الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

NATIONAL HIGHER SCHOOL FOR HYDRAULICS
"The MujahidAbdellah ARBAOUI"

المدرسة الوطنية العليا للري
"المجاهد عبد الله عرباوي"
ⴰⵢⵙⵙⴰⵏ ⴰⵢⵏⵉⵍⵓ ⵉⵎⵉⵣⵉⵡ ⵏ ⵜⵙⵙⵓⵜⵜ

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTÈMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

Conception du système d'assainissement de la commune de TAFRAOUI (Oran)

Présenté par :
BENYELLES Nadjia.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Président
BELLABAS/CHARIFI Salima	M.C.B	Examinateur
NACER Tarek	M.C.B	Examinateur
SALAH Boualem	Pr	Promoteur

Session 2021/2022

Dédicace

Je dédie ce travail

À ma famille qui a fait de moi ce que je suis aujourd'hui particulièrement à mes très chers parents que je ne pourrais jamais assez les remercier car leur affection, leur bienveillance et leur présence à mes côtés sont la source de ma force.

A ma chère sœur Yasmine et mon cher frère : Mohammed

Un spéciale dédicace à mes chers oncles : Kamel, Ali et mes chères tantes: Zaza, Naoual, Lamia et Doudja

A mes très chères cousines : Ahlem, Fatiha, Racha, Razane, Mimi et Goussem et mes chers cousins : Mohamed, Nadir, Adil et Slimane

A mes amis : Rym, Nesrine, Maria, et Abderaouf et tous ceux qui m'aiment et qui m'aident

Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.

Que dieu vous garde pour moi.

Nadjia

Remerciement

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

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

Un grand remerciement à mon oncle, sa femme et ses filles de m'avoir accueillis chez eux comme leur propre fille durant toutes mes années d'étude.

Toute ma gratitude à mon promoteur M^{r} SALAH B. pour sa disponibilité, son aide et ses conseils.

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

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

Sans oublier mes amis qui m'ont beaucoup encouragée, et toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

ملخص:

تمتلك بلدية التفراوي الواقعة في ولاية وهران حاليًا نظام صرف صحي لا يمكن أن يلبي احتياجات تصريف مياه الصرف الصحي بجميع أنواعها. لذلك يتعرف هذا النظام على حالة متهالكة للغاية، لا سيما الشقوق والخلع في المفاصل. يضاف إلى ذلك التآكل الكيميائي الداخلي الناتج عن هجوم المياه العادمة المنزلية، ولا سيما بعد البقاء لفترة طويلة لمياه الصرف في المجمعات. يُلاحظ غياب الأعمال الإضافية من خلال زيادة هذا الفشل.

لقد قمنا بتجديد هذا النظام من النوع الوحدوي مع الأخذ في الاعتبار امتداد التكتلات المذكورة لضمان حسن سير نظام الإخلاء هذا.

الكلمات المفتاحية: عمل ثانوي –النظام الأحادي -مياه الصرف الصحي -التآكل الكيميائي.

Résumé :

La commune de TAFRAOUI située dans la wilaya d'Oran est dotée actuellement d'un système d'Assainissement qui n'arrive pas à satisfaire les besoins en matière de rejet des eaux usées de toute nature confondue. Ce système reconnaît en conséquence un état très vétuste notamment les fissures et les déboitements au niveau des joints. A cela s'ajoute la corrosion chimique interne due à l'attaque des eaux usées domestiques notamment suite à un long séjour des eaux usées dans les collecteurs. L'absence des ouvrages annexes se fait sentir en accentuant cette défaillance.

Nous avons rénové ce système de type unitaire en tenant compte de l'extension de ladite agglomérations pour assurer un fonctionnement adéquat de ce système d'évacuation.

Mots clés : ouvrage annexe – système unitaire – eaux usée – corrosion chimique.

Abstract:

The municipality of TAFRAOUI located in the wilaya of Oran is currently equipped with a sanitation system that cannot meet the needs for the discharge of wastewater of all kinds. This system therefore recognises a very outdated condition, including cracks and deforestation at the joints. Added to this is internal chemical corrosion due to the attack on domestic wastewater, particularly following a long stay of wastewater in the collectors. The absence of ancillary structures is felt by accentuating this failure.

We have renovated this unitary type system taking into account the extension of these agglomerations to ensure the proper functioning of this evacuation system.

Keywords: ancillary work - unitary system - sewage - chemical corrosion.

TABLES DES MATIERES

Dédicace ……..……...…….

Remerciement……..……

Introduction générale……...…… **1**

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I. Introduction……..…… **2**

II. Situation géographique de la commune de TAFRAOUI…….……..… **2**

III. Localisation de la zone d'étude……..… **2**

IV. Situation topographique……. **3**

V. Situation géologique…… **3**

VI. Sismicité…… **3**

VII. Situation climatique……..… **3**

VII.1. Climat……...…… **3**

VII.2. Température…….…… **3**

VII.3. Pluviométrie……..…… **4**

VII.4. Humidité……... **4**

VII.5. Vent……..…… **4**

VII.6. Evaporation……..…… **5**

VIII. Situation hydraulique……..…… **5**

VIII.1. Situation en AEP……. **5**

VIII.2. Situation en assainissement……..…… **5**

IX. Conclusion……..…… **6**

CHAPITRE 2 : ETUDE HYDROLOGIQUE

I. Introduction……..…… **7**

II. La série des données pluviométriques……..… **7**

III. Homogénéisation des données……...…… **8**

IV. Étude des précipitations maximales journalières…… **11**

IV.2. Ajustement de la série…… **12**

IV.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel…… **13**

IV.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normal) …… **14**

IV.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée…… **16**

V. Intensité moyenne maximale……..… **17**

VI. Conclusion…… **18**

CHAPITRE 3 : CALCUL DE BASE

I. Introduction…… **19**
II. Situation démographique…… **19**
III. Découpage du site en surfaces élémentaires…… **19**
IV. Les différents systèmes d'assainissement…… **20**
IV.1. Le système unitaire…… **20**
IV.2. Le système séparatif…… **21**
IV.3. Le système pseudo-séparatif…… **23**
IV.4. Système mixte…… **23**
IV.5. Système autonome…… **23**
IV.6. Système composite…… **24**
IV.7. Le choix du système d'assainissement…… **24**
V. Les différents schémas d'assainissement…… **24**
V.1. Schéma perpendiculaire…… **24**
V.2. Schéma par déplacement latéral…… **25**
V.3. Schéma transversal ou oblique…… **25**
V.4. Schéma par zones étagées…… **25**
V.5. Schéma radial…… **26**
V.6. Le choix du schéma d'évacuation…… **26**
VI. Le coefficient de ruissellement…… **26**
VI.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement…… **26**
VI.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin…… **29**
VI.3. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total…… **29**
VI.4. Calcul de la densité partielle…… **29**
VI.5. Calcul de la population pour chaque sous bassin…… **30**
VII. Conclusion…… **31**

CHAPITRE 4 : ESTIMATION DES DEBITS A EVACUER

I. Introduction…… **32**

II. Origine et nature des eaux à évacuer…… **32**
II.1. Les eaux usées…… **32**
II.1.1. Les eaux usées domestiques…… **32**
II.1.2. Les eaux usées des services publiques…… **32**
II.1.3. Les eaux usées industrielles…… **33**
II.1.4. Les eaux parasites…… **33**
II.2. Les eaux pluviales…… **34**
III. Estimation des débits des eaux usées…… **34**
III.1. Débits des eaux usées domestiques…… **34**
III.1.1. Débit moyen journalier…… **34**
III.1.2. Débit de pointe…… **35**
III.2. Débits des eaux usées des établissements publics…… **35**
III.2.1. Débit moyen journalier…… **36**
III.2.2. Débit de pointe…… **36**
III.3. Débit des eaux usées industrielles…… **37**
III.4. Débits totaux des eaux usées à évacuer…… **38**
IV. Estimation des débits des eaux pluviales…… **38**
IV.1. La méthode rationnelle…… **39**
IV.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité…… **39**
IV.1.2. Validité de la méthode rationnelle…… **40**
IV.1.3. Hypothèses de la méthode rationnelle …… **40**
IV.1.4. Temps de concentration…… **40**
IV.1.5. Critique de la méthode rationnelle…… **41**
IV.2. La méthode superficielle…… **41**
IV.2.1. Evaluation des paramètres de Caquot…… **42**
IV.2.2. Validité de la méthode superficielle…… **43**
IV.2.3. Formules d'assemblage et d'équivalence…… **43**
IV.2.4. Critique de la méthode superficielle…… **44**
IV.3. Choix de la méthode…… **45**
IV.4. Calcul des débits pluviaux…… **45**
V. Conclusion…… **45**

CHAPITRE 5 : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

I. Introduction…… **46**

II. Principe de conception d'un système d'assainissement……..…… **46**
III. Mode de dimensionnement des canalisations…….…… **47**
III.1. Base de calcul…… **47**
III.2. Formule de MANNING-STRICKLER…….…… **47**
III.3. Formule de BAZIN……...… **49**
III.3.1. Réseau en système séparatif……..…… **49**
III.3.2. Réseau des eaux pluviales en système séparatif…… **50**
III.3.3. Les abaques de Bazin……..… **50**
IV. Conditions d'autocurage……...… **50**
IV.1. Réseaux des eaux usées…….…… **50**
IV.2. Réseaux pluviaux……...…… **51**
V. Normes d'écoulement et d'implantation…….…… **51**
V.1. Canalisations des eaux usées……...…… **51**
V.2. Canalisations des eaux pluviales…….…… **52**
VI. Résultats du dimensionnement……..…… **52**
VII. Conclusion…… **62**

CHAPITRE 6 : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

I. Introduction……..…… **63**
II. Les ouvrages principaux…….…… **63**
II.1. Les canalisations……..……... **63**
II.2. Formes et sections de conduites…….. **63**

II.3. Critères du choix de conduite…… **63**
II.4. Types de matériaux…… **64**
II.4.1. Conduite en fonte…… **64**
II.4.2. Conduite en amiante ciment…… **64**
II.4.3. Conduite en grès…… **64**
II.4.4. Conduite en matière plastique…… **65**
II.4.5. Conduite en béton armé…… **65**
II.5. Les essais de conduites préfabriqués…… **66**
II.5.1. Essai à l'écrasement…… **66**
II.5.2. Essai d'étanchéité…… **66**
II.5.3. Essai de corrosion (chimique) …… **67**
II.6. Les remèdes…… **67**
II.7. Pose de canalisation…… **67**
II.7.1. Les conditions de pose…… **67**
II.7.2. Les modes de pose…… **68**
III. Les ouvrages annexes…… **69**
III.1. Les ouvrages normaux…… **69**
III.1.1. Les branchements particuliers…… **69**
III.1.2. Les regards…… **69**
III.2. Les ouvrages spéciaux…… **71**
III.2.1. Les déversoirs d'orage…… **71**
III.2.1.1. Emplacement des déversoirs d'orage…… **71**
III.2.1.2. Les types des déversoirs…… **72**
III.2.1.3. Les déversoirs à seuil frontal…… **72**
III.2.1.4. Choix du déversoir d'orage…… **73**
III.2.1.5. Dimensionnement d'un déversoir d'orage …… **73**
IV. Conclusion…… **75**

CHAPITRE 7 : ORGANISATION DE CHANTIER

I. Introduction…… **76**
II. Les étapes de réalisation du projet …… **76**
II.1. Manutention et stockage des conduites…… **76**
II.1.1. Manutention…… **76**
II.1.2. Stockage…… **76**

II.2. Décapage de la terre végétale…….. **76**
II.3. Exécution des tranchées et des fouilles des regards…… **76**
II.4. Aménagement du lit de sable…….. **77**
II.5. Emplacement des piquets…… **77**
II.6. Pose des canalisations…… **77**
II.7. Assemblage des canalisations……. **77**
II.8. Essai d'étanchéité…… **77**
II.9. Réalisation des regards…… **78**
II.10. Réalisation des branchements…… **78**
II.11. Remblayage et compactage……..…… **78**
II.12. Choix des engins……..……. **79**
IV. Détermination des différents volumes des travaux……. **80**
IV.1. Volume du décapage de la couche végétale……... **80**
IV.2. Volume du déblai des tranchées……. **80**
IV.3. Volume occupé par le lit de sable……..…… **80**
IV.4. Volume occupé par les conduites……..…… **81**
IV.5. Volume de l'enrobage…… **81**
IV.6. Volume du remblai de protection……..…… **81**
IV.7. Volume excédentaire……..… **81**
V. Devis quantitatif et estimatif ……..…… **82**
VI. Planification du projet…… **82**
VII Conclusion……. **83**
Conclusion générale……..……... **84**
Références bibliographiques……..…… **85**
Annexes…….……..… **86**

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N°1.1	Répartition mensuelle de la température (°c)…….	**3**
Tableau N°1.2	Précipitations moyennes mensuelles…….…….	**4**
Tableau N°1.3	Valeurs moyennes mensuelles……	**4**
Tableau N°1.4	Répartition mensuelle de la vitesse des vents…….	**5**
Tableau N°1.5	Répartition mensuelle de l'évaporation……..	**5**
Tableau N°2.1	Résultats du test de la médiane…….……..	**9**
Tableau N°2.2	Calcul des paramètres du test de la médiane……..	**9**
Tableau N°2.3	Les caractéristiques de la série pluviométriques……	**12**
Tableau N°2.4	Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)……	**13**
Tableau N°2.5	Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)…….	**15**
Tableau N°2.6	Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités……...	**16**
Tableau N°3.1	Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol	**27**
Tableau N°3.2	Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation……..	**27**
Tableau N°3.3	Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces…..	**28**
Tableau N°3.4	Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population..	**28**
Tableau N°3.5	Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin……	**29**
Tableau N°3.6	Nombre d'habitants pour chaque sous bassin…….	**30**
Tableau N°4.1	Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin……	**34**
Tableau N°4.2	Débits des eaux usées des équipements publiques pour chaque sous bassin…….	**36**
Tableau N°4.3	Evaluation des débits d'infiltration pour chaque sous bassin…….	**36**
Tableau N°4.4	Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin……..	**37**
Tableau N°4.5	Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot…….	**43**
Tableau N°4.6	Débits totaux des eaux pluviales à évacuer……	**44**
Tableau N°4.7	Débits totaux des eaux pluviales et usées……...	**44**
Tableau N°7.1	Devis quantitatif et estimatif du réseau……..	**81**
Tableau N°7.2	Détermination des délais……	**83**

LISTE DES FIGURES

Figure N°1.1	Carte géographique de la commune de Tafraoui……	**2**
Figure N°1.2	Carte de zonage sismique du territoire national - RPA 99……..	**3**
Figure N°2.1	Ajustement graphique à la loi de Gumbel……...	**14**
Figure N°2.2	Ajustement graphique à la loi Log-normale……	**15**
Figure N°2.3	Courbe Intensité-Durée-Fréquence…….	**17**
Figure N°3.1	Système unitaire Source (Polycopies de l'assainissement)…….	**20**
Figure N°3.2	Système séparatif Source (Polycopies de l'assainissement)……...	**22**
Figure N°3.3	Système pseudo séparatif Source (Polycopies de l'assainissement)……..	**23**
Figure N°3.4	Schéma perpendiculaire…….…….	**24**
Figure N°3.5	Schéma par déplacement latéral…….…….	**25**
Figure N°3.6	Schéma à collecteur transversal ou oblique……	**25**
Figure N°3.7	Schéma par zones étagées…….……..	**25**
Figure N°3.8	Schéma radial……..	**26**
Figure N°6.1	Joints sur tuyaux en amiante ciment……	**63**
Figure N°6.2	Joints sur tuyau en grès……...	**64**
Figure N°6.3	Joints sur tuyaux en béton……...	**65**
Figure N°6.4	Pose de canalisation sur un terrain ordinaire……..	**67**
Figure N°6.5	Pose de canalisation sur un mauvais terrain……	**67**
Figure N°6.6	Pose de canalisation sur un terrain très mauvais…….	**67**
Figure N°6.7	Exemple d'un branchement simple…….	**68**
Figure N°6.8	Exemple d'un regard simple……	**68**
Figure N°6.9	Déversoir à seuil latéral……...	**71**
Figure N°6.10	Déversoir à seuil frontal……..	**71**
Figure N°6.11	Déversoir by-pass……	**72**

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1.4 Plan de masse……..…….……..

Planche N°2.4 Tracé du réseau projeté…….……..

Planche N°3.4 Profil en long…….…….…….

Planche N°4.4 Ouvrage annexe……...……

INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement est une science qui consiste à collecter, transporter et évacuer par voie hydraulique les eaux usées et pluviales à travers un réseau bien dimensionné, assurant le rejet dans un exutoire, dans le but de protéger la santé humaine, conserver la faune et la flore et enfin préserver l'environnement.

De nos jours, la wilaya d'ORAN connaît comme toutes les grandes villes du pays une explosion dans le domaine d'industrie et de construction de logements aussi bien sociaux qu'autres. Ce qui entraîne inévitablement une production croissante de rejets et nécessite donc une évacuation convenable des eaux usées et également des eaux pluviales.

C'est donc dans ce sens que nous avons élaboré ce mémoire, qui est axé sur la conception d'un système d'assainissement de la commune de TAFRAOUI, située au sud de la Wilaya d'ORAN.

Dans notre travail, nous procèderons en commençant par la présentation de la zone d'étude du point de vue (topographie, hydrologie, …) en premier lieu. En deuxième lieu, le calcul des différents débits à évacuer le tracé du plan d'évacuation, et le dimensionnement du réseau d'évacuation en dernier lieu.

CHAPITRE 1

Présentation de la zone d'étude

I. Introduction :

Avant de commencer n'importe quel projet hydraulique, il est nécessaire de faire la présentation de la zone d'étude qui est une étape indispensable dans le projet, y compris la description du site sous les angles suivants : géographie, topographie, géologie, climat, population. Afin de déterminer correctement les facteurs qui affectent la conception du projet.

II. Situation géographique de la commune de TAFRAOUI :

Tafraoui est le nom de la commune de la wilaya d'Oran, située au sud de la ville d'Oran. Elle appartient à la Daïra de Tlelat. Sa superficie est de 182 km2, et sa population est de 12089 habitants.

Elle est limitée :

- Au nord par la commune d'El Kerma.
- Au sud par Sidi Hamadouch (wilaya de Sidi Bel Abbes).
- À l'est par Zahana (wilaya de Mascara).
- À l'ouest par la commune de Tamzoura (wilaya de Ain Temouchent).



Figure 1.1 : Carte géographique de la commune de Tafraoui

Source : Google Maps

III. Localisation de la zone d'étude :

La commune de Tafraoui est limitée par les agglomérations d'Es-Sénia.

La zone d'étude est une nouvelle zone industrielle d'une superficie de 50 hectares, qui est dédiée à l'industrie agroalimentaire et l'ensemble des activités industrielles, cette zone est répartie sur près de 153 lots, devra abriter plusieurs activités, dans les domaines de l'agroalimentaire, l'agriculture, et l'industrie.

IV. Situation topographique :

La topographie joue un rôle important dans la conception des projets d'assainissement car le rejet des eaux s'effectue par écoulement gravitaire, à moins que le relief ne doive être relevé en cas de contre pente.

Concernant notre zone d'étude, la région se caractérise par un terrain plat, pas de pente naturelle.

