topographique

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau d'assainissement, vu que le drainage des eaux usées doit s'effectuer généralement par gravité, sauf dans le cas de contre pente où le relief exige un relevage

La ville de TAHER est composée essentiellement de terrain à moyen pente.

V. Situation climatologique

VI.1. Climat

Le climat de la ville de TAHER est celui de toute la région du littoral algérien, caractérisé par un climat tempéré, soumis aux influences maritimes l'adoucissant et à effet de montagnes constituant un obstacle aux courants provenant du nord.

VI.2. Température

L'étude de la température est primordiale pour le choix judicieux des matériaux et l'organisation spatiale, l'implantation et la forme de l'enveloppe des constructions.

Selon les données de la station TAHER, la saison chaude s'étend de Mai à Octobre et la saison froide correspond aux mois de Novembre à Avril.

Le maximum de température est atteint en Août autour de **30°C**. Et le minimum se situe en janvier autour de **5°C**.

Les températures moyennes sur une période d'observation de 10 ans (2004-2014) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I.1 : Température Moyennes Mensuelles.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
T°	11.56	11.23	12.71	15.94	18.53	23.45	27.72	29.52	23.67	19.65	16.06	12.10

Source "ANRH JIJEL"

VI.3. Pluviométrie

La région de JIJEL est considérée comme la région la plus pluvieuse en Algérie, avec une pluviométrie très importante qui atteint 1200mm/an.

La période la plus pluvieuse est concernée par les mois de novembre à février.

Les pluies moyennes mensuelles sont représentées par le tableau suivant :

Tableau I.2 : Pluviométrie moyenne mensuelle.

Mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout
P _{moy} mm	57.2	92	141	155	138.7	136.3	101.3	70.1	53	13.3	2.2	8.7

Source "ANRH JIJEL"

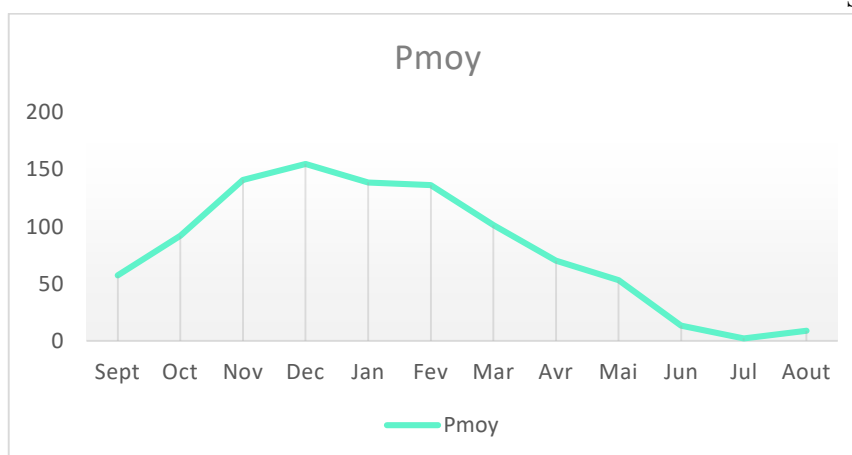


Figure I.2 : Variation des précipitations moyennes mensuelles

A partir du tableau précédent on déduit que :

- Le mois le plus pluvieux est celui de **Décembre** avec une précipitation moyenne de **155mm**.
- Les mois secs sont celui de **Juin, juillet** et **Aout** avec une précipitation moyenne de **13.3 ,2.2** et **8.7 mm**.
- La période pluviale s'étale du mois de **Septembre** jusqu'au mois de **Mai**.

VI.4. Humidité

L'humidité relative de la région est très importante, dont la valeur d'humidité relative mensuelle moyenne est de 87%.

Tableau I.3 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Humidité relative %	89	88	90	83	86	91	94	92	85	82	84	84

Source (ANRH JIJEL)

VI. Séismicité

Selon le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A.88), puis 99 modifié en 2003 suite au dernier séisme important survenu en Algérie à Boumerdes, en mars 2003, le territoire Algérien serait divisé en cinq zones de sismicité croissante.

- Zone 0 : de sismicité négligeable
- Zone I : de sismicité faible
- Zone IIa- IIb : de sismicité moyenne
- Zone III : de sismicité élevée

La région de Jijel est classée dans la zone **(IIa)** caractérisée par une sismicité modérée, pouvant causer des dégâts (humains et matériels) assez remarquables.

VII. Situation hydraulique

VII.1. Alimentation en eau potable

L'approvisionnement en eau potable, de la ville de TAHER, se fait à partir des deux réservoirs du barrage El-Agrem ($V=4000\text{m}^3/\text{j}$), et un système de collecte des eaux composé de 4 forages :

Forage F-DSNS avec un débit d'exploitation : $Q=20$ l/s

Forage F-D37 : $Q = 6$ l/s

Forage F-D43 : $Q = 13$ l/s

Forage F-D42 : $Q = 14$ l/s

Le réseau de distribution est du type maillé qui est constitué principalement en PEHD.

VII.2. Assainissement

La zone d'étude est constituée d'un ensemble de collecteurs secondaires drainant les cités de l'ANCIEN ABATTOIR, la cité BOUALAIK et les habitations situées le long de la route reliant la cité de L'ANCIEN ABATTOIR et la cité 200 logements située à OULED SOUISSI.

Les réseaux d'assainissement s'étendent sur une longueur totale de l'ordre de **5,13km**. Les eaux usées et pluviales sont évacuées par deux réseaux ayant deux points de rejet sur le collecteur principal Est. Cette zone constitue une partie du bassin drainé par le collecteur principal Est.

Conclusion

Dans ce chapitre on a donné un aperçu général sur la zone d'étude, connaître les données nécessaires pour notre projet nous a permis d'avoir une idée plus claire sur la variante adéquate du système d'assainissement afin d'évacuer les rejets de l'agglomération.

Chapitre II : Présentation du ancien réseau

Introduction

Ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles d'écoulement ainsi qu'identifier les dysfonctionnements et insuffisances du réseau afin de proposer un assainissement adéquat jusqu'à l'horizon 2050. Il est envisagé aussi de prendre les mesures qui permettent de créer un milieu sain pour la population concernée.

D'après les données et documents fournis par les services techniques, concernant le réseau existant de la zone d'étude et la mission de reconnaissance à effectuer sur le site, nous établirons une étude antérieure de base, qui permettra de cerner la problématique du réseau existant.

I. Description de la zone d'étude

La zone d'étude est constituée d'un ensemble de collecteurs secondaires drainant les cités de l'ANCIEN ABATTOIR, la cité BOUALAIK et les habitations situées le long de la route reliant la cité de L'ANCIEN ABATTOIR et la cité 200 logements située à OULED SOUISSI. Cependant par rapport à la ville de TAHER, la zone d'étude se trouve au Sud-Est de la ville de TAHER.

Le zone d'étude draine une superficie de l'ordre de **47,44 ha**, et les réseaux d'assainissement s'étendent sur une longueur totale de l'ordre de **5,13km**. Les eaux usées et pluviales sont évacuées par deux réseaux ayant deux points de rejet sur le collecteur principal Est. Cette zone constitue une partie du bassin drainé par le collecteur principal Est.

Depuis les regards de tête **R212, R216, R220, R222 et R275**. Les eaux usées et pluviales sont évacuées par un seul réseau ayant un seul point de rejet sur le collecteur principal Est, situé à coté du marché hebdomadaire et implanté à proximité de la route menant de TAHER à CHAKFA. Par ailleurs nous avons compté trente huit (38) regards de type A en béton armé. Les matériaux utilisés sont le PVC, le CAO et en grande quantité le ciment comprimé. Les diamètres utilisés sont le DN 300, 400, et une petite quantité en DN 500 mm. Le tracé de ces collecteurs suit tous l'axe de la chaussée sauf les tronçons situés au Nord de la cité BOUALAIK et qui sont implantés dans un terrain vague.

A partir des regards de tête **R236, R252, R260, R271 et R272**. Les eaux usées et pluviales sont évacuées par autre réseau ayant un seul point de rejet sur le collecteur principal Est situé au niveau de l'intersection de la route reliant la cité de L'ANCIEN ABATTOIR - cité 200 logements et la piste menant de DMINA à la cite de L'ANCIEN ABATTOIR. Le long de dit tracé nous avons compté trente neuf (39) regards de type A en béton armé. Les collecteurs sont réalisés par le PVC, le CAO et en

majorité par le ciment comprimé. Les diamètres utilisés sont le DN 300 et 400 mm. Par ailleurs tous les collecteurs suivent l'axe de la chaussée.

Les réseaux de cette zone ont été réalisés par tranches, sur la période 2000-2013.

II. État physique du réseau

II.1 Les collecteurs

Physiquement nous avons constaté ce qui suit :










- Des collecteurs secondaires réalisés dans les années 2000 en ciment comprimé et en PVC avec des diamètres de 300 mm 400mm, et petite quantité en DN 500mm.
- Des collecteurs secondaires réalisés pendant l'année 2012 en CAO et PVC de diamètres 300mm et 400mm.
- Des collecteurs secondaires réalisés en l'an 2013 en CAO de diamètres 300 mm.

De ce fait Les collecteurs réalisés pendant les années 2000 en ciment comprimé et en PVC, sont tous à supprimer. Par contre ceux conçus en l'an 2012 et 2013 en CAO et PVC sont à conserver s'ils répondent aux exigences techniques hydrauliques.

II.2 Les regards









CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU ANCIEN RÉSEAU

Tableau II.1 : diagnostic des regards 1/5






Regard	L'année de réalisation	Caractéristiques du collecteur		observation			Photos
		Diamètre en (mm)	Nature du matériau	Etat physique		Etat de colmatage	
				Présence du tompon	Présence d'échelle		
R212	2000	300	Ciment comprimé	Oui (en fonte série lourde)	oui	Totalement colmaté	 
R213	2000	2 entrées : 500 Sortie : 400	Ciment comprimé Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	En mauvais état	 
R214	2000	400	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	En mauvais état	 
R215	2000	400	Ciment comprimé	Oui(fonte série lourde)	oui	Débordement périodique	 
R219	2002	300	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	En cours de colmatage	

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU ANCIEN RÉSEAU










Tableau II.1 : diagnostic des regards 2/5

Regard	L'année de réalisation	Caractéristiques du collecteur		observation			Photos
		Diamètre en (mm)	Nature du matériau	Etat physique		Etat de colmatage	
				Présence du tompon	Présence d'échelle		
R223	2002	300	PVC	Oui (en fonte série lourde)	oui	Etat acceptable	 
R224	2002	entrée : 300 entrée : 300 Sortie : 300	Ciment comprimé PVC PVC	Oui (fonte série lourde)	oui	Bon état	 
R226	2002	400	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	En mauvais état	
R227	2002	400	Ciment comprimé	Oui(fonte série lourde)	oui	En mauvais état	
R228	2002	400	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	Totalement colmaté	 




CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU ANCIEN RÉSEAU

Regard	L'année de réalisation	Caractéristiques du collecteur		observation			Photos
		Diamètre en (mm)	Nature du matériau	Etat physique		Etat de colmatage	
				Présence du tompon	Présence d'échelle		
R229	2002	400	Ciment comprimé	Oui (en fonte série lourde)	oui	Totalement colmaté	
R231	2002	400	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	Bon état	
R232	2002	300	PVC	Oui (fonte série lourde)	Non	Bon etat	
R234	2002	400	PVC	Oui(fonte série lourde)	Non	Bon etat	
R236	2000	300	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	Bon etat	

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU ANCIEN RÉSEAU

Regard	L'année de réalisation	Caractéristiques du collecteur		observation			Photos
		Diamètre en (mm)	Nature du matériau	Etat physique		Etat de colmatage	
				Présence du tompon	Présence d'échelle		
R247	2000	400	Ciment comprimé	Oui (en fonte série lourde)	oui	Bon etat	 
R250	2000	400	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	Bon état	 
R250	2000	400	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	Bon etat	 
R251	2000	400	Ciment comprimé	Oui(fonte série lourde)	oui	Bon etat	
R260	2002	200	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	En cours de colmatage	 

CHAPITRE II : PRÉSENTATION DU ANCIEN RÉSEAU

Regard	L'année de réalisation	Caractéristiques du collecteur		observation			Photos
		Diamètre en (mm)	Nature du matériau	Etat physique		Etat de colmatage	
				Présence du tompon	Présence d'échelle		
R261	2002	300	Ciment comprimé	Oui (en fonte série lourde)	oui	Moyen etat	
R261	2002	300	Ciment comprimé	Oui (fonte série lourde)	oui	Moyen état	 

III. principale cause de la dégradation des ouvrages

D'après les observations faites à l'issue des visites du réseau d'assainissement, les causes provoquant les anomalies, dégâts et défauts de fonctionnement décrites ci-dessus, peuvent être répertoriées selon deux types de phénomènes différents à savoir : les phénomènes endogènes et les phénomènes exogènes.

a) - Phénomènes endogènes

Les causes principales de ces phénomènes endogènes sont :

- L'érosion des radiers (décrochement, disparition et affouillement) dû au drainage d'eaux chargées en produits solides et particules de sable à des vitesses élevées dans des collecteurs à forte pente.
- Le manque des périodes d'entretien et de nettoyage des collecteurs.
- La mauvaise qualité des bétons et des produits de revêtements intérieurs des collecteurs dû à leur âge avancées d'une part et à l'éventualité du non respect des normes de dosage des agrégats lors de leur mise en œuvre d'autre part.
- La dégradation du génie civil des regards de visite.

b) - Phénomènes exogènes

Les causes principales des phénomènes exogènes sont :

- La variation des contraintes statiques et /ou dynamique exercées sur la structure (glissement de terrain, terrassement près des réseaux principaux, tel que remblais non prévus provoquant des surcharges sur la conduite.
- Présence possible d'eaux étrangères diverses (casse des conduites).
- La mauvaise évaluation des poussées latérales ou axiales des sols et des surcharges ponctuelles lors de la réalisation.
- Manque d'avaloirs au niveau des branchements qui sont quasiment bouchés.

Conclusion

L'étude de diagnostic nous a permis de faire une mise au point sur l'état et les conditions d'exploitation et le fonctionnement du réseau existant. Les techniques de réhabilitations sont nombreuses leur choix est fonction des caractéristiques du réseau (nature, matériau, de l'importance et de la fréquence des désordres de structure). Le procédé choisi devra également tenir compte de critères économiques...etc.

Chapitre III : Étude hydrologique

Introduction

Les études hydrologiques relatives au dimensionnement des réseaux d'assainissement relèvent d'une importance primordiale. En effet le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages sont étroitement liés aux paramètres hydrologiques, notamment les apports et les débits des eaux pluviales.

Le but de l'étude hydrologique est de calculer, évaluer ou encore estimer avec la plus grande précision possible, les paramètres hydrologiques servant pour la détermination des volumes d'eau à évacuer en période de crues (période de retour ou crue du projet).

Détermination de l'intensité moyenne de précipitation (Intensité pluviale)

Pour la détermination de l'intensité pluviométrique, permettant le dimensionnement des collecteurs et tronçons ; il a été procédé à l'utilisation de la série d'observations des pluies journalières maximales du poste pluviométrique représentatif de **TAHER**, codé (**03 05 04**), par l'**A.N.R.H.** ce choix est motivé par :

- La situation géographique ; c'est le poste le plus proche de la zone d'étude.
- Ce poste, contient un nombre d'années d'observations sans lacunes de **50 ans**, série largement suffisante pour l'évaluation de la crue décennale ou crue de projet pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement.

Tableau III. 1 Caractéristiques du poste pluviométrique de TAHER

Code de station	Coordonnées du poste			N° d'années d'observation (ans)
	X	Y	Z	
03 05 04	785.60	390.50	56	50

I. Analyse des précipitations mensuelles

La série d'observations des précipitations mensuelles du poste pluviométrique de **TAHER (03 05 04)** est insérée dans le **tableau III.2** ci-après

CHAPITRE III : ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Tableau III. 2 Série d'observations des précipitations mensuelles du poste pluviométrique de TAHER (en mm).

<i>Code station : 03 05 04</i>		Nom station : TAHER						X : 785,60		Y : 390,500		Z : 56	
<i>Années</i>	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	annuel
1914	6.50	130.30	153.10	115.40	238.50	77.20	110.90	137.80	57.20	79.40	0.00	11.00	1117.30
1915	23.00	170.20	197.00	146.00	161.70	218.50	85.80	80.10	38.00	59.10	0.00	0.00	1179.40
1916	100.70	69.40	317.60	102.20	168.10	0.00	73.20	30.00	45.00	45.60	0.00	0.00	951.80
1919	55.60	238.20	68.80	213.50	81.20	121.80	125.90	111.40	4.50	17.50	4.20	0.00	1042.60
1920	24.40	302.90	238.90	157.70	149.30	140.00	159.40	230.90	89.90	71.00	0.00	11.40	1575.80
1921	24.50	220.50	179.30	258.80	219.80	198.10	23.70	39.40	10.50	4.30	0.00	0.90	1179.80
1922	40.70	76.00	92.70	178.30	426.50	118.10	106.70	89.00	15.40	52.70	0.00	1.00	1197.10
1923	63.00	66.20	148.80	155.50	165.10	170.40	61.60	58.20	23.80	1.90	0.00	0.00	914.50
1924	6.90	109.10	195.10	233.70	19.80	117.70	98.40	133.40	100.80	6.50	5.20	3.00	1029.60
1925	23.40	118.20	152.30	104.70	89.50	58.00	52.50	225.30	72.70	12.00	9.50	0.00	918.10
1926	10.80	7.10	90.60	262.70	262.10	96.70	135.20	24.20	71.50	4.00	0.00	0.50	965.40
1927	137.50	64.90	106.20	197.20	249.90	149.20	209.20	54.50	64.00	0.00	0.00	1.50	1234.10
1928	185.90	122.70	185.20	284.20	214.60	250.80	149.20	13.20	227.50	14.50	0.00	27.50	1675.30
1929	19.00	180.50	299.50	104.10	103.50	224.40	82.50	118.90	57.00	13.50	16.50	1.50	1220.90
1931	51.50	191.50	145.50	396.60	112.10	148.20	64.50	85.50	13.00	6.00	0.00	0.00	1214.40
1932	66.50	168.90	97.20	44.30	301.50	249.00	69.50	24.20	36.70	15.20	15.20	0.00	1088.20
1933	66.70	47.00	173.40	235.20	263.00	145.60	180.40	83.60	19.50	5.00	0.00	17.50	1236.90
1934	51.00	59.60	138.00	185.00	519.30	101.10	131.10	187.20	84.00	3.00	35.50	11.50	1506.30
1935	17.00	193.00	144.50	234.20	51.00	114.00	107.00	111.20	139.50	9.00	10.00	74.00	1204.40
1936	20.00	105.10	150.30	51.60	65.00	97.50	93.50	102.30	77.50	0.00	0.00	0.00	762.80
1974	52.00	183.60	138.70	82.00	29.40	117.30	170.00	24.50	62.10	3.70	0.00	26.60	889.90
1975	11.50	20.30	280.40	112.70	127.40	119.30	277.60	100.40	73.90	13.00	34.50	9.00	1180.00
1976	55.10	148.10	180.20	102.00	101.00	49.00	39.70	105.00	11.90	23.00	0.00	3.50	818.50
1977	6.00	2.40	192.50	0.00	177.00	110.20	85.30	76.90	41.00	0.00	0.00	0.70	692.00
1978	9.90	165.00	220.70	22.20	101.80	161.70	101.30	226.00	11.00	17.00	1.00	6.00	1043.60
1979	94.50	108.00	199.00	103.00	51.50	37.50	145.00	88.40	72.20	2.50	0.00	4.00	905.60
1980	2.20	159.20	178.70	269.70	58.00	100.50	77.20	75.50	26.00	19.00	2.00	59.00	1027.00
1981	7.10	88.00	64.20	132.20	440.50	203.50	48.40	65.30	37.50	9.00	0.00	6.70	1102.40
1982	38.70	172.70	194.30	235.00	9.70	54.60	72.30	9.00	18.30	0.00	3.50	5.00	813.10
1988	122.00	2.90	110.80	242.50	103.10	86.10	52.60	137.90	10.70	10.30	6.50	0.00	885.40
1989	6.30	62.80	94.50	63.50	145.50	0.00	40.90	87.10	74.00	0.00	4.50	3.20	582.30
1990	1.90	85.60	229.10	351.90	78.90	98.40	111.10	47.40	27.20	0.00	0.00	0.00	1031.50
1992	6.30	89.10	45.20	298.50	89.20	98.40	59.10	82.60	60.20	3.60	0.00	0.00	832.20
1994	84.60	101.50	5.80	308.60	183.50	37.70	106.60	56.80	2.20	15.20	0.00	16.00	918.50
1995	56.40	82.40	60.20	83.40	132.40	238.90	142.10	117.00	61.60	41.70	5.50	0.80	1022.40
1996	31.20	121.60	90.10	123.60	55.20	17.10	21.10	87.00	12.70	23.90	0.00	6.10	589.60
1997	115.60	186.40	153.10	144.70	34.50	132.90	64.50	98.00	135.00	1.00	0.00	24.50	1090.20
1998	94.60	81.60	325.80	153.40	181.40	90.40	75.30	39.50	3.30	0.00	0.00	0.00	1045.30
1999	23.00	8.70	210.40	299.80	99.80	37.60	15.30	30.60	108.30	12.20	1.50	10.00	857.20
2000	26.60	104.30	160.50	69.70	248.30	100.80	13.00	57.00	47.10	0.00	0.00	1.70	829.00
2001	40.60	3.70	139.90	136.70	67.40	67.80	31.60	51.90	12.90	1.40	18.60	84.30	656.80
2002	83.10	68.00	189.70	398.70	332.50	121.50	33.50	129.20	50.50	0.00	4.20	0.00	1410.90
2003	136.20	77.80	75.20	254.20	121.30	75.60	73.50	107.00	85.50	86.80	1.10	2.20	1096.40
2004	71.50	33.40	263.80	174.90	279.40	212.60	82.20	134.80	6.40	0.00	4.00	7.50	1270.50
2005	52.70	21.00	144.40	166.20	190.40	183.00	59.70	32.60	26.80	2.20	0.00	27.10	906.10
2006	42.60	38.30	42.40	227.20	10.60	76.10	257.50	76.00	10.20	24.90	5.00	6.30	817.10
2007	81.80	144.40	265.40	235.30	34.00	35.40	175.40	21.30	115.00	5.20	0.00	14.00	1127.20
2009	132.00	76.50	129.10	156.00	114.30	61.30	103.50	52.40	87.90	37.50	2.80	0.00	953.30
2010	48.20	216.70	199.10	108.30	88.00	155.40	83.10	83.90	29.70	34.50	9.90	0.00	1056.80
2011	8.40	207.70	139.60	179.00	68.70	357.30	95.10	174.70	2.40	0.00	2.50	125.50	1360.90
<i>Moy(mm)</i>	50.74	110.06	159.94	177.92	152.32	120.68	96.67	88.32	51.43	16.16	4.06	12.22	1040.53

Source : A.N.R.H – Constantine.

