

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**ETUDE DE DIAGNOSTIC ET DE REHABILITATION DU
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA COMMUNE
DE CHAREF (W.DJELFA)**

PRESENTE PAR :

M^{lle} SADDOUKI FATIHA

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r HADJ SADOK Ahmed	M.C.B	Président
M ^{me} KAHLERRAS Malika	M.A.A	Membre
M ^{me} SAÏDI Hayet	Ing /Doctorante	Membre
M ^{me} DERIAS Houda	Ing /Doctorante	Membre
M ^r MERABTI Abdelaziz	Ing /Doctorant	Invité
M ^{me} DERNOUNI Fouzia	M.A.A.	Promotrice

Septembre 2014

Dédicace

*Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail,
en signe de respect et de reconnaissance envers :*

Ma mère BAKHTA

Mon père ALI

*Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont
ils ont fait preuve pour que je réussisse.*

Je le dédie également à

*Mes frères et mes sœurs: Meriam, Ahmed, Sara, Khalil,
F.Zohra, Hadil, Malak ,Tarek, Faysal ,Rafik, Djamel,*

Mon fiancé Rachid

*Mes amis , Aicha ,Rayona, Madjda ,Karima ,Amira ,Amel
,Zahia, Djamila, Wissam, Amina, Iman, Noura, Hamida, Zahra,
Aziza.*

*Et En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et à
tous ceux qui me sont chers.*

SADDOUKI FATIHA

Remerciement

*Je remercie tout d'abord **Dieu** le tout puissant de m'avoir donné la chance et le courage pour mettre à terme ce travail.*

Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à M^{me} F.Dernouni (ma promotrice) pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.

Je profite de l'occasion pour remercier tous mes enseignants de l'ENSH de la première jusqu'à la cinquième année, ainsi que toutes les personnes qui m'ont aidé à réaliser ce projet.

Mes compliments vont aux membres du jury qui me feront l'honneur d'examiner mon travail.

SADDOUKI FATIHA

ملخص:

إن الهدف من دراستنا هذه والتي لا تهمل الحياة اليومية للإنسان خاصة صحته ، هو استخراج الأمور غير السوية التي يطرحها التجمع السكاني بمدينة الشارف من ناحية التطهير، و هذا حتى نتمكن من إجراء عملية التهيئة وإعادة التهيئة .
لغرض تحقيق الأهداف المسطرة مسبقا اتبعنا ثلاث مراحل مهمة و غير منفصلة تتمثل في :
-المرحلة الأولى نهتم بتشخيص شبكة التطهير.
- المرحلة الثانية نقوم باختبار نفس الشبكة مع احتواء مناطق التوسع وكذا المناطق حديثة التعمير
-المرحلة الثالثة نتوصل فيها إلى وضع مخطط تنفيذي قابل للإنجاز في الميدان.

Résumé :

Notre étude qui ne néglige en aucune manière la vie de l'homme de tous les jours, environnement, santé et, de façon générale, l'organisation de sa vie quotidienne, a pour objet de relever les anomalies que pose l'agglomération de Charef en matière d'assainissement afin de prévoir des travaux d'aménagement, de réhabilitation du réseau existant.

Elle s'étale donc, afin d'atteindre les objectifs tracés au préalable, sur trois étapes essentielles et indissociables. La première partie a concerné, en effet, l'établissement du diagnostic du réseau existant. La deuxième, a consisté en l'expertise du même réseau en incluant, cette fois-ci, les zones d'extension et les zones récemment urbanisées aussi.

En fin, le dernier axe de notre étude comprend le plan final, directement exécutable sur le terrain.

Abstract :

Our study which does not neglect in any way man is daily life, environment, health and, in a general way, the organization of his everyday life, has the aim of raising the problems and the anomalies which pose the agglomeration of Charef as regards the sewage system in order to provide, rehabilitation of the existing network.

In order to achieve the goals traced as a preliminary, we have followed three essential stages. The first part concerned the diagnosis of the existing network. The second considers the expertise on the same network while including, this time, the zones of extension and the zones recently urbanized too.

Lastly, the last axis of our study includes the final plan, directly achievable on the ground.