V. Situation géologique :

Notre périmètre d'étude fait partie de la Sebkha dont l'eau de cette zone est salée.

La nature du sol de la nouvelle zone industrielle de Tafraoui est principalement marécageuse et humide.

VI. Sismicité :

La zone d'étude est située à la ville d'Oran et cette dernière, comme toute autre région du nord de l'Algérie, est soumise à une activité sismique élevée. Selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003.

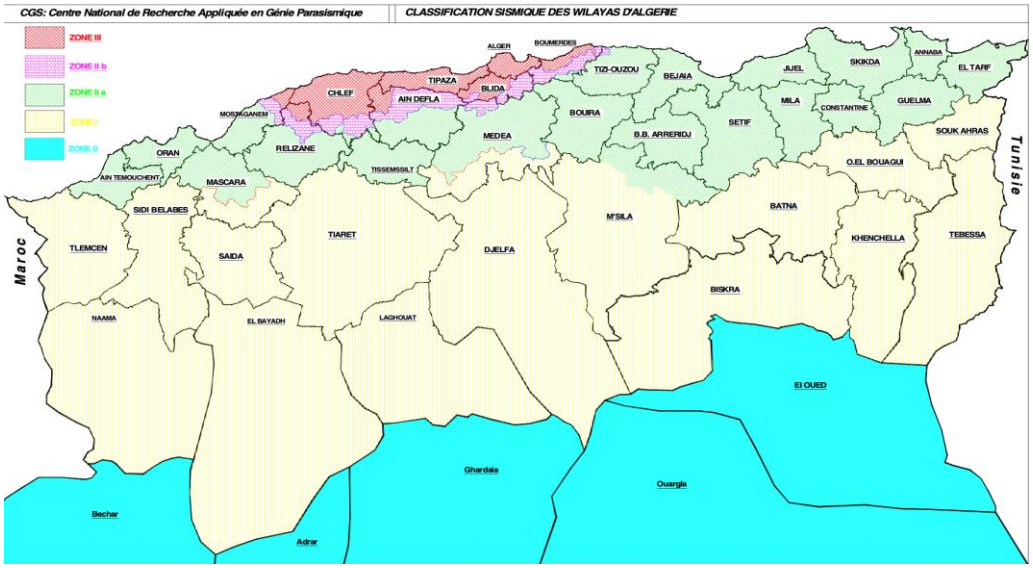


Figure 1.2 : Carte de zonage sismique du territoire national - RPA 99

VII. Situation climatique :

VII.1. Climat :

La commune de Tafraoui possède de manière générale un climat méditerranéen semi-aride sec et froid, se caractérisant par un été sec et chaud et un hiver humide pluvieux.

VII.2. Température :

La température moyenne dans la région est de 17 ° C. La distribution mensuelle selon de l'office national de la météorologie (ONM) obtenue à partir du rapport de synthèse météorologique est indiquée dans le tableau :

Tableau 1.1 : Répartition mensuelle de la température T(°c).

Mois	sept	Oct	Nov	Déc	janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août
T (c°)	22,04	18,24	13,17	10,35	9,27	9,96	12,72	14, 3	18,64	23,74	26,27	25,83

Selon le tableau, on peut distinguer deux périodes :

- Une période froide qui s'étale de Novembre à Avril, les mois les plus froids sont Janvier et Février où la température moyenne mensuelle est de 9,62°C.
- Une période chaude qui s'étale de Mai à Octobre, les mois les plus chauds sont Juillet et Août où la température moyenne mensuelle est de 26,05°C.

VII.3. Pluviométrie :

D'après les données de la station pluviale d'Oran. Notre région a un climat doux avec des hivers froids et pluvieux et des étés chauds et secs. Les précipitations mensuelles moyennes sont indiquées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1.2 : Précipitations moyennes mensuelles P (%)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août	Total
P(mm)	12	29	47	36	36	38	40	30	23	8	5	5	309
P (%)	3,88	9,39	15,21	11,65	11,65	12,30	12,94	9,71	7,44	2,59	1,62	1,62	100

L'analyse des changements de précipitations montre :

- La saison des pluies dure de novembre à mars ; la profondeur maximale des précipitations en mars est de 40 mm.
- Juin, juillet et août sont les mois les plus secs, le mois de juillet a au moins 5 mm de précipitations.

VII.4. Humidité :

Les valeurs d'humidité enregistrées au niveau de la station d'Es-Sénia sont assez élevées. Cette tendance est surtout due à la proximité de la mer.

Tableau 1.3 : Valeurs moyennes mensuelles de l'humidité H (%)

mois	Sept	oct	nov	Déc	janv	fév	Mars	avril	Mai	juin	juill	Août
H %	64,6	68,35	71	72,7	71,7	70,6	70	64,75	65,9	64,4	64	62,8

VII.5. Vent :

La vitesse moyenne du vent varie pendant l'année entre 2.28 et 2.92 m/s et la vitesse moyenne mensuelle du vent est de 2.52 m/s ou de 9.08 km/h.

Tableau 1.4 : Répartition mensuelle de la vitesse des vents V(Km/h)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août	L'année
Vitesse (m/s)	2,29	2,39	2,38	2,53	2,84	2,28	2,47	2,92	2,74	2,66	2,44	2,32	2,52
Vitesse (Km/h)	8,24	8,60	8,57	9,11	10,22	8,21	8,88	10,51	9,88	9,58	8,78	8,35	9,08

VII.6. Evaporation :

L'évaporation totale mesurée sur la lame d'eau libre au niveau de la région peut atteindre 2036.7mm/an.

La répartition mensuelle de l'évaporation selon le même document de l'O.N.M :

Tableau 1.5 : Répartition mensuelle de l'évaporation EV (%)

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Janv	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill	Août	Totale
EV (mm)	146	98	88	90	88	120	130	204,7	280,7	312,3	292	187	2036,7
EV (%)	9,02	7,12	4,87	4,32	4,53	4,38	6,03	7,14	9,88	13,55	15,07	14,09	100

VIII. Situation hydraulique :

VIII.1. Situation en AEP :

La commune de Tafraoui est dotée d'un réseau de distribution d'eau potable de type maillé qui est constitué principalement en PEHD.

Pour Tafraoui, c'est une commune autonome qui utilise la ressource locale, avec une dotation moyenne de 150 l/j/hab.

VIII.2. Situation en assainissement :

Dans la commune de tafraoui, nous constatons un manque de raccordement au réseau d'assainissement existant de type séparatif.

Pour les eaux usées, le rejet se fait dans l'oued qui se déverse au niveau du lac Oum Ghellaz.

Concernant les eaux pluviales, le rejet se fait au niveau d'oued Slaima. Par ailleurs nous constatons l'absence des ouvrages annexes hormis les regards de jonction.

IX. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons donné un aperçu général de la zone d'étude, défini les caractéristiques nécessaires du site et déterminé les données de base pour le démarrage du projet, à savoir l'échelle et la conception du réseau d'assainissement dans la zone de Tafraoui, tout en respectant les exigences de la santé publique et de l'environnement.

CHAPITRE 2

Etude hydrologique

I. Introduction :

D'une manière générale, l'hydrologie peut être définie comme la science de l'étude du cycle de l'eau dans la nature, ou plus précisément, l'étude des échanges entre l'atmosphère, la surface de la terre et son sous-sol. Elle s'intéresse également à l'estimation de différents flux. Pour la conception du système d'assainissement, la recherche hydrologique est une partie importante, elle a pour but de déterminer l'intensité moyenne maximale à travers l'étude des précipitations extrêmes et des averses et le choix de la période de retour pour protéger le réseau des risques de fortes crues.

II. La série des données pluviométriques :

L'analyse des précipitations est basée sur des lectures de précipitations prises à plusieurs stations dans la zone de terrain considérée. Il repose sur l'hypothèse que la pluie à une station représente la pluie tombant dans une zone plus ou moins étendue autour de la station, en fonction de la densité du réseau appelée zone d'influence du pluviomètre.

D'après les données de la station pluviométrique d'Oran. Notre région est douce, froide et pluvieuse en hiver, chaude et sèche en été. Les pluviométries moyennes mensuelles et annuelles sont représentés dans le tableau suivant :

Année	Précipitation (mm)												Max	Annuel
	Sep	Oct.	Nov.	Déc.	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou		
1961	13.2	8.9	21.3	35.6	21.3	51.3	17,1	19,6	13.2	11.2	2.6	5.2	51.3	271.8
1962	5.6	10.2	16.7	51.0	29.4	56,5	5,1	11.0	26.1	15.9	0	3.2	56	286.7
1963	5.4	17.9	30.5	40.5	30.5	48.6	24,9	0	0	4.8	0	0	48.6	203.1
1964	2.3	14.5	11.6	19.6	51.3	40.1	8,3	12.6	26,7	21.3	0	0	51.3	208.3
1965	1.9	4.8	58.1	62.3	47.3	32.1	0	15,4	23,6	8.9	0	8.7	62.3	434.2
1966	2.6	20.8	11.2	35.7	77.1	90,7	25,3	10,3	0	10.5	0	0	77.1	376.9
1967	7.8	16.8	14.6	47.6	18.7	91.2	16,3	16.0	14,5	4.6	0	18.2	91.2	266.3
1968	6.9	7.4	15.7	59.6	32.8	48.6	1,5	8,5	12.3	7.9	0	2.1	59.6	203.3
1969	0	18.9	8.4	31.3	9.5	34.3	9	16,6	0	6.8	0	0	34.3	134.8
1970	1.3	11.2	20.3	26	13.5	12.3	14.2	18,5	16,8	4.5	0	0	20.3	138.6

1971	5.6	40.5	17.9	14	35	38,9	10,8	16,6	0	10.2	7.8	0	40.5	197.3
1972	4.7	16.9	15.5	30.1	19.7	7.5	8,1	15,4	24,9	4.2	6.9	0	30.1	153.9
1973	1.3	30.8	41.7	47.8	44.6	26.7	11,6	17,4	33,2	19.1	0	10.3	47.8	284.5
1974	6.8	17.5	25.8	51.6	13.8	43.1	9	15,9	3,4	13.5	2	5.1	51.6	207.5
1975	7.9	6.8	34.9	19.8	24.2	18,9	25,2	6,7	0	9.6	0.2	2.8	34.9	157
1976	3.7	11.3	17.8	34.2	56.8	82,5	25.6	35,2	0	14.6	11.2	2.5	82,5	299.4
1977	0	21.5	11.2	20.8	23.6	0	14.3	17,5	8,3	7.8	0	0	23.6	125
1978	0	14.3	8.1	26.9	64.2	26.3	83.4	23,9	13,8	9.3	0	0	83.4	270.2
1979	7.9	27.0	13.6	32.8	58.1	17.3	16.9	11,1	0,7	11.4	0	0	58.1	196.8
1980	1.5	15.6	14.0	49.1	42.6	56,7	27.9	11,7	20,2	10.2	0	2.6	49.1	252.1
1981	2.5	11.5	13.5	35.6	19.5	42,3	36.1	8,6	19,6	14.3	2.9	11.5	42,3	217
1982	7.8	8.7	24.3	42.1	33.6	81,4	40.1	10,6	11,7	8.6	1.8	0	81,4	270.7
1983	4.8	6.2	8.4	38.6	21.5	73,6	26.7	10,1	9,5	9.1	0.8	0.7	73,6	210
1984	5.6	9.8	15.3	19.3	47.1	40,3	39.4	16,2	47,6	6.8	0	0	47,6	247.4
1985	3.8	10.5	32.1	26.1	24.4	31.7	43.2	42.3	16.5	2.1	0	12.4	43.2	245.1
1986	8.7	7.9	22.5	77.3	51.0	14,1	21.2	18	26	0,3	4.5	9.8	77.3	261.3
1987	11.6	15.6	11.7	59.8	77	4,9	17.3	10,3	0	0	1.3	0	59.8	209.5
1988	17.5	28.4	13.6	50.7	61.3	47,5	35.1	21,8	45	11,5	2.1	3.2	61.3	294.7
1989	20.1	19.2	16.1	41.2	39.1	24,9	56.3	11,4	39,7	0	3.4	1.2	56.3	272.2
1990	9.5	11.0	18.9	40.8	19.1	16,1	48.1	27,3	1,2	20,3	1.6	4.3	48.1	218.2
1991	11.3	24.9	15.4	31.2	22.0	22,1	16,4	1,6	0	4,4	2.8	8.3	31.2	160.4
1992	8.9	7.9	7.9	15.8	41.2	37,3	45,8	26,5	24,7	6,8	4.8	4.3	45,8	231.9
1993	5.6	5.7	9.3	24.9	48	20,2	63,2	35,2	5	15,3	6.3	6.2	63,2	244.9
1994	12.6	9.8	10.8	17.9	24.3	7	41,7	58,6	19,9	0	6.2	4.1	58,6	212.9
1995	4.9	11.4	17.6	30.8	47.6	17,6	57,3	11,8	7	0	8.1	5.6	57,3	219.7
1996	8.6	13.5	12.8	44.9	36.1	24,7	52,9	41,7	33,2	4,7	2.3	1.3	52,9	267.7
1997	7.6	16.7	18.6	50.7	24.5	8,3	35,2	60	19,4	0	2.4	5.1	60	248.5
1998	10.5	10.8	11.8	13.9	41.5	7,2	0	24,6	19,4	7,5	4.1	6.2	24,6	157.1
1999	9.6	8.3	10.5	19.1	12.3	0	60,9	0	0	16,6	6.1	3.5	60,9	146.9

2000	15.6	12.0	9.4	26.8	44	17,5	80,2	13,9	33,8	39,3	3.5	4.5	44	354.5
2001	8.9	7.9	13.5	20.7	38.8	5,4	1,4	24,7	2,7	0	4.2	1.3	38.8	129.5
2002	7.6	6.8	17.6	44.9	57.9	19,1	0	36,2	19,1	0	7.1	1.5	57.9	217.8
2003	16.2	13.7	19.4	35.8	45.1	12,8	51,2	43,3	40,6	0	6.2	2.8	45.1	287.1
2004	20.8	5.9	16.6	31.2	41.7	16,6	17,1	25,4	32,9	12,3	3.2	4.6	41.7	317.8
2005	9.8	12.8	8.9	21.0	35.6	24,9	27	16,4	67	0	0	0	67	223.4
2006	8.7	8.5	12.8	16.8	55.8	2,5	20,1	5,7	0	0	0	0	55.8	130.9
2007	10.3	14.8	10.1	14.8	70.1	8.5	8,6	0	36,2	0	0	0	70.1	173.4
2008	6.2	9.1	8.2	26.9	61.3	42.3	50,7	11.6	34,8	0	0	0	50,7	251.1
2009	7.8	14.9	14.3	32.5	34.8	13.1	46.1	25.3	32.6	0	0	0	46.1	221.4
2010	9.8	11.8	11.5	31.5	87.5	19.2	36.4	8.7	17.9	2.4	1.2	4.2	87.5	242.1
2011	11.3	7.9	20.3	27.8	36.4	17.5	27.9	9.8	24.6	4.3	3.1	2.1	36.4	193

Cette série s'étend sur une période d'observation de 50 ans allant de 1961 jusqu'en 2011.

III. Homogénéisation des données :

Tout d'abord, on doit vérifier si notre série est dépourvue de ruptures artificielles et s'assurer de son homogénéité, donc on passe par le test de la médiane, dont les étapes sont les suivantes :

1. Trier la série par ordre croissant.

2. Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieure à x). Deux cas sont alors possibles :

- Si N est impair, on prend la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{ième}$ valeur.
- Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{ième}$ valeur et la $\left(\frac{N}{2}+1\right)^{ième}$ valeur.

On a : N=51, donc : m=$\frac{51+1}{2}$= 26, alors la médiane est : M=52,9 mm.

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

Les calculs des étapes précédentes sont résumés dans le tableau (la page suivante).

4. Calculons les quantités N_S et T_S tel que : Ns est le nombre total des séries (+) ou (-), et Ts est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

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

$$N_S > \frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N+1}\right) \quad \textbf{(1.1)}$$

$$T_S < 3.3\,[(N)\ + 1\,] \quad \textbf{(1.2)}$$

Tableau 2.1 : Résultats du test de la médiane

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_S	**26**	26 > 18,94 condition n°1 **vérifiée**
$\frac{1}{2}\left(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N+1}\right)$	**18,94**	
T_S	**7**	7 < 10,6 condition n°2 **vérifiée**
$3.3\,[(N)\ + 1\,]$	**10,6**	

Tableau 2.2 : Calcul des paramètres du test de la médiane

Série triée par ordre croissant			**Série non triée**	
Année	**Pmax,j (mm)**	**Ordre (m)**	**Année**	**Pmax,j (mm)**
1967	91,2	51	1961	-51,3
2010	87,5	50	1962	56
1978	83,4	49	1963	-48,6
1976	82,5	48	1964	-51,3
1982	81,4	47	1965	62,3
1986	77,3	46	1966	77,1
1966	77,1	45	1967	91,2
1983	73,6	44	1968	59,6
2007	70,1	43	1969	-34,3
2005	67	42	1970	-20,3
1993	63,2	41	1971	-40,5
1965	62,3	40	1972	-30,1
1988	61,3	39	1973	-47,8
1999	60,9	38	1974	-51,6

1997	60	37	1975	-34,9
1987	59,8	36	1976	82,5
1968	59,6	35	1977	-23,6
1994	58,6	34	1978	83,4
1979	58,1	33	1979	58,1
2002	57,9	32	1980	-49,1
1995	57,3	31	1981	-42,3
1989	56,3	30	1982	81,4
1962	56	29	1983	73,6
2006	55,8	28	1984	-47,6
1996	52,9	27	1985	-43,2
1974	51,6	26	1986	77,3
1961	51,3	25	1987	59,8
1964	51,3	24	1988	61,3
2008	50,7	23	1989	56,3
1980	49,1	22	1990	-48,1
1963	48,6	21	1991	-31,2
1990	48,1	20	1992	-45,8
1973	47,8	19	1993	63,2
1984	47,6	18	1994	58,6
2009	46,1	17	1995	57,3
1992	45,8	16	1996	52,9
2003	45,1	15	1997	60
2000	44	14	1998	-24,6
1985	43,2	13	1999	60,9

1981	42,3	12	2000	-44
2004	41,7	11	2001	-38,8
1971	40,5	10	2002	57,9
2001	38,8	9	2003	-45,1
2011	36,4	8	2004	-41,7
1975	34,9	7	2005	67
1969	34,3	6	2006	55,8
1991	31,2	5	2007	70,1
1972	30,1	4	2008	-50,7
1998	24,6	3	2009	-46,1
1977	23,6	2	2010	87,5
1970	20,3	1	2011	-36,4

IV. Étude des précipitations maximales journalières :

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

 Procédé d'ajustement :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de données.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.