La répartition des précipitations **moyennes mensuelles** du poste pluviométrique de **TAHER**, est illustrée dans le **tableau III.3**, ci-après :

Tableau III. 3 Répartition pluviométrique des moyennes mensuelles du poste pluviométrique de TAHER (03 05 04).

Temps (En Mois)	Pluies moyennes mensuelles	
	(En mm)	(En %)
SEP	50.74	4.88
OCT	110.06	10.58
NOV	159.94	15.37
DEC	177.92	17.10
JAN	152.32	14.64
FEV	120.68	11.60
MARS	96.67	9.29
AVR	88.32	8.49
MAI	51.43	4.94
JUIN	16.16	1.55
JUIL	4.06	0.39
AOUT	12.22	1.17
Moyenne Annuelle	1040.53	100.00

Les calculs des moyennes arithmétiques mensuelles (des douze mois), ressortis dans le **tableau III.3**, ci-dessus, caractérisent l'année hydrologique par quatre périodes bien distinctes, comme le montre d'ailleurs la courbe des histogrammes, illustrée dans **la figure III.1**, ci-après :

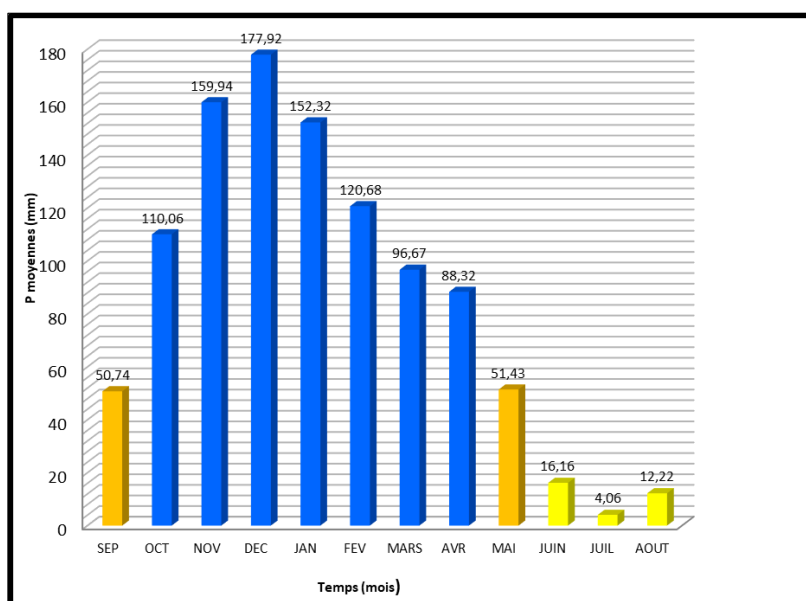


Figure III. 1 Répartition des pluies moyennes mensuelles (en mm) du poste de TAHER (03 05 04).

- **Une période pluvieuse** ; couvrant les Sept mois (**Octobre, Novembre, Décembre, Janvier, Février, Mars et Avril**), totalisant **905.91 mm**, soit **87.06 %** des précipitations de toute l'année.
- **Deux périodes moyennement pluvieuses** ; la première couvre le mois de **Septembre en Automne** et la deuxième couvre mois de **Mai au printemps**, totalisant **102.17 mm**, soit **9.82 %** de la pluie moyenne annuelle.
- **Une période de très faible pluviométrie** ; représentant les mois de **juin, Juillet et Août (été)**, où la région d'étude reçoit que **12.90 mm**, soit **3.12 %** de la pluie moyenne annuelle.

Cette répartition des pluies moyennes mensuelles nous permet de conclure que la région d'étude présente une très forte irrégularité des pluies dans l'année, avec toutefois une saison fortement pluvieuse enregistrant un pic au mois de **décembre**, en hiver, et une saison de très faible pluviométrie en été avec un pic sec au mois de **Juillet**.

II. Analyse des pluies journalières maximales ($P_{j,max}$)

L'analyse des précipitations journalières maximales, constitue la partie la plus importante dans le présent projet et ce du fait qu'elle entre d'une façon directe dans le dimensionnement des collecteurs et des déversoirs d'orages.

Sachant que l'Algérie est soumise à un climat très aléatoire et irrégulier, cependant le choix d'une loi statistique dissymétrique est indispensable pour l'analyse statistique des pluies journalières maximales.

La série d'observations des pluies journalières maximales du poste pluviométrique de **TAHER (03 05 04)** est insérée dans le **tableau III.4** ci-après :

Tableau III. 4 Série d'observations des précipitations journalières maximales du poste pluviométrique de TAHER

Années	Pluies journalières maximales (en mm)	Années	Pluies journalières maximales (en mm)
1914	54.00	1979	39.00
1915	72.10	1980	64.00
1916	65.00	1981	120.50
1919	62.90	1982	75.00
1920	57.00	1988	49.30
1921	171.60	1989	51.90
1922	38.30	1990	69.20
1923	52.70	1992	59.50
1924	76.00	1994	59.20
1925	88.00	1995	66.40
1926	68.50	1996	50.30
1927	59.00	1997	72.60
1928	92.00	1998	88.10
1929	69.00	1999	101.10
1931	136.00	2000	73.80
1932	58.00	2001	77.70
1933	56.50	2002	154.20
1934	97.00	2003	69.00
1935	58.50	2004	93.10
1936	109.00	2005	56.20
1974	54.50	2006	54.70
1975	93.70	2007	90.50
1976	40.00	2009	64.80
1977	48.00	2010	72.70
1978	65.00	2011	90.20

L'analyse de la série d'observations des précipitations journalières maximales sus mentionnés, montre le maximum enregistré en **1921** et qui s'élève à **171.60 mm**, constituant ainsi une valeur relativement élevée en comparaison au régime hydrologique algérien.

Tableau III. 5 Paramètres statistiques de la série

Nombre d'années d'Observation	50
Moyenne	74.11
Écart type	27.40
Extrême min	38.30
Extrême max	171.60
Médiane	66.40

III. Ajustement des pluies journalières maximales

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

Pour notre étude, on passe par les étapes suivantes :

1. Classer la série des précipitations par ordre croissant.
2. Calcul de la fréquence exceptionnelle.
3. Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.

Pour aboutir à des résultats plus précis, il a été procédé à un ajustement de la série d'observations des pluies journalières maximales du poste pluviométrique en étude, à la loi de **GUMBEL** et la loi de **GALTON (LOG-NORMAL)**, qui s'ajustent bien au régime hydrologique méditerranéen.

Tableau III. 6 Classification selon ordre croissant des précipitations journalières maximales

N° d'ordre	Pluies journalières maximales (mm)	N° d'ordre	Pluies journalières maximales (mm)
1	38.30	26	68.50
2	39.00	27	69.00
3	40.00	28	69.00
4	48.00	29	69.20
5	49.30	30	72.10
6	50.30	31	72.60
7	51.90	32	72.70
8	52.70	33	73.80
9	54.00	34	75.00
10	54.50	35	76.00
11	54.70	36	77.70
12	56.20	37	88.00
13	56.50	38	88.10
14	57.00	39	90.20
15	58.00	40	90.50
16	58.50	41	92.00
17	59.00	42	93.10
18	59.20	43	93.70
19	59.50	44	97.00
20	62.90	45	101.10
21	64.00	46	109.00
22	64.80	47	120.50
23	65.00	48	136.00
24	65.00	49	154.20
25	66.40	50	171.60

III.1 Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de GUMBEL

- **Manuellement**

La loi de GUMBEL a une fonction de répartition de la forme suivante :

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

$$Y = a (X - X_0)$$

X : précipitation maximale journalière en (mm) qui correspond à une fréquence F(X)

X₀ : paramètre de position en (mm)

Y : variable réduite de "GUMBEL"

Pour ajuster notre série pluviométrique à la loi de GUMBEL, on doit suivre les étapes suivantes :

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

$$F(X) = \frac{m-0.5}{n}$$

n : la taille de la série

m : numéro d'ordre

- 3) Calculer la variable réduite de "GUMBEL" par la formule :

$$Y = -\ln (-\ln F(X))$$

Les résultats sont insérés dans le tableau III.7 ci-dessous

- 4) Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL tel que :

$$X = (1/\alpha) Y + X_0$$

Sachant que :

X₀ : l'ordonnée à l'origine ;

1/α : la pente de la droite de GUMBEL ;

$$1/\alpha = 0.78 \times \sigma_x \quad \rightarrow \quad 1/\alpha = 21.37$$

\bar{Y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL :

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \rightarrow 0,57$$

$$X_0 = \bar{X} - (1/\alpha) \bar{Y}$$

$$X_0 = 74,11 - (21.37) 0,57 = 61.9291$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$X = 21.37 \times Y + 61.9291$$

$$D'où : P_{maxj} (P\%) = 21.37Y + 61.9291$$

$$\text{La variable réduite est égale à : } Y = -\ln(-\ln F(90\%)) \rightarrow 2.25$$

$$P_{maxj}(P10\%) = 110,0116\text{mm}$$

Tableau III. 7 Variables de GUMBEL

Rang	P_{maxj}	Fréquence	Y	Rang	P_{maxj}	Fréquence	Y
1	38.30	0.0187	-1,527179626	26	68.50	0.5098	0,395498114
2	39.00	0.0383	-1,2546349	27	69.00	0.5295	0,454321995
3	40.00	0.0580	-1,0971887	28	69.00	0.5491	0,514437136
4	48.00	0.0776	-0,978047902	29	69.20	0.5688	0,576041853
5	49.30	0.0972	-0,878773939	30	72.10	0.5884	0,639354802
6	50.30	0.1169	-0,791758684	31	72.60	0.6081	0,7046201
7	51.90	0.1365	-0,713058051	32	72.70	0.6277	0,772113638
8	52.70	0.1562	-0,640336939	33	73.80	0.6473	0,842150991
9	54.00	0.1758	-0,572084496	34	75.00	0.6670	0,915097528
10	54.50	0.1955	-0,507257991	35	76.00	0.6866	0,991381583
11	54.70	0.2151	-0,445100958	36	77.70	0.7063	1,071511917
12	56.20	0.2348	-0,385041948	37	88.00	0.7259	1,156101332
13	56.50	0.2544	-0,32663426	38	88.10	0.7456	1,245899324
14	57.00	0.2741	-0,269518092	39	90.20	0.7652	1,341838284
15	58.00	0.2937	-0,21339568	40	90.50	0.7849	1,44510072
16	58.50	0.3134	-0,158014333	41	92.00	0.8045	1,557220147
17	59.00	0.3330	-0,103154446	42	93.10	0.8242	1,680238248
18	59.20	0.3527	-0,048620745	43	93.70	0.8438	1,816960795
19	59.50	0.3723	0,005764308	44	97.00	0.8635	1,971397744
20	62.90	0.3919	0,060165654	45	101.10	0.8831	2,14957378
21	64.00	0.4116	0,114739787	46	109.00	0.9028	2,361160846
22	64.80	0.4312	0,169638247	47	120.50	0.9224	2,623194119
23	65.00	0.4509	0,225010673	48	136.00	0.9420	2,970195249
24	65.00	0.4705	0,281007617	49	154.20	0.9617	3,49136695
25	66.40	0.4902	0,337783253	50	171.60	0.9813	4,600149227

▪ Par logiciel HYFRAN :

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

Procédés d'ajustement :

- Sélectionner une formule de probabilité empirique (formule de HAZEN) ;
- Insérer les données ($P_{max,j}$ classée par ordre décroissante) ;
- Ajuster à la loi GUMBEL (méthode des moments pondérés) ;
- Tirer les coefficients de la droite.

Tableau III. 8 Résultat de l'ajustement à la loi de GUMBEL (HYFRAN)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
1000.0	0.9990	191	15.4	160 - 221
200.0	0.9950	161	12.1	137 - 184
100.0	0.9900	148	10.7	127 - 169
50.0	0.9800	135	9.31	117 - 153
20.0	0.9500	118	7.47	103 - 132
10.0	0.9000	104	6.10	92.3 - 116
5.0	0.8000	90.4	4.74	81.1 - 99.7
3.0	0.6667	79.3	3.77	72.0 - 86.7
2.0	0.5000	69.4	3.07	63.4 - 75.4
1.4286	0.3000	59.2	2.66	54.0 - 64.4
1.2500	0.2000	53.8	2.62	48.7 - 59.0

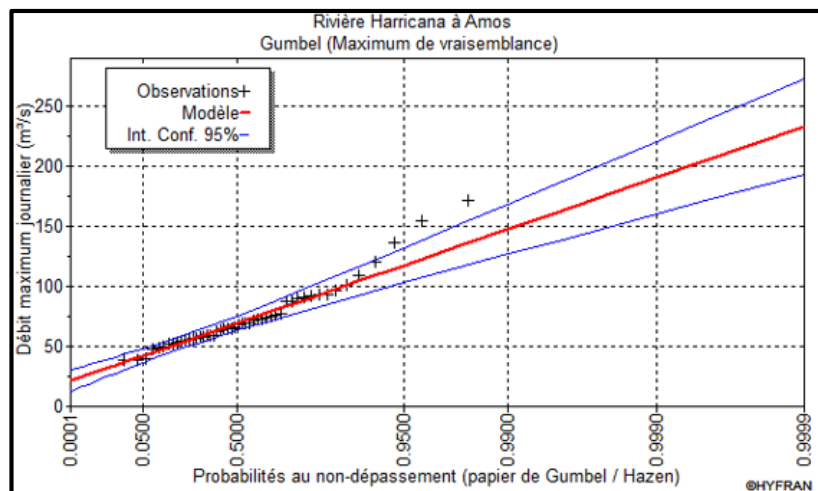


Figure III. 2 Ajustement graphique à la loi de GUMBEL

$$1/\alpha = 21.3604$$

$$X_0 = 61.7764$$

$$P_{max_j}(P10\%) = 110\text{mm}$$

III.2 Ajustement des pluies journalières maximales à la loi de GALTON

Manuellement

La loi de GALTON a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

$$u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x} \quad (\text{variable réduite de GAUSS})$$

L'équation de la droite de GALTON est la suivante :

$$\text{Log } x(P \%) = \overline{\text{Log } x} + s \text{Log } u(p \%)$$

L'ajustement se passe comme suit :

- 1) Classement des valeurs par ordre croissant ;
- 2) Transformation des $P_{\max, j}$ en $\text{Log}_{10}(P_{\max, j})$.
- 3) Calcul des caractéristiques empiriques de la série transformée :

$$\overline{\log_{10}(x)} = \frac{\sum \log_{10}(x)_i}{n} = 1,84518$$

$$\sigma_{\log_{10}x} = \sqrt{\frac{\sum (\log_{10}x_i - \overline{\log_{10}x})^2}{n}} = 0,149$$

4) Calcul analytique de : $P_{\max, j}(10\%) = 10 \overline{\log x}^{+U(10\text{ans}) * \sigma_{\log 10P}}$

$U_{10\text{ans}} = 1.28$ (Variable réduite de GAUSS pour une fréquence donnée 10ans) ;

$$P_{\max, j}(10\%) = 10^{1,84518 + 1.28 * 0.149} = 108,617\text{mm}$$

Tableau III. 9 Variables de GALTON

Rang	P_{maxj}	$\text{Log}_{10}(P_{maxj})$	Rang	P_{maxj}	$\text{Log}_{10}(P_{maxj})$
1	38.30	1,583	26	68.50	1,835
2	39.00	1,591	27	69.00	1,838
3	40.00	1,602	28	69.00	1,838
4	48.00	1,681	29	69.20	1,840
5	49.30	1,692	30	72.10	1,857
6	50.30	1,701	31	72.60	1,860
7	51.90	1,715	32	72.70	1,861
8	52.70	1,721	33	73.80	1,868
9	54.00	1,732	34	75.00	1,875
10	54.50	1,736	35	76.00	1,880
11	54.70	1,737	36	77.70	1,890
12	56.20	1,749	37	88.00	1,944
13	56.50	1,752	38	88.10	1,944
14	57.00	1,755	39	90.20	1,955
15	58.00	1,763	40	90.50	1,956
16	58.50	1,767	41	92.00	1,963
17	59.00	1,770	42	93.10	1,968
18	59.20	1,772	43	93.70	1,971
19	59.50	1,774	44	97.00	1,986
20	62.90	1,798	45	101.10	2,004
21	64.00	1,806	46	109.00	2,037
22	64.80	1,811	47	120.50	2,080
23	65.00	1,812	48	136.00	2,133
24	65.00	1,812	49	154.20	2,188
25	66.40	1,822	50	171.60	2,234

▪ Par logiciel HYFRAN :

En suivant la même procédure utilisée pour la loi de GUMBEL, on obtient :

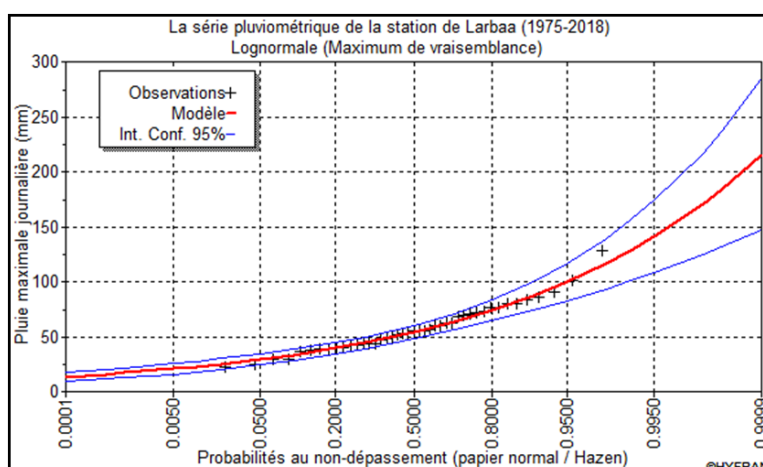


Figure III. 3 Ajustement graphique à la loi log normal

Tableau III. 10 Résultat de l'ajustement de la loi de GALTON (HYFRAN)

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance
200.0	0.9950	162	15.6	131 - 193
100.0	0.9900	149	13.3	123 - 176
50.0	0.9800	137	11.2	115 - 159
20.0	0.9500	120	8.50	103 - 136
10.0	0.9000	106	6.64	93.4 - 119
5.0	0.8000	92.2	4.95	82.5 - 102
3.0	0.6667	80.6	3.88	73.0 - 88.2
2.0	0.5000	70.1	3.23	63.8 - 76.4
1.4286	0.3000	59.1	2.90	53.4 - 64.8
1.2500	0.2000	53.3	2.86	47.7 - 58.9
1.1111	0.1000	46.2	2.88	40.5 - 51.8

$$P_{\max, j}(10\%) = 106\text{mm}$$

IV. Choix de la loi d'ajustement

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.

Interprétation graphique

L'ajustement graphique à la loi de GUMBEL et à celle de GALTON est bon ; les points sont très proches de la droite théorique avec une bonne convergence.

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, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « HYFRAN », les résultats du test sont donnés par le (Tableau III, 11) comme suit :

Tableau III. 11 Résultat du test de Pearson χ^2

La loi	Degré de liberté	Khi ² calculé	Khi ² théorique	Observation
GUMBEL	7	4.72	12.02	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
GALTON	7	7.24	12.02	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

Interprétation des résultats du test

D'après le tableau au-dessus, la condition du test est vérifiée pour les deux lois. Donc, le test de Khi-deux montre que les lois Log-normale et de GUMBEL sont adéquates.