Sommaire

	Page
Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de la zone d'étude	
Introduction.....	01
I.1.Situation géographique.....	01
I.2. Végétation et Relief	03
I.2.1.La végétation.....	03
I.2.2.Le relief	03
I.3. Géologie et hydrogéologie	03
I.3.1Géologie et géomorphologie	03
I.3.2.Lithologie	04
I.3.3 Hydrogéologie.....	04
I.4. Situation climatique	04
I.4.1. La température.....	04
I.4.2. Les vents	05
I.4.3. Humidité relative	05
I.4.4.La pluviométrie	06
I.5. Situation hydraulique	07
I.5.1.Le réseau hydrographique	07
I.5.2 Réseau d'assainissement existant	07
Conclusion.....	08
Chapitre II : Diagnostic du système d'évacuation	
Introduction.....	09
II.1. Objectif des études de diagnostic	09
II.2. Phases principales d'une étude de diagnostic :	09
II.2.1. Recueil et exploitation des données	09
II.2.2. Mesure des débits et degré de pollution	10
II.2.3. Investigations spécifiques	10
II.3. Analyse de la situation actuelle	10
II.4. Description du réseau d'assainissement de la ville de Charef.....	10
II.5. Etat du système d'assainissement de la ville de Charef	12
II.5.1. Etat des regards	12
II.5.2. Etat des bouches d'égout	15
II.5.3. Etat actuel des collecteurs	15
II-6- les problèmes	16
II.7. Les solutions	16
Conclusion.....	17
Chapitre III : Etude hydrologique	
Introduction.....	18
III.1. Les averses	18
III. 2. Choix de la période de retour	18

III.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	19
III.3.1. Présentation de la station pluviométrique	19
III.3.2. Pluies maximales journalières	20
III.3.3. Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d'ajustement :	21
III.3.3.1. Analyse des données statistiques:	21
III.3.4. Choix de la loi d'ajustement	23
III.3.4.1. Vérification de l'homogénéité de la série	23
III.3.4.2. Calcul des paramètres de la loi choisie	24
III.3.5. Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTANARI	30
Conclusion	31

Chapitre IV : Calcul de base

Introduction	32
IV.1. Situation démographique	32
IV.2. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins	33
IV.3. systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement	33
IV.3.1. système unitaire	33
IV.3.2. système séparatif	34
IV.3.3. système pseudo séparatif	34
IV.4. Choix du système d'évacuation	36
IV.5. schémas d'évacuation	36
IV.5.1. Schéma perpendiculaire	36
IV.5.2. Schéma par déplacement latéral	36
IV.5.3. Schéma de collecteur par zones étagées	36
IV.5.4. Schéma radial	37
IV.5.5. Schéma à collecte transversale oblique	37
IV.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation	39
IV.7. Evaluation du coefficient de ruissellement	39
IV.8. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	42
IV.8.1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total	42
IV.8.2. Calcul de la densité partielle	43
IV.8.3. Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin	43
IV.9. Principe du tracé du réseau	44
Conclusion	44

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Introduction	45
V.1. Evaluation des débits d'eaux usées	45
V.1.1. Généralités	45
V.1.2. Nature des eaux usées à évacuer	45
V.1.3. Consommation en eau potable	47
V.1.4. Estimation des débits d'eaux usées	47
V.1.4.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques	47
V.1.4.2. Evaluation du débit moyen journalier	47
V.1.4.3. Evaluation du débit de pointe	48
V.2. Evaluation des débits des eaux pluviales	51
V.2.1. Méthode rationnelle	52
V.2.1.1. Hypothèse de la méthode rationnelle	52
V.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle	52
V.2.1.3. Temps de concentration	53

V.2.2. Méthode superficielle	53
V.2.2.1. Validité de la méthode superficielle	55
V.3. Choix de la méthode de calcul	55
V.3.1. Intensité moyenne maximale	55
V.3.2. Coefficient de correction (α) (minorateur)	56
Conclusion.....	57

Chapitre VI : Calcul hydraulique

Introduction.....	58
VI.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	58
VI.2. Mode de calcul.....	58
VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement.....	61
Conclusion.....	61

Chapitre VII : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Introduction.....	78
VII.1. Les ouvrages principaux.....	78
VII.1.1. Les canalisations.....	78
VII.1.1.1. Conduite en fonte.....	79
VII.1.1.2. Conduite en amiante ciment.....	79
VII.1.1.2.1. Types des Joints.....	79
VII.1.1.3. Conduite en grés.....	80
VII.1.1.3.1. Types des Joints.....	80
VII.1.1.4. Conduite en matière plastique.....	81
VII.1.1.4.1. Types des Joints.....	81
VII.1.1.5. Conduite