IV.1. Caractéristique empirique de la série :

- **La moyenne « $\underline{P_{max,j}}$ » :**

Avec $= 51$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\underline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^{N} P_{max,j}}{N} = mm \qquad \textbf{(2.3)}$$

- **L'écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ » :**

Pour $N = 51$ supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{max,\ j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} (P_{max,j} - \underline{P_{max,j}})^2}{N}} = 29.56\ mm$$

(2.4)

- **Coefficient de variation « C_V »:**

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\underline{P_{max,j}}} = 0.55 \qquad \textbf{(2.5)}$$

Tableau 2.3 : Les caractéristiques de la série pluviométriques

Nombres d'années d'observation	**51**
Valeur maximale (mm)	**91,2**
Valeur Minimale (mm)	**20,3**
Médiane (mm)	**52,9**
Moyenne (mm)	**53.73**
Ecart-type (mm)	**29.56**
Coefficient de variation	**0.55**

IV.2. Ajustement de la série :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée (B.Touaibia, 2001).

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1) La loi de **Gumbel**

2) La loi de **Galton (log-normal).**

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traité par logiciel Hyfran.

On a effectué l'ajustement de la série des pluies maximales journalières dans notre cas les deux lois suivantes : La loi de Gumbel (doublement exponentielle), loi de Galton (log normale), à l'aide de logiciel Hyfran, avec une comparaison des graphes de régression obtenue par les ajustements.

IV.2.1. Ajustement à la loi de Gumbel :

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \textbf{(2.6)}$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -ln[-ln(F(x))] \quad \textbf{(2.7)}$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$) ; x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».

- L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha\, y + x_0 \quad \textbf{(2.8)}$$

- Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$\alpha = 25{,}61$; $x_0 = 44{,}22$ mm

- Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Tableau 2.4 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour **T (ans)**	Fréquence au non dépassement **q**	Valeur théorique $\mathbf{X_T}$ **(mm)**	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,99	146,5	12,73	121,6-171,5
50	0,98	131,0	11,07	109,3-152,7
20	0,95	110,3	8,885	92,86-127,7
10	0,90	94,27	7,249	80,06-108,5
5	0,80	77,58	5,633	66,54-88,62

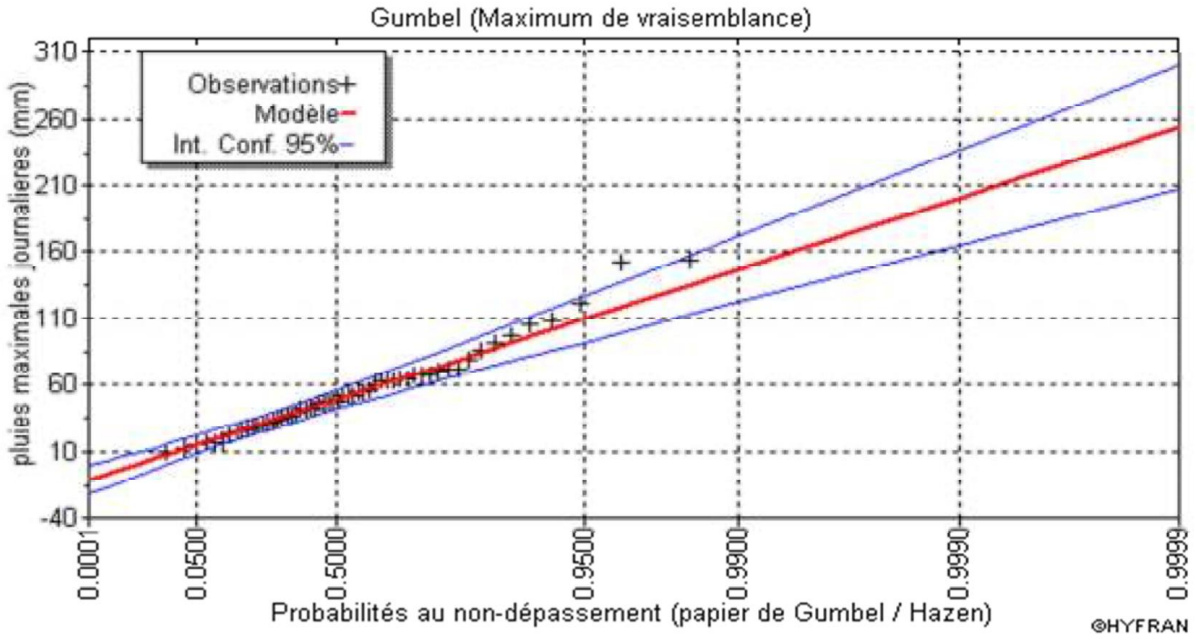


Figure 2.1 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

IV.2.2. Ajustement à la loi de Galton (Log-normal) :

Le procédé d'ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seule la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normal.

- La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^{u} e^{\frac{u^2}{2}} du \qquad \textbf{(2.9)}$$

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

$$u = \frac{lnln\,(x) - \underline{ln(x)}}{\sigma_{ln(x)}} \qquad \textbf{(2.10)}$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$).

$\underline{ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x

$\sigma_{ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

- L'expression de quantile est alors :

$$ln\,ln\,(x) = u\,\sigma_{ln(x)} + \underline{ln(x)} \qquad \textbf{(2.11)}$$

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

$$\sigma_{ln(x)} = 0{,}523 \quad ; \quad \underline{ln(x)} = 3.923$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau 2.5 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour **T (ans)**	Fréquence au non dépassement **q**	Valeur théorique $\mathbf{X_T}$ **(mm)**	Ecart-type	Intervalle de confiance
100	0,99	170,9	24,30	123,3-218,6
50	0,98	148,2	19,29	110,4-186,0
20	0,95	119,6	13,53	93,11-146,2
10	0,90	98,91	9,828	79,64-118,2
5	0,80	78,55	6,719	65,38-91,72

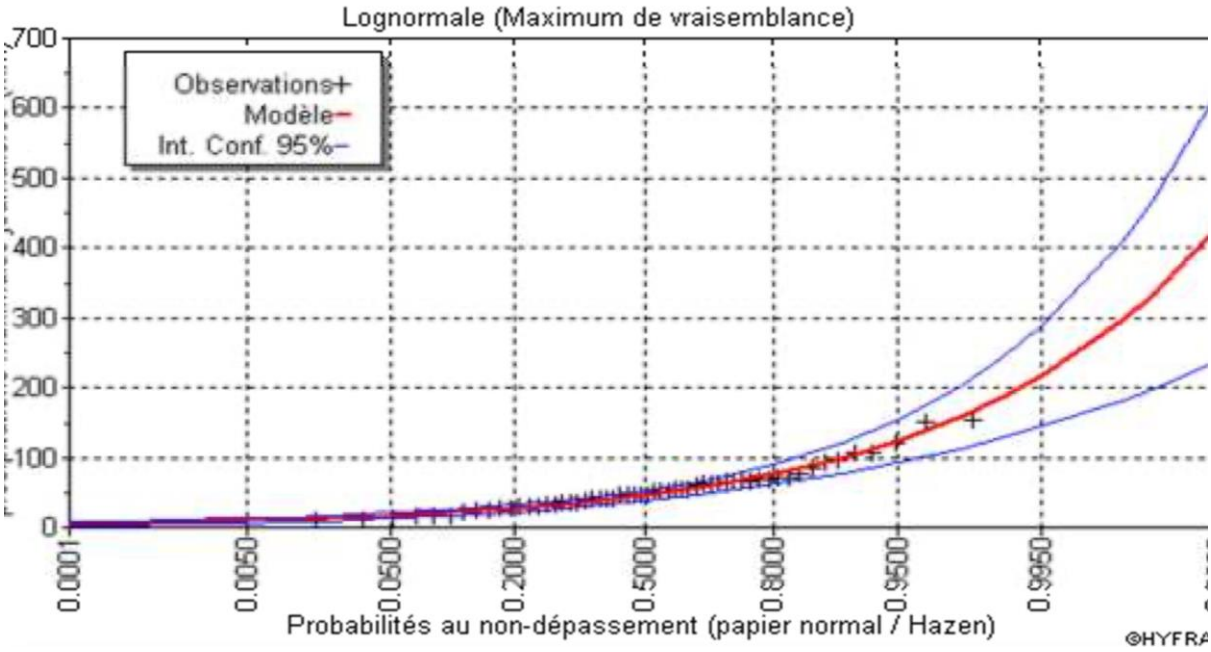


Figure 2.2 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

IV.3. Calcul des pluies et des intensités de courte durée :

Dans cette étape, on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités. En se basant sur les résultats de l'ajustement à la loi Log-normale.

- **Pluies de courte durée :**

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{max,j}\left(\frac{t}{24}\right)^{b} \quad \textbf{(2.13)}$$

Avec :

$P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

$P_{max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).

t : durée de l'averse (h)

b : exposant climatique, selon l'ANRH ORAN : $b = 0{,}39$ pour la région d'étude.

- **Intensités de courte durée :**

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \text{ (mm/h)} \quad \textbf{(2.14)}$$

- Les calculs sont résumés dans le tableau et les graphes suivants :

Tableau 2.6 : Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensités

T	**10** ans		20 ans		50 ans		100 ans	
t (h)	**P_t (mm)**	**i_t (mm/h)**	**P_t (mm)**	**i_t (mm/h)**	**P_t (mm)**	**i_t (mm/h)**	**P_t (mm)**	**i_t (mm/h)**
0.1	11,67	116,7	14,11	141,1	17,48	174,8	20,16	201,6
0.2	15,29	76,45	18,49	92,45	22,91	114,55	26,42	132,1
0.25	**16,68**	**66,72**	20,17	80,68	24,99	99,96	28,82	115,28
0.5	21,86	43,72	26,43	52,86	32,75	65,5	37,76	75,52
0.75	25,60	34,13	30,95	41,27	38,36	51,15	43,23	57,64
1	28,64	28,64	34,63	34,63	42,91	42,91	49,48	49,48
2	37,53	18,76	45,38	22,69	56,23	28,11	64,84	32,42
3	43,96	14,64	53,15	17,72	65,86	21,95	75,95	25,32
4	49,18	12,29	59,46	14,87	73,68	18,42	84,97	21,24
5	53,65	10,73	64,87	12,97	80,38	16,08	92,70	18,54
6	57,60	9,60	69,65	11,61	86,31	14,38	99,53	16,59
8	64,44	8,06	77,92	9,74	96,55	12,07	111,34	13,92
10	70,30	7,03	85,01	8,50	105,33	10,53	121,47	12,15

12	75,48	6,29	91,27	7,61	113,10	9,42	130,42	10,87
14	80,16	5,73	96,93	6,92	120,10	8,58	138,50	9,89
16	84,44	5,28	102,11	6,38	126,52	7,91	145,90	9,12
20	92,12	4,61	111,39	5,57	138,03	6,90	159,17	7,96
24	98,91	4,12	119,60	4,98	148,20	6,18	170,90	7,12

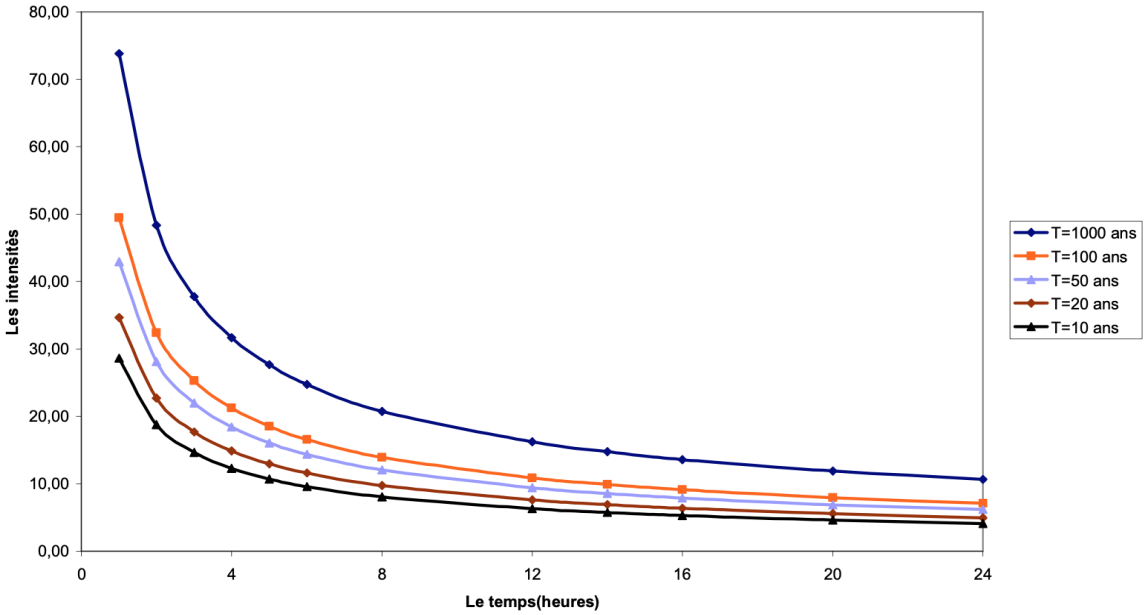


Figure 2.3 : Courbes Intensité-Durée-Fréquence

V. Intensité moyenne maximale :

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

D'après les courbes IDF, On a :

$$i_{15min,10\%} = 29{,}32\ mm/h$$

$$i_{15min,10\%} = \frac{29{,}32 \times 10000}{3600} = 81{,}44 \text{ L/s/ha}$$

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

VI. Conclusion :

L'étude des précipitations maximales journalières permet de déterminer l'intensité moyenne maximale : c'est le résultat obtenu en ajustant une série de précipitations à une distribution log-normale et des calculs de précipitations à court terme.

I = 81,44 L/s/ha.

CHAPITRE 3

Calcul de base

I. Introduction :

L'assainissement a pour objectif d'évacuer les eaux usées de différentes sources en dehors de l'agglomération. Dans ce cas, l'ingénieur est obligé de passer par certaines étapes préliminaires, dont les calculs de base en font partie ; afin de mieux estimer le débit à évacuer par la suite.

Cette étape incontournable comprend :

- Nombre estimé d'habitants.
- Divisez le site en surfaces élémentaires et déterminez le coefficient de ruissellement.
- Sélection du système et schéma du réseau d'assainissement.

II. Situation démographique :

En hydraulique urbaine, les ingénieurs doivent prévoir dès la conception le nombre de personnes qui seront desservies pendant le cycle de vie de l'ouvrage projeté pour répondre aux besoins de ce groupe de personnes.

La commune de TAFRAOUI est peuplée avec 8413 habitants, avec un taux de croissance démographique de 1,25 %.

Dans notre cas, nous allons étudier l'évolution de la population à l'horizon de 30 ans qui est donnée par la relation suivante :

$$Pn = P0\,(1 + T)^n$$

Avec :

Pn : Population à l'horizon de calcul.

P0 : Population de référence.

T : Taux de croissance de la population considérée

n : Ecart d'années entre les deux horizons

$$P_{2050} = 8413 \times (1 + 1{,}25\%)^{30} = \mathbf{12\,200\ habitants}$$

III. Découpage du site en surfaces élémentaires :

Pour faire le découpage d'un site en sous-bassins élémentaires, il faut prendre en considération:

- 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.

En se basant sur le plan de masse, nous avons opté pour un découpage de la zone à étudier suivant la nature du sol et la densité des habitants Nous avons conclu cinq (05) surfaces à drainer.

IV. Les différents systèmes d'assainissement :

Le réseau d'assainissement, quelle que soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine ou industrielle permet d'évacuer :

- Les eaux pluviales, en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées d'origine domestique (eaux-vannes, ménagères,…), les eaux usées provenant des industries et celles des services publics.
- Et dans certains cas, les eaux parasites claires ou de drainage.

Plusieurs systèmes d'évacuation des eaux résiduaires et des eaux de pluie sont susceptibles d'être mis en service, on peut citer les suivants :

IV.1. Le système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau. Ce dernier est généralement pourvu de déversoir permettant, en cas d'orage, le rejet direct d'une partie des eaux dans le milieu naturel. Ce système est intéressant pour sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

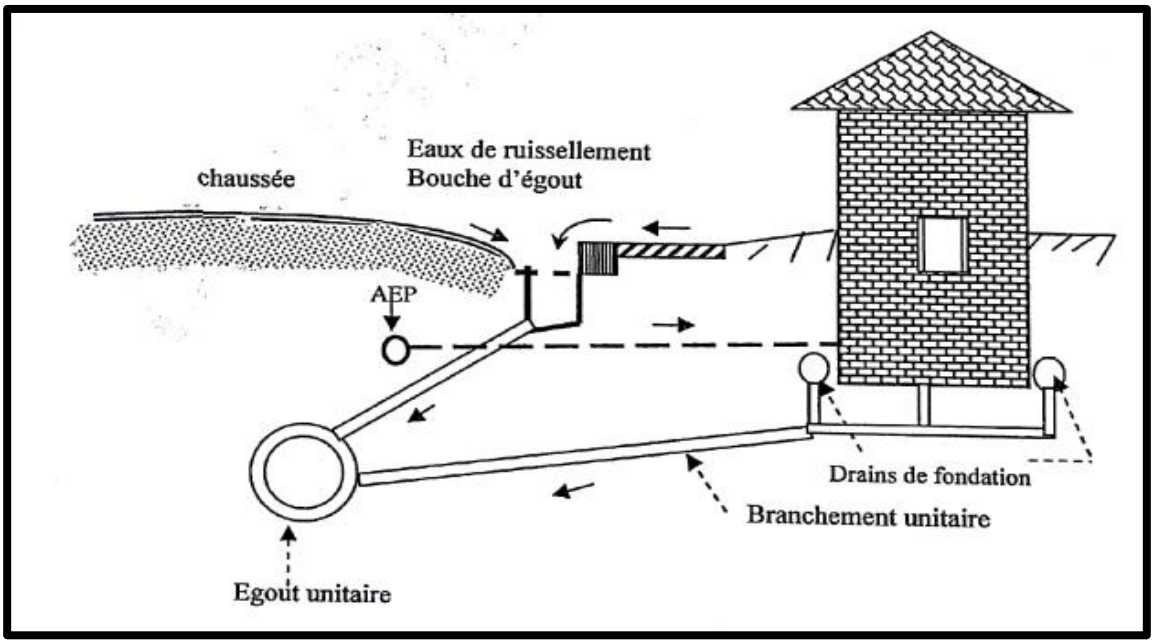


Figure 3.1 : Système unitaire Source (Polycopies de l'assainissement, B.SALAH ENSH 2014)

❖ **Domaine d'utilisation privilégié :**

- Milieu récepteur éloigné des points de collecte.
- Topographie à faible relief.
- Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune.
- Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.

❖ **Avantages :**

- Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.
- Encombrement réduit du sous-sol.
- A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).
- Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.
- Pas de risque d'inversion de branchement.

❖ **Inconvénients :**

- Débit à la station d'épuration très variable.
- Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales.
- Apport de sable important à la station d'épuration.
- Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.
- Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange eaux usées - Eaux pluviales au droit des déversoirs d'orage.

❖ **Contraintes d'exploitation :**

- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage.
- Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

IV.2. Le système séparatif :

Deux réseaux indépendants sont mis en place :

- **Réseau de canalisations d'eau de pluie** : conçu pour évacuer les eaux de pluie, c'est-à-dire les gouttes de pluie. Il draine l'eau dans le ruisseau le plus proche le long de la ligne de pente maximale et augmente le débit. Son tracé dépend de l'emplacement de la zone produisant le ruissellement
- **Réseau de canalisations d'eaux usées :** utilisé pour évacuer les eaux usées domestiques, publiques et industrielles vers une station d'épuration avec une pente d'écoulement d'eau suffisante. L'implantation du réseau d'égouts dépend de la localisation des différentes entités à rejeter.