Conclusion

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques X_i sont très proches pour les deux. Mais vu que plusieurs études en Hydrologie montrent que la loi Log-normale est celle qui s'adapte mieux au Nord d'Algérie, donc on opte pour celle-ci : la loi de **Galton (Log-normal)**.

V. Calcul de l'intensité pluviométrique

V.1 Détermination du temps de concentration

En tenant compte des superficies relativement réduites des bassins élémentaires, le temps de concentration se situe entre 10-25 minutes, pour notre cas on prend $T_c = 10$ mn.

V.2 Précipitation de courte durée

L'évaluation de la pluie de courte durée pendant le temps de concentration T_c , à partir de la pluie maximale journalière pour la même fréquence, s'obtient par la relation ci-après :

$$P_{tc} = P_{j\max\%} \times \frac{(T_c)^b}{24}$$

- P_{tc} : Pluie de courte durée de fréquence donnée en (mm), correspondante au temps de Concentration (T_c).
- $P_{j\max\%}$: Pluie journalière maximale de même fréquence en (mm) ($P_{j\max\%} = 106$ mm).
- T_c : Temps de concentration en (heure) ($T_c = 10$ mn = 0.167 h).
- b : Exposant climatique = 0.48.

$$P_{tc} = 9.79 \text{ mm}$$

V.3 Détermination de l'intensité pluviométrique

$$i = \frac{P_{tc}}{T_c}$$

$$i = 0.98 \text{ mm/min}$$

- i : Intensité pluviométrique en mm/mn.
- P_{tc} : Pluie de courte durée de fréquence décennale en mm.
- T_c : Temps de concentration en mn.
- I : Intensité pluviométrique en l/s/ha

$$I = 166,7 \times i$$

$$I = 163.37 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations $I = 163.37 \text{ l/s/ha}$.

On a opté pour l'ajustement à la loi de GALTON (log-normal) car elle s'adapte mieux au Nord d'Algérie.

Chapitre IV : Calcul de base

Introduction

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et de l'estimation du nombre d'habitants à l'horizon 2040, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre des sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

I. Situation démographique

Pour l'estimation du nombre d'habitants pour différents horizons, on se réfère à la loi des accroissements géométriques donnés par la relation suivante :

$$P_n = P_0 \cdot (1 + \tau)^n$$

P_n : population projetée à l'horizon donné ;

P_0 : Population à l'année de référence ;

n : nombre d'années séparant l'année de référence et l'année de l'horizon.

τ : taux d'accroissement ($\tau = 1.30\%$ d'après le RGPH 2008).

Les valeurs ainsi calculées sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau IV. 1 Estimation de la population à l'horizon 2050

Année	2020	τ	2050
Population	5 125	1.30	7 551

II. Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires

Pour procéder au choix du découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, on prend en considération ce qui suit :

- La nature du sol.
 - La densité des habitants.
 - Les courbes de niveau ; les pentes et les contre pentes.
 - Les limites naturelles (talweg, oued, etc...).
 - Les routes et les voiries.
 - Le réseau existant.
- ❖ Concernant ce projet, on va découper le site en **11 sous bassins**.

III. Système d'évacuation des eaux

III.1 Les différents systèmes d'assainissement

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 d'éviter toute stagnation après les averses ;
 - Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis à changer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule en général gravitairement.
- ❖ Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :
- Système unitaire ;
 - Système séparatif ;
 - Système pseudo séparatif.

III.1.1 Le système unitaire

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

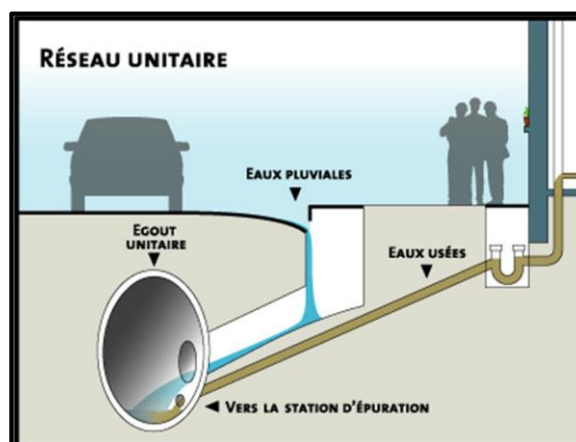


Figure IV. 1 Réseau unitaire

III.1.2 Le système séparatif

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

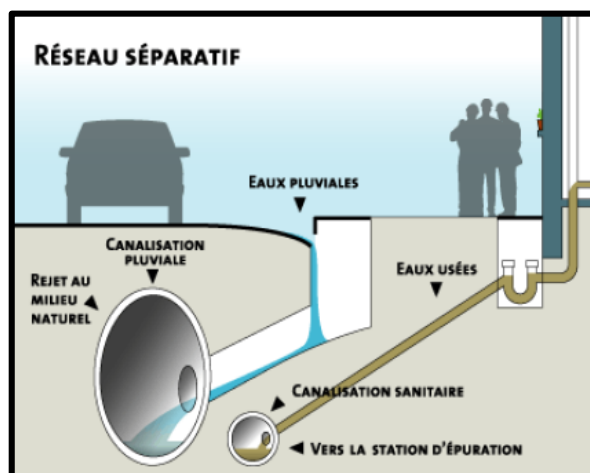


Figure IV. 2 Réseau séparatif

III.1.3 Le système pseudo-séparatif

Ce système repose sur une collecte des eaux usées avec une fraction des eaux pluviales provenant généralement des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre fraction des eaux pluviales est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux, dans un autre réseau.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins ; c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, grâce à l'apport des eaux pluviales.

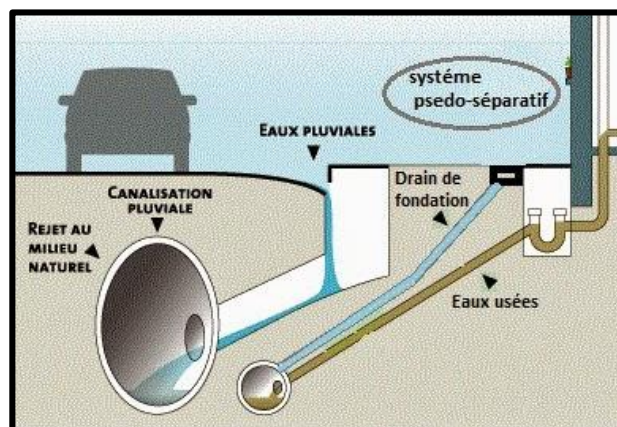


Figure IV. 3 Réseau pseudo-séparatif

III.2 Le choix du système d'assainissement

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire ;
- Il faut tenir compte les conditions de rejet ;
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant ;
- La topographie du terrain naturel.

- ❖ Pour notre projet, en tenant compte de l'aspect économique et de la simplicité du système ainsi pour ne pas encombrer le sol, on va adopter le système unitaire.

IV. Schéma d'évacuation des eaux

IV.1 Les différents schémas d'assainissement

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq (05) schémas différents :

IV.1.1 Schéma perpendiculaire

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration ; il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.

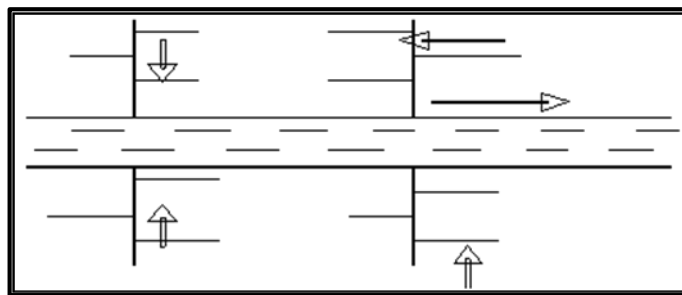


Figure IV. 4 Schéma perpendiculaire

IV.1.2 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.

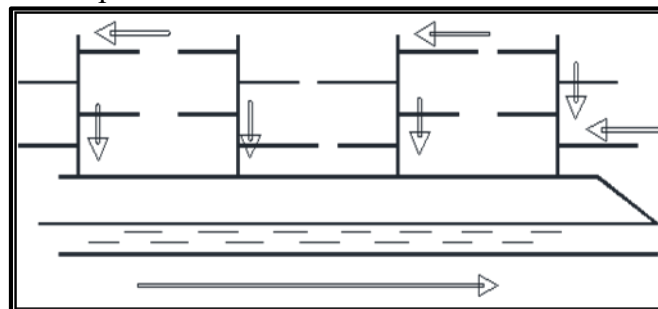


Figure IV. 5 Schéma par déplacement latéral

IV.1.3 Schéma transversal ou oblique

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible

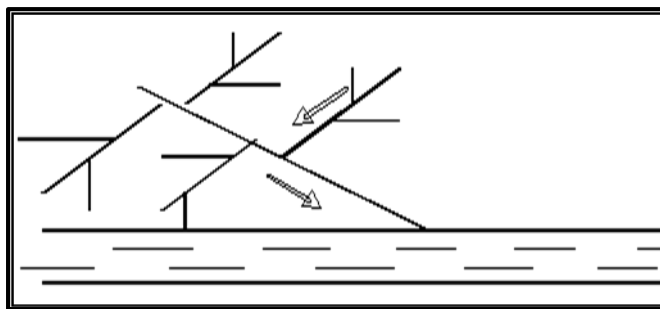


Figure IV. 6 Schéma à collecteur transversal ou oblique

IV.1.4 Schéma par zones étagées

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; ils permettent l'évacuation à plusieurs niveaux pour ne pas trop charger le collecteur.

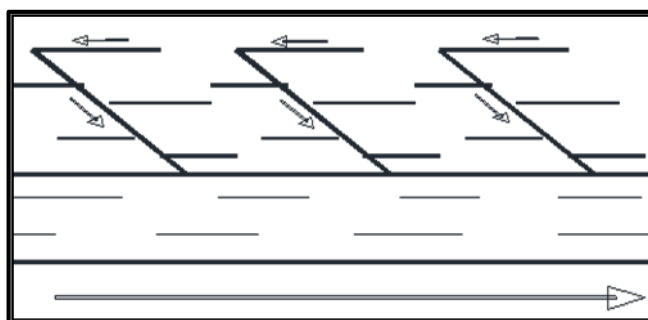


Figure IV. 7 Schéma par zones étagées

IV.1.5 Schéma radial

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un point éloigné de l'agglomération (un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration).

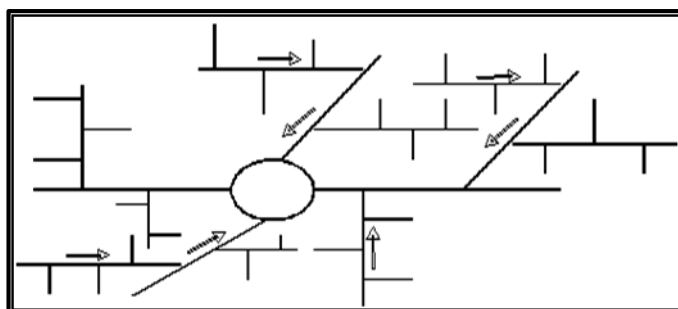


Figure IV. 8 Schéma radial

IV.2 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, on va adopter un schéma par déplacement latérale.

V. Evaluation du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement « Cr » d'une surface donnée est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle de cette surface, au volume d'eau tombé sur cette dernière. Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement. Sa valeur dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature du sol.
- L'inclinaison du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- Densité de population.
- La durée de pluie.
- L'humidité du sol.
- 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 :

➤ Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation

Tableau IV. 2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie D'urbanisation

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

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH)

➤ **Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population**

Tableau IV. 3 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de Population.

Densité de la population (hab / ha)	Coefficient de ruissellement (Cr)
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 et plus	0.80-0.90

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH)

➤ **Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence**

Tableau IV. 4 Coefficients de ruissellement en fonction de la zone D'influence.

Zones d'influence	Coefficient de ruissellement (Cr)
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH)

➤ **Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces**

Tableau IV. 5 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Surface	Coefficient de ruissellement (Cr)
Chaussée en béton asphaltée	0.70 _ 0.95
Chaussée en brique	0.70 _ 0.85
Toiture	0.75 _ 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
• Plat (pente < à 2 %).	0.05 _ 0.10
• Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 _ 0.15
• Pente abrupte	0.15 _ 0.20
Terrain gazonné, sol argileux	
• Plat (pente < à 2 %).	0.13 _ 0.17
• Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 _ 0.22
• Pente abrupte	0.25 _ 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 _ 0.30

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH)

VI. Calcul de la population pour chaque sous bassin

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.

➤ **Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total**

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

$$C_{rp} = \frac{\sum C_i \times A_i}{\sum A_i}$$

- C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.
- C_i : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin
- A : Surface totale de la zone urbanisée.

❖ Application numérique : $C_{rp} = 0.468$

➤ Calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{P \times C_i}{C_{rp} \times A}$$

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. $P=7551$ hab

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha) $A = 47.44$ ha

➤ Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin :

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

$$P_i = D_i \times A_i$$

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

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

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

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau IV.6 ci-dessous :

Tableau IV. 6 Calcul du coefficient de ruissellement et du nombre d'habitant de chaque sous bassin.

N° du Sous bassin	Surface A_i	Coefficient de ruissellement C_{ri}	$A_i.C_{ri}$	Densité partielle D_i (hab/ha)	Nombre d'habitants
1	3.51	0,47	1,65	159.849	561
2	3.10	0,63	1,95	214.266	664
3	2.23	0,91	2,03	309.496	690
4	4.42	0,23	1,02	78.224	346
5	4.03	0,3	1,21	102.031	411
6	3.52	0,23	0,81	78.224	275
7	6.24	0,28	1,75	95.229	594
8	4.12	0,95	3,91	323.100	1331
9	5.15	0,6	3,09	204.063	1050
10	6.40	0,66	4,22	224.469	1436
11	4.72	0,12	0,57	40.812	192

Conclusion

On peut résumer ce chapitre comme suit :

- On a fixé l'horizon d'étude à 2050, soit une population future de 7551 habitants.
- On a découpé la zone en 11 sous-bassins.
- Le système d'assainissement adopté est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma à déplacement latéral.
- Et on a estimé le coefficient de ruissellement et la population partiels pour chaque sous bassin.

Chapitre V : Estimation des débits à évacuer

Introduction

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux est de savoir d'une part la quantité à évacuer dans le réseau et d'autre part de la qualité des rejets à traiter, Afin de faire un bon dimensionnement.

I. Évaluation des débits des eaux de ruissellement

Les eaux de ruissellement se composent principalement des eaux de pluie et les eaux de lavage.

Dans les premières minutes d'une chute de pluie, la teneur en matières organiques qui est plus importante, dépendra de la surface traversée par le ruissellement d'eau, cette teneur diminue avec le temps du fait du balayage de ces surfaces.

Pour des agglomérations à dominance industrielle, la pollution de ces eaux peut être importante à cause des eaux de lavage qui transportent les huiles et graisses.

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

I.1 Estimation des débits d'eaux pluviales

Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, 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 ; nous considérons deux méthodes, les plus utilisées pour l'évaluation du débit pluvial :

1. La méthode rationnelle.
2. La méthode superficielle.

I.1.1 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 épïcentre 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 :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A$$

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 tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

a) 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 : $\alpha \leq 1$.

- Ce coefficient peut être déterminé d'après une loi de répartition de pluie :
- Pour des bassins longs (rectangles étroits, ...) ; ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{d/2}$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{d/2}$$

Avec :

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

b) 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.

c) Hypothèses de la méthode rationnelle

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

- Le débit de pointe « Qp » est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration « tc » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Qp » est proportionnel à l'intensité moyenne maximale « i » sur une durée égale au temps de concentration « tc » du bassin-versant.
- Le débit de pointe « Qp » 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.

d) 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 « tc » se compose de :
 - t1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v}$$

Avec :

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

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

Avec :

- Ls : 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 : tc = t3.
 - Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : tc = t1 + t3.

- 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 :

$$t_c = \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77}$$

Avec :

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

e) 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, ...).

I.1.2 La méthode superficielle

La méthode de Caquot ou la méthode superficielle est une variante de la méthode rationnelle. Ce modèle établit le bilan hydraulique du débit précipité sur le bassin versant jusqu'à l'instant à peu près égal au temps de concentration « t_c » où on observe le débit de pointe « Q_p » à l'exutoire. L'expression générale de la formule de Caquot est la suivante :

$$Q_p = K_u^{\frac{1}{u}} \times C_r^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}}$$

Avec :

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m³/s).
- C_r : est le coefficient de ruissellement du sous bassin considéré.
- I : la pente moyenne calculée selon le plus long cheminement hydraulique (m/m).
- A : la superficie drainée du sous bassin (ha).
- K, u, v, w : coefficients d'expression, donnés en fonction des paramètres de Caquot par les formules suivantes :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)}$$

$$u = 1 - b \times f$$

$$v = c \times b$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b$$

a) Évaluation des paramètres de Caquot

- Paramètres liés à la pluviométrie
 - a, b : sont les coefficients de la formule de Montana (courbes IDF). Les valeurs qu'ils prennent sont issues d'un calcul purement hydrologique selon les régions, les périodes de retour et les fréquences.
 - ε : abattement spatial de la pluie;
 $\varepsilon=0.5$ pour $S<100$ ha.
 $\varepsilon=0.03$ la valeur la plus adoptée.
- Paramètres caractérisant la transformation de la pluie en débit
 - $B + \delta = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écèlement, cette valeur devrait augmenter avec la taille des bassins.
- Paramètres concernant le bassin versant
 - $c = - 0.41$; $d = 0.51$; $f = -0.29$
 - μ : coefficient d'ajustement de la forme du bassin, donnée par:

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84}$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}}$$

Avec :

- M : coefficient d'allongement qui caractérise la forme du bassin-versant.
- L : le plus long chemin hydraulique (m).
- S_c : étant la surface du carré équivalent qui est égale à celle du bassin (m^2).

Remarque

La valeur de « M » doit être supérieure à 0.8 (une valeur qui correspond à un bassin-versant en forme de demi-cercle). La formule de Caquot est donnée pour $M=2$. Et pour des valeurs de « M » différentes de 2, le débit de pointe « Q_p » donnée par la formule doit être corrigé par le coefficient d'influence :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b}$$

b) Temps de concentration

D'après DESBORDES, Le temps de concentration (valable pour les deux méthodes) est donné par l'expression suivante :

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29}$$

Avec :

- t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m³/s)

c) Validité de la méthode superficielle

Il est nécessaire de vérifier les conditions d'application de la formule de Caquot pour pouvoir l'appliquer, ces limites sont celles préconisées par l'instruction technique 1977 :

- Superficie totale : $A < 200$ ha.
- Coefficient de ruissellement : $0.2 < C_r < 1$
- Pente : $0.2\% < I < 5\%$
- Coefficient d'allongement : $M > 0.8$

a. Formules d'assemblage et d'équivalence

Les méthodes de calcul du débit pluvial sont en général valables pour des bassins de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle superficielle à un groupement de sous bassins hétérogènes nécessite l'emploi de formules d'équivalence.

Ces formules diffèrent selon la hiérarchie des sous bassins constituant le groupement ; des bassins seront dits en série lorsque l'exutoire d'un des bassins constitue l'entrée de l'autre, les bassins seront dits en parallèle lorsque leurs exutoires convergent vers le même bassin versant.

Le tableau suivant fournit les règles d'assemblage à utiliser :

Tableau V. 1 Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum A_i$	$\frac{\sum(C_i \times A_i)}{\sum A_i}$	$\left[\frac{\sum L_i}{\sum \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\frac{\sum L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$
Bassins en parallèle			$\frac{\sum (I_i \times Q_i)}{\sum Q_i}$	$\frac{L(t_{c,\text{max}})}{\sqrt{\sum A_i}}$

Avec :

- $A_{\text{éq}}, C_{\text{éq}}, I_{\text{éq}}, M_{\text{éq}}$: sont les paramètres du bassin équivalent.
- A_i, C_i, I_i, L_i, Q_i : sont les paramètres individuels du sous bassin (i) considéré seul.
- $L(t_{c, \text{max}})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.

Pour calculer le coefficient d'allongement « $M_{\text{éq}}$ » qui est sans unité, les longueurs « $L_i ; L(t_{c, \text{max}})$ » et les surfaces « A_i » doivent être exprimés en des unités similaires (par exemple : m et m^2).

b. Critique de la méthode superficielle

- Les débits livrés par la méthode de Caquot sont sensiblement supérieurs (surestimation) en comparaison avec ceux de la méthode rationnelle. Ce surplus des débits donné par la méthode superficielle est dû essentiellement aux conditions de calcul, notamment les tronçons disposés en parallèle, ainsi que l'effet implicite du temps de concentration et qui ne relève pas le comportement plus au moins réel du réseau.
- Le modèle de groupement des bassins, peut conduire à des anomalies :
 - Pour les bassins en série, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit inférieur au maximum des débits de pointe des sous bassins. Donc on prend : $Q_p = \text{Max}(Q_i)$.
 - Pour les bassins en parallèle, il peut arriver que le débit de pointe du bassin équivalent soit supérieur à la somme des débits de pointe des sous bassins, ce qui est impossible. Donc on prend : $Q_p = \sum Q_i$.

I.1.3 Choix de la méthode

Selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes ; on opte pour **la méthode rationnelle** pour l'évaluation des débits pluviaux, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins ; des superficies inférieures à 10 ha.

I.2 Calcul des débits pluviaux

Vu que les surfaces des sous bassins sont petites, les valeurs du coefficient « α » s'approchent de l'unité, par conséquent il sera pris égal à 1. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

Tableau V. 2 Débits des eaux pluviales à évacuer

N°SB	A(ha)	C _r	I(l/s/ha)	α	Q _{EP}
1	3.51	0,47	163.37	1	270.1
2	3.10	0,63	163.37	1	318.58
3	2.23	0,91	163.37	1	332.11
4	4.42	0,23	163.37	1	150.76
5	4.03	0,3	163.37	1	195.09
6	3.52	0,23	163.37	1	131.54
7	6.24	0.28	163.37	1	280.96
8	4.12	0,95	163.37	1	638.71
9	5.15	0,6	163.37	1	503.08
10	6.40	0,66	163.37	1	686.53
11	4.72	0,12	163.37	1	86

II. Évaluation des débits des eaux usées

II.1 Origine et nature des eaux usées

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

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

➤ 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 qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :

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

➤ **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.

➤ **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.

Mis à part la quantité à évacuer, il y a toujours certains paramètres à prendre en considération :

- La température élevée peut nuire aux caractéristiques mécaniques des canalisations ; les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C.
- L'agressivité de l'effluent exige un prétraitement à l'intérieur de l'unité industrielle, pour éviter les méfaits des matières chimiques corrosives (acides ou bases), des substances toxiques (traitement difficile au niveau de la station d'épuration) et parfois même des métaux lourds (frottement contre les parois des conduites).

➤ **Les eaux parasites**

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe.

Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers :

- Les joints mal confectionnés (mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation.
- Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme).

La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux.

En pratique et en absence des valeurs mesurées, on préconise un débit d'eau parasite compris entre **0,05 et 0,15 L/s/ha**.

II.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.

➤ 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 :

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400}$$

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.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

➤ 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 :

$$Q_p = K_p \times Q_{moy,j} \quad (IV.1)$$

Avec :

- Q_p : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si : } Q_{moy,j} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (IV.2)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{moy,j} < 2.81 \text{ L/s} \quad (IV.3)$$

➤ 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.

II.3 Calcul des débits usés

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées des équipements, l'évaluation des débits de pointe, les coefficients de pointe et le débit totale de chaque sous bassin sont illustrés dans **les tableaux** ci-après :

Tableau V.3 : Évaluation des débits des équipements pour chaque sous bassin.

Chapitre V : Estimation des débits à évacuer

N°SB	Type d'équipement	Unité de mesure	Nombre de consommateur	Dotation l/unité/j	Débit équip-rejet l/j	Q l/s	Débit rejet total du SB l/s
1	-Lycée	-Élève	600	15	9000	0.083	0.083
2	/	/	/	/	/	/	/
3	/	/	/	/	/	/	/
4	/	/	/	/	/	/	/
5	-Crèche	-Enfant	100	20	2000	0.019	0.074
	-Douche	-Personne	120	50	6000	0.055	
6	-Restaurant	-Place	100	50	5000	0.046	0.046
7	-Primaire	-Élève	250	15	3750	0.035	0.104
	-CEM	-Élève	500	15	7500	0.069	
8	-gendarmerie	-Employeur	80	15	1200	0.011	0.0248
	-APC	-Fonctionnaire	50	15	750	0.0069	
	-Commissariat	-Fonctionnaire	50	15	750	0.0069	
9	-Mosquée	-Fidèle	2000	20	40000	0.370	0.3755
	-Bibliothèque	-Lecteur	40	15	600	0.0055	
10	-Primaire	-Élève	200	15	3000	0.028	0.1319
	-Salle du sport	-Personne	210	50	10500	0.097	
	-Maison de jeune	-Personne	25	30	750	0.0069	
11	-Marché	-client	800	10	8000	0.074	0.074

Tableau V.4 : Estimation des débits des eaux usées domestiques

N°SB	Surface (ha)	Nombre d'habitants	$Q_{moy,j}$ (l/s)	(Kp)	Q_{pt} (l/s)	$Q_{équi}$ (l/s)	$Q_{EU,T}$ (l/s)
1	3.51	561	0.779	3	2.337	0.083	2.42
2	3.10	664	0,922	3	2.766	/	2.766
3	2.23	690	0,958	3	2.874	/	2.874
4	4.42	346	0,480	3	1.44	/	1.440
5	4.03	411	0.571	3	1.713	0.074	1.787
6	3.52	275	0.382	3	1.146	0.046	1.192
7	6.24	594	0.825	3	2.475	0.104	2.579
8	4.12	1331	1.848	3	5.544	0.025	5.569
9	5.15	1050	1.458	3	4.374	0.376	4.750
10	6.40	1436	1.994	3	5.982	0.0132	5.995
11	4.72	192	0.266	3	0.798	0.074	0.872

III. Calcul du débit total de chaque sous bassin

Tableau V.5 : calcul du débit total de chaque sous bassin.

N°SB	Q_{EU} (l/s)	Q_{EP} (l/s)	Q_T (l/s)
1	2.42	270.1	272.52
2	2.766	318.58	321.346
3	2.874	332.11	334.984
4	1.440	150.76	152.2
5	1.787	195.09	196.877
6	1.192	131.54	132.732
7	2.579	280.96	283.539
8	5.569	638.71	644.279
9	4.750	503.08	507.83
10	5.995	686.53	692.525
11	0.872	86	86.872

IV. Conclusion

Dans ce chapitre, on a estimé et évalué les quantités des eaux à évacuer. Ces débits incluent des eaux usées et des eaux pluviales ; on signale que la zone d'étude ne comporte aucune unité industrielle.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits des eaux usées (domestiques et publiques) ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux.

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau et ses ouvrages annexe

Introduction

Une fois que la totalité des débits sont déterminée, on passe au dimensionnement des ouvrages tout en respectant certaines normes. Les réseaux d'assainissement devront assurer

- L'évacuation rapide des eaux usées hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;
- Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement.
- L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs.

I. Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations se trouvant à l'amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de 0,005 mètre par mètre.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous-sols est exclus, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relevés.

II. Les canalisations

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration ; Elles se présentent sous plusieurs formes :

- Conduites circulaires : Les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections par rapport aux autres formes.
- Conduites ovoïdes : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

II.1 Type de canalisations

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination :

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

- b) Conduite en fonte**

La particularité de ce type de conduite, réside dans leur composition à base de fonte, ce qui les rends inoxydables et solides, et par conséquent s'imposent à titre de sécurité. Elles sont utilisées généralement au niveau des raffineries de pétrole pour évacuer les eaux usées industrielles.

- c) Conduite en amiante ciment**

Ce sont des conduites munies d'un revêtement intérieur de la paroi à base d'enduit antiacide. Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm et Les longueurs utiles varient de 0.5 à 5 m.

- **Joints**

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboitement. On distingue :

- Le joint « Everitube »

- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

d) Conduite en matière plastique

Les conduites en plastique sont résistantes à la corrosion, inerte et stable 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.

e) Conduite en grés

Les conduites en grés sont caractérisées par une très grande dureté, et une excellente résistance aux agressions chimiques ou climatiques. Cette résistance est obtenue grâce à une cuisson à une température supérieure à 1 200 °C. Ces conduites sont livrables en longueur utiles de 1.0m, 1.5m et 2.0m.

- **Joints**

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joints à double anneaux.

f) Conduites en chlorure de polyvinyle non plastifié (P.V.C)

Les tuyaux sont opaques et de couleur normalisée (gris claire), ils ne doivent pas être employés lorsque la température de l'effluent est supérieure à 35°C. Sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0 °C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit être tenu compte au moment de la pose

Ces canalisations, jouissent d'un retour d'expérience très favorable.

II.2 Différentes actions supportées par la conduite

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite

g) Actions mécaniques

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

h) Action statique

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

i) Action chimique

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

II.3 Protection des conduites

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum ;
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S), qui est le facteur principal de la corrosion de la partie sèche de la canalisation ;
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S ;
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton) ;
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout ;
- Le rinçage périodique des conduites.

II.4 Essais des tuyaux préfabriqués

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement ;
- Essai à l'étanchéité ;
- Essai à la corrosion.

a) Essai à l'écrasement

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts.

Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement ou ovalisation de la conduite. À une vitesse de chargement 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai.

b) Essai d'étanchéité

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

- À l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures ;
- Sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

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

2) 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.

3) l'essai à l'air : Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c) Essai à la corrosion

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies. Le développement de bactéries, qui amorcent la formation d'acide sulfurique, entraîne une baisse du pH superficiel du béton suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. Celle-ci permet le développement rapide de bactéries acidophiles et s'accompagnent de la progression du processus de corrosion vers l'intérieur du béton.

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

III. Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Le réseau d'assainissement de type unitaire doit, dans la mesure du possible, permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

La vitesse d'auto curage : Pour satisfaire les conditions d'auto-curage, il faut assurer :

- Une vitesse minimale de 0.6 m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (3 à 4) m /s.

IV. Hypothèses

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, on considère 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 « Qps » ; bien qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

V. Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau, on définit les paramètres suivants :

- **Périmètre mouillé (P)** : La longueur du périmètre de la conduite qui est en contact de l'eau(m).
- **Section mouillée (S)** : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).
- **Rayon hydraulique (Rh)** : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- **Rapport des débits** : $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$.
- **Rapport des vitesses** : $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$.
- **Rapport des hauteurs** : $R_h = \frac{h}{D}$.

Avec :

- Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m³/s).
- V : Vitesse de circulation de l'eau m/s.
- h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).
- Q_{ps} : Débit en pleine section (m³/s)

- V_{ps} : Vitesse en pleine section (m/s)
- D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).
- ❖ L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée (m^2).

1- Déterminer le débit et la pente pour chaque point.

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Avec : D_{cal} (m) ; Q (m^3/s) ; I (m/m)

3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite (DN).

4- on calcul la vitesse à pleine section :

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

$$v_{ps} = K \times \left(\frac{D_n}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}}$$

Avec : v_{ps} (m/s) ; DN (m) ; I (m/m)

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = \frac{\pi \times D_N^2}{4} \times V_{PS}$$

Avec : Q_{ps} (m^3/s) ; v_{ps} (m/s) ; D_N (m)

6 Les rapports hydrauliques r_q , r_v , r_h

7- les vitesses réelles :

$$v = r_v \times v_{ps}$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H_r = r_h \times D_N$$

VI. Résultats du dimensionnement

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux (Tableau VI. 1 Calculs du réseau projeté) en annexe :

Tableau VI. 1 Calculs du réseau projeté -page 1/12-

N° TR.	collecteur	R.AM	R.AV	DIAM (cm)	LONG. (m)	PENTE (m/m)	DEBIT EP (l/s)	DEBIT EP CUMULE	DEBIT EU (l/s)	DEBIT EU CUMULE	DEBIT T. (l/s)	QPS (l/s)	VPS (m/s)	V.Reel (m/s)	V. A.C (m/s)	V.A.C	RQ	RV	RH	HR (cm)
1	F.1	R1	R2	30	41.00	0.015	31.80	31.80	0.22	0.22	32.02	100.08	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	12.00
2	F.1	R2	R4	30	41.00	0.055	0.00	31.80	0.00	0.22	32.02	191.63	2.71	2.10	1.49	vérifiée	0.17	0.78	0.30	9.00
3	F.2	R3	R4	30	37.00	0.045	14.28	14.28	0.09	0.09	14.37	173.34	2.45	1.51	1.35	vérifiée	0.08	0.62	0.20	6.00
4	F.1	R4	R5	30	44.00	0.060	28.56	74.65	0.17	0.48	75.13	216.19	3.06	2.87	1.68	vérifiée	0.35	0.94	0.43	13.00
5	F.1	R5	R6	30	44.00	0.054	25.71	100.36	0.16	0.64	100.99	189.88	2.69	2.76	1.48	vérifiée	0.53	1.03	0.53	16.00
6	F.1	R6	R9	40	53.00	0.025	22.54	122.90	0.14	0.78	123.67	278.24	2.21	2.17	1.22	vérifiée	0.44	0.98	0.48	19.00
7	F.3	R7	R8	30	35.00	0.009	28.76	28.76	0.18	0.18	28.95	77.52	1.10	1.03	0.60	vérifiée	0.37	0.94	0.43	13.00
8	F.3	R8	R9	30	35.00	0.009	18.31	47.08	0.11	0.30	47.38	77.52	1.10	1.15	0.60	vérifiée	0.61	1.05	0.57	17.00
9	F.1	R9	R10	40	42.00	0.015	13.70	183.67	0.09	1.16	184.83	215.53	1.72	1.93	0.94	vérifiée	0.86	1.13	0.73	29.00
10	F.1	R10	R14	40	13.00	0.042	0.00	183.67	0.00	1.16	184.83	360.65	2.87	2.93	1.58	vérifiée	0.51	1.02	0.53	21.00
11	F.4	R11	R12	40	36.00	0.006	25.44	25.44	0.17	0.17	25.62	137.57	1.09	0.85	0.60	vérifiée	0.19	0.78	0.30	12.00
12	F.4	R12	R13	40	40.00	0.006	22.90	48.34	0.16	0.33	48.67	139.13	1.11	1.03	0.61	vérifiée	0.35	0.93	0.43	17.00
13	F.4	R13	R14	40	40.00	0.006	28.18	76.52	0.17	0.51	77.02	139.13	1.11	1.15	0.61	vérifiée	0.55	1.04	0.55	22.00
14	F.1	R14	R15	60	35.00	0.006	16.91	277.10	0.10	1.77	278.87	401.87	1.42	1.54	0.78	vérifiée	0.69	1.08	0.62	37.00
15	F.1	R15	R16	60	37.00	0.006	22.54	299.64	0.14	1.91	301.54	401.89	1.42	1.56	0.78	vérifiée	0.75	1.10	0.65	39.00
16	F.1	R16	R17	60	38.00	0.006	21.92	321.55	0.14	2.05	323.60	401.89	1.42	1.58	0.78	vérifiée	0.81	1.11	0.68	41.00
17	F.1	R17	R53	60	11.00	0.006	0.00	321.55	0.00	2.05	323.60	401.89	1.42	1.58	0.78	vérifiée	0.81	1.11	0.68	41.00
18	F.5	R18	R19	30	24.00	0.010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	81.71	1.16	0.73	0.64	vérifiée	0.00	0.20	0.03	1.00
19	F.5	R19	R20	30	44.70	0.012	71.41	71.41	0.44	0.44	71.84	89.51	1.27	1.42	0.70	vérifiée	0.80	1.12	0.70	21.00
20	F.5	R20	R21	30	42.80	0.011	0.00	71.41	0.00	0.44	71.84	85.70	1.21	1.37	0.67	vérifiée	0.84	1.13	0.73	22.00
21	F.5	R21	R27	40	36.00	0.011	36.41	107.82	0.27	0.71	108.53	184.57	1.47	1.55	0.81	vérifiée	0.59	1.06	0.58	23.00
22	F.6	R22	R23	30	39.00	0.028	20.55	20.55	0.13	0.13	20.68	137.85	1.95	1.42	1.07	vérifiée	0.15	0.73	0.27	8.00
23	F.6	R23	R27	30	42.00	0.009	18.79	39.34	0.14	0.27	39.61	77.31	1.09	1.12	0.60	vérifiée	0.51	1.03	0.53	16.00
24	F.7	R24	R25	30	40.00	0.038	25.71	25.71	0.16	0.16	25.86	158.23	2.24	1.74	1.23	vérifiée	0.16	0.78	0.30	9.00
25	F.7	R25	R26	30	43.00	0.025	0.00	25.71	0.00	0.16	25.86	129.20	1.83	1.50	1.01	vérifiée	0.20	0.82	0.33	10.00
26	F.7	R26	R27	30	16.00	0.015	14.28	39.99	0.09	0.24	40.23	100.08	1.42	1.37	0.78	vérifiée	0.40	0.97	0.47	14.00
27	F.5	R27	R27	50	54.70	0.007	12.85	200.00	0.08	1.30	201.30	266.95	1.36	1.50	0.75	vérifiée	0.75	1.10	0.66	33.00
28	F.8	R28	R29	30	41.00	0.014	25.84	25.84	0.19	0.19	26.03	96.68	1.37	1.18	0.75	vérifiée	0.27	0.86	0.37	11.00
29	F.8	R29	R37	30	41.00	0.010	17.62	43.46	0.13	0.32	43.78	81.71	1.16	1.19	0.64	vérifiée	0.54	1.03	0.53	16.00
30	F.9	R30	R31	30	25.60	0.009	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	77.45	1.10	0.72	0.60	vérifiée	0.00	0.20	0.03	1.00

VII. Des déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer par les voies les plus directes, les points exceptionnels des débits d'orages vers le milieu récepteur ; par conséquent, un déversoir d'orage et un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eau pluviale de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions du réseau aval.

VIII.1 Emplacement des déversoirs d'orages

Avant l'emplacement des déversoirs d'orages, les éléments suivants sont à prendre en considération :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir autoépuration du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie 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.
- La topographie du site et la variation des pentes.

VIII.2 Type des déversoirs

On distingue plusieurs types de déversoirs :

❖ Déversoirs à seuil simple

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil.

❖ 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.

❖ **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.

❖ **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 siphoniques.
- Les déversoirs automatiques.

❖ **Déversoirs à seuil frontal**

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.

❖ **Déversoir by-pass**

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à :

- dégager le réseau aval
- assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval
- envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transports
- prélever les eaux de temps sec pour les envois vers un égout des eaux
- transformation de la partie avale du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage.

VIII.3 Dimensionnement des déversoirs d'orage

• **Mode de calcul**

Pour le calcul des déversoirs d'orage nous adoptons :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{EU}) et du débit pluvial (Q_{EP}) $\rightarrow Q_{total} = Q_{EU} + Q_{EP}$
- On détermine la valeur de la lame déversée ($H_{dév}$)
- On détermine la longueur du seuil déversant (L).