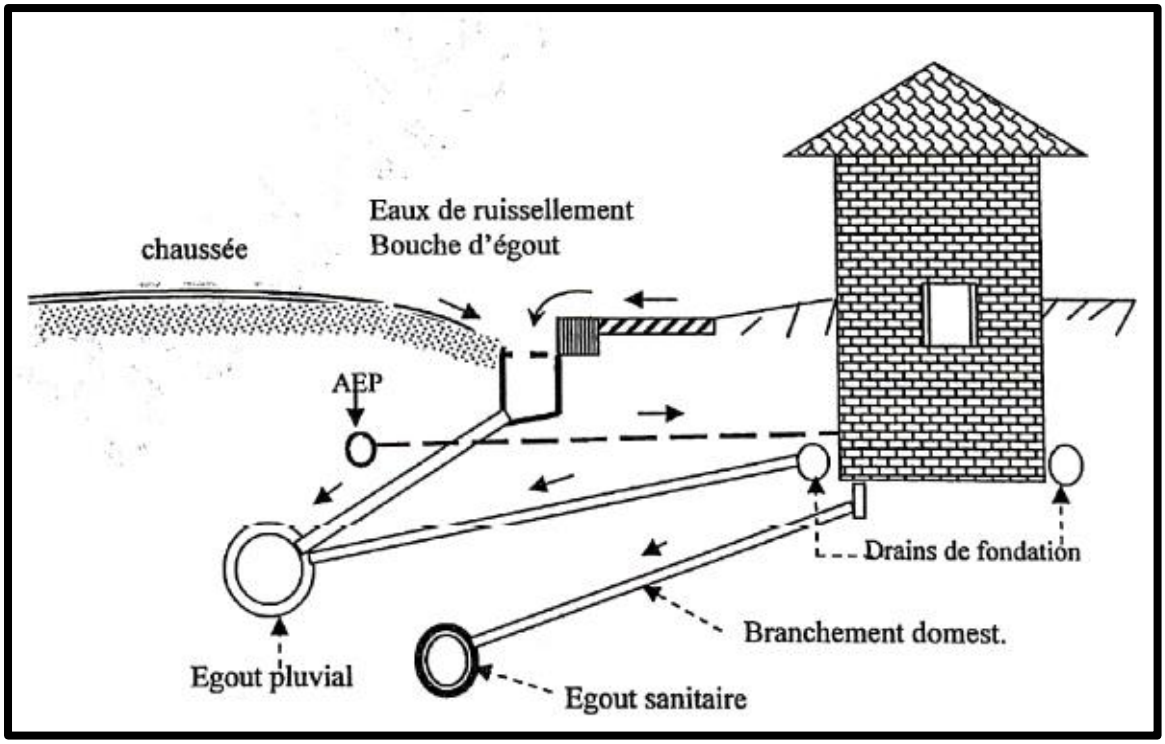


Figure 3.2 : Système séparatif Source (Polycopies de l'assainissement, B.SALAH ENSH, 2014)

❖ **Domaines d'utilisation privilégié :**

- Petites et moyennes agglomérations.
- Extension des villes.
- Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.

❖ **Avantages :**

- Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées.
- Exploitation plus facile de la station d'épuration.
- Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants.
- Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents, â€¦)

❖ **Inconvénients :**

- Encombrement important du sous-sol.
- Coût d'investissement élevé.
- Risque important d'erreur de branchement.

❖ **Contraintes d'exploitation :**

- Surveillance accrue des branchements.
- Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales).
- Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs).

- Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables.
- Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites…).

IV.3. Le système pseudo-séparatif :

Le système est basé sur la collecte des eaux usées dans les réseaux publics, où une petite partie des eaux de pluie provient généralement des toitures et des espaces privés. L'autre partie de l'eau de pluie passe par la gouttière et la structure d'eau de pluie dans un autre réseau.

Il est équivalent au système séparatif et présente au moins un inconvénient : du fait de l'apport des eaux de pluie, c'est le risque de défaillance de la station d'épuration.

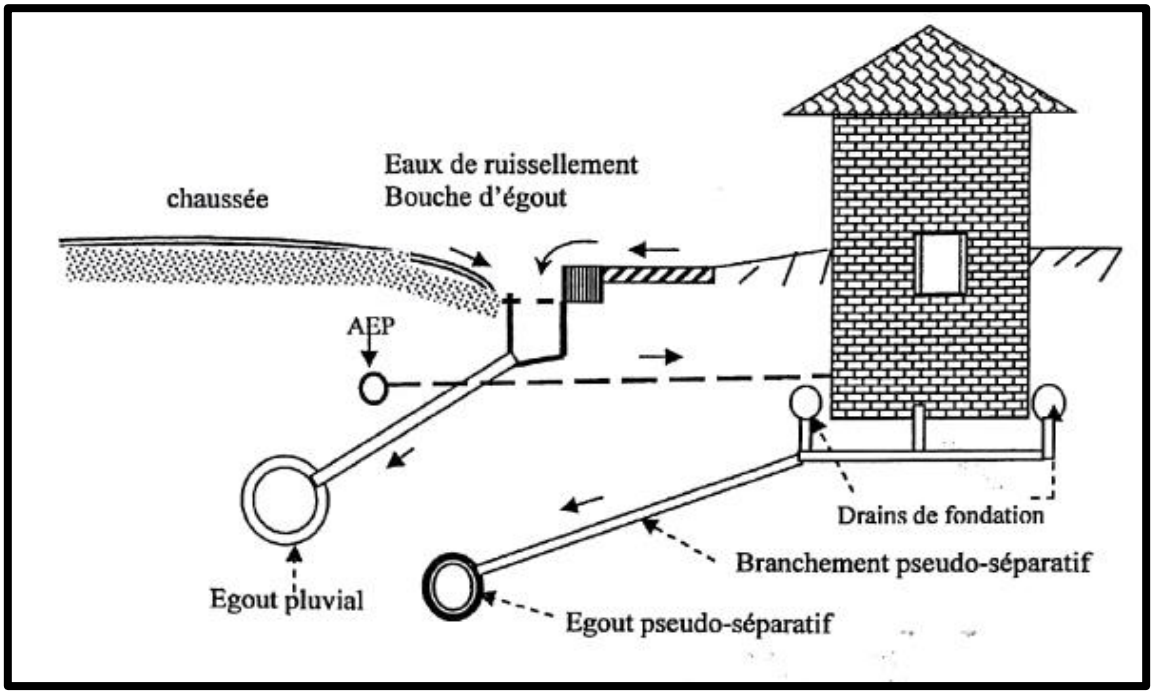


Figure 3.3 : Système pseudo séparatif Source (Polycopies de l'assainissement, B.SALAH, ENSH 2014)

IV.4. Système mixte :

Dans ce type, une partie de la zone est épurée par un seul réseau, et une autre partie est épurée par un système séparé. Il convient aux villes où le réseau cellulaire est ancien et la vitesse d'expansion ne peut pas être prise en charge par l'ancien réseau.

IV.5. Système autonome :

C'est un système personnel qui n'est pas connecté au réseau public (pas de santé collective). Ce système est utilisé dans les sites ruraux à faible densité résidentielle (zones isolées et entités individuelles), ce qui rend la mise en place de réseaux publics très coûteuse.

IV.6. Système composite :

C'est une variante du système séparatif, il utilise différentes dispositions pour transférer les eaux les plus polluées du réseau de canalisations d'eaux pluviales vers le réseau de canalisations d'eaux usées en vue de leur épuration.

IV.7. Le choix du système d'assainissement :

Pour choisir un système d'assainissement, il faut prendre en considération :

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

Pour ce projet on a opté pour le **système unitaire,** vu l'encombrement du sous-sol faible et les quartiers étroits.

V. Les différents schémas d'assainissement :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent généralement, en écoulement gravitaire sauf dans des cas particuliers.

On distingue cinq (05) schémas différents :

V.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.

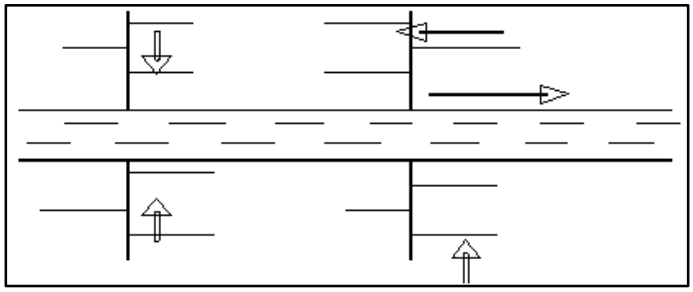


Figure 3.4 : Schéma perpendiculaire

V.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.

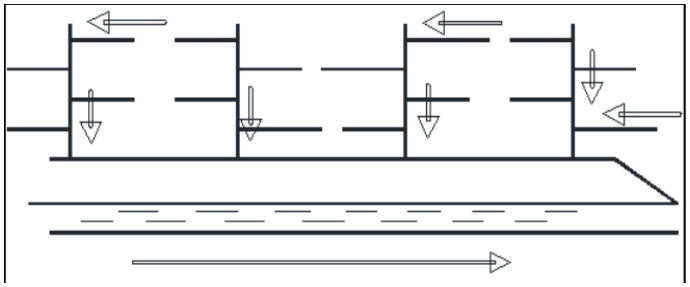


Figure 3.5 : Schéma par déplacement latéral

V.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.

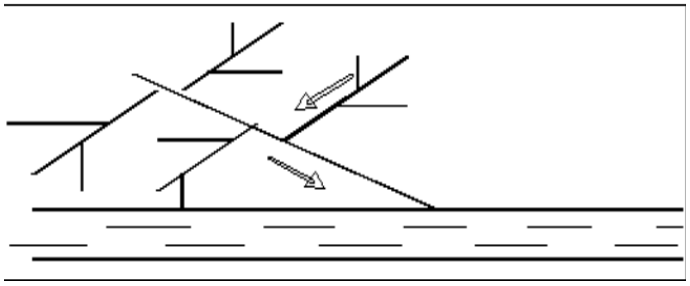


Figure 3.6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

V.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.

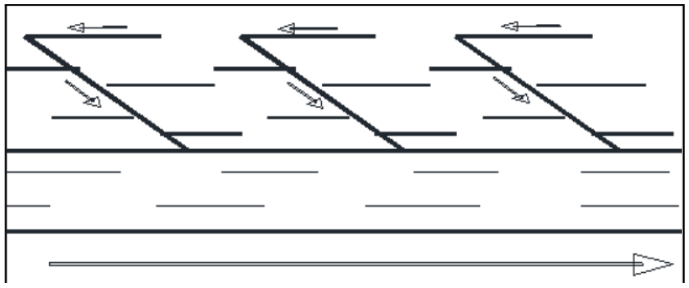


Figure 3.7 : Schéma par zones étagées

V.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).

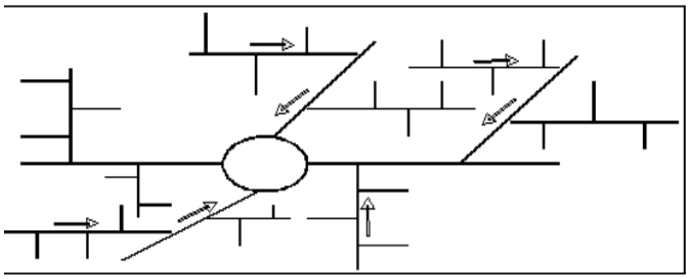


Figure 3.8 : Schéma radial

V.6. Le choix du schéma d'évacuation :

Pour choisir un schéma du réseau d'évacuation à prendre en considération, dépend de plusieurs paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, 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 latéral.

VI. Le coefficient de ruissellement :

VI.1. Méthodes de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » d'une surface donnée est défini comme étant le rapport entre le volume d'eau ruisselé et le volume tombé sur le bassin considéré, il a un rôle

prépondérant dans l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

La valeur du coefficient de ruissellement dépend de plusieurs paramètres :

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

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

❖ **En fonction du type d'occupation du sol :**

Tableau 3.1 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction du type d'occupation du sol

Type d'occupation du sol		**C_r**
Commercial		0.70 – 0.95
Résidentiel	Lotissement	0.3 – 0.5
	Collectifs	0.5 – 075
	Habitat dispersé	0.25 – 0.4
Industriel		0.5 – 0.8
Parcs et jardins public		0.05 – 0.25
Terrains de sport		0.1 – 0.3
Terrains vagues		0.05 – 0.15
Terres agricoles	Drainées	0.05 – 0.13
	Non drainées	0.03 – 0.07

Source : Satin *et al.* (2006)

❖ **En fonction de la catégorie d'urbanisation :**

Tableau 3.2 : Valeurs du 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, 2014)

❖ **En fonction de la nature de la surface :**

Tableau 3.3 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

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

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH, 2014)

❖ **En fonction de la densité de population :**

Tableau 3.4 : Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de la population (habitant/ha)	Coefficient de ruissellement (Cr)
20	0.23
30 – 80	0.20 – 0.27
60 – 150	0.25 – 0.34
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.60 – 0.62
300 – 400	0.60 – 0.80
400 – 600	0.70 – 0.90

Source (Polycopiée des eaux usées et pluviale, B.SALAH, 2014)

❖ **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, 2014)

Pour notre étude on a utilisé le tableau 3-1 pour tous les sous bassins.

VI.2. Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin :

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

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau 3.5 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° SB	Surface : A (Ha)	Cr
01	9,84	0,65
02	7,65	0,50
03	8,4	0,8

04	8,96	0,76
05	9,07	0,58

VI.3. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

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

$$C_{rp} = \frac{\sum \quad C_{ri} \times A_i}{A} \qquad \textbf{(3.1)}$$

Avec :

✓ C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

✓ C_{ri} : Coefficient de ruissellement partiel.

✓ A_i : Surface du sous bassin en (ha).

✓ A : Surface totale en (ha).

Application numérique **:** $C_{rp} = \frac{30,1}{43,92} = \mathbf{0,69}$

VI.4. Calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{C_{ri} \times P}{C_{rp} \times A} \qquad \textbf{(3.2)}$$

Avec :

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

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

✓ C_{rp} **:** Coefficient de ruissellement pondéré total.

✓ P : Population globale à l'horizon de calcul.

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

VI.5. Calcul de la population pour chaque sous bassin :

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

$$P_i = D_i \times A_i \qquad \textbf{(3.3)}$$

Avec :

✓ P_i **:** Population partielle du sous bassin considéré.

✓ A_i: Surface partielle du sous bassin considéré (ha).

Les résultats de calcul du coefficient de ruissellement et nombre d'habitants de chaque sous bassins sont portés dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : Nombre d'habitants pour chaque sous bassin

N° SB	Ai (ha)	Cri	Cri*Ai	Di	Pi
1	9,84	0,65	6,40	447	4398
2	7,65	0,5	3,83	344	2632
3	8,4	0,8	6,72	550	4620
4	8,96	0,76	6,81	522	4677
5	9,07	0,58	5,26	399	3619
Total	43,92			2261	19946

VII. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons déterminé les paramètres de base pour une bonne estimation des débits d'évacuation afin de permettre un calcul hydraulique adéquat pour notre agglomération :

- Le système adopté est le système unitaire avec un schéma par déplacement latéral.
- La détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin, ainsi que le nombre d'habitants.

CHAPITRE 4

Estimation des débits à évacuer

I. Introduction :

Le réseau d'assainissement est nécessaire pour assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées de différentes sources. Par conséquent, avant de commencer à déterminer le dimensionnement du réseau, on doit passer par l'étape d'évaluation du débit des eaux usées et pluviales. L'objectif principal de l'évaluation du débit des eaux usées est de comprendre la quantité et la qualité des liquides rejetés par les habitations et les activités. Ces émissions sont collectées d'une agglomération à l'autre en raison de la profession exercée, et doivent être évacuées le plus rapidement possible de la manière la plus sûre pour éviter toute pollution pour l'homme ou pollution de l'environnement, il est donc utile d'évaluer la quantité à traiter.

II. Origine et nature des eaux à évacuer :

II.1. Les 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.

II.1.1. Les eaux usées domestiques :

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations 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 leur degré de confort.
- Conditions climatiques.

II.1.2. Les eaux usées des services publiques :

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publiques : 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.

II.1.3. 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 corrosifs (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).

II.1.4. 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 déboités 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 de 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. Les eaux pluviales :

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

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

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

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

III. 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.

III.1. Débits des eaux usées domestiques :

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

III.1.1. 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 :

$$Q_{moy,j}^{dom} = \frac{K_r \times D \times N_{hab}}{86400} \qquad \textbf{(4.1)}$$

Avec :

- $Q_{moy,j}^{dom}$: 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).

III.1.2. 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 :

$$Q_p^{dom} = K_p \times Q_{moy,j}^{dom} \qquad \textbf{(4.2)}$$

Avec :

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

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{dom}}} \quad \text{si :} \quad Q_{moy,j}^{dom} \geq 2.81\ L/s \qquad \textbf{(4.3)}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si :} \quad Q_{moy,j}^{dom} < 2.81\ L/s \qquad \textbf{(4.4)}$$

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

Tableau 4.1 : Débits des eaux usées domestiques pour chaque sous bassin

Evaluation des eaux usées domestiques							
N° SB	**N (hab)**	**Kr**	**D (l/j/hab)**	**Qmoy,j (l/s)**	**Kp**	**Qpte (l/s)**	**Qpte (m3/s)**
1	400	0,8	150	0,56	3	1,67	0,0017
2	950	0,8	150	1,32	3,00	3,96	0,0040
4	700	0,8	150	0,97	3,00	2,92	0,0029

III.2. Débits des eaux usées des établissements publics :

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

III.2.1. Débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy,j}^{éq} = \frac{K_r \times D_{éq} \times N_u}{86400} \quad \textbf{(4.5)}$$

Avec :

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

III.2.2. Débit de pointe :

On est appelé à déterminer le débit de pointe des eaux usées des équipements publics. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_p^{éq} = K_p \times Q_{moy,j}^{éq} \quad \textbf{(4.6)}$$

Avec :

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

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}^{éq}}} \quad \text{si :} \quad Q_{moy,j}^{éq} \geq 2.81\ L/s \quad \textbf{(4.7)}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si :} \quad Q_{moy,j}^{éq} < 2.81\ L/s \quad \textbf{(4.8)}$$

❖ Les débits des eaux usées des équipements publiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 : Débits des eaux usées des équipements publiques pour chaque sous bassin

Evaluation des eaux usées des équipements publiques									
N° SB	**Equipement**	**Unité de mesure**	**Nu**	**Déq (l/j/unité)**	**Kr**	**Qmoy,j (l/s)**	**Kp**	**Qpte (l/s)**	**Qpte (m3/s)**
1	Ecole	Elève	350	30	0,8	0,097	3	0,29	0,00029
2	mosquée	Fidèle	500	10	0,8	0,046	3	0,14	0,00014
	polyclinique	patient	800	80	0,8	0,593	3	1,78	0,00178
	Crèche	Enfant	50	25	0,8	0,012	3	0,03	0,00003

Tableau 4.3 : Evaluation des débits d'infiltration pour chaque sous bassin

N° SB	Surface (Ai)	K (l/s/ha)	Qparasite (L/s)
1	9,84	0,15	1,48
2	7,65	0,15	1,15
3	8,4	0,15	1,26
4	8,96	0,15	1,34
5	9,07	0,15	1,36

Avec :

- Ai : surface des sous bassins
- Qparasite : Débits parasite
- K : débit d'eau parasite par unité de surface compris entre 0.05 et 0.15 l/s/ha

Dans notre cas, on prend K = 0.15 l/s/ha.