- **Le coefficient de retardement**

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

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

Avec :

Z : coefficient de retardement

T_c : temps de concentration

- **Le débit critique (débit de dimensionnement)**

$$Q_{\text{crit}} = Z \times Q_T$$

- **Hauteur critique**

$$R_q = \frac{Q_{\text{cri}}}{Q_{\text{ps}}} \rightarrow \text{l'abaque de BAZIN} \rightarrow R_h = \frac{H_{\text{cri}}}{D} \rightarrow H_{\text{cri}} = D \times R_h$$

- **Hauteur transitée**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers l'aval du réseau on doit passer au calcul de :

$$R_q = \frac{Q_{\text{trans}}}{Q_{\text{ps}}} \rightarrow \text{l'abaque de BAZIN} \rightarrow R_h = \frac{H_{\text{trans}}}{D} \rightarrow H_{\text{trans}} = D \times R_h$$

- **Hauteur déversée**

$$H_{\text{dév}} = H_{\text{cri}} - H_{\text{trans}}$$

- **Débit rejeté vers l'Oued**

$$Q_{\text{dév}} = Q_{\text{cri}} - Q_{\text{trans}}$$

- **La longueur du seuil de déversoir**

$$Q_{\text{dév}} = m \cdot L \cdot h_{\text{dév}} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h_{\text{dév}}}$$

Avec :

m : coefficient de débit en fonction de type de déversoir

m = 0.46 : déversoir frontal

m < 0.4 : déversoir latéral

Avec :

L : longueur du seuil

h_d : à la hauteur d'eau déversée par le déversoir

g : pesanteur = 9.81 m/s²

Donc :

$$L = \frac{Q_{\text{dév}}}{m \cdot h_{\text{dév}}^{3/2} \cdot \sqrt{2g}}$$

VIII.4 Résultats de dimensionnement

d) Déversoir N°D.O.1

Le déversoir N°D.O.1 se trouve sur collecteur **F.1 du sous bassin N°10.**

- Diamètre d'entrée $D_e = 600 \text{ mm}$
- Le débit total à l'entrée $Q_{\text{dim}} = 904.662 \text{ l/s}$
- Le débit à pleine section $Q_{\text{ps}} = 1538.27 \text{ l/s}$
- Débits des eaux usées = **6,57 l/s.**
- Débit de pointe transitant par le déversoir d'orage N°D.O.1 ; $Q_{\text{trans}} = 60.61 \text{ l/s.}$
- Débit rejeté vers l'exutoire $Q_{\text{dév}} = 934,57 \text{ l/s.}$
- Hauteur d'eau à l'entrée $H_{\text{cri}} = 53,00 \text{ cm.}$
- Hauteur d'eau transite $H_{\text{trans}} = 10,00 \text{ cm.}$
- La hauteur d'eau déversée (déversoir d'orage latéral) $H_{\text{dév}} = 43 \text{ cm}$ (**Pour un déversoir d'orage latéral à (01) un seuil déversant**)
- La longueur du seuil déversant $L = 7.13\text{m}$
 $L = 7,13 \text{ m}$ (Pour un déversoir d'orage latéral à (01) un seuil déversant)

Conclusion

On opte pour un déversoir d'orage latéral à Double seuils déversant avec **$L=3,50 \text{ m}$** de longueur, hauteur d'eau déversé **$H_{\text{dév}} = 21.5 \text{ cm}$**

e) Déversoir N°D.O.2

Le déversoir N°D.O.2 se trouve sur collecteur **F.15 du sous bassin N°10.**

- Diamètre d'entrée $D_e = 500 \text{ mm}$
- Le débit total à l'entrée $Q_{\text{dim}} = 380,80 \text{ l/s.}$
- Le débit à pleine section $Q_{\text{ps}} = 504,49 \text{ l/s.}$
- Débits des eaux usées = **2,71 l/s.**
- Débit de pointe transitant par le déversoir d'orage N°D.O.2 ; $Q_{\text{trans}} = 25,00 \text{ l/s.}$
- Débit rejeté vers l'exutoire $Q_{\text{dév}} = 355,80 \text{ l/s.}$
- Hauteur d'eau à l'entrée $H_r = 33,00 \text{ cm.}$
- Hauteur d'eau allant vers l'intercepteur $H_{\text{trans}} = 08,00 \text{ cm.}$

- La hauteur d'eau déversée (**déversoir d'orage latéral**) $H_{dév} = 25\text{cm}$ (**Pour un déversoir d'orage latéral à (01) un seuil déversant**)
- La longueur du seuil déversant $L = 6,06\text{ m}$ (**Pour un déversoir d'orage latéral à (01) un seuil déversant**)

Conclusion

On opte pour un déversoir d'orage latéral à Double seuils déversant avec $L=3,00\text{ m}$ de longueur, Hauteur d'eau déversée $H_{dév} = 12.5\text{ cm}$

f) Déversoir N°D.O.3

Le déversoir N°D.O.3 se trouve sur collecteur **F.40 du sous bassin N°11.**

- Diamètre d'entrée $D_e = 800\text{ mm}$
- Le débit total à l'entrée $Q_{dim} = 1096.54\text{ l/s.}$
- Le débit à pleine section $Q_{ps} = 2369.82\text{ l/s.}$
- Débits des eaux usées = 8.67 l/s.
- Débit de pointe transitant par le déversoir d'orage N°D.O.3 ; $Q_{trans} = 80,01\text{ l/s.}$
- Débit rejeté vers l'exutoire $Q_{dév} = 1016,53\text{ l/s.}$
- Hauteur d'eau à l'entrée $H_r = 49,00\text{ cm.}$
- Hauteur d'eau allant vers l'intercepteur $H_{trans} = 09,00\text{ cm.}$
- La hauteur d'eau déversée (**déversoir d'orage latéral**) $H_a = 40,00\text{ cm.}$
- La longueur du seuil déversant $L = 8,55\text{ m}$ (**Pour un déversoir d'orage latéral à (01) un seuil déversant**)

Conclusion

On opte pour un déversoir d'orage latéral à Double seuils déversant avec $L=4,00\text{ m}$ de longueur, -
La hauteur d'eau déversée $H_{dév} = 20.00\text{ cm}$

VIII. Les ouvrages annexes

IX.1 Les branchements

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 inclinée à 45° 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.

IX.2 Les caniveaux

Les caniveaux sont destinés à la recueillir des eaux pluviales ruisselants sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

IX.3 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout, appelés aussi regard de chaussée, sont des ouvrages à vocation prioritairement utilitaire et sécuritaire ; il s'agit de limiter et d'absorber les eaux de surfaces (Les eaux pluviales et les eaux de lavages).

Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption par le bas), soit dans la chaussée (absorption par le haut).

On peut classer les bouches d'égout selon le recueil des eaux, en cinq types :

- **Les bouches d'égout avec grille et couronnement métallique** : Ce type de bouche d'égout, permet l'entrée des eaux dans le réseau, soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique** : Afin d'évacuer l'eau, un entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.
- **Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton** : Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.
- **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné** : Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.
- **La bouche d'égout à grille seule** : Les bouches d'égout à grille seule, s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

IX.4 Les regards

Les regards sont des dispositifs donnant accès à l'ensemble du système d'assainissement, et à cet effet, permettent de contrôler et d'entretenir ce dernier plus facilement.

a) Fonctions

Dans le système d'assainissement le regard a quatre fonctions principales, il permet de :

- Réaliser des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation).
- Insérer des accessoires de nettoyage à tout moment.
- Contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement.
- Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'assainissement.

b) Emplacement

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonctions.
- Au changement de direction.
- Au changement de pente de canaux.
- Aux points de chute.

c) Types de regards

Les types de regards varient en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain, ainsi que du système d'évacuation, donc on distingue :

- **Regard de visite** : Ces regards sont destinés à l'entretien courant, et le curage régulier des canalisations, tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières. L'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.
- **Regard de ventilation** : La présence d'air dans les égouts, est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène.
- **Regard de jonction** : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections, ils sont construits de telle manière à avoir :
 - Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard).
 - Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
 - Une absence de reflux d'eau par temps sec.
 - Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.
- **Regard de chute** : C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour la chute verticale et la chute toboggan.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique, tous les calculs de dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales ainsi que les ouvrages annexes. Après calcul nous avons procédé à ce qui suit :

- Les diamètres des collecteurs varient entre 300mm et 1200mm en PVC.
- 03 déversoirs d'orage pour minimiser la charge des conduites principales en cas d'averses.

Chapitre VII : organisation du chantier et devis quantitatif et estimatif

Introduction

L'objectif de l'organisation de chantier est de réaliser l'ouvrage au moins dans les délais et avec le moindre coût.

Donc la bonne connaissance du site et la conception judicieuse de l'ouvrage ne suffisent pas à garantir la qualité et la sécurité de l'ouvrage, il faut porter soin à l'exécution et les moyens qui y sont consacrés pour la réussite de l'opération.

I. Les étapes de réalisation du projet

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

- 1) Vérification, manutention des conduites.
- 2) Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- 3) Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- 4) Aménagement du lit de pose.
- 5) Emplacement des jalons des piquets
- 6) La mise en place des canalisations en tranchée.
- 7) Assemblage des tuyaux.
- 8) Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- 9) Réalisation des regards.
- 10) Réalisation des branchements.
- 11) Remblayage et compactage.

I.1. Manutention et stockage des conduites**• Chargement et transport**

Le chargement des véhicules doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport.

Éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes, les ballants.
- Tout contact des tubes et des raccords avec des pièces métalliques saillantes.
- Les tubes avec emboîture doivent être alternés. Les emboîtures doivent dépasser la pile.

• Déchargement

Le déchargement brutal des tubes et des raccords sur le sol est à proscrire.

- **Stockage :**

- L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane ;
- L'empilement doit se faire en alternant les emboîtures et en laissant celles-ci dépasser la pile ;
- La hauteur de gerbage doit être limitée à 1.50m ;
- Les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil. (La décoloration du tube n'affecte en rien ses caractéristiques mécaniques) ;
- Les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation ;
- Éviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques ;
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur.

I.2. Décapage de la couche de 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.

I.3. Exécution des tranchées et des fouilles pour les 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.

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs de 30 cm de part et d'autre.

- **Largeur de la tranchée**

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

$$B = d + (2 \times 0.3)$$

B : largeur de la tranchée en (m) ;

d : diamètre de la conduite en (m) ;

- **Profondeur de la tranchée**

La profondeur est donnée par la formule suivante :

$$H = e + d + h$$

H : profondeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur de lit de sable en (m), e = 20 cm ;

d : diamètre de la conduite en (m) ;

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite en (m) ;

I.4. Aménagement du lit de pose

Les tubes ne doivent pas être posés à même fond de fouille mais sur un lit de pose, d'une hauteur de 10cm au minimum, constitué de sable propre contenant moins de 12% de fines (particules inférieures à 80 μ).

Le lit de pose doit être soigneusement compacté.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

Le volume du sable est :

$$V_s = L.B.e$$

V_s = volume du sable en (m³) ;

L : Longueur de la tranchée en (m) ;

B : Largeur de la tranchée en (m) ;

e : épaisseur du sable, e = 20 cm ;

I.5. Emplacement des jalons des piquets

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation.

I.6. La mise en place des canalisations en tranchée

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.

I.7. Assemblage des canalisations

Suivant la section, la forme et la nature du matériau de la conduite, on effectue la jointure de ces dernières.

I.8. Les essais d'étanchéité

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

I.9. Réalisation des regards

Pour l'exécution d'un regard, on doit suivre les étapes 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

I.10. 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.

I.11. 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.

II. Détermination des différents volumes des travaux

III.1. Volume du décapage de la couche végétale

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}}$$

Avec :

- $V_{\text{déc}}$: 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).

III.2. Volume du déblai des tranchées

$$V_d = B \times L \times H$$

Avec :

- 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).

III.3. Volume occupé par le lit de sable

$$V_{ls} = e \times L \times B$$

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).

III.4. Volume occupé par les conduites

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

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).

III.5. Volume de l'enrobage

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

Avec :

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

III.6. Volume du remblai de protection

$$V_{\text{rem}} = V_d - (V_{\text{cond}} + V_{\text{déc}} + V_{\text{Is}})$$

Avec :

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

III.7. Volume excédentaire

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

Avec :

- 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 :

$$V_f = V_d \times K_f$$

Avec :

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

III. Devis quantitatif et estimatif

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif.

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

Tableau VII.1 : Devis quantitatif et estimatif.

N°	Désignation des travaux	Unités	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Déblai	m ³	34698.20	600.00	20 818 920.00
2	Pose de lit	m ³	4566	1200.00	5 479 200.00
3	Remblai de la tranchée	m ³	83435.91	600.00	50 061 546.00
4	Grille	ml	11415	80.00	913 200.00
B	Canalisation				
1	Ø300	ml	6218	1100.00	6 839 800.00
2	Ø400	ml	1245	2300.00	2 863 500.00
3	Ø500	ml	1797	3 940.00	7 087 180.00
4	Ø600	ml	749	6 240.00	4 673 760.00
5	Ø800	ml	782	6 200,00	4 848 400.00
6	Ø100	ml	163	6 750,00	1 100 250.00
7	Ø1200	ml	461	10 750,00	4 955 750.00
C	Construction				
1	Regards	Unité	372	50 000,00	18 600 000.00
2	Déversoirs	Unité	03	250 000.00	750 000.00
THT					128 991 506.00
TVA 19%					24 508 386.14
TTC					153 499 892.14

Conclusion

Dans ce chapitre on a résumé les différentes procédures de la réalisation de notre projet étudié de l'organisation de chantier pour assurer le bon déroulement de la mise en œuvre. Le but de l'organisation du chantier est la rapidité, la qualité, et l'économie dans la réalisation du projet.

L'estimation approximative de ce projet est de 153 973 024.24 DA.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Tout au long de notre étude, nous avons décelé l'ensemble des problèmes liés au fonctionnement du réseau d'assainissement et son impact sur l'environnement et la santé publique.

A cet égard nous avons mené une étude de diagnostic dans le but de d'identifier les contraintes et les dysfonctionnements du réseau existant.

La reconnaissance du site d'après les plans d'occupation du sol (plans d'aménagement) de notre agglomération, une étude hydrologique profonde, nous ont permis de déterminer les débits d'eaux usées et pluviales par la méthode rationnelle pour une période de retour de dix ans.

On résume notre travail dans les points suivants :

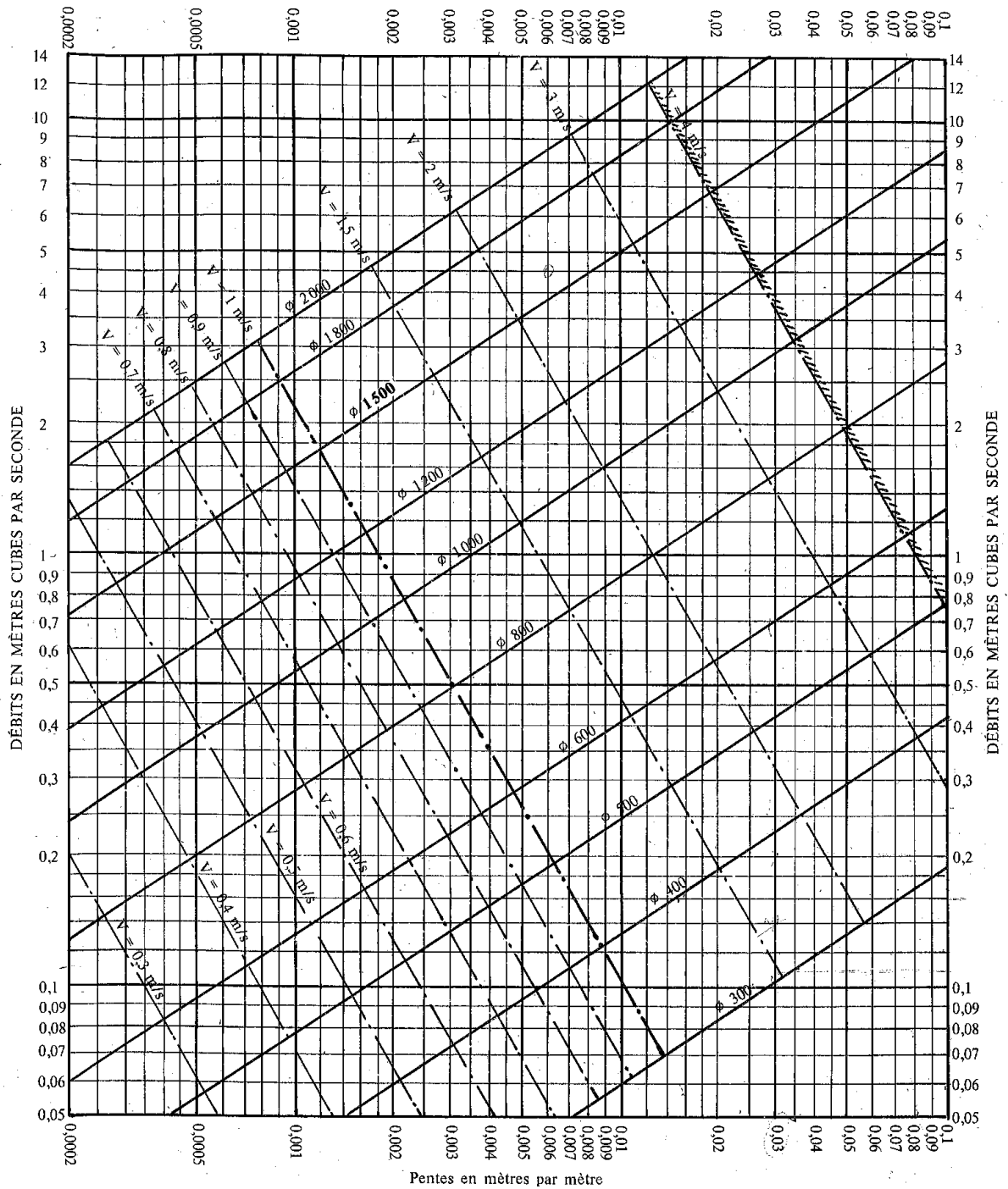
- Les collecteurs réalisés pendant les années 2000 en ciment comprimé et en PVC, sont tous à supprimer. Et ceux conçus en l'an 2012 et 2013 en CAO et PVC sont à conserver s'ils répondent aux exigences techniques hydrauliques.
- 39 regards sont maintenus, et 372 regards seront projetés.
- La charge des conduites par la présence de grands débits pluviaux nous incite à planter 03 déversoirs d'orage dans le système pour minimiser la charge en périodes de crues et pour éviter le surdimensionnement du réseau.
- Le système le mieux adapté pour la zone d'étude est de type unitaire ; et le schéma suivi est à déplacement latéral.
- Les diamètres varient de 300 à 600 mm en PVC et de 800 à 1200 mm en CAO.
- L'étude diagnostic a conclu que pour la réhabilitation du réseau d'assainissement exige une enveloppe financière de 153 499 892.14 DA.

Références bibliographiques

1. GOMELLA, C.GUREE.H, 1986, « guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) », Eyrolles, Paris perspective, Paris.
2. C.E.R.T.U, 2003. « La ville et son assainissement ». CERTU, France.
3. TOUAIBIA B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
4. SATIN M. et al, 2006. « Guide technique de l'assainissement (3e édition) ». Le Moniteur, Paris.
5. A.LENCASTRE, « Hydraulique générale », 2008.
6. REGIS, B « Les Réseaux D'assainissement »2008.
7. SALAH B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
8. ITP Innovation transformation polymère(Algérie).en ligne
<http://www.itp.dz/index.php/contact.html>

ANNEXE

RÉSEAUX PLUVIAUX EN SYSTÈME UNITAIRE OU SÉPARATIF
(Canalisations circulaires)

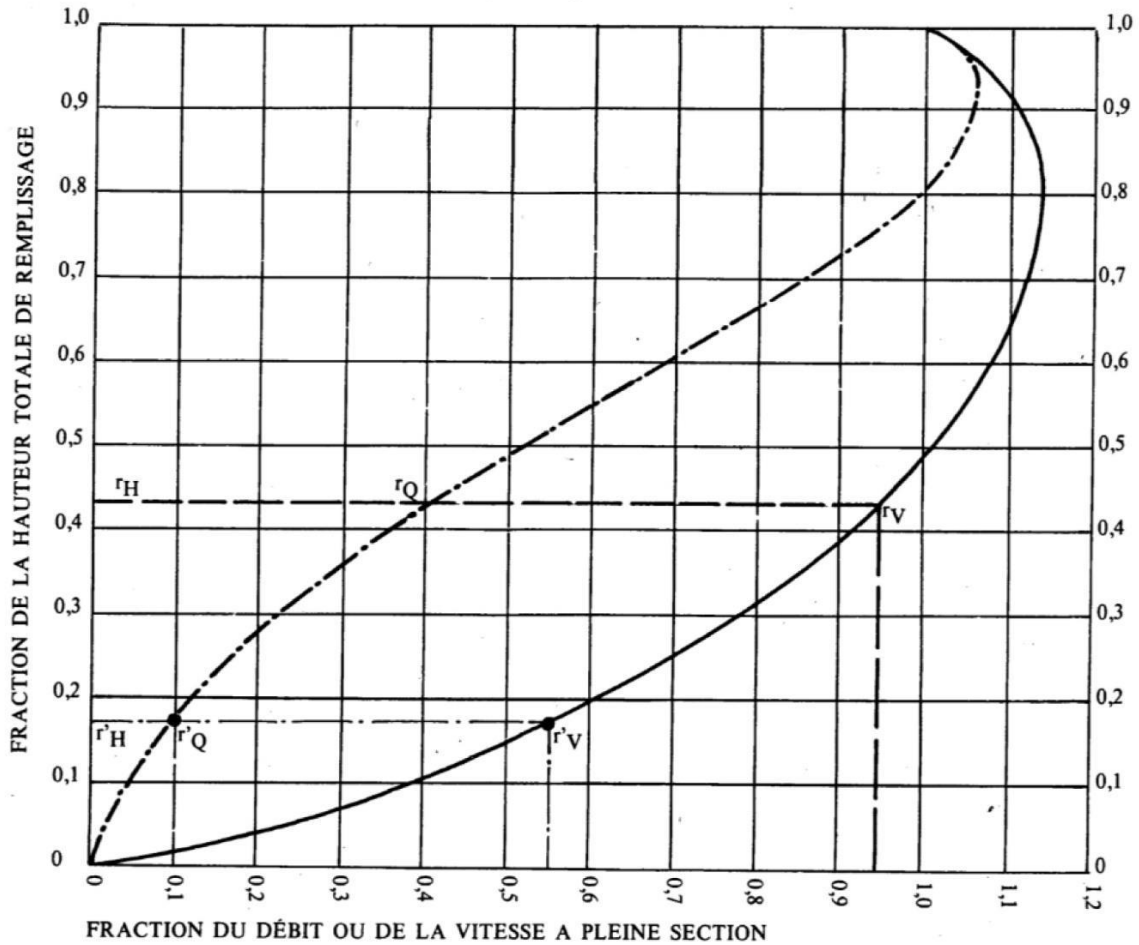


Nota. - La valeur du coefficient de Bazin a été prise égale à 0,46. Lorsque la pose des canalisations aura été particulièrement soignée, et surtout si le réseau est bien entretenu, les débits pourront être majorés de 20 % ($\nu = 0,30$). A débit égal, les pentes pourront être réduites d'un tiers.

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 $r_H = 0,80$.

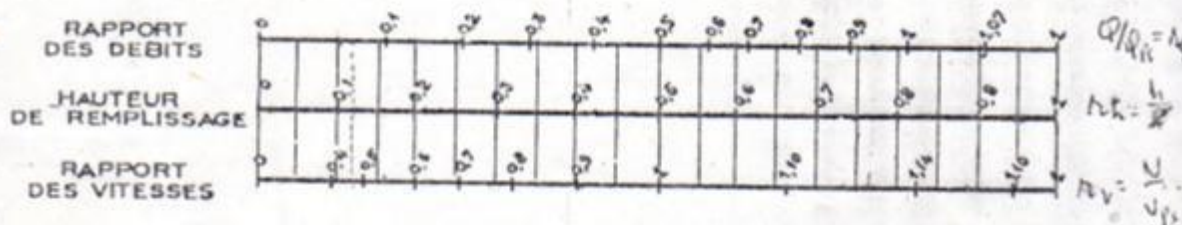
Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

ANNEXE X

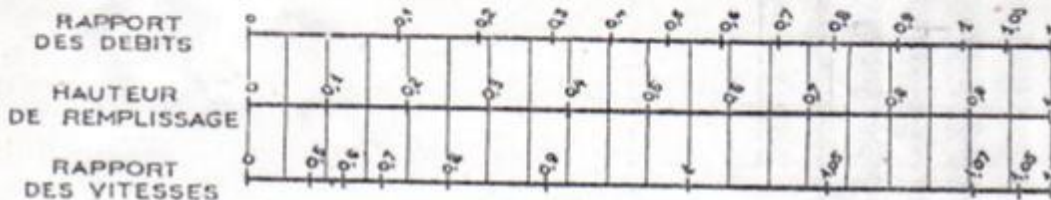
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(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

Tableau VI. 1 Calculs du réseau projeté -page 2/12-

N° TR.	Collecteur	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
31	F.9	R31	R35	30	36.00	0.024	36.98	36.98	0.24	0.24	37.22	127.75	1.81	1.63	0.99	vérifiée	0.29	0.90	0.40	12.00
32	F.10	R32	R35	30	46.60	0.009	20.55	20.55	0.13	0.13	20.68	77.56	1.10	0.95	0.60	vérifiée	0.27	0.86	0.37	11.00
33	F.11	R33	R34	30	45.00	0.010	29.26	29.26	0.20	0.20	29.46	81.71	1.16	1.08	0.64	vérifiée	0.36	0.94	0.43	13.00
34	F.11	R34	R35	30	45.00	0.010	23.29	52.55	0.15	0.35	52.89	81.71	1.16	1.24	0.64	vérifiée	0.65	1.07	0.60	18.00
35	F.11	R35	R36	40	51.15	0.006	0.00	110.08	0.00	0.71	110.79	139.23	1.11	1.23	0.61	vérifiée	0.80	1.11	0.68	27.00
36	F.11	R36	R37	40	63.00	0.014	71.23	181.30	0.45	1.17	182.47	209.16	1.66	1.88	0.92	vérifiée	0.87	1.13	0.73	29.00
37	F.5	R37	R40	60	51.00	0.007	16.44	441.21	0.12	2.91	444.12	653.96	1.70	1.84	0.93	vérifiée	0.68	1.08	0.61	43.00
38	F.12	R38	R39	30	42.00	0.013	24.67	24.67	0.18	0.18	24.85	93.17	1.32	1.14	0.72	vérifiée	0.27	0.86	0.37	11.00
39	F.12	R39	R40	30	42.00	0.010	16.44	41.11	0.12	0.31	41.42	81.71	1.16	1.19	0.64	vérifiée	0.51	1.03	0.53	16.00
40	F.5	R40	R42	60	29.00	0.007	0.00	482.32	0.00	3.22	485.54	654.80	1.70	1.86	0.94	vérifiée	0.74	1.10	0.64	45.00
41	F.13	R41	R42	30	34.00	0.010	21.14	21.14	0.16	0.16	21.30	81.71	1.16	1.00	0.64	vérifiée	0.26	0.86	0.37	11.00
42	F.5	R42	R43	60	33.00	0.010	27.02	530.48	0.20	3.57	534.06	782.63	2.03	2.20	1.12	vérifiée	0.68	1.08	0.61	43.00
43	F.5	R43	R49	60	34.00	0.040	16.44	546.93	0.12	3.70	550.62	1565.27	4.07	3.03	2.24	vérifiée	0.35	0.92	0.41	29.00
44	F.14	R44	R45	30	20.00	0.015	17.81	17.81	0.11	0.11	17.92	100.08	1.42	1.10	0.78	vérifiée	0.18	0.78	0.30	9.00
45	F.14	R45	R46	30	40.00	0.023	10.96	28.76	0.07	0.18	28.95	123.92	1.75	1.44	0.96	vérifiée	0.23	0.82	0.33	10.00
46	F.14	R46	R47	30	40.00	0.050	19.18	47.94	0.12	0.31	48.25	182.71	2.58	2.23	1.42	vérifiée	0.26	0.86	0.37	11.00
47	F.14	R47	R48	30	30.00	0.045	17.81	65.75	0.11	0.42	66.17	173.34	2.45	2.30	1.35	vérifiée	0.38	0.94	0.43	13.00
48	F.14	R48	R49	30	32.25	0.045	8.22	73.97	0.05	0.47	74.44	173.34	2.45	2.38	1.35	vérifiée	0.43	0.97	0.47	14.00
49	F.5	R49	R40	60	40.00	0.045	17.81	638.70	0.11	4.28	642.98	1660.21	4.31	3.09	2.37	vérifiée	0.39	0.95	0.44	31.00
50	F.5	R50	R51	60	36.00	0.045	0.00	638.70	0.00	4.28	642.98	1660.21	4.31	3.09	2.37	vérifiée	0.39	0.95	0.44	31.00
51	F.5	R51	R52	60	50.00	0.050	38.35	677.05	0.24	4.52	681.58	1750.02	4.55	3.31	2.50	vérifiée	0.39	0.95	0.44	31.00
52	F.5	R52	R53	60	29.00	0.036	0.00	677.05	0.00	4.52	681.58	1484.94	3.86	3.41	2.12	vérifiée	0.46	0.99	0.49	34.00
53	F.1	R53	R54	60	50.00	0.035	0.00	998.60	0.00	6.57	1005.18	1464.17	3.80	3.11	2.09	vérifiée	0.69	1.08	0.61	43.00
54	F.1	R54	R55	60	38.00	0.032	0.00	998.60	0.00	6.57	1005.18	1400.02	3.64	3.36	2.00	vérifiée	0.72	1.09	0.63	44.00
55	F.1	R55	D.O.1	60	35.00	0.056	0.00	998.60	0.00	6.57	1005.18	1847.27	3.80	2.91	2.64	vérifiée	0.54	1.02	0.53	37.00
56	F.1	D.O.1	R57	30	41.00	0.050	21.16	54.02	0.01	6.59	60.61	182.71	2.58	2.33	1.42	vérifiée	0.33	0.90	0.40	12.00
57	F.1	R57	R58	30	35.00	0.052	0.00	54.02	0.00	6.59	60.61	186.33	2.64	2.38	1.45	vérifiée	0.33	0.90	0.40	12.00
58	F.1	R58	R59	30	35.00	0.052	0.00	54.02	0.00	6.59	60.61	186.33	2.64	2.38	1.45	vérifiée	0.33	0.90	0.40	12.00
59	F.1	R59	R60	30	40.00	0.058	0.00	54.02	0.00	6.59	60.61	196.79	2.78	2.51	1.53	vérifiée	0.31	0.90	0.40	12.00
60	F.1	R60	R334	30	26.00	0.043	0.00	54.02	0.00	6.59	60.61	169.44	2.40	2.25	1.32	vérifiée	0.36	0.94	0.43	13.00
69	F.15	R69	R70	30	38.00	0.020	15.27	15.27	0.11	0.11	15.38	115.56	1.63	1.19	0.90	vérifiée	0.13	0.73	0.27	8.00
70	F.15	R70	R71	30	38.00	0.050	21.63	36.90	0.15	0.26	37.16	182.71	2.58	2.12	1.42	vérifiée	0.20	0.82	0.33	10.00

Tableau VI. 3 Calculs du réseau projeté -page 3/12-

N° TR.	collecteur	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
71	F.15	R71	R72	30	40.00	0.035	22.90	59.80	0.16	0.42	60.21	152.869	2.16	2.10	1.19	vérifiée	0.39	0.97	0.47	14.00
72	F.15	R72	R76	30	40.00	0.050	12.72	72.52	0.09	0.51	73.02	182.714	2.58	2.51	1.42	vérifiée	0.40	0.97	0.47	14.00
73	F.16	R73	R74	30	34.00	0.010	11.75	11.75	0.09	0.09	11.83	81.712	1.16	0.84	0.64	vérifiée	0.14	0.73	0.27	8.00
74	F.16	594	R75	30	43.00	0.034	32.89	44.63	0.24	0.33	44.97	150.670	2.13	1.92	1.17	vérifiée	0.30	0.90	0.40	12.00
75	F.16	R75	R76	30	40.00	0.025	21.14	65.78	0.16	0.49	66.27	129.198	1.83	1.88	1.01	vérifiée	0.51	1.03	0.53	16.00
76	F.15	R76	R79	40	22.00	0.022	11.45	149.75	0.08	1.07	150.82	261.016	2.08	2.16	1.14	vérifiée	0.58	1.04	0.55	22.00
77	F.17	R77	R78	30	32.00	0.027	16.54	16.54	0.11	0.11	16.65	134.267	1.90	1.38	1.04	vérifiée	0.12	0.73	0.27	8.00
78	F.17	R78	R79	30	32.00	0.034	7.63	24.17	0.05	0.17	24.34	150.670	2.13	1.65	1.17	vérifiée	0.16	0.78	0.30	9.00
79	F.15	R79	R80	40	45.00	0.024	14.10	188.01	0.10	1.34	189.35	272.623	2.17	2.36	1.19	vérifiée	0.69	1.09	0.63	25.00
80	F.15	R80	R81	40	31.00	0.024	10.18	198.19	0.07	1.41	199.60	272.623	2.17	2.38	1.19	vérifiée	0.73	1.10	0.65	26.00
81	F.15	R81	R82	40	9.00	0.090	0.00	198.19	0.00	1.41	199.60	527.932	3.20	3.01	2.31	vérifiée	0.38	0.95	0.45	18.00
82	F.15	R82	R83	40	21.00	0.085	0.00	198.19	0.00	1.41	199.60	513.057	3.08	3.10	2.25	vérifiée	0.39	0.95	0.45	18.00
83	F.15	R83	R86	50	37.00	0.038	86.92	285.11	0.65	2.06	287.17	621.978	3.17	3.11	1.74	vérifiée	0.46	0.98	0.48	24.00
84	F.18	R84	R85	30	14.00	0.030	6.36	6.36	0.04	0.04	6.40	141.530	2.00	1.10	1.10	vérifiée	0.05	0.55	0.17	5.00
85	F.18	R85	R86	30	36.00	0.115	8.91	15.27	0.06	0.10	15.37	277.099	3.92	2.16	2.06	vérifiée	0.06	0.55	0.17	5.00
86	F.15	R86	R82	50	25.00	0.076	9.40	309.77	0.07	2.23	312.00	879.610	3.48	3.14	2.46	vérifiée	0.35	0.92	0.42	21.00
87	F.19	R87	R88	30	24.00	0.074	6.36	6.36	0.04	0.04	6.40	222.281	3.14	1.51	1.73	vérifiée	0.03	0.48	0.13	4.00
88	F.19	R88	R89	30	21.00	0.100	7.63	13.99	0.05	0.10	14.09	258.396	3.66	2.01	2.01	vérifiée	0.05	0.55	0.17	5.00
89	F.19	R89	R90	30	29.00	0.010	15.27	29.26	0.10	0.20	29.46	81.712	1.16	1.08	0.64	vérifiée	0.36	0.94	0.43	13.00
90	F.19	R90	R91	30	46.00	0.010	19.08	48.34	0.13	0.33	48.67	81.712	1.16	1.21	0.64	vérifiée	0.60	1.05	0.57	17.00
91	F.19	R91	R92	30	34.00	0.084	8.22	56.57	0.06	0.39	56.96	236.824	3.35	2.89	1.84	vérifiée	0.24	0.86	0.37	11.00
92	F.15	R92	R93	50	30.00	0.060	11.75	378.08	0.09	2.71	380.80	781.554	3.98	2.98	2.19	vérifiée	0.49	1.00	0.50	25.00
93	F.15	R93	R94	50	40.00	0.049	0.00	378.08	0.00	2.71	380.80	706.287	3.60	2.71	1.98	vérifiée	0.54	1.03	0.54	27.00
94	F.15	R94	R95	50	40.00	0.049	0.00	378.08	0.00	2.71	380.80	706.287	3.60	2.71	1.98	vérifiée	0.54	1.03	0.54	27.00
95	F.15	R95	R96	50	40.00	0.049	0.00	378.08	0.00	2.71	380.80	706.287	3.60	2.71	1.98	vérifiée	0.54	1.03	0.54	27.00
96	F.15	R96	R97	50	40.00	0.049	0.00	378.08	0.00	2.71	380.80	706.287	3.60	2.71	1.98	vérifiée	0.54	1.03	0.54	27.00
97	F.15	R97	R98	50	40.00	0.037	0.00	378.08	0.00	2.71	380.80	613.740	3.13	2.31	1.72	vérifiée	0.62	1.06	0.58	29.00

Tableau VI. 4 Calculs du réseau projeté -page 4/12-

N° TR.	collecteur	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
98	F.15	R98	D.O.2	50	42.00	0.025	0.00	378.08	0.00	2.71	380.80	504.491	2.57	2.84	1.41	vérifiée	0.75	1.10	0.66	33.00
99	F.15	D.O.2	R100	40	44.00	0.009	8.69	22.25	0.05	2.76	25.00	77.127	1.09	0.98	0.60	vérifiée	0.32	0.90	0.40	12.00
100	F.15	R100	R332	40	46.00	0.009	0.00	22.25	0.00	2.76	25.00	77.893	1.10	0.99	0.61	vérifiée	0.32	0.90	0.40	12.00
101	F.20	R101	R102	30	42.15	0.047	12.92	12.92	0.10	0.10	13.02	176.653	2.50	1.54	1.37	vérifiée	0.07	0.62	0.20	6.00
102	F.20	R102	R103	30	32.50	0.035	13.71	26.64	0.12	0.22	26.85	153.04	2.17	1.68	1.19	vérifiée	0.18	0.78	0.30	9.00
103	F.20	R103	R104	30	45.00	0.054	17.63	44.27	0.16	0.37	44.64	190.27	2.69	2.21	1.48	vérifiée	0.23	0.82	0.33	10.00
104	F.20	R104	R105	30	45.00	0.100	16.65	60.92	0.15	0.52	61.44	258.11	3.65	3.00	2.01	vérifiée	0.24	0.82	0.33	10.00
105	F.20	R105	R106	30	33.00	0.094	11.76	72.68	0.10	0.63	73.30	250.85	3.55	3.20	1.95	vérifiée	0.29	0.90	0.40	12.00
106	F.20	R106	R107	30	45.00	0.058	17.63	90.31	0.16	0.78	91.09	196.79	2.78	2.78	1.53	vérifiée	0.46	1.00	0.50	15.00
107	F.20	R107	R108	30	44.00	0.049	0.00	90.31	0.00	0.78	91.09	180.21	2.55	2.62	1.40	vérifiée	0.51	1.03	0.53	16.00
108	F.20	R108	R109	30	34.00	0.108	0.00	90.31	0.00	0.78	91.09	268.46	3.80	3.26	2.09	vérifiée	0.34	0.94	0.43	13.00
109	F.20	R109	R120	30	24.00	0.143	0.00	90.31	0.00	0.78	91.09	308.91	4.37	3.34	2.40	vérifiée	0.29	0.90	0.40	12.00
110	F.20	R110	R124	30	7.40	0.020	0.00	90.31	0.00	0.78	91.09	115.56	1.63	1.83	0.90	vérifiée	0.79	1.12	0.70	21.00
111	F.21	R111	R122	30	35.00	0.025	12.74	12.74	0.11	0.11	12.85	129.20	1.83	1.23	1.01	vérifiée	0.10	0.67	0.23	7.00
112	F.21	R112	R123	30	35.00	0.020	0.00	12.74	0.00	0.11	12.85	115.56	1.63	1.10	0.90	vérifiée	0.11	0.67	0.23	7.00
113	F.21	R113	R124	30	36.00	0.010	7.84	20.57	0.07	0.18	20.76	81.71	1.16	1.00	0.64	vérifiée	0.25	0.86	0.37	11.00
114	F.21	R114	R125	40	40.00	0.006	0.00	110.88	0.00	0.97	111.85	139.13	1.11	1.24	0.61	vérifiée	0.80	1.12	0.70	28.00
115	F.21	R115	R332	40	30.00	0.007	0.00	110.88	0.00	0.97	111.85	147.23	1.17	1.30	0.64	vérifiée	0.76	1.11	0.68	27.00
124	F.23	R124	R130	30	30.00	0.010	15.67	15.67	0.14	0.14	15.81	81.71	1.16	0.90	0.64	vérifiée	0.19	0.78	0.30	9.00
125	F.24	R125	R128	30	35.00	0.010	9.80	9.80	0.09	0.09	9.88	81.71	1.16	0.84	0.64	vérifiée	0.12	0.73	0.27	8.00
126	F.25	R126	R127	30	32.00	0.040	16.65	16.65	0.15	0.15	16.80	163.42	2.31	1.56	1.27	vérifiée	0.10	0.67	0.23	7.00
127	F.25	R127	R128	30	33.00	0.016	11.76	28.41	0.10	0.25	28.66	103.36	1.46	1.26	0.80	vérifiée	0.28	0.86	0.37	11.00
128	F.25	R128	R129	40	24.00	0.020	16.65	54.86	0.15	0.49	55.35	248.87	1.98	1.61	1.09	vérifiée	0.22	0.81	0.33	13.00
129	F.25	R129	R130	40	36.00	0.007	9.80	64.65	0.09	0.58	65.23	147.23	1.17	1.15	0.64	vérifiée	0.44	0.98	0.48	19.00
130	F.23	R130	R131	40	26.00	0.055	4.90	85.23	0.04	0.76	85.99	412.70	3.28	2.66	1.81	vérifiée	0.21	0.81	0.33	13.00
131	F.23	R131	R132	40	30.00	0.107	12.74	97.96	0.11	0.87	98.83	575.64	4.58	3.26	2.52	vérifiée	0.17	0.78	0.30	12.00
132	F.23	R132	R137	40	39.00	0.095	0.00	97.96	0.00	0.87	98.83	542.40	4.32	3.35	2.37	vérifiée	0.18	0.78	0.30	12.00
133	F.26	R133	R134	30	38.00	0.034	6.86	6.86	0.06	0.06	6.92	150.67	2.13	1.17	1.17	vérifiée	0.05	0.55	0.17	5.00

Tableau VI. 5 Calculs du réseau projeté -page 5/12

N° TR.	collecteur	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
134	F.26	R134	R135	30	17.00	0.125	0.00	6.86	0.00	0.06	6.92	288.90	4.09	2.96	2.25	vérifiée	0.02	0.48	0.13	4.00
135	F.26	R135	R136	30	12.00	0.090	0.00	6.86	0.00	0.06	6.92	245.14	3.47	1.97	1.91	vérifiée	0.03	0.48	0.13	4.00
136	F.26	R136	R137	30	27.00	0.060	0.00	6.86	0.00	0.06	6.92	200.15	2.83	1.60	1.56	vérifiée	0.03	0.48	0.13	4.00
137	F.23	R137	R144	40	22.00	0.101	4.70	109.52	0.03	0.97	110.49	559.26	4.45	3.11	2.45	vérifiée	0.20	0.81	0.33	13.00
138	F.27	R138	R142	30	45.00	0.025	16.65	16.65	0.15	0.15	16.80	129.20	1.83	1.33	1.01	vérifiée	0.13	0.73	0.27	8.00
139	F.28	R139	R140	30	38.00	0.043	16.65	16.65	0.15	0.15	16.80	169.44	2.40	1.61	1.32	vérifiée	0.10	0.67	0.23	7.00
140	F.28	R140	R141	30	15.00	0.050	0.00	16.65	0.00	0.15	16.80	182.71	2.58	1.74	1.42	vérifiée	0.09	0.67	0.23	7.00
141	F.28	R141	R142	30	26.00	0.269	0.00	16.65	0.00	0.15	16.80	423.98	6.00	3.20	2.30	vérifiée	0.04	0.55	0.17	5.00
142	F.27	R142	R143	30	23.00	0.095	0.00	33.31	0.00	0.30	33.60	251.85	3.56	2.59	1.96	vérifiée	0.13	0.73	0.27	8.00
143	F.27	R143	R144	30	12.00	0.130	0.00	33.31	0.00	0.30	33.60	294.62	4.17	2.81	2.29	vérifiée	0.11	0.67	0.23	7.00
144	F.23	R144	R145	40	35.00	0.108	10.78	153.60	0.10	1.36	154.96	578.32	3.60	3.02	2.53	vérifiée	0.27	0.87	0.38	15.00
145	F.23	R145	R146	40	22.00	0.105	0.00	153.60	0.00	1.36	154.96	570.23	4.54	3.56	2.50	vérifiée	0.27	0.87	0.38	15.00
146	F.23	R146	R147	40	25.00	0.077	14.69	168.29	0.13	1.49	169.79	488.32	3.89	3.41	2.14	vérifiée	0.35	0.93	0.43	17.00
147	F.23	R147	R148	40	45.00	0.056	11.76	180.05	0.10	1.60	181.65	416.44	3.31	3.24	1.82	vérifiée	0.44	0.98	0.48	19.00
148	F.23	R148	149	40	42.00	0.035	11.76	191.81	0.10	1.70	193.51	329.22	2.62	2.77	1.44	vérifiée	0.59	1.06	0.58	23.00
149	F.23	R149	R166	40	44.00	0.030	17.63	209.44	0.16	1.86	211.30	304.80	2.43	2.64	1.33	vérifiée	0.69	1.09	0.63	25.00
150	F.29	R150	R151	30	32.00	0.030	17.63	17.63	0.16	0.16	17.79	142.26	2.01	1.46	1.11	vérifiée	0.13	0.73	0.27	8.00
151	F.29	R151	R154	30	34.00	0.030	0.00	17.63	0.00	0.16	17.79	140.83	1.99	1.45	1.10	vérifiée	0.13	0.73	0.27	8.00
152	F.30	R152	R153	30	32.00	0.015	19.59	19.59	0.17	0.17	19.77	100.08	1.42	1.16	0.78	vérifiée	0.20	0.82	0.33	10.00
153	F.30	R153	R154	30	32.00	0.060	9.80	29.39	0.09	0.26	29.65	200.15	2.83	2.06	1.56	vérifiée	0.15	0.73	0.27	8.00
154	F.29	R154	R155	30	22.50	0.148	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	313.88	4.44	3.23	2.44	vérifiée	0.15	0.73	0.27	8.00
155	F.29	R155	R156	30	42.00	0.144	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	309.87	4.38	3.19	2.41	vérifiée	0.15	0.73	0.27	8.00
156	F.29	R156	R157	30	40.00	0.080	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	230.39	3.26	2.68	1.79	vérifiée	0.21	0.82	0.33	10.00
157	F.29	R157	R160	30	40.00	0.020	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	115.56	1.63	1.59	0.90	vérifiée	0.41	0.97	0.47	14.00
158	F.31	R158	R159	30	36.50	0.027	24.49	24.49	0.22	0.22	24.71	133.21	1.88	1.46	1.04	vérifiée	0.19	0.78	0.30	9.00
159	F.31	R159	R160	30	40.00	0.218	0.00	24.49	0.00	0.22	24.71	381.74	5.40	3.32	2.97	vérifiée	0.06	0.62	0.20	6.00
160	F.29	R160	R161	30	34.00	0.121	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	284.10	4.02	3.12	2.21	vérifiée	0.17	0.78	0.30	9.00
161	F.29	R161	R162	30	36.00	0.124	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	287.61	4.07	3.16	2.24	Vérifiée	0.16	0.78	0.30	9.00
162	F.29	R162	R163	30	39.00	0.035	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	152.03	2.15	1.94	1.18	vérifiée	0.31	0.90	0.40	12.00