III.3. Débit des eaux usées industrielles :

Notre zone industrielle est en cours de création, d'après l'instruction technique préconise la prise en compte d'un débit de 30 à 60 m³/j/ha suivant le caractère de la zone industrielle concernée.

III.4. Débits totaux des eaux usées à évacuer :

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

❖ Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 4.4 : Débits totaux des eaux usées pour chaque sous bassin

Débits totaux à évacuer							
N° SB	**A (ha)**	**Qdom,moy,j**	**Qpte dom**	**Qéq (l/s)**	**Qparasite (l/s)**	**QeuT (l/s)**	**QeuT (m3/s)**
1	9,84	0,56	1,67	0,29	1,48	3,44	0,0034
2	7,65	1,32	3,96	1,95	1,15	7,06	0,0071
3	8,4	-	0,52	0,0	1,26	1,78	0,0018
4	8,96	0,97	2,92	0	1,34	4,26	0,0043
5	9,07	-	0,69	0	1,36	2,05	0,0021
Total							0,0558

IV. Estimation des débits des eaux pluviales :

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

Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselée intéresse le dimensionnement d'un ouvrage appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

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

- La méthode rationnelle.
- La méthode superficielle.

IV.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 épicentre 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 :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \qquad \textbf{(4.9)}$$

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.

IV.1.1. Coefficient réducteur de l'intensité :

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

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

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

$$\alpha = 1 - 0.006 \times \sqrt{\frac{d}{2}} \qquad \textbf{(4.10)}$$

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

$$\alpha = 1 - 0.005 \times \sqrt{\frac{d}{2}} \qquad \textbf{(4.11)}$$

Avec :

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

IV.1.2. Validité de la méthode rationnelle :

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

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

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

IV.1.3. 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.

IV.1.4. Temps de concentration :

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

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

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

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \qquad \textbf{(4.12)}$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

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

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

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad \textbf{(4.13)}$$

Avec :

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

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

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
- Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}}\right]^{0.77} \quad \textbf{(4.14)}$$

Avec :

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

- Pour notre zone d'étude, il s'agit d'une agglomération urbanisée qui doit comporter des canalisations, Alors le temps de concentration sera donné par la relation suivante :

$$t_c = t_1 + t_2.$$

IV.1.5. Critique de la méthode rationnelle :

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

IV.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 :

$$Q_p = K^{\frac{1}{u}} \times C_r{}^{\frac{1}{u}} \times I^{\frac{v}{u}} \times A^{\frac{w}{u}} \quad \textbf{(4.15)}$$

Avec :

- $Q_p(f)$: le débit pluvial de pointe de fréquence de dépassement « F » ; en (m^3/s).
- C_r : c'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 :

$$K = \frac{a \times \mu}{6 \times (\beta + \delta)} \quad \textbf{(4.16)}$$

$$u = 1 - b \times f \quad \textbf{(4.17)}$$

$$v = c \times b \quad \textbf{(4.18)}$$

$$w = 1 - \varepsilon + d \times b \quad \textbf{(4.19)}$$

IV.2.1. Evaluation 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 :**

- $\beta + \delta = 1.1$: représente l'effet de stockage et d'écrêtement, 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 :

$$\mu = 0.28 \times M^{0.84} \quad \textbf{(4.20)}$$

Où :

$$M = \frac{L}{\sqrt{S_c}} \quad \textbf{(4.21)}$$

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 :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{0.7 \times b} \qquad \textbf{(4.22)}$$

❖ **Temps de concentration :**

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

$$t_c = 0.28 \times M^{0.84} \times I^{-0.41} \times A^{0.51} \times Q_p^{-0.29} \qquad \textbf{(4.23)}$$

Avec :

- t_c (min) ; I (m/m) ; A (ha) ; Q_p (m^3/s)

IV.2.2. 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 : $M > 0.8$

IV.2.3. 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 superficiel 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 4.5 : Formules d'assemblage des bassins versants dans la méthode de Caquot

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

Avec :

- $A_{éq}$, $C_{éq}$, $I_{éq}$, $M_{éq}$: 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.
- $L(t_{c,max})$: cheminement hydraulique le plus long du sous bassin ayant le temps de concentration le plus long.
- Pour calculer le coefficient d'allongement « $M_{éq}$ » qui est sans unité, les longueurs « L_i ; $L(t_{c,max})$ » et les surfaces « A_i » doivent être exprimés en des unités similaires (par exemple : m et m²).

IV.2.4. 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 : $Q_p = Max\ (Q_i)$.

● 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 : $Q_p = \sum Q_i$.

IV.3. Choix de la méthode :

Pour l'évaluation des eaux pluviales et selon les limitations et les critiques de chacune de ces méthodes, on opte pour la méthode rationnelle, car les conditions de validité de celle-ci sont respectées sur tous les sous bassins en se basant sur le fait que les sous bassins ont des surfaces assez faibles et que le coefficient de ruissellement est bien estimé.

IV.4. 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 4.6 : Débits totaux des eaux pluviales à évacuer

Evaluation des eaux pluviales						
N SB	A (ha)	Cr	α	i (l/s/ha)	Qpluv (l/s)	Qpluv (m3/s)
1	9,84	0,65	1	81,44	520,89	0,52
2	7,65	0,5	1	81,44	311,51	0,31
3	8,4	0,8	1	81,44	547,28	0,55
4	8,96	0,76	1	81,44	554,57	0,55
5	9,07	0,58	1	81,44	428,42	0,43

Tableau 4.7 : Débits totaux des eaux pluviales et usées

Calcul des débits totaux					
N SB	A(ha)	Qpluv (l/s)	Qtpte (l/s)	QT (l/s	QT (m3/s)
1	9,84	520,89	3,44	524,33	0,52
2	7,65	311,51	7,06	318,57	0,32
3	8,4	547,28	1,78	549,06	0,55
4	8,96	554,57	4,26	558,83	0,56
5	9,07	428,42	2,05	430,47	0,43

V. Conclusion :

Dans ce chapitre, la quantité d'eau à rejeter a été estimée et évaluée. Ces débits incluent les eaux usées et les eaux pluviales. A partir de la valeur du débit obtenue, on constate que le débit d'eaux usées (ménagères et publiques) ne représente qu'une petite partie du débit pluviométrique. Cette étape est une étape importante pour entamer le chapitre suivant : calculs hydrauliques et dimensionnement des canalisations.

CHAPITRE 5

Dimensionnement du réseau d’assainissement

I. Introduction :

Une fois que les débits des eaux à évacuer sont déterminés, on passe au calcul hydraulique du système d'assainissement qui consiste à dimensionner les ouvrages (collecteurs et regards) de ce système unitaire.

Ce calcul hydraulique doit respecter certaines normes d'écoulement et conditions d'implantation des réseaux d'assainissement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire les conditions de résistance mécanique aux charges extérieures, tout en définissant le meilleur tracé possible.

II. Principe de conception d'un système d'assainissement :

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

● **Les collecteurs :** doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, …).
- Pentes.

● **Les regards :** de différents types (de visite, de jonction, …). Ils sont également définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Côtes.

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

Avant de procéder au calcul hydraulique d'un réseau d'assainissement, 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 « Q_{ps} » ; bien qu'en réalité, et dans la plupart du temps, elles ne débitent pas cette quantité.

III. Mode de dimensionnement des canalisations :

III.1. Base de calcul :

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

$$Q = v \times S_m \quad \textbf{(5.1)}$$

Avec :

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

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

$$v = C \times \sqrt{R_h \times I} \quad \textbf{(5.2)}$$

Avec :

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

$$R_h = \frac{S_m}{P_m} \quad \textbf{(5.3)}$$

Où :

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

III.2. Formule de Manning-Strickler :

Le coefficient de Chézy est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{1/6} \quad \textbf{(5.4)}$$

Avec :

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

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

$$v = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \quad \textbf{(5.5)}$$

Et le débit capable de l'ouvrage :

$$Q = K \times R_h^{2/3} \times I^{1/2} \times S_m \quad \textbf{(5.6)}$$

❖ **Procédé de calcul :**

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

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left[\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad \textbf{(5.7)}$$

Avec :

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

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

4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de la relation (V.5) :

Pour un rayon hydraulique $R_h = \frac{D_n}{4}$; on a :

$$v_{ps} = K \times \left(\frac{D_N}{4}\right)^{2/3} \times I^{1/2} \quad \textbf{(5.8)}$$

Avec :

- v_{ps} (m/s) ; D_N (m) ; I (m/m)

5- Le débit à pleine section :

$$Q_{ps} = v_{ps} \times \frac{\pi \times D_N^2}{4} \quad \textbf{(5.9)}$$

Avec :

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

6- Le rapport des débits :

$$r_Q = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad \textbf{(5.10)}$$

7- Déterminer les vitesses réelles par :

$$v = r_v \times v_{ps} \quad \textbf{(5.11)}$$

Avec :

- r_v : rapport des vitesses, données comme suit :

$$r_v = -25.63 \times r_Q^6 + 93.647 \times r_Q^5 - 134.25 \times r_Q^4 + 95{,}24. r_Q^3 - 35.151 \times r_Q^2 + 7.0395 \times r_Q + 0.2263 \quad \textbf{(5.12)}$$

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N \quad \textbf{(5.13)}$$

Avec :

- r_H : rapport des hauteurs, données comme suit :

$$r_H = -11.423 \times r_Q^6 + 40.641 \times r_Q^5 - 55.497 \times r_Q^4 + 37.115 \times r_Q^3 - 12.857 \times r_Q^2 + 2.8373 \times r_Q + 0.0359 \quad \textbf{(5.14)}$$

III.3. Formule de Bazin :

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

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad \textbf{(5.15)}$$

Où :

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

III.3.1. Réseau en système séparatif :

Au niveau d'une canalisation il se forme une pellicule grasse sur les parois, ce qui améliore les conditions d'écoulement, donc le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris $= 0.25$. Suivant cette base, le coefficient de Chézy a été, approximativement, représenté par l'expression suivante :

$$C = 70 \times R_h^{\frac{1}{6}} \quad \textbf{(5.16)}$$

Alors, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés, respectivement, comme suit :

$$v = 70 \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad \textbf{(V.17)}$$

$$Q = 70 \times R_h^{\frac{2}{3}} \times I^{\frac{1}{2}} \times S_m \quad \textbf{(V.18)}$$

III.3.2. Réseau des eaux pluviales en système séparatif :

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Ainsi, le coefficient relatif à la relation de Bazin a été pris $\gamma = 0.46$; le coefficient de Chézy a été, approximativement, représenté par l'expression suivante :

$$C = 60 \times R_h^{\frac{1}{4}} \quad \textbf{(V.19)}$$

Alors, la vitesse d'écoulement et le débit capable de l'ouvrage sont représentés, respectivement, comme suit :

$$v = 60 \times R_h^{\frac{3}{4}} \times I^{\frac{1}{2}} \quad \textbf{(V.20)}$$

$$Q = 60 \times R_h^{\frac{3}{4}} \times I^{\frac{1}{2}} \times S_m \quad \textbf{(V.21)}$$

III.3.3. Les abaques de Bazin :

❖ **Procédé de calcul :**

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

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

2- D'après l'abaque (3-a) ou (3-b) :

En connaissant le rapport des débits « r_Q », on peut tirer le rapport des vitesses « r_v » et le rapport des hauteurs « r_H » ; d'où on peut déterminer la vitesse d'écoulement « v » et la hauteur de remplissage « H » par les relations (V.11) et (V.13).

IV. Conditions d'autocurage :

IV.1. Réseaux des eaux usées :

Dans le cas des réseaux d'eaux usées en système séparatif, il faut prendre en compte la condition que :

- A pleine ou à demi-section : un tuyau circulaire doit assurer une vitesse d'écoulement de 0.7 m/s (ou à l'extrême rigueur 0.5 m/s). Dans ce cas, le rapport des vitesses est presque égal à 1 donc on vérifiera que la vitesse à pleine section est supérieure ou égale à 0.7 m/s.

$$r_H = 0.5 \; ou \; 1 \Rightarrow r_v = \frac{v}{v_{ps}} \approx 1 \Rightarrow v_{ps} = v = 0.7 \; m/s$$

Remarque :

En pratique, on pourra considérer que l'autocurage est respecté si $v > 0.3\ m/s$ pour éviter le dépôt des vases organiques et fermentescibles.

IV.2. Réseaux pluviaux :

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

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

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

Ces limites sont respectées avec :

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

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

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

V. Normes d'écoulement et d'implantation :

V.1. Canalisations des eaux usées :

- Les canalisations des eaux usées sont généralement circulaires.
- Le diamètre minimal est fixé à 200 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- A l'amont, les conditions d'autocurage sont difficiles à réaliser (débit faible), donc la pente minimale doit être de 0.4 à 0.5 %. A l'aval, elle doit être de 0.2 à 0.3 %.
- La couverture minimale de la canalisation est de 80 cm ; en dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Bien qu'elle dépende du matériau de la canalisation, il est préférable que la vitesse à pleine section ne dépasse pas l'ordre de 4 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux ; la limite correspondante a été tracée sur l'abaque. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

V.2. Canalisations des eaux pluviales :

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

VI. Résultats du dimensionnement :

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

Tronçon	Matériaux	L(m)	Pente (%)	Q (m^3/S)	Dcal(mm)	Dnor(mm)	Qps(m^3/s)	Rq	Rv	Rh	H(mm)	Vps(m/s)	VREEL(m/s)	Vauto
R1-R2	PEHD	25,70	2	0,02	119,73	315	0,152	0,101	0,720	0,224	70,646	1,949	1,403	0,462
R2-R3	PEHD	22,08	2	0,01	151,07	315	0,152	0,188	0,650	0,301	94,864	1,949	1,267	0,462
R3-R4	PEHD	44,70	2	0,03	193,52	315	0,152	0,364	0,560	0,414	130,362	1,949	1,091	0,462
R4-R5	PEHD	23,66	2,5	0,01	202,14	315	0,170	0,409	0,790	0,443	139,650	2,179	1,721	0,519
R5-R6	PEHD	54,53	2,5	0,03	152,24	315	0,170	0,192	0,797	0,304	95,721	2,179	1,736	0,519
R6-R7	PEHD	28,97	3	0,02	172,62	315	0,186	0,268	0,670	0,353	111,199	2,387	1,599	0,571
R7-R8	PEHD	32,53	3	0,02	195,28	315	0,186	0,373	0,580	0,420	132,192	2,387	1,384	0,571
R8-R16	PEHD	34,37	4	0,02	117,24	315	0,215	0,096	0,651	0,218	68,582	2,756	1,793	0,665

R16-R17	PEHD	46,17	2	0,03	183,74	315	0,152	0,317	0,610	0,384	120,820	1,949	1,189	0,462
R17-R18	PEHD	35,58	2	0,02	210,77	315	0,152	0,457	0,760	0,475	149,607	1,949	1,481	0,462
R18-R19	PEHD	24,24	4	0,01	198,71	315	0,215	0,390	0,580	0,431	135,864	2,756	1,598	0,665
R19-R20	PEHD	27,85	4	0,02	212,67	315	0,215	0,468	0,760	0,482	151,870	2,756	2,094	0,665
R20-R21	PEHD	42,32	4	0,03	231,34	315	0,215	0,585	0,830	0,553	174,320	2,756	2,287	0,665
R21-R22	PEHD	33,59	4	0,02	244,55	315	0,215	0,730	0,820	0,630	198,547	2,756	2,260	0,665
R22-R136	PEHD	23,59	2,8	0,01	270,67	315	0,180	0,430	0,550	0,457	144,112	2,306	1,268	0,551
R136-R135	PEHD	33,52	4	0,02	264,61	315	0,215	0,230	0,825	0,329	103,662	2,756	2,275	0,665
R135-R134	PEHD	37,33	6,2	0,02	111,39	315	0,267	0,083	0,618	0,202	63,656	3,431	2,120	0,840
R134-R133	PEHD	35,45	4	0,02	155,34	315	0,215	0,202	0,806	0,311	97,992	2,756	2,220	0,665
R133-R132	PEHD	39,54	4	0,02	182,79	315	0,215	0,120	0,704	0,245	77,124	2,756	1,940	0,665
R132-R131	PEHD	27,72	1,5	0,02	238,64	315	0,132	0,180	0,786	0,296	93,093	1,688	1,326	0,397
R131-R130	PEHD	46,56	1	0,03	286,75	315	0,107	0,250	0,838	0,342	107,635	1,378	1,155	0,322
R22-R137	PEHD	75	4,0	0,03	139,29	315	0,215	0,151	0,753	0,273	86,133	2,756	2,076	0,665
R137-**R138**	PEHD	77	3,0	0,03	191,60	315	0,186	0,150	0,752	0,272	85,786	2,387	1,794	0,571
R138-R139	PEHD	44	6,0	0,02	105,27	315	0,263	0,072	0,582	0,186	58,447	3,375	1,965	0,825
R140-**R141**	PEHD	75	3,0	0,03	174,66	315	0,186	0,277	0,854	0,358	112,884	2,387	2,038	0,571

R141-R142	PEHD	45	5,0	0,02	110,30	315	0,240	0,081	0,612	0,199	62,726	3,081	1,885	0,749
R142-R143	PEHD	64	3,0	0,03	169,14	315	0,186	0,254	0,841	0,344	108,414	2,387	2,006	0,571
R143-R144	PEHD	45	3,0	0,02	192,74	315	0,186	0,260	0,844	0,348	109,604	2,387	2,015	0,571
R24-**R25**	PEHD	27	3,0	0,01	204,61	315	0,186	0,220	0,819	0,323	101,642	2,387	1,954	0,571
R25-**R26**	PEHD	31	4,0	0,01	100,01	315	0,215	0,063	0,550	0,171	53,972	2,756	1,517	0,665
R26-R27	PEHD	22	4,0	0,01	88,46	315	0,215	0,045	0,480	0,141	44,379	2,756	1,324	0,665
R27-**R28**	PEHD	18	4,0	0,01	110,78	315	0,215	0,082	0,614	0,200	63,135	2,756	1,693	0,665
R28-R29	PEHD	27	4,0	0,01	94,44	315	0,215	0,054	0,517	0,156	49,284	2,756	1,424	0,665
R29-R30	PEHD	36	3,0	0,02	137,38	315	0,186	0,146	0,746	0,269	84,685	2,387	1,780	0,571
R30-R31	PEHD	22	6,0	0,01	135,23	315	0,263	0,140	0,737	0,264	83,036	3,375	2,488	0,825
R31-R32	PEHD	17	3,0	0,01	164,78	315	0,186	0,237	0,830	0,333	105,037	2,387	1,981	0,571
R32-R33	PEHD	60	4,0	0,03	185,79	315	0,215	0,130	0,722	0,255	80,202	2,756	1,989	0,665
R42-R43	PEHD	49	4,0	0,02	205,18	315	0,215	0,210	0,811	0,316	99,587	2,756	2,236	0,665
R43-R44	PEHD	24	4,0	0,01	213,68	315	0,215	0,160	0,764	0,280	88,342	2,756	2,106	0,665
R44-R45	PEHD	84	3,0	0,04	252,80	315	0,186	0,220	0,819	0,323	101,642	2,387	1,954	0,571
R45-R46	PEHD	27	2,0	0,01	281,25	315	0,152	0,050	0,501	0,150	47,227	1,949	0,977	0,462
R46-**R47**	PEHD	51	1,5	0,02	312,57	315	0,132	0,140	0,737	0,264	83,081	1,688	1,245	0,397

R47-R48	PEHD	21	3,4	0,01	273,36	315	0,198	0,070	0,576	0,183	57,638	2,541	1,465	0,610
R48-R33	PEHD	24	2,7	0,01	291,56	315	0,176	0,130	0,722	0,255	80,202	2,264	1,634	0,540
R33-R34	PEHD	30	2,0	0,01	351,01	355	0,209	0,330	0,885	0,392	139,171	2,110	1,868	0,508
R34-R35	PEHD	34	3,5	0,01	371,12	400	0,380	0,270	0,850	0,354	141,675	3,023	2,570	0,763
R35-R36	PEHD	23	3,5	0,01	378,91	400	0,380	0,130	0,722	0,255	101,844	3,023	2,181	0,763
R36-R37	PEHD	31	3,5	0,01	388,77	400	0,380	0,200	0,804	0,309	123,792	3,023	2,429	0,763
R37-**R38**	PEHD	28	5,0	0,01	367,14	400	0,454	0,120	0,704	0,245	97,936	3,613	2,543	0,931
R38-R39	PEHD	41	4,0	0,02	433,56	500	0,736	0,270	0,850	0,354	177,093	3,750	3,188	1,036
R39-R40	PEHD	48	5,0	0,02	113,00	315	0,240	0,087	0,627	0,206	65,015	3,081	1,932	0,749
R40-**R145**	PEHD	35	4,0	0,01	75,28	315	0,215	0,029	0,405	0,109	34,321	2,756	1,116	0,665
R145-R146	PEHD	28	2,6	0,01	75,01	315	0,173	0,029	0,403	0,108	34,127	2,226	0,898	0,531
R146-**R147**	PEHD	47	4,0	0,01	100,19	315	0,215	0,063	0,552	0,172	54,126	2,756	1,520	0,665
R147-R148	PEHD	43	4,0	0,01	81,33	315	0,215	0,036	0,439	0,123	38,774	2,756	1,209	0,665
R148-**R149**	PEHD	23	5,1	0,00	91,22	315	0,243	0,049	0,497	0,148	46,627	3,114	1,548	0,757
R149-R150	PEHD	30	3,0	0,01	116,00	315	0,186	0,140	0,737	0,264	83,081	2,387	1,760	0,571
R150-**R151**	PEHD	30	2,0	0,01	138,60	315	0,152	0,050	0,501	0,150	47,227	1,949	0,977	0,462
R151-**R152**	PEHD	36	5,0	0,01	128,26	315	0,240	0,170	0,776	0,288	90,771	3,081	2,390	0,749

R152-R153	PEHD	40	3,8	0,01	79,88	315	0,210	0,034	0,430	0,120	37,678	2,690	1,157	0,648
R153-**R154**	PEHD	40	2,1	0,01	115,83	315	0,156	0,190	0,795	0,303	95,326	1,997	1,588	0,474
R154-**R66**	PEHD	45	4,0	0,01	82,72	315	0,215	0,038	0,447	0,126	39,846	2,756	1,231	0,665
R121-R122	PEHD	27	4,0	0,00	68,30	315	0,215	0,023	0,369	0,094	29,588	2,756	1,016	0,665
R122-R123	PEHD	22	4,0	0,00	85,41	315	0,215	0,041	0,462	0,133	41,941	2,756	1,274	0,665
R123-R108	PEHD	36	4,0	0,01	105,00	315	0,215	0,160	0,764	0,280	88,342	2,756	2,106	0,665
R108-R124	PEHD	21	2,0	0,00	129,90	315	0,152	0,130	0,722	0,255	80,202	1,949	1,406	0,462
R124-R125	PEHD	43	1,9	0,01	149,02	315	0,148	0,230	0,825	0,329	103,662	1,899	1,568	0,449
R125-126	PEHD	36	1,9	0,01	161,62	315	0,148	0,170	0,776	0,288	90,771	1,899	1,473	0,449
R126-R120	PEHD	27	4,5	0,00	66,81	315	0,228	0,021	0,361	0,091	28,641	2,923	1,056	0,708
R120-R127	PEHD	47	4,0	0,01	99,69	315	0,215	0,062	0,548	0,170	53,699	2,756	1,512	0,665
R127-R128	PEHD	40	2,0	0,01	133,49	315	0,152	0,220	0,819	0,323	101,642	1,949	1,595	0,462
R128-R129	PEHD	36	1,9	0,01	149,39	315	0,148	0,180	0,786	0,296	93,093	1,899	1,493	0,449
R129-R63	PEHD	45	1,3	0,01	177,00	315	0,122	0,060	0,541	0,167	52,662	1,571	0,850	0,369
R102-R103	PEHD	27	1,6	0,00	188,81	315	0,136	0,150	0,752	0,272	85,786	1,743	1,310	0,411
R103-R104	PEHD	24	4,0	0,00	179,67	315	0,215	0,090	0,636	0,211	66,391	2,756	1,754	0,665
R104-R105	PEHD	28	4,0	0,01	184,84	315	0,215	0,220	0,819	0,323	101,642	2,756	2,256	0,665

R105-R106	PEHD	37	2,2	0,01	214,03	355	0,219	0,140	0,737	0,264	93,631	2,213	1,632	0,535
R106-R107	PEHD	34	3,0	0,01	233,06	315	0,186	0,080	0,608	0,197	62,200	2,387	1,451	0,571
R107-R108	PEHD	36	2,7	0,01	253,57	315	0,176	0,120	0,704	0,245	77,124	2,264	1,594	0,540
R109-R110	PEHD	46	2,7	0,01	259,42	315	0,176	0,240	0,832	0,335	105,657	2,264	1,884	0,540
R110-R111	PEHD	43	2,7	0,01	270,05	315	0,176	0,030	0,408	0,110	34,778	2,264	0,924	0,540
R111-R112	PEHD	42	3,0	0,01	269,50	315	0,186	0,170	0,776	0,288	90,771	2,387	1,851	0,571
R112-R113	PEHD	48	3,5	0,01	266,93	315	0,201	0,230	0,825	0,329	103,662	2,578	2,128	0,619
R113-R117	PEHD	27	5,0	0,00	269,11	315	0,240	0,330	0,885	0,392	123,490	3,081	2,728	0,749
R117-R118	PEHD	18	4,0	0,00	58,67	315	0,215	0,122	0,708	0,247	77,820	2,756	1,951	0,665
R118-R119	PEHD	28	4,0	0,01	83,41	315	0,215	0,039	0,451	0,128	40,375	2,756	1,242	0,665
R33-R72	PEHD	40	2,0	0,01	120,01	315	0,152	0,180	0,786	0,296	93,093	1,949	1,531	0,462
R72-R78	PEHD	30	1,9	0,01	135,41	315	0,148	0,040	0,457	0,131	41,283	1,899	0,869	0,449
R78-R93	PEHD	12	1,3	0,00	150,80	315	0,122	0,110	0,684	0,234	73,818	1,571	1,074	0,369
R93-R94	PEHD	28	1,6	0,00	156,18	315	0,136	0,160	0,764	0,280	88,342	1,743	1,332	0,411
R94-R95	PEHD	35	4,0	0,01	141,84	315	0,215	0,220	0,819	0,323	101,642	2,756	2,256	0,665
R95-R96	PEHD	22	4,0	0,00	298,66	315	0,215	0,150	0,752	0,272	85,786	2,756	2,071	0,665
R96-R97	PEHD	18	4,0	0,00	301,56	315	0,215	0,220	0,819	0,323	101,642	2,756	2,256	0,665

R97-R98	PEHD	23	3,0	0,00	324,00	355	0,256	0,120	0,704	0,245	86,918	2,585	1,819	0,631
R98-90	PEHD	12	3,0	0,00	331,84	355	0,256	0,230	0,825	0,329	116,825	2,585	2,134	0,631
R90-R99	PEHD	15	3,0	0,00	341,84	355	0,256	0,120	0,704	0,245	86,918	2,585	1,819	0,631
R99-R100	PEHD	26	3,5	0,00	342,94	355	0,276	0,210	0,811	0,316	112,233	2,792	2,265	0,685
R100-101	PEHD	29	3,5	0,01	355,24	400	0,380	0,300	0,867	0,373	149,188	3,023	2,622	0,763
R101-R55	PEHD	32	3,0	0,01	379,99	400	0,352	0,240	0,832	0,335	134,168	2,799	2,328	0,701
R55-R56	PEHD	12	3,0	0,00	454,59	500	0,638	0,070	0,576	0,183	91,488	3,248	1,872	0,876
R56-R57	PEHD	12	3,0	0,00	514,30	600	1,037	0,130	0,722	0,255	152,766	3,667	2,646	1,084
R57-R58	PEHD	18	3,0	0,00	566,69	600	1,037	0,230	0,825	0,329	197,451	3,667	3,027	1,084
R58-R59	PEHD	15	2,0	0,00	663,28	700	1,277	0,090	0,636	0,211	147,535	3,318	2,111	1,031
R59-R60	PEHD	29	4,5	0,01	612,44	700	1,916	0,130	0,722	0,255	178,227	4,413	3,185	1,540
R60-R61	PEHD	22	4,5	0,00	653,74	700	1,916	0,080	0,608	0,197	138,221	3,130	1,903	1,092
R61-R62	PEHD	34	7,0	0,01	639,54	700	2,389	0,240	0,832	0,335	234,793	3,186	4,985	1,197
R62-R63	PEHD	22	4,0	0,00	752,14	800	2,579	0,160	0,764	0,280	224,361	4,722	3,456	1,823
R63-R64	PEHD	16	4,5	0,00	794,40	800	2,735	0,070	0,576	0,183	146,381	4,327	2,494	1,707
R64-R65	PEHD	23	7,0	0,00	796,80	800	3,411	0,180	0,786	0,296	236,427	4,138	4,181	1,776
R49-R12	PEHD	14	5,2	0,01	78,53	315	0,245	0,033	0,423	0,116	36,678	3,142	1,328	0,765

R12-**R13**	PEHD	20	4,0	0,01	92,97	315	0,215	0,051	0,508	0,153	48,063	2,756	1,399	0,665
R13-R14	PEHD	27	4,0	0,01	141,81	315	0,215	0,159	0,763	0,279	88,028	2,756	2,102	0,665
R14-R15	PEHD	18	5,5	0,01	84,67	315	0,252	0,040	0,458	0,131	41,361	3,232	1,480	0,788
R15-R16	PEHD	22	4,0	0,01	120,77	315	0,215	0,103	0,669	0,227	71,507	2,756	1,845	0,665
R16-**R17**	PEHD	21	4,0	0,01	141,44	315	0,215	0,158	0,761	0,279	87,751	2,756	2,098	0,665
R17-R18	PEHD	20	4	0,01	157,52	315	0,215	0,210	0,811	0,316	99,600	2,756	2,236	0,665
R18-R19	PEHD	16	4,0	0,01	302,55	315	0,215	0,210	0,811	0,316	99,587	2,756	2,236	0,665
R19-R20	PEHD	10	4,0	0,01	305,13	315	0,215	0,140	0,737	0,264	83,081	2,756	2,032	0,665
R20-R21	PEHD	33	4,0	0,02	313,00	315	0,215	0,080	0,608	0,197	62,200	2,756	1,676	0,665
R21-R22	PEHD	21	4,0	0,01	317,96	355	0,295	0,160	0,764	0,280	99,560	2,984	2,281	0,737
R22-R23	PEHD	41	4,0	0,02	339,85	355	0,295	0,230	0,825	0,329	116,825	2,984	2,464	0,737
R23-R24	PEHD	32	4,0	0,02	346,26	355	0,295	0,120	0,704	0,245	86,918	2,984	2,101	0,737
R24-R25	PEHD	31	4,0	0,02	352,28	355	0,295	0,140	0,737	0,264	93,631	2,984	2,201	0,737
R25-R26	PEHD	43	4,0	0,02	360,49	400	0,406	0,067	0,565	0,178	71,142	3,232	1,826	0,822
R26-R27	PEHD	26	4,0	0,01	365,21	400	0,406	0,210	0,811	0,316	126,459	3,232	2,622	0,822
R27-R28	PEHD	33	4,0	0,02	371,14	400	0,406	0,120	0,704	0,245	97,936	3,232	2,275	0,822
R28-R29	PEHD	23	4,0	0,01	375,10	400	0,406	0,270	0,850	0,354	141,675	3,232	2,747	0,822

R29-R30	PEHD	18	3,0	0,01	399,16	400	0,352	0,160	0,764	0,280	112,180	2,799	2,139	0,701
R30-R31	PEHD	32	3,0	0,02	404,88	500	0,638	0,020	0,354	0,088	43,896	3,248	1,149	0,876
R31-R32	PEHD	37	3,0	0,02	411,32	500	0,638	0,070	0,576	0,183	91,488	3,248	1,872	0,876
R32-R33	PEHD	36	3,5	0,02	405,54	500	0,689	0,210	0,811	0,316	158,074	3,508	2,846	0,958
R33-R34	PEHD	24	3,5	0,01	409,42	500	0,689	0,150	0,752	0,272	136,168	3,508	2,637	0,958
R34-R35	PEHD	28	4,0	0,02	403,64	500	0,736	0,230	0,825	0,329	164,543	3,750	3,096	1,036
R35-R36	PEHD	12	4,0	0,01	405,47	500	0,736	0,180	0,786	0,296	147,767	3,750	2,947	1,036
R36-R37	PEHD	16	4,0	0,01	407,90	500	0,736	0,040	0,457	0,131	65,529	3,750	1,715	1,036
R37-R38	PEHD	18	4,0	0,01	410,60	500	0,736	0,240	0,832	0,335	167,709	3,750	3,120	1,036
R38-R39	PEHD	32	2,0	0,02	472,98	500	0,521	0,320	0,879	0,386	192,819	2,652	2,332	0,695
R154-R155	PEHD	34	2,0	0,02	478,59	500	0,521	0,120	0,704	0,245	122,420	2,652	1,866	0,695
R155-R156	PEHD	26	2,0	0,01	482,82	500	0,521	0,110	0,684	0,234	117,171	2,652	1,813	0,695
R156-R157	PEHD	45	2,0	0,03	489,98	500	0,521	1,035	1,114	0,893	446,361	2,652	2,955	0,695
R157-158	PEHD	45	4,0	0,03	436,41	500	0,736	0,090	0,636	0,211	105,382	3,750	2,386	1,036
R158-R159	PEHD	35	4,0	0,02	441,08	500	0,736	0,150	0,752	0,272	136,168	3,750	2,819	1,036
R159-160	PEHD	38	3,0	0,02	470,79	500	0,638	0,170	0,776	0,288	144,081	3,248	2,519	0,876
R160-R161	PEHD	29	3,0	0,02	474,75	500	0,638	0,220	0,819	0,323	161,336	3,248	2,659	0,876

R161-R39	PEHD	21	3,0	0,01	477,57	500	0,638	0,180	0,786	0,296	147,767	3,248	2,552	0,876
R67-R68	PEHD	14	2,5	0,01	101,78	315	0,170	0,066	0,561	0,176	55,477	2,179	1,223	0,519
R68-**R69**	PEHD	10	2,5	0,01	124,35	315	0,170	0,112	0,688	0,236	74,434	2,179	1,498	0,519
R69-R70	PEHD	8	2,5	0,01	82,14	315	0,170	0,037	0,443	0,125	39,398	2,179	0,966	0,519
R70-R71	PEHD	19	2,5	0,01	129,62	315	0,170	0,125	0,713	0,250	78,659	2,179	1,553	0,519
R71-R72	PEHD	17	2,0	0,01	190,99	315	0,152	0,080	0,608	0,197	62,200	1,949	1,185	0,462
R73-R74	PEHD	22	2,4	0,02	121,81	315	0,166	0,106	0,675	0,230	72,366	2,130	1,438	0,507
R74-R75	PEHD	35	2,7	0,03	169,94	315	0,176	0,257	0,842	0,346	109,052	2,264	1,908	0,540
R75-**R76**	PEHD	19	1,4	0,01	213,84	315	0,127	0,120	0,704	0,245	77,124	1,630	1,148	0,383
R76-R77	PEHD	12	1,0	0,01	113,56	315	0,107	0,088	0,630	0,208	65,486	1,378	0,868	0,322
R77-R78	PEHD	23	2,5	0,02	214,06	315	0,170	0,070	0,576	0,183	57,638	2,179	1,256	0,519
R79-R80	PEHD	14	4,0	0,01	205,61	315	0,215	0,020	0,354	0,088	27,654	2,756	0,975	0,665
R80-R81	PEHD	31	6,4	0,02	240,39	315	0,272	0,140	0,737	0,264	83,081	3,486	2,571	0,855
R81-R82	PEHD	20	2,4	0,02	116,71	315	0,166	0,094	0,648	0,216	68,138	2,135	1,383	0,508
R82-R83	PEHD	15	2,9	0,01	139,40	315	0,181	0,152	0,754	0,274	86,214	2,326	1,753	0,556
R83-R84	PEHD	21	4,4	0,02	153,02	315	0,225	0,194	0,799	0,306	96,293	2,887	2,307	0,699
R84-R85	PEHD	40	4,0	0,03	300,10	315	0,215	1,024	1,118	0,880	277,188	2,756	3,080	0,665
R85-**R86**	PEHD	20	3,8	0,02	309,84	315	0,209	1,028	1,117	0,885	278,651	2,686	2,999	0,647
R86-**R87**	PEHD	19	4,0	0,01	103,31	315	0,215	0,068	0,570	0,180	56,776	2,756	1,572	0,665
R87-R88	PEHD	35	3,8	0,03	132,49	315	0,209	0,132	0,726	0,257	80,915	2,686	1,949	0,647
R88-R89	PEHD	23	3,1	0,02	166,15	315	0,189	0,242	0,833	0,337	106,083	2,426	2,022	0,581
R89-R90	PEHD	14	3,9	0,01	172,77	315	0,211	0,269	0,849	0,353	111,328	2,711	2,302	0,653
R49-R50	PEHD	12	5,3	0,01	172,54	315	0,247	0,268	0,849	0,353	111,136	3,172	2,692	0,772
R50-R51	PEHD	24	3,0	0,02	224,10	315	0,186	0,070	0,576	0,183	57,638	2,387	1,376	0,571

R51-R52	PEHD	23	3,0	0,02	238,70	315	0,186	0,120	0,704	0,245	77,124	2,387	1,680	0,571
R52-R53	PEHD	33	1,2	0,03	304,84	315	0,118	0,230	0,825	0,329	103,662	1,517	1,253	0,356
R53-R54	PEHD	26	2,0	0,02	291,61	315	0,152	0,170	0,776	0,288	90,771	1,949	1,511	0,462
R54-R55	PEHD	36	2,0	0,03	309,36	315	0,152	1,073	1,091	0,936	294,705	1,949	2,127	0,462
R1-**R2**	PEHD	15	3,0	0,01	293,39	315	0,186	1,055	1,105	0,916	288,429	2,382	2,631	0,570
R2-R3	PEHD	17	2,0	0,01	113,81	315	0,152	0,088	0,632	0,209	65,696	1,949	1,231	0,462
R3-R4	PEHD	23	2,0	0,02	157,22	315	0,152	0,209	0,811	0,315	99,378	1,949	1,580	0,462
R4-R5	PEHD	27	1,5	0,02	200,90	315	0,132	0,120	0,704	0,245	77,124	1,688	1,188	0,397
R5-R6	PEHD	9	0,3	0,01	284,71	315	0,059	0,250	0,838	0,342	107,635	0,755	0,633	0,440
R6-**R7**	PEHD	13	1,0	0,01	240,99	315	0,107	0,150	0,752	0,272	85,786	1,378	1,036	0,350
R7-**R8**	PEHD	24	4,1	0,02	202,29	315	0,217	0,210	0,811	0,316	99,587	2,783	2,258	0,672

VII. Conclusion :

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

Après le dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'autocurage sont admissibles.