Tableau VI. 2 Calculs du réseau projeté -page 6/12-

N° TR.	collecteur	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
163	F.29	R163	R164	30	40.00	0.027	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	133.02	1.88	1.76	1.03	vérifiée	0.36	0.94	0.43	13.00
164	F.29	R164	R165	30	32.00	0.033	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	147.31	2.08	1.88	1.15	vérifiée	0.32	0.90	0.40	12.00
165	F.29	R165	R166	30	45.00	0.010	0.00	47.02	0.00	0.42	47.44	81.71	1.16	1.21	0.64	vérifiée	0.58	1.05	0.57	17.00
166	F.23	R166	R167	50	37.00	0.030	15.67	272.13	0.14	2.41	274.55	552.64	2.81	2.81	1.55	vérifiée	0.50	1.00	0.50	25.00
167	F.23	R167	R168	50	32.00	0.022	9.80	281.93	0.09	2.50	284.43	473.25	2.41	2.52	1.33	vérifiée	0.60	1.05	0.56	28.00
168	F.23	R168	244	50	23.00	0.024	4.90	286.83	0.04	2.55	289.37	494.30	2.52	2.63	1.38	vérifiée	0.59	1.05	0.56	28.00
169	F.32	R169	R170	30	26.00	0.010	21.55	21.55	0.19	0.19	21.74	81.71	1.16	1.00	0.64	vérifiée	0.27	0.86	0.37	11.00
170	F.32	R170	R171	30	18.00	0.010	7.06	28.61	0.08	0.27	28.88	81.71	1.16	1.08	0.64	vérifiée	0.35	0.94	0.43	13.00
171	F.32	R171	R172	30	54.00	0.024	23.54	52.15	0.26	0.53	52.68	126.59	1.79	1.74	0.98	vérifiée	0.42	0.97	0.47	14.00
172	F.32	R172	R173	30	40.00	0.040	6.28	58.43	0.07	0.60	59.03	163.42	2.31	2.17	1.27	vérifiée	0.36	0.94	0.43	13.00
173	F.32	R173	R174	30	40.00	0.065	3.14	61.57	0.03	0.64	62.20	208.33	2.95	2.66	1.62	vérifiée	0.30	0.90	0.40	12.00
174	F.32	R174	R175	30	40.00	0.105	3.14	64.71	0.03	0.67	65.38	264.78	3.75	3.23	2.06	vérifiée	0.25	0.86	0.37	11.00
175	F.32	R175	R176	30	45.00	0.095	3.92	68.63	0.04	0.71	69.34	251.85	3.56	3.08	1.96	vérifiée	0.28	0.86	0.37	11.00
176	F.32	R176	R179	30	12.00	0.075	0.00	68.63	0.00	0.71	69.34	223.78	3.17	2.86	1.74	vérifiée	0.31	0.90	0.40	12.00
177	F.33	R177	R178	30	25.00	0.105	6.28	6.28	0.07	0.07	6.35	264.78	3.75	1.80	2.06	vérifiée	0.02	0.48	0.13	4.00
178	F.33	R178	R179	30	25.00	0.125	0.00	6.28	0.00	0.07	6.35	288.90	4.09	1.96	2.25	vérifiée	0.02	0.48	0.13	4.00
179	F.32	R179	R180	30	25.00	0.165	7.85	82.75	0.09	0.87	83.62	331.92	4.70	3.05	2.58	vérifiée	0.25	0.86	0.37	11.00
180	F.32	R180	R182	30	29.00	0.150	3.92	86.68	0.04	0.92	87.59	316.47	4.48	3.87	2.46	vérifiée	0.28	0.86	0.37	11.00
181	F.34	R181	R182	30	32.00	0.240	3.92	3.92	0.04	0.04	3.97	400.31	5.66	2.27	3.11	vérifiée	0.01	0.40	0.10	3.00
182	F.32	R182	R183	30	20.00	0.140	0.00	90.60	0.00	0.96	91.56	305.74	4.33	3.90	2.38	vérifiée	0.30	0.90	0.40	12.00
183	F.32	R183	R182	30	19.00	0.220	0.00	90.60	0.00	0.96	91.56	383.26	5.42	3.45	2.98	vérifiée	0.24	0.82	0.33	10.00
184	F.35	R184	R186	30	45.00	0.020	14.12	14.12	0.16	0.16	14.28	115.56	1.63	1.19	0.90	vérifiée	0.12	0.73	0.27	8.00
185	F.36	R185	R186	30	40.00	0.063	12.55	12.55	0.14	0.14	12.69	205.10	2.90	1.78	1.60	vérifiée	0.06	0.62	0.20	6.00
186	F.36	R186	R187	30	35.00	0.138	0.00	26.68	0.00	0.30	26.97	303.00	4.29	2.89	2.36	vérifiée	0.09	0.67	0.23	7.00
187	F.36	R187	R190	30	35.00	0.105	0.00	26.68	0.00	0.30	26.97	264.78	3.75	2.52	2.06	vérifiée	0.10	0.67	0.23	7.00
188	F.37	R188	R189	30	40.00	0.080	14.12	14.12	0.16	0.16	14.28	231.12	3.27	2.01	1.80	vérifiée	0.06	0.62	0.20	6.00
189	F.37	R189	R190	30	40.00	0.116	0.00	14.12	0.00	0.16	14.28	278.30	3.94	2.17	2.17	vérifiée	0.05	0.55	0.17	5.00
190	F.36	R190	R191	30	30.00	0.160	0.00	40.80	0.00	0.45	41.25	326.85	4.62	3.36	2.54	vérifiée	0.13	0.73	0.27	8.00
191	F.36	R191	R192	30	30.00	0.134	0.00	40.80	0.00	0.45	41.25	299.12	4.23	3.08	2.33	vérifiée	0.14	0.73	0.27	8.00

Tableau VI. 7 Calculs du réseau projeté -page 7/12

N° TR.	N PRO	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
192	F.36	R192	R193	30	30.00	0.095	0.00	40.80	0.00	0.45	41.25	251.85	3.56	2.77	1.96	vérifiée	0.16	0.78	0.30	9.00
193	F.36	R193	R194	30	30.00	0.050	0.00	40.80	0.00	0.45	41.25	182.71	2.58	2.12	1.42	vérifiée	0.23	0.82	0.33	10.00
194	F.36	R194	R202	30	38.00	0.100	0.00	40.80	0.00	0.45	41.25	258.40	3.66	2.84	2.01	vérifiée	0.16	0.78	0.30	9.00
195	F.38	R195	R196	30	35.00	0.025	12.55	12.55	0.14	0.14	12.69	129.20	1.83	1.23	1.01	vérifiée	0.10	0.67	0.23	7.00
196	F.38	R196	R197	30	30.00	0.010	7.85	20.40	0.09	0.23	20.63	81.71	1.16	1.00	0.64	vérifiée	0.25	0.86	0.37	11.00
197	F.38	R197	R198	30	30.00	0.034	6.28	26.68	0.07	0.30	26.97	150.67	2.13	1.65	1.17	vérifiée	0.18	0.78	0.30	9.00
198	F.38	R198	R199	30	10.00	0.260	0.00	26.68	0.00	0.30	26.97	416.65	5.89	3.63	3.24	vérifiée	0.06	0.62	0.20	6.00
199	F.38	R199	R200	30	10.00	0.260	0.00	26.68	0.00	0.30	26.97	416.65	5.89	3.63	3.24	vérifiée	0.06	0.62	0.20	6.00
200	F.38	R200	R201	30	10.00	0.260	0.00	26.68	0.00	0.30	26.97	416.65	5.89	3.63	3.24	vérifiée	0.06	0.62	0.20	6.00
201	F.38	R201	R202	30	20.35	0.010	0.00	26.68	0.00	0.30	26.97	81.71	1.16	1.04	0.64	vérifiée	0.33	0.90	0.40	12.00
202	F.36	R202	R216	30	40.00	0.048	0.00	67.48	0.00	0.75	68.23	179.02	2.53	2.37	1.39	vérifiée	0.38	0.94	0.43	13.00
203	F.39	R203	R204	30	43.00	0.051	17.63	17.63	0.16	0.16	17.79	183.98	2.60	1.75	1.43	vérifiée	0.10	0.67	0.23	7.00
204	F.39	R204	R205	30	20.60	0.009	9.80	27.43	0.09	0.24	27.67	78.85	1.12	1.05	0.61	vérifiée	0.35	0.94	0.43	13.00
205	F.39	R205	R206	30	20.40	0.009	0.00	27.43	0.00	0.24	27.67	79.11	1.12	1.05	0.62	vérifiée	0.35	0.94	0.43	13.00
206	F.39	R206	R207	30	18.15	0.009	10.78	38.21	0.10	0.34	38.55	77.78	1.10	1.10	0.61	vérifiée	0.50	1.00	0.50	15.00
207	F.39	R207	R208	30	15.65	0.009	4.90	43.10	0.04	0.38	43.49	79.18	1.12	1.15	0.62	vérifiée	0.55	1.03	0.53	16.00
208	F.39	R208	R209	30	10.75	0.010	4.90	48.00	0.04	0.43	48.43	79.70	1.13	1.19	0.62	vérifiée	0.61	1.05	0.57	17.00
209	F.39	R209	R210	30	25.50	0.018	8.82	56.82	0.08	0.51	57.32	110.14	1.56	1.60	0.86	vérifiée	0.52	1.03	0.53	16.00
210	F.39	R210	R211	30	25.40	0.009	9.80	66.61	0.09	0.59	67.21	78.80	1.11	1.26	0.61	vérifiée	0.85	1.13	0.73	22.00
211	F.39	R211	R212	40	32.75	0.006	7.84	74.45	0.07	0.66	75.11	140.33	1.12	1.14	0.61	vérifiée	0.54	1.02	0.53	21.00
212	F.39	R212	R213	40	37.00	0.006	0.00	74.45	0.00	0.66	75.11	139.05	1.11	1.13	0.61	vérifiée	0.54	1.02	0.53	21.00
213	F.39	R213	R214	40	15.00	0.088	8.82	83.27	0.08	0.74	84.01	522.93	4.16	3.08	2.29	vérifiée	0.16	0.74	0.28	11.00
214	F.39	R214	R215	40	11.00	0.183	0.00	83.27	0.00	0.74	84.01	752.24	3.99	3.19	3.29	vérifiée	0.11	0.70	0.25	10.00
215	F.39	R215	R216	40	13.80	0.071	0.00	83.27	0.00	0.74	84.01	468.95	3.73	2.90	2.05	vérifiée	0.18	0.78	0.30	12.00
216	F.36	R216	R217	50	45.00	0.019	0.00	150.75	0.00	1.49	152.24	438.52	2.23	2.06	1.23	vérifiée	0.35	0.92	0.42	21.00
217	F.36	R217	R218	50	45.00	0.009	0.00	150.75	0.00	1.49	152.24	302.69	1.54	1.57	0.85	vérifiée	0.50	1.02	0.52	26.00
218	F.36	R218	R219	50	45.00	0.009	0.00	150.75	0.00	1.49	152.24	302.69	1.54	1.57	0.85	vérifiée	0.50	1.02	0.52	26.00
219	F.36	R219	R220	50	45.00	0.007	0.00	150.75	0.00	1.49	152.24	266.95	1.36	1.42	0.75	vérifiée	0.57	1.05	0.56	28.00
220	F.36	R220	R221	50	40.00	0.007	0.00	150.75	0.00	1.49	152.24	266.95	1.36	1.42	0.75	vérifiée	0.57	1.05	0.56	28.00
221	F.36	R221	R222	50	28.00	0.007	0.00	150.75	0.00	1.49	152.24	266.95	1.36	1.42	0.75	vérifiée	0.57	1.05	0.56	28.00

Tableau VI. 3 Calculs du réseau projeté -page 8/12-

N° TR.	N PRO	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
222	F.36	R222	R223	60	42.00	0.005	10.57	251.92	0.08	2.53	254.44	366.88	1.30	1.40	0.71	vérifiée	0.69	1.08	0.62	37.00
223	F.36	R223	R224	60	39.00	0.005	0.00	251.92	0.00	2.53	254.44	366.88	1.30	1.40	0.71	vérifiée	0.69	1.08	0.62	37.00
224	F.23	R224	R225	80	47.00	0.004	0.00	538.74	0.00	5.07	543.82	706.70	1.41	1.55	0.77	vérifiée	0.77	1.11	0.66	53.00
225	F.23	R225	R226	80	45.00	0.004	0.00	538.74	0.00	5.07	543.82	706.70	1.41	1.55	0.77	vérifiée	0.77	1.11	0.66	53.00
226	F.23	R226	R227	80	45.00	0.004	0.00	538.74	0.00	5.07	543.82	706.70	1.41	1.55	0.77	vérifiée	0.77	1.11	0.66	53.00
227	F.23	R227	R228	80	49.00	0.004	0.00	538.74	0.00	5.07	543.82	706.70	1.41	1.55	0.77	vérifiée	0.77	1.11	0.66	53.00
228	F.40	R228	R221	30	27.00	0.015	13.99	13.99	0.10	0.10	14.09	100.08	1.42	1.03	0.78	vérifiée	0.14	0.73	0.27	8.00
229	F.41	R229	R220	30	48.00	0.011	33.08	33.08	0.23	0.23	33.30	85.86	1.21	1.14	0.67	vérifiée	0.39	0.94	0.43	13.00
230	F.41	R230	R231	30	20.00	0.015	11.45	44.53	0.08	0.31	44.83	100.08	1.42	1.42	0.78	vérifiée	0.45	1.00	0.50	15.00
231	F.40	R231	R232	40	38.00	0.027	24.17	82.69	0.17	0.57	83.26	286.47	2.28	1.99	1.25	vérifiée	0.29	0.87	0.38	15.00
232	F.40	R232	R236	40	28.00	0.010	11.45	94.14	0.08	0.65	94.79	175.98	1.40	1.43	0.77	vérifiée	0.54	1.02	0.53	21.00
233	F.42	R233	R234	30	35.00	0.018	45.80	45.80	0.31	0.31	46.11	109.63	1.55	1.50	0.85	vérifiée	0.42	0.97	0.47	14.00
234	F.42	R234	R235	40	40.00	0.006	38.17	83.96	0.26	0.58	84.54	139.12	1.11	1.17	0.61	vérifiée	0.61	1.06	0.58	23.00
235	F.42	R235	R236	40	18.00	0.006	8.91	92.87	0.06	0.64	93.51	140.05	1.11	1.20	0.61	vérifiée	0.67	1.07	0.60	24.00
236	F.40	R236	R237	50	47.00	0.007	19.97	206.98	0.15	1.43	208.41	261.62	1.33	1.48	0.73	vérifiée	0.80	1.11	0.68	34.00
237	F.40	R237	R241	50	47.35	0.013	0.00	206.98	0.00	1.43	208.41	363.79	1.85	1.94	1.02	vérifiée	0.57	1.05	0.56	28.00
238	F.43	R238	R239	30	45.00	0.009	22.32	22.32	0.17	0.17	22.48	77.52	1.10	0.99	0.60	vérifiée	0.29	0.90	0.40	12.00
239	F.43	R239	R240	30	39.00	0.009	24.67	46.98	0.18	0.35	47.33	78.18	1.11	1.16	0.61	vérifiée	0.61	1.05	0.57	17.00
240	F.43	R240	R241	30	47.00	0.009	16.44	63.43	0.12	0.47	63.90	77.97	1.10	1.24	0.61	vérifiée	0.82	1.12	0.70	21.00
241	F.40	R241	R242	50	37.00	0.017	11.75	282.15	0.09	1.99	284.14	416.01	2.12	2.30	1.17	vérifiée	0.68	1.08	0.62	31.00
242	F.40	R242	R243	50	43.00	0.070	19.97	302.12	0.15	2.14	304.26	844.17	4.30	3.97	2.36	vérifiée	0.36	0.92	0.42	21.00
243	F.40	R243	R247	50	36.85	0.078	16.44	318.57	0.12	2.26	320.82	891.11	3.54	3.19	2.50	vérifiée	0.36	0.92	0.42	21.00
244	F.44	R244	R245	30	25.80	0.009	23.49	23.49	0.17	0.17	23.67	78.81	1.11	1.01	0.61	vérifiée	0.30	0.90	0.40	12.00
245	F.44	R245	R246	30	29.00	0.009	24.67	48.16	0.18	0.36	48.52	78.41	1.11	1.19	0.61	vérifiée	0.62	1.07	0.60	18.00
246	F.44	R246	R247	30	20.00	0.009	5.87	54.03	0.04	0.40	54.43	77.52	1.10	1.20	0.60	vérifiée	0.70	1.09	0.63	19.00
247	F.40	R247	R250	50	15.00	0.077	2.35	374.95	0.02	2.68	377.62	882.50	3.49	3.33	2.47	vérifiée	0.43	0.96	0.46	23.00
248	F.45	R248	R249	30	38.00	0.010	17.62	17.62	0.13	0.13	17.75	81.71	1.16	0.95	0.64	vérifiée	0.22	0.82	0.33	10.00
249	F.45	R249	R250	30	40.00	0.017	11.75	29.37	0.09	0.22	29.58	106.54	1.51	1.30	0.83	vérifiée	0.28	0.86	0.37	11.00
250	F.40	R250	R251	50	44.00	0.084	16.44	420.76	0.12	3.02	423.77	924.75	4.71	3.63	2.59	vérifiée	0.46	0.98	0.48	24.00
251	F.40	R251	R255	50	21.00	0.060	2.35	423.11	0.02	3.03	426.14	781.55	3.98	3.11	2.19	vérifiée	0.55	1.03	0.54	27.00
252	F.46	R252	R253	30	37.00	0.010	12.92	12.92	0.10	0.10	13.02	81.71	1.16	0.90	0.64	vérifiée	0.16	0.78	0.30	9.00
253	F.46	R253	R254	30	35.00	0.020	12.92	25.84	0.10	0.19	26.03	115.56	1.63	1.34	0.90	vérifiée	0.23	0.82	0.33	10.00
254	F.46	R254	R255	30	29.00	0.033	9.40	35.24	0.07	0.26	35.50	148.44	2.10	1.73	1.15	vérifiée	0.24	0.82	0.33	10.00
255	F.40	R255	R259	50	43.00	0.071	11.75	470.09	0.09	3.38	473.47	850.18	3.33	3.47	2.38	vérifiée	0.56	1.03	0.54	27.00
256	F.47	R256	R257	30	39.00	0.010	15.27	15.27	0.11	0.11	15.38	81.71	1.16	0.90	0.64	vérifiée	0.19	0.78	0.30	9.00