CHAPITRE 6

Les éléments constitutifs du réseau

I. Introduction :

Le réseau d'assainissement a pour objectif de collecter les eaux usées et les eaux pluviales, protégeant ainsi le milieu naturel. Afin d'atteindre au mieux ses objectifs, le réseau de canalisations d'égouts est composé de plusieurs structures, on peut distinguer :

- Structure principale : constitue l'ensemble du réseau depuis l'entrée d'eau jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.
- Ouvrages annexe : comprenant tous les aménagements qui conduisent au fonctionnement raisonnable du réseau, tels que regards, bouche d'égout, déversoirs, ...

II. Les ouvrages principaux :

La structure principale représente tous les éléments nécessaires pour évacuer les eaux usées dans le réseau de canalisations d'égouts, y compris les canalisations et les joints.

II.1. Les canalisations :

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

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

II.2. Formes et sections de conduites :

- 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.3. Critères du choix de conduite :

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

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées.
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

II.4. Types de matériaux :

II.4.1. Conduite en fonte :

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

II.4.2. 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 emboîtement. On distingue :

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

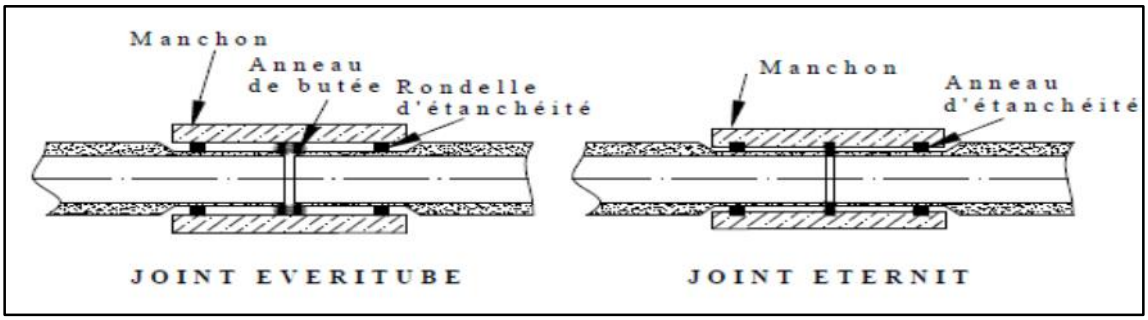


Figure 6.1 : Joints sur tuyaux en amiante ciment

II.4.3. Conduite en grès :

Les conduites en grès 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 utile 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.

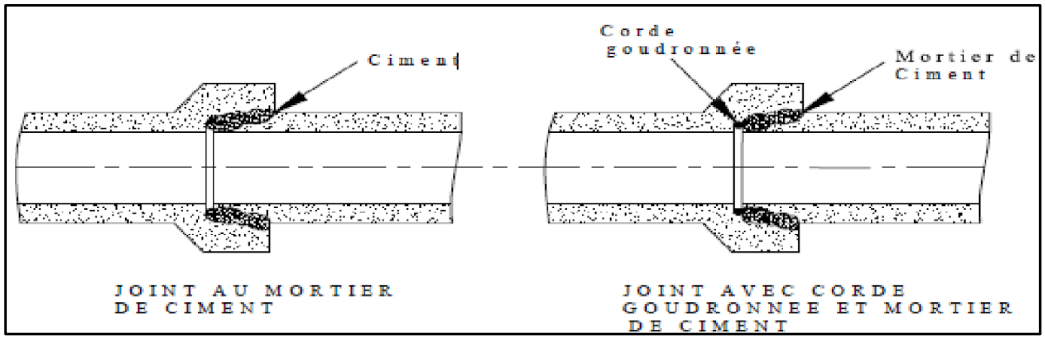


Figure 6.2 : Joints sur tuyau en grès

II.4.4. Conduite en matière plastique :

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

- Les conduites en matière thermodurcissables.
- Les conduites en matière thermoplastiques.

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

Pour notre projet, nous avons choisi des conduites en PVC, vu ses avantages cités au-dessus.

II.4.5. 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 fixes 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 emboîtement.
- Joint à coller.
- Joint plastique.

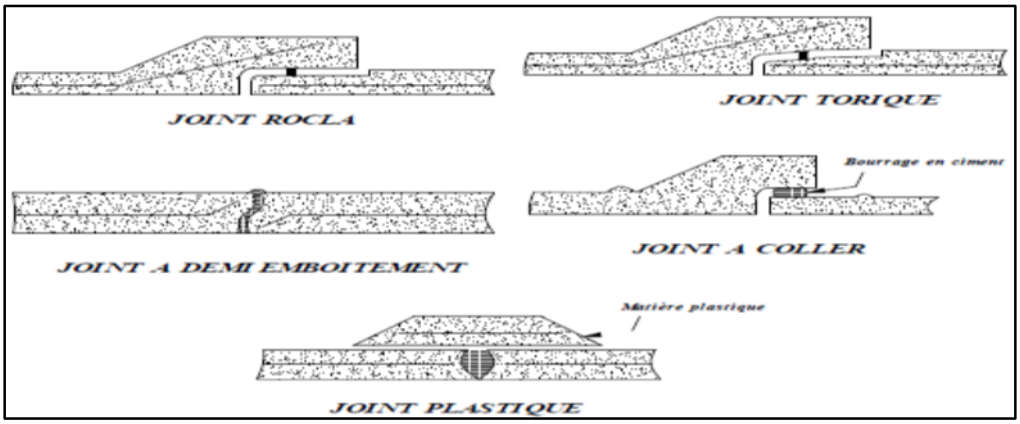


Figure 6.3 : Joints sur tuyaux en béton

II.5. Les essais de conduites préfabriqués :

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

II.5.1. Essai à l'écrasement :

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

II.5.2. Essai d'étanchéité :

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

- A l'usine : La conduite est maintenue debout (béton) remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur chantier : Un des trois essais peut être envisagé :

- L'essai à l'eau.
- L'essai à la fumée.
- L'essai à l'air sous pression.

II.5.3. Essai de corrosion (chimique) :

Les conduites en béton ou en amiante ciment, sont les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré (H_2S) 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'accompagne 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.

II.6. Les remèdes :

Les remèdes qu'il est possible de proposer pour lutter contre l'action des sulfures sont de deux natures :

- Remèdes hydrauliques.
- Remèdes Chimiques.

II.7. Pose de canalisation :

II.7.1. Les conditions de pose :

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

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.
- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

II.7.2. Les modes de pose :

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

❖ **Terrain ordinaire :**

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

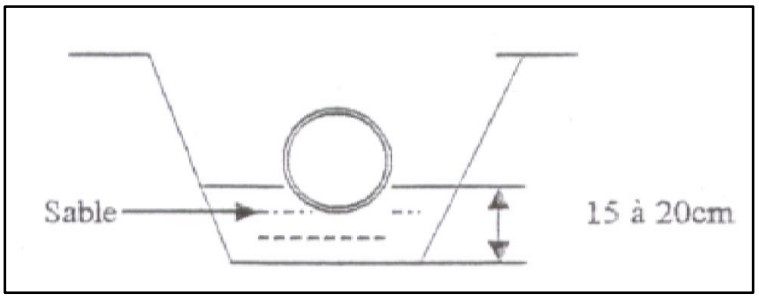


Figure 6.4 : Pose de canalisation sur un terrain ordinaire

❖ **Mauvais terrain :**

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

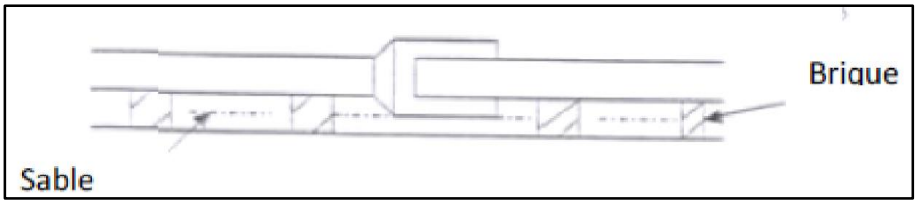


Figure 6.5 : Pose de canalisation sur un mauvais terrain

❖ **Terrain très mauvais :**

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

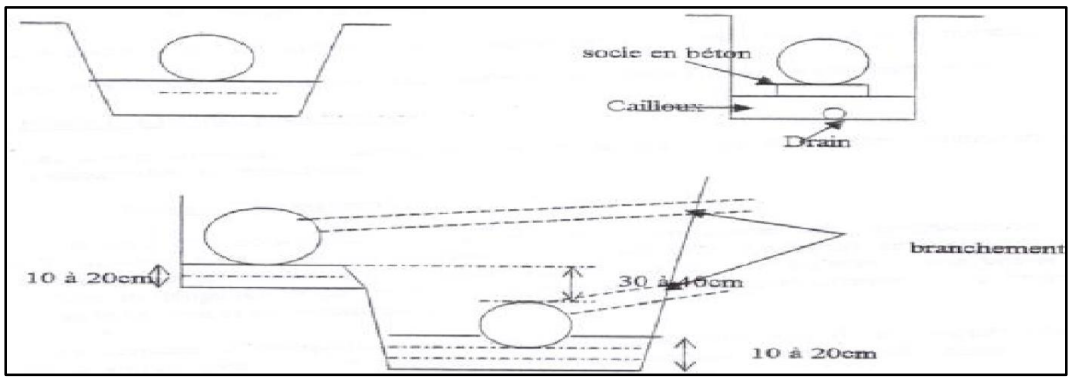


Figure 6.6 : Pose de canalisation sur un terrain très mauvais

III. Les ouvrages annexes :

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

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

III.1. Les ouvrages normaux :

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

On les divise en trois catégories :

III.1.1. Les branchements particuliers :

Ce sont des ouvrages qui doivent assurer une meilleure hygiène pour l'habitation. Ces branchements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisation capable de résister à la pression, résultant de la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique.

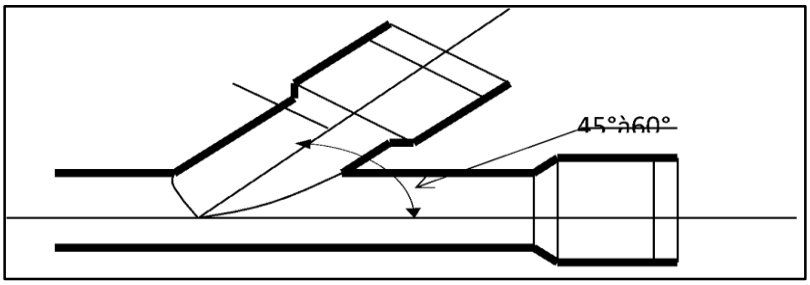


Figure 6.7 : Exemple d'un branchement simple

III.1.2. 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.

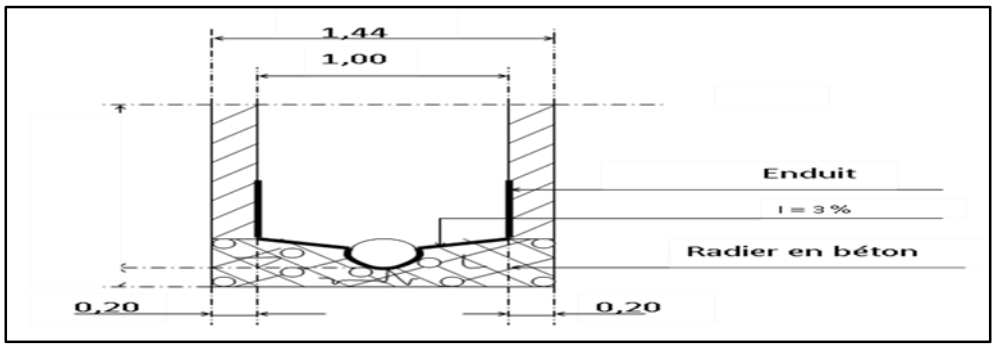


Figure 6.8 : Exemple d'un regard simple

❖ **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.

❖ **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.

❖ **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.

III.2. Les ouvrages spéciaux :

Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau. Mais dans certains cas, leur présence s'avère indispensable tel le déversoir d'orage.

III.2.1. Les déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositif permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

Quel que soit le type d'ouvrage, un déversoir doit assurer les quatre fonctions essentielles :

❖ Évacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.

❖ Surverse le débit excédentaire de pluie et d'orage sans mise en remous nuisible du réseau amont et sans surcharge excessive en débit du réseau aval.

❖ Assurer le partage des flux polluants entre milieu naturel et collecteur aval. Ce partage est différent suivant le type du déversoir d'orage, sa position sur le réseau et les ouvrages annexes.

❖ Assurer la fonction de by-pass ou ouvrage d'échange : envoyer les eaux excédentaires lors de l'orage vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau pour avoir la capacité de transport.

III.2.1.1. Emplacement des déversoirs d'orage :

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

❖ Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.

❖ Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du Projet, c'est-à-dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.

❖ La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

❖ Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.

❖ Topographie du site et variations des pentes.

Les déversoirs d'orage pourront être placés :

❖ Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.

❖ Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou décharger un collecteur.

❖ Sur des collecteurs secondaires afin de limiter les débits d'apport aux collecteurs principaux.

❖ À l'entrée d'ouvrages tels que les bassins d'orage.

III.2.1.2. Les type des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs :

- ❖ Les déversoirs avec ouverture du radier.
- ❖ Les déversoirs siphoïdes.
- ❖ Les déversoirs automatiques.
- ❖ Les déversoirs à barrage gonflable.
- ❖ Les déversoirs à seuil latéral.

Dans le cas du déversoir à seuil latéral, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.

Le seuil déversant latérale peut être placé sur un côté de l'ouvrage ou de chaque côté.

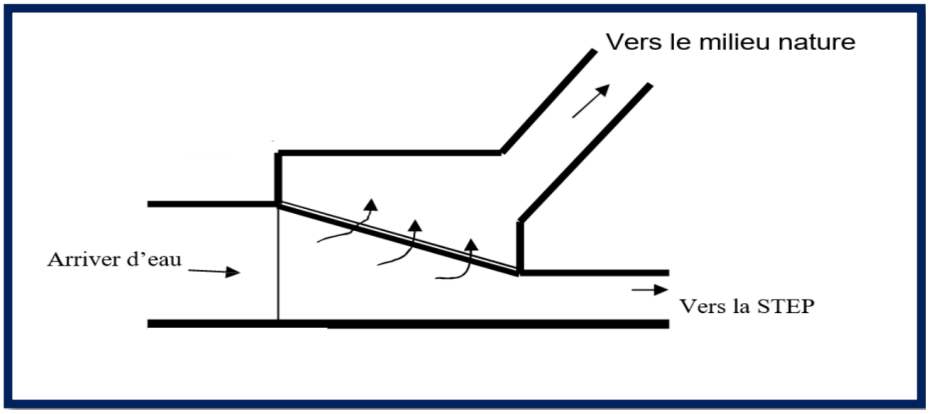


Figure 6.9 : Déversoir à seuil latéral

III.2.1.3. Les 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.

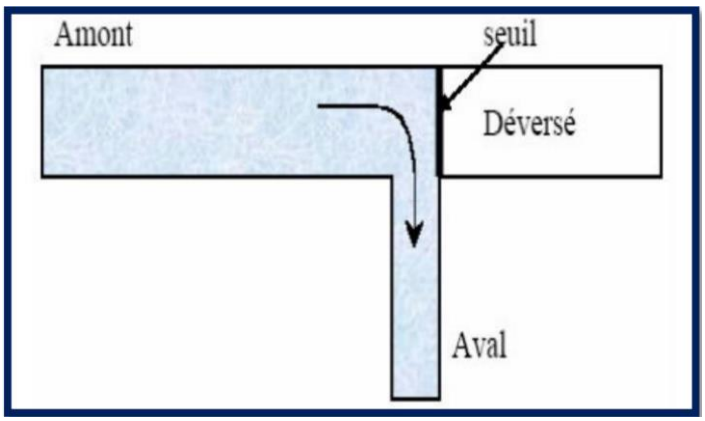


Figure 6.10 : Déversoir à seuil frontal.

➢ **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 le collecteur aval, envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau. Ce type de déversoir est utilisé dans la gestion du réseau, on fait passer l'écoulement vers un autre collecteur pour exécuter les travaux de réhabilitation.



Figure 6.11: Déversoir by-pass

III.2.1.4. Choix du déversoir d'orage:

Dans notre cas, l'utilisation d'un déversoir à seuil latéral est à préconiser, car il n'occupe pas beaucoup d'espaces, ainsi que le problème des dépôts qui ne se pose pas.
Concernant notre projet, on a supposé que le rejet des eaux se fait dans une station d'épuration.

III.2.1.5. Dimensionnement d'un déversoir d'orage :

➢ **Déterminer le débit total Q_t :**

$$Q_t = Q(pluvial) + Q(eaux\ usées\ dom) + Q(indus) + Q(usées\ pub) + Q(eau\ paras)$$

➢ **Déterminer le débit critique :**

$$Q_{cr} = Q_t \times (1 - \frac{tc}{100})$$

tc : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface à drainer.

➢ **Le débit critique se compose :**

- Du débit déversé : $Q_{dév}$
- Du débit allant vers la STEP : Q_{step}

On calcule le débit déversé : $Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step}$

- **Détermination du débit de la STEP :Q_{step}**

Calcul du débit de pointe d'eaux usées (domes + indus + eau usée pub) : Q_{pte}

$$Q_{pte} = Q_{moy} \times Kp$$

Avec : $Kp = 1{,}5 + \frac{2{,}5}{\sqrt{Qmoy}}$: coef de pointe

Tenant compte de la dilution :

Dilution de 2 : $Q_{step} = Q_{pte}\,(1+1)$

Dilution de 3 : $Q_{step} = Q_{pte}\,(1+2)$

- **Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débit à l'amont du déversoir :**

Hauteur d'eau demandée par la STEP : hstep

$$R_{Qstep} = \frac{Q_{step}}{Qps} \Rightarrow abaque \Rightarrow R_h = \frac{h_{step}}{D} \; et \; Rv = \frac{V}{Vps} \Rightarrow h_{step} = R_h \times D$$

$$R_{Qcr} = \frac{Qcr}{Qps} \Rightarrow abaque \Rightarrow R_{hcr} = \frac{h_{tcr}}{D} \Rightarrow h_{tcr} = R_{hcr} \times D$$

● hstep : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Qstep vers la station d'épuration (ou vers un autre collecteur s'il s'agit d'un déversoir by-pass)

● $h_{dév} = h_{tcr} - h_{step}$: correspond à la hauteur d'eau déversée (lame déversée) par le déversoir soit vers le milieu naturel soit vers un autre collecteur

● D : diamètre du collecteur amont (l'entrée du déversoir)

➢ En fonction de la topographie, de l'endroit de la décharge (ou un autre collecteur), de l'endroit de la STEP (ou un autre collecteur) , et les conditions hydrauliques , on choisit le type du déversoir à adopter (forme , matériau) d'où l'on fixe le coefficient du débit "m" . Si le déversoir est de type latéral, le coefficient "m" sera corrigé par un autre coefficient "K" qui tient compte de la variation des hauteurs au niveau du seuil.

- **A la base de la formule suivante, on déduit la largeur du seuil " L " :**

$$Q_{dév} = mLh_{dév}\sqrt{2gh_{dév}} \Rightarrow L = \frac{Q_{dév}}{m\sqrt{2g}h_{dév}^{\frac{3}{2}}}$$

Les caractéristiques du seuil sont :

➔ Le coefficient m.

➔ La hauteur h_{step}.

➔ La largeur L.

❖ **Application numérique :**

1. $\boldsymbol{Q_t = Q_{pl} + Q_{usée} = 2,89\ m^3/s}$.
2. $\boldsymbol{Q_{cr} = Q_t \times (1 - \frac{tc}{100}) = 2,61\ m^3/s}$.
3. $\boldsymbol{Q_{step} = Q_{pte}\,(1 + 1) = 0,089\ m^3/s}$.
4. $\boldsymbol{Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step} = 2,52\ m^3/s}$.
5. $\boldsymbol{h_{step} = 72\ mm\ , h_{cr} = 828\ mm\ , h_{dév} = 756\ mm}$.
6. **L = 2,06m**

IV. Conclusion :

Afin d'assurer le fonctionnement normal des systèmes d'évacuations des eaux usées et des eaux pluviales, une bonne sélection de canalisations et de joints doit être faite.
Concernant notre projet, on a opté pour des conduites en PEHD.

De plus, afin de faire fonctionner le réseau d'égouts de manière raisonnable, de faciliter les opérations de nettoyage, et finalement d'éviter certains problèmes techniques, tels que l'obscuration, on a prévu un déversoir d'orage de taille appropriée.

CHAPITRE 7

Organisation de chantier

I. Introduction :

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

II. Les étapes de réalisation du projet :

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

II.1. Manutention et stockage des conduites :

II.1.1. Manutention :

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

II.1.2. Stockage :

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

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

II.2. Décapage de la terre végétale :

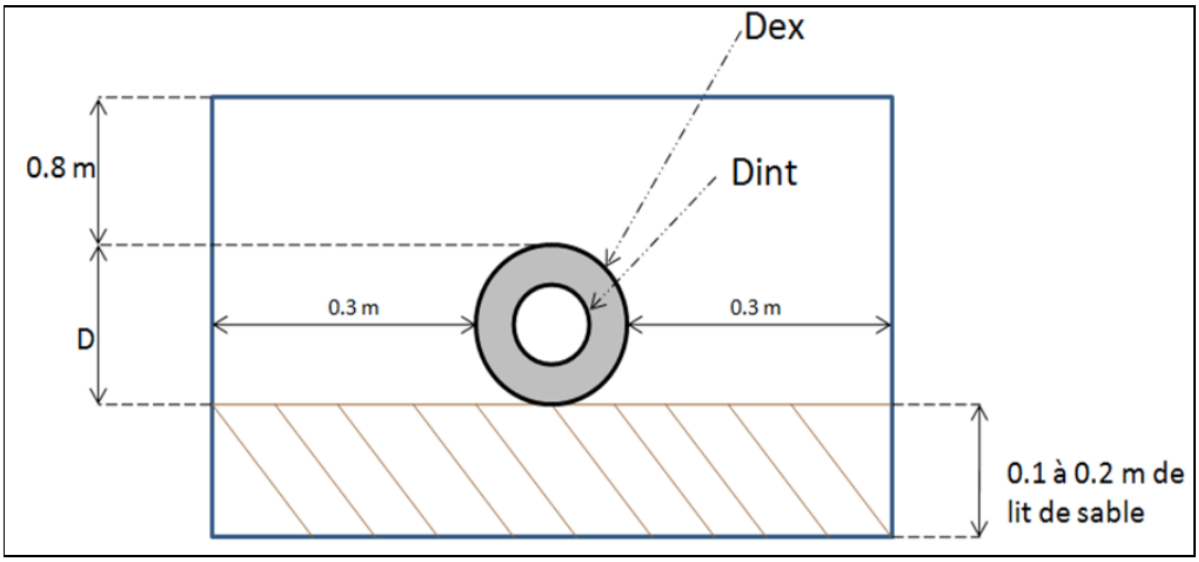
C'est une opération préliminaire, qui consiste à éliminer la couche superficielle du sol (les dix (10) premiers centimètres de la surface) constituée principalement de matière végétale.

II.3. Exécution des tranchées et des fouilles des regards :

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

II.4. Aménagement du lit de sable :

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



II.5. Emplacement des piquets :

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

II.6. Pose des canalisations :

Durant la pose de canalisation, il faut vérifier que :

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

II.7. Assemblage des canalisations :

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

II.8. Essai 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.

II.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.
- Ferraillage du radier de regard.
- Bétonnage du radier.
- Ferraillage des parois.
- Coffrage des parois.
- Bétonnage des parois.
- Décoffrage des parois.
- Ferraillage de la dalle.
- Coffrage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

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

II.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% ;
- Éventuellement un regard collecteur de branchement.
- Sur chaque branchement individuel, la boîte de branchement est à la limite du domaine public.

II.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.12. Choix des engins :

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

- **Les engins de chargement :**

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

- **Les engins de transport :**

- Les brouettes.
- Les camions bennes.
- Les dumpers.
- Les motos basculeurs.
- Les véhicules utilitaires.

- **Les engins de mise en place des matériaux :**

- Les niveleuses.
- Les compacteurs.
- Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

❖ **Pour le décapage :**

Pour le décapage de la terre végétale on utilise la « niveleuse » sur les terrains facile à décaper, elle est constituée d'un tracteur à quatre roues dans deux prolongé vers l'avant, une lame montée sur une couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement dans toutes directions. Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer ».

❖ **Pour l'excavation des tranchées :**

On utilise une pelle équipée en rétro. Les Pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Dans les terrains difficiles on doit utiliser une pelle à chenille.

❖ **Pour le remblaiement des tranchées :**

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

❖ **Pour le compactage :**

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

IV. Détermination des différents volumes des travaux :

IV.1. Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{déc} = H_{vc} \times L \times B_{cv} \quad \textbf{(7.1)}$$

Tel que :

- $V_{déc}$: 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).

IV.2. Volume du déblai des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad \textbf{(7.2)}$$

Tel que :

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

IV.3. Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad \textbf{(7.3)}$$

Avec :

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

IV.4. Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond} = (\pi \times D_{ext}/4) \times L \quad \textbf{(7.4)}$$

Avec :

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

IV.5. Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad \textbf{(7.5)}$$

Avec :

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

IV.6. Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \quad \textbf{(7.6)}$$

Avec :

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

IV.7. Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad \textbf{(7.7)}$$

Tel que :

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

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad \textbf{(7.8)}$$

Avec :

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

V. Devis quantitatif et estimatif :

Tableau 7.1 : Devis quantitatif et estimatif du réseau

Devis quantitatif et estimatif						
N	Désignation des traveaux		Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Traveaux des terrassement					
1	Décapage de la terre végétale		m3	797,13	200	159426
2	Déblai de tranchée		m3	19029,18	350	6660213
3	lit de pose		m3	797,13	1500	1195695
4	Remblai de tranchée		m3	16311,13	300	4893339
5	Evacuation du déblai excédentaire		m3	11732,64	300	3519792
B	Canalisation					
1	Φ315		ml	3993,32	2000	7986640
2	Φ355		ml	268	2500	670000
3	Φ400		ml	204	3000	612000
5	Φ500		ml	520	5000	2600000
7	Φ600		ml	30	7000	210000
8	Φ700		ml	100	8000	800000
9	Φ800		ml	61	11000	671000
C	Construction					
	Regards (Φ400)		U	86	4000	344000
	Regards (Φ500)		U	23	5000	115000
	Regards (Φ600)		U	8	6000	48000
	Regards (Φ800)		U	9	8000	72000
	Regards (Φ1000)		U	6	10000	60000
	Regards (Φ1200)		U	5	12000	60000
2	Exécution des déversoirs d'orage		U	1	300000	300000
THT						29506105
TVA 19%						5606159,95
TTC						35112264,95

VI. Planification du projet :

La planification de projet correspond à l'organisation des tâches à réaliser sur une période donnée. L'objectif de la planification est de déterminer le coût, les ressources mobilisées et la meilleure manière d'ordonnancer toutes les tâches à effectuer.

Pour planifier un projet adéquatement, la première chose à faire est de définir clairement l'objectif principal de notre projet. Ensuite, faites la liste de tout ce qui doit être accompli pour réaliser cet objectif.

Le chef de projet peut utiliser au quotidien un tableau de bord projet pour suivre l'avancement des tâches classées

Pour notre projet la planification se fait suivant les tâches suivantes :

A. Piquetage.

B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou de la végétation.
C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
D. Aménagement du lit dépose.
E. Construction des regards.
F. La mise en place des canalisations en tranchée.
G. Constructions des ouvrages annexes (DO).
H. Assemblage des tuyaux.
I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
J. Remblai des tranchées.
K. Travaux de finition.

Tableau 7.2 : Détermination des délais..

Opérations	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	6	15	21	15	21	0
C	50	21	71	21	71	0
D	20	71	91	86	106	15
E	35	71	106	71	106	0
F	22	71	93	84	106	13
G	25	71	96	81	106	10
H	35	106	141	106	141	0
I	24	141	165	141	165	0
J	30	165	195	165	195	0
K	10	195	205	195	205	0

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

VI.1. Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).
Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

C.C ⇔ MT = 0

$$\sum TRcc = D.T.P$$

D'après le Tableau 7.2 et le réseau a neoud dans L'Annexe (II) on trouve :
Le chemin critique est **A – B – C – E – H – I – J – K**
DTP = 205 jours.

VII. Conclusion :

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

Cette discipline nous permet aussi d'établir un devis quantitatif et estimatif qui nous aide à évaluer le coût total de notre projet estimé à **35.112.264,95 DA**

CONCLUSION GENERALE

En conclusion, nous pouvons dire que dans ce mémoire, nous avons conçu un système d'assainissement de la commune de TAFRAOUI vers un exutoire afin de protéger la santé publique et l'environnement.

Nous avons commencé par la présentation de la zone d'étude et ses caractéristiques. Après, on a fait l'étude hydrologique pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de **81,44 L/s/ha.**, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Log-normale.

Le réseau que nous avons établi, est un réseau unitaire en raison de la topographie du site, avec un schéma d'évacuation par déplacement latéral, acheminant les eaux usées et les eaux pluviales vers une station d'épuration.

Pour l'évaluation des débits des eaux usées, nous avons pris en considération les débits domestiques, publics et industriels. Pour l'estimation des débits pluviaux, nous avons découpé la zone en 05 sous-bassins, choisi le coefficient de ruissellement selon la nature de la surface drainée et opté pour la méthode rationnelle.

Nous avons choisi des conduites en PEHD vu ses avantages (résistances à la corrosion et inertes vis-à-vis des produits chimiques qui composent ces eaux).

Du côté économique, nous avons élaboré un devis quantitatif et estimatif afin d'évaluer le coût de projet qui est de à **35.112.264,95 DA**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- C.E.R.T.U, 2003. « La ville et son assainissement ». CERTU, France.
- Gomella C. et Guerree H., 1967. « Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ». Eyrolles, Paris.
- Gomella C. et Guerree H., 1986. « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ». Eyrolles, Paris.
- Guide technique de l'assainissement de Mr SALAH.B.
- Instruction Technique, 1977. « Instruction technique relative aux réseaux d'assainissement des agglomérations ». Imprimerie nationale, Paris.
- Kerloch B. et Maelstaf D., 1983. « Le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations ». C.E.T.E, nord Picardie.
- Sahbi H., 2014. «Aménagement de l'oued slaima (commune de TAFRAOUI wilaya d'ORAN)». Mémoire de fin d'étude. Université Larbi Ben M'hidi, OUM EL BOUAGHI
- Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.
- Satin M. *et al.*, 2006. « Guide technique de l'assainissement (3e édition) ». Le Moniteur, Paris.
- Touaibia B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.
- Water Pollution Control Federation, 1970. « Design and construction of sanitary and storm sewers ». WPCF Manual of practice N° 9. Washington, D.C.

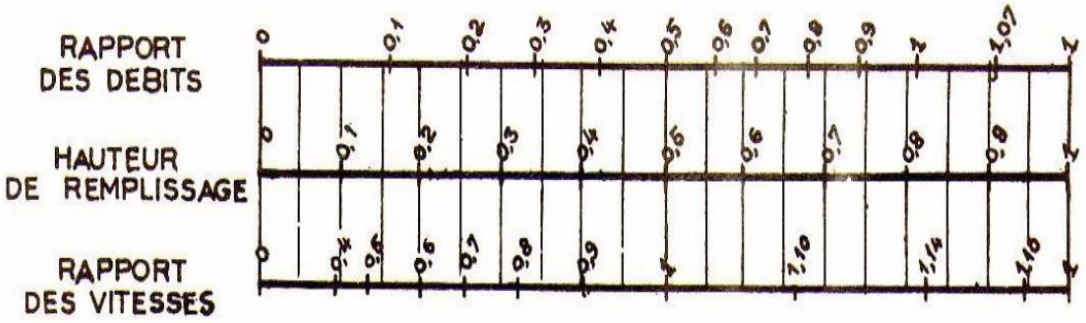
ANNEXES

Annexe I : Abaque variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

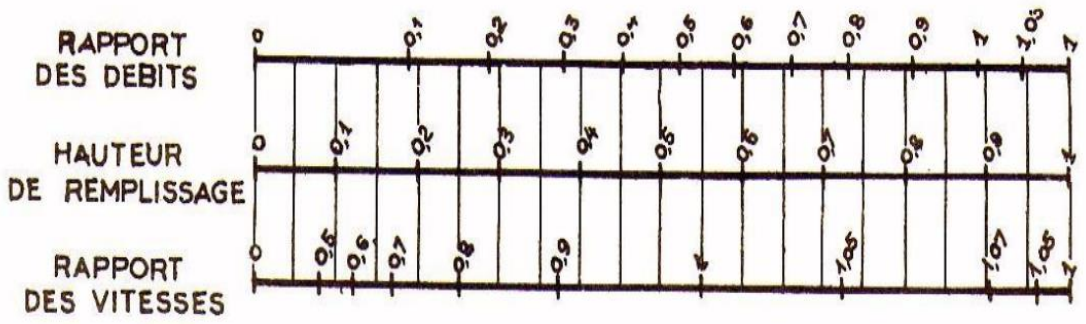
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés

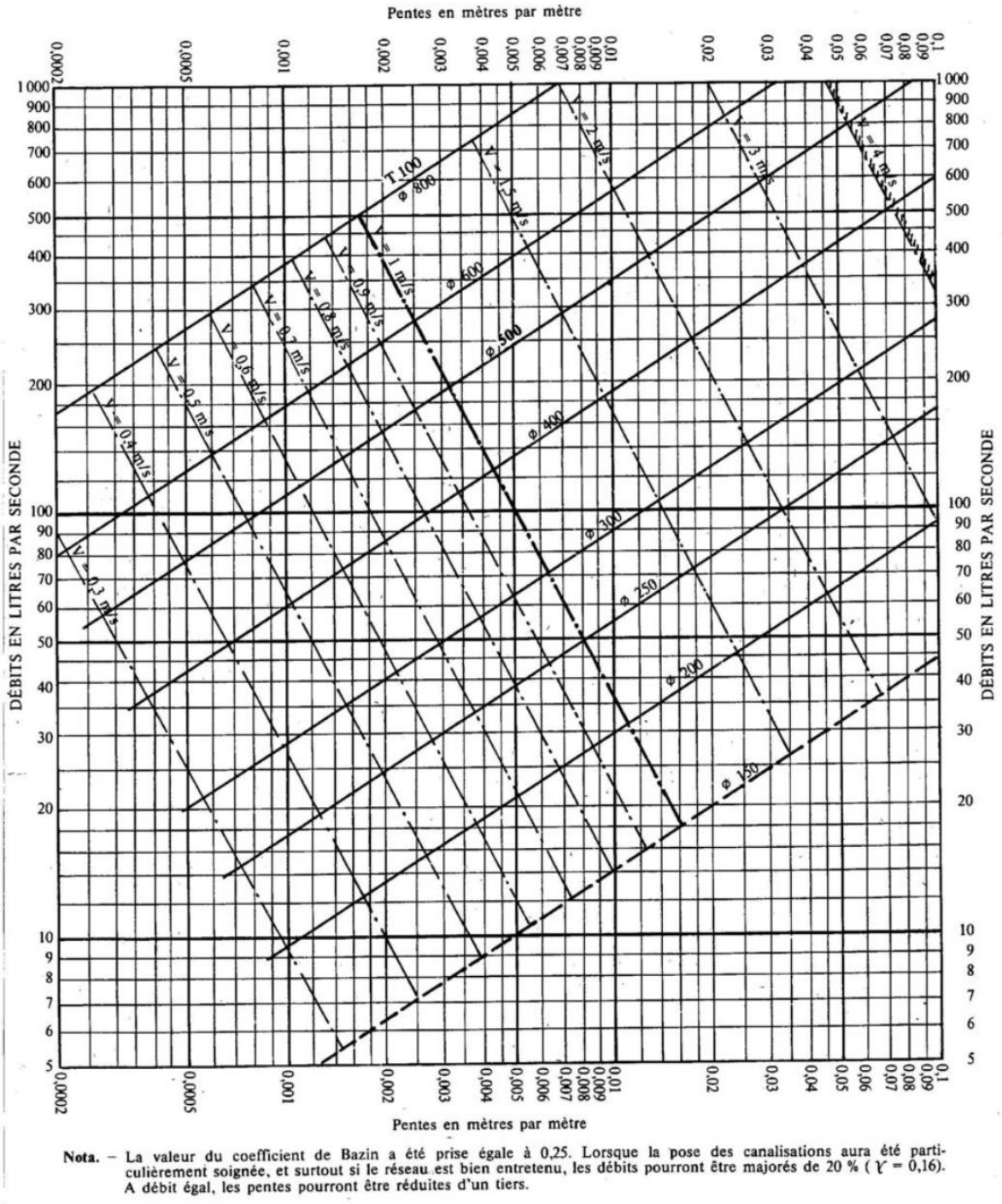


Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

Annexe II : Abaque de Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

ABAQUE Ab. 3 Ab. 3

RÉSEAUX D'EAUX USÉES EN SYSTÈME SÉPARATIF



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

Annexe III : Réseaux a nœud pour estimer la durée du projet