Tableau VI. 4 Calculs du réseau projeté -page 9/12-

N° TR.	N PRO	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
257	F.47	R257	R258	30	41.00	0.018	17.62	32.89	0.13	0.24	33.13	109.63	1.55	1.40	0.85	vérifiée	0.30	0.90	0.40	12.00
258	F.47	R258	R259	30	35.00	0.013	11.75	44.63	0.09	0.33	44.97	93.17	1.32	1.32	0.72	vérifiée	0.48	1.00	0.50	15.00
259	F.40	R259	R266	50	13.60	0.045	2.35	517.07	0.02	3.73	520.80	676.85	3.45	3.81	1.90	vérifiée	0.77	1.10	0.66	33.00
260	F.48	R260	R261	30	13.80	0.084	9.40	9.40	0.07	0.07	9.47	236.91	3.35	1.85	1.84	vérifiée	0.04	0.55	0.17	5.00
261	F.48	R261	R264	30	28.00	0.037	10.57	19.97	0.08	0.15	20.12	156.72	2.22	1.61	1.22	vérifiée	0.13	0.73	0.27	8.00
262	F.49	R262	R263	30	32.00	0.105	21.14	21.14	0.16	0.16	21.30	264.38	3.74	2.30	2.06	vérifiée	0.08	0.62	0.20	6.00
263	F.49	R263	R264	30	10.00	0.030	0.00	21.14	0.00	0.16	21.30	141.53	2.00	1.46	1.10	vérifiée	0.15	0.73	0.27	8.00
264	F.49	R264	R265	40	23.80	0.038	7.05	48.16	0.05	0.36	48.52	342.21	2.72	2.01	1.50	vérifiée	0.14	0.74	0.28	11.00
265	F.49	R265	R266	40	32.30	0.034	8.22	56.38	0.06	0.42	56.80	326.22	2.60	2.01	1.43	vérifiée	0.17	0.78	0.30	12.00
266	F.40	R266	R267	60	13.50	0.045	0.00	573.45	0.00	4.15	577.60	1100.63	3.89	3.95	2.14	vérifiée	0.52	1.01	0.52	31.00
267	F.40	R267	R268	60	32.00	0.050	15.30	588.75	0.11	4.26	593.01	1160.16	4.10	3.16	2.26	vérifiée	0.51	1.01	0.52	31.00
268	F.40	R268	R269	60	38.00	0.033	19.97	608.72	0.15	4.41	613.13	935.35	3.31	3.55	1.82	vérifiée	0.66	1.07	0.60	36.00
269	F.40	R269	R302	60	38.00	0.012	11.75	620.46	0.09	4.50	624.96	849.21	2.21	2.42	1.21	vérifiée	0.74	1.10	0.64	45.00
270	F.50	R270	R271	30	35.00	0.064	11.76	11.76	0.10	0.10	11.86	206.72	2.92	1.61	1.61	vérifiée	0.06	0.55	0.17	5.00
271	F.50	R271	R272	30	30.00	0.035	7.84	19.59	0.07	0.17	19.77	152.87	2.16	1.57	1.19	vérifiée	0.13	0.73	0.27	8.00
272	F.50	R272	R273	30	35.00	0.030	0.00	19.59	0.00	0.17	19.77	141.53	2.00	1.46	1.10	vérifiée	0.14	0.73	0.27	8.00
273	F.50	R273	R301	30	34.00	0.010	0.00	19.59	0.00	0.17	19.77	81.71	1.16	1.00	0.64	vérifiée	0.24	0.86	0.37	11.00
274	F.53	R274	R275	30	20.00	0.033	21.14	21.14	0.16	0.16	21.30	148.44	2.10	1.53	1.15	vérifiée	0.14	0.73	0.27	8.00
275	F.53	R275	R276	30	44.00	0.105	0.00	21.14	0.00	0.16	21.30	264.78	3.75	2.30	2.06	vérifiée	0.08	0.62	0.20	6.00
276	F.53	R276	R286	30	44.00	0.080	10.57	31.71	0.08	0.24	31.95	231.12	3.27	2.38	1.80	vérifiée	0.14	0.73	0.27	8.00
277	F.52	R277	R278	30	44.00	0.015	11.75	11.75	0.09	0.09	11.83	100.08	1.42	0.95	0.78	vérifiée	0.12	0.67	0.23	7.00
278	F.52	R278	R279	30	42.00	0.021	12.92	24.67	0.10	0.18	24.85	118.41	1.68	1.38	0.92	vérifiée	0.21	0.82	0.33	10.00
279	F.52	R279	R280	30	25.00	0.015	0.00	24.67	0.00	0.18	24.85	100.08	1.42	1.22	0.78	vérifiée	0.25	0.86	0.37	11.00
280	F.52	R280	R283	30	11.00	0.077	8.22	32.89	0.06	0.24	33.13	226.74	3.21	2.33	1.76	vérifiée	0.15	0.73	0.27	8.00
281	F.51	R281	R282	30	50.00	0.024	17.62	17.62	0.13	0.13	17.75	126.59	1.79	1.30	0.98	vérifiée	0.14	0.73	0.27	8.00
282	F.51	R282	R283	30	21.00	0.070	3.82	21.44	0.03	0.16	21.59	216.19	3.06	2.06	1.68	vérifiée	0.10	0.67	0.23	7.00
283	F.51	R283	R284	30	42.00	0.063	15.27	69.59	0.11	0.51	70.11	204.28	2.89	2.71	1.59	vérifiée	0.34	0.94	0.43	13.00
284	F.51	R284	R285	30	42.00	0.073	17.62	87.21	0.13	0.65	87.86	220.77	3.12	3.03	1.72	vérifiée	0.40	0.97	0.47	14.00
285	F.51	R285	R286	30	23.00	0.037	4.70	91.91	0.03	0.68	92.59	157.18	2.22	2.34	1.22	vérifiée	0.59	1.05	0.57	17.00
286	F.51	R286	R287	40	46.00	0.056	18.79	142.42	0.14	1.05	143.47	416.44	3.31	3.08	1.82	vérifiée	0.34	0.93	0.43	17.00
287	F.51	R287	R288	40	47.00	0.060	22.32	164.74	0.17	1.22	165.96	431.05	3.43	3.27	1.89	vérifiée	0.39	0.95	0.45	18.00
288	F.51	R288	R289	40	42.00	0.055	10.57	175.31	0.08	1.30	176.61	412.70	3.28	3.21	1.81	vérifiée	0.43	0.98	0.48	19.00
289	F.51	R289	R290	40	43.00	0.062	0.00	175.31	0.00	1.30	176.61	438.18	3.49	3.33	1.92	vérifiée	0.40	0.95	0.45	18.00

Tableau VI. 5 Calculs du réseau projeté -page 10/12-

N° TR.	collecteur	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR	
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)						(cm)
322	F.57	R322	R323	30	19.00	0.030	16.48	16.48	0.18	0.18	16.66	141.53	2.00	1.35	1.10	vérifiée	0.12	0.67	0.23	7.00	
323	F.57	R323	R324	30	47.00	0.009	6.27	22.74	0.07	0.25	23.00	77.34	1.09	0.99	0.60	vérifiée	0.30	0.90	0.40	12.00	
324	F.57	R324	R325	30	24.00	0.075	0.00	22.74	0.00	0.25	23.00	223.78	3.17	2.13	1.74	vérifiée	0.10	0.67	0.23	7.00	
325	F.57	R325	R326	30	13.00	0.180	0.00	22.74	0.00	0.25	23.00	346.68	4.90	3.02	2.70	vérifiée	0.07	0.62	0.20	6.00	
326	F.40	R326	D.O.3	80	40.00	0.024	0.00	1087.86	0.00	8.67	1096.54	2369.82	3.73	3.69	2.05	vérifiée	0.46	0.99	0.61	49.00	
327	F.40	D.O.3	R328	40	40.00	0.009	27.95	71.32	0.01	8.69	80.01	171.52	1.36	1.36	0.75	vérifiée	0.47	1.00	0.50	20.00	
328	F.40	R328	R329	100	37.00	0.004	188.86	798.93	21.18	34.95	833.87	1281.33	1.63	1.74	0.90	vérifiée	0.65	1.07	0.59	59.00	
329	F.40	R329	R330	100	37.00	0.004	0.00	798.93	0.00	34.95	833.87	1281.33	1.63	1.74	0.90	vérifiée	0.65	1.07	0.59	59.00	
330	F.40	R330	R331	100	45.00	0.004	0.00	798.93	0.00	34.95	833.87	1281.33	1.63	1.74	0.90	vérifiée	0.65	1.07	0.59	59.00	
331	F.40	R331	R332	100	44.00	0.004	0.00	798.93	0.00	34.95	833.87	1281.33	1.63	1.74	0.90	vérifiée	0.65	1.07	0.59	59.00	
332	F.40	R332	R333	120	52.00	0.003	0.00	932.05	0.00	38.67	970.72	1804.49	1.60	1.63	0.88	vérifiée	0.54	1.02	0.53	63.00	
333	F.40	R333	R334	120	54.00	0.003	0.00	932.05	0.00	38.67	970.72	1804.49	1.60	1.63	0.88	vérifiée	0.54	1.02	0.53	63.00	
334	F.1	R334	R335	120	20.00	0.003	0.04	986.11	0.00	45.26	1031.37	1804.58	1.60	1.66	0.88	vérifiée	0.57	1.04	0.55	66.00	
335	F.1	R335	R336	120	50.00	0.003	0.00	986.11	0.00	45.26	1031.37	1804.49	1.60	1.66	0.88	vérifiée	0.57	1.04	0.55	66.00	
336	F.1	R336	R337	120	50.00	0.003	0.00	986.11	0.00	45.26	1031.37	1804.49	1.60	1.66	0.88	vérifiée	0.57	1.04	0.55	66.00	
337	F.1	R337	R338	120	50.00	0.003	0.00	986.11	0.00	45.26	1031.37	1804.49	1.60	1.66	0.88	vérifiée	0.57	1.04	0.55	66.00	
338	F.1	R338	R339	120	50.00	0.003	0.00	986.11	0.00	45.26	1031.37	1804.49	1.60	1.66	0.88	vérifiée	0.57	1.04	0.55	66.00	
339	F.1	R339	R340	120	50.00	0.003	0.00	986.11	0.00	45.26	1031.37	1804.49	1.60	1.66	0.88	vérifiée	0.57	1.04	0.55	66.00	
340	F.1	R340	R341	120	42.00	0.003	0.00	986.11	0.00	45.26	1031.37	1804.50	1.60	1.66	0.88	vérifiée	0.57	1.04	0.55	66.00	
341	F.1	R341	E.1	120	43.00	0.003	0.00	986.11	0.00	45.26	1031.37	1804.50	1.60	1.66	0.88	vérifiée	0.57	1.04	0.55	66.00	
342	F.58	R342	R343	30	50.00	0.105	37.73	37.73	1.00	1.00	38.73	366.62	5.19	3.49	2.85	vérifiée	0.11	0.67	0.23	7.00	
343	F.58	R343	R344	30	30.00	0.023	13.16	50.90	0.35	1.35	52.24	171.59	2.43	2.19	1.34	vérifiée	0.30	0.90	0.40	12.00	
344	F.58	R344	R345	40	45.00	0.010	19.31	70.20	0.51	1.86	72.06	243.66	1.94	1.69	1.07	vérifiée	0.30	0.87	0.38	15.00	
345	F.58	R345	R346	40	44.00	0.007	14.04	84.24	0.37	2.23	86.47	196.45	1.56	1.53	0.86	vérifiée	0.44	0.98	0.48	19.00	
346	F.58	R346	R347	50	47.00	0.005	14.92	99.16	0.40	2.63	101.79	312.39	1.59	1.44	0.88	vérifiée	0.33	0.90	0.40	20.00	
347	F.58	R347	R348	50	40.00	0.005	12.29	111.44	0.33	2.95	114.40	312.39	1.59	1.47	0.88	vérifiée	0.37	0.92	0.42	21.00	
348	F.58	R348	R349	50	40.00	0.005	10.53	121.97	0.28	3.23	125.21	312.39	1.59	1.53	0.88	vérifiée	0.40	0.96	0.46	23.00	

N° TR.	N PRO	R.AM	R.AV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
290	F.51	R290	R297	40	31.00	0.042	0.00	175.31	0.00	1.30	176.61	360.65	2.87	2.87	1.58	vérifiée	0.49	1.00	0.50	20.00
291	F.54	R291	R292	30	40.00	0.010	21.54	21.54	0.17	0.17	21.72	81.71	1.16	1.00	0.64	vérifiée	0.27	0.86	0.37	11.00
292	F.54	R292	R293	30	45.00	0.050	24.78	46.32	0.20	0.37	46.69	182.71	2.58	2.23	1.42	vérifiée	0.26	0.86	0.37	11.00
293	F.54	R293	R294	30	45.00	0.097	25.85	72.17	0.21	0.58	72.76	253.83	3.59	3.10	1.98	vérifiée	0.29	0.86	0.37	11.00
294	F.54	R294	R295	30	45.00	0.117	22.62	94.79	0.18	0.77	95.56	279.50	3.95	3.71	2.17	vérifiée	0.34	0.94	0.43	13.00
295	F.54	R295	R296	30	44.00	0.119	0.00	94.79	0.00	0.77	95.56	281.88	3.99	3.74	2.19	vérifiée	0.34	0.94	0.43	13.00
296	F.54	R296	R297	30	45.00	0.078	0.00	94.79	0.00	0.77	95.56	228.21	3.23	3.13	1.78	vérifiée	0.42	0.97	0.47	14.00
297	F.51	R297	R298	50	45.00	0.035	0.00	270.10	0.00	2.07	272.17	596.92	3.04	2.99	1.67	vérifiée	0.46	0.98	0.48	24.00
298	F.51	R298	R299	50	24.00	0.025	0.00	270.10	0.00	2.07	272.17	504.49	2.57	2.65	1.41	vérifiée	0.54	1.03	0.54	27.00
299	F.51	R299	R300	50	30.00	0.020	0.00	270.10	0.00	2.07	272.17	451.23	2.30	2.44	1.26	vérifiée	0.60	1.06	0.58	29.00
300	F.51	R300	R301	50	21.00	0.012	0.00	270.10	0.00	2.07	272.17	349.52	1.78	1.98	0.98	vérifiée	0.78	1.11	0.68	34.00
301	F.51	R301	R302	50	46.00	0.012	10.59	300.28	0.08	2.32	302.60	349.52	1.78	2.00	0.98	vérifiée	0.87	1.13	0.72	36.00
302	F.40	R302	R303	80	42.00	0.007	0.00	920.75	0.00	6.82	927.57	1279.85	2.01	2.19	1.11	vérifiée	0.72	1.09	0.63	57.00
303	F.40	R303	R304	80	42.00	0.007	0.00	920.75	0.00	6.82	927.57	1279.85	2.01	2.19	1.11	vérifiée	0.72	1.09	0.63	57.00
304	F.40	R304	R305	80	41.00	0.007	7.06	927.81	0.08	6.90	934.71	1279.85	2.01	2.21	1.11	vérifiée	0.73	1.10	0.64	58.00
305	F.40	R305	R306	80	42.00	0.007	7.85	935.66	0.09	6.98	942.64	1279.85	2.01	2.21	1.11	vérifiée	0.74	1.10	0.64	58.00
306	F.40	R306	R307	80	43.00	0.007	16.48	952.13	0.18	7.17	959.30	1279.85	2.01	2.22	1.11	vérifiée	0.75	1.10	0.66	59.00
307	F.40	R307	R308	80	40.00	0.007	9.42	961.55	0.10	7.27	968.82	1279.85	2.01	2.22	1.11	vérifiée	0.76	1.10	0.66	59.00
308	F.40	R308	R309	80	40.00	0.010	20.40	981.95	0.23	7.50	989.45	1529.71	2.40	2.56	1.32	vérifiée	0.65	1.07	0.59	53.00
309	F.40	R309	R312	80	25.00	0.010	9.42	991.36	0.10	7.60	998.97	1529.71	2.40	2.58	1.32	vérifiée	0.65	1.07	0.60	54.00
310	F.55	R310	R311	30	40.00	0.009	7.06	7.06	0.08	0.08	7.14	77.52	1.10	0.74	0.60	vérifiée	0.09	0.67	0.23	7.00
311	F.55	R311	R312	30	24.60	0.020	3.14	10.20	0.03	0.11	10.31	115.56	1.63	1.10	0.90	vérifiée	0.09	0.67	0.23	7.00
312	F.40	R312	R313	80	45.00	0.011	13.34	1014.90	0.15	7.86	1022.77	1579.72	2.48	2.65	1.37	vérifiée	0.65	1.07	0.59	53.00
313	F.40	R313	R314	80	36.00	0.021	10.98	1025.89	0.12	7.99	1033.87	2193.18	3.45	3.41	1.90	vérifiée	0.47	0.99	0.49	44.00
314	F.40	R314	R319	80	25.00	0.010	6.28	1032.17	0.07	8.05	1040.22	1529.71	2.40	2.59	1.32	vérifiée	0.68	1.08	0.61	55.00
315	F.56	R315	R316	30	34.00	0.010	6.28	6.28	0.07	0.07	6.35	81.71	1.16	0.71	0.64	vérifiée	0.08	0.62	0.20	6.00
316	F.56	R316	R317	30	28.00	0.014	9.42	15.69	0.10	0.17	15.87	96.68	1.37	1.06	0.75	vérifiée	0.16	0.78	0.30	9.00
317	F.56	R317	R318	30	32.00	0.022	10.20	25.89	0.11	0.29	26.18	121.20	1.71	1.41	0.94	vérifiée	0.22	0.82	0.33	10.00
318	F.56	R318	R319	30	35.00	0.018	7.06	32.95	0.08	0.37	33.32	108.10	1.53	1.38	0.84	vérifiée	0.31	0.90	0.40	12.00
319	F.40	R319	R320	80	45.00	0.010	0.00	1065.12	0.00	8.42	1073.54	1529.71	2.40	2.61	1.32	vérifiée	0.70	1.09	0.62	56.00
320	F.40	R320	R321	80	45.00	0.054	0.00	1065.12	0.00	8.42	1073.54	3554.73	4.59	3.90	3.07	vérifiée	0.30	0.88	0.38	34.00
321	F.40	R321	R326	80	45.00	0.054	0.00	1065.12	0.00	8.42	1073.54	3554.66	4.59	3.90	3.07	vérifiée	0.30	0.88	0.38	34.00

Tableau VI. 6 Calculs du réseau projeté -page 11/12-

Tableau VI. 7 Calculs du réseau projeté -page 12/12-

N° TR.	collecteur	RAM	RAV	DIAM	LONG.	PENTE	DEBIT EP	DEBIT EP	DEBIT EU	DEBIT EU	DEBIT T.	QPS	VPS	V.Reel	V. A.C	V.A.C	RQ	RV	RH	HR
				(cm)	(m)	(m/m)	(l/s)	CUMULE	(l/s)	CUMULE	(l/s)	(l/s)	(m/s)	(m/s)	(m/s)					(cm)
349	F.58	R349	R335	50	16.00	0.005	0.00	121.97	0.00	3.23	125.21	312.39	1.59	1.53	0.88	vérifiée	0.40	0.96	0.46	23.00
350	F.59	R350	R351	30	40.00	0.005	23.69	23.69	0.63	0.63	24.32	80.00	1.13	1.02	0.62	vérifiée	0.30	0.90	0.40	12.00
351	F.59	R351	R352	30	46.00	0.005	10.53	34.22	0.28	0.91	35.13	80.00	1.13	1.10	0.62	vérifiée	0.44	0.97	0.47	14.00
352	F.59	R352	R353	30	40.00	0.005	14.04	48.26	0.37	1.28	49.54	80.00	1.13	1.21	0.62	vérifiée	0.62	1.07	0.60	18.00
353	F.59	R353	R354	30	11.00	0.005	0.00	48.26	0.00	1.28	49.54	80.00	1.13	1.21	0.62	vérifiée	0.62	1.07	0.60	18.00
354	F.60	R354	R355	30	45.00	0.005	12.29	12.29	0.33	0.33	12.61	80.00	1.13	0.88	0.62	vérifiée	0.16	0.78	0.30	9.00
355	F.60	R355	R356	30	40.00	0.005	10.53	22.82	0.28	0.60	23.42	80.00	1.13	1.02	0.62	vérifiée	0.29	0.90	0.40	12.00
356	F.60	R356	R357	30	25.00	0.005	3.51	26.33	0.09	0.70	27.02	80.00	1.13	1.06	0.62	vérifiée	0.34	0.94	0.43	13.00
357	F.60	R357	R358	50	38.00	0.004	11.41	86.00	0.30	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
358	F.60	R358	R359	50	35.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
359	F.60	R359	R360	50	15.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
360	F.60	R360	R361	50	45.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
361	F.60	R361	R362	50	45.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
362	F.60	R362	R363	50	45.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
363	F.60	R363	R364	50	45.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
364	F.60	R364	R365	50	40.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
365	F.60	R365	R366	50	45.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
366	F.60	R366	R367	50	40.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00
367	F.60	R367	E.1	50	19.00	0.004	0.00	86.00	0.00	2.28	88.27	279.41	1.42	1.28	0.78	vérifiée	0.32	0.90	0.40	20.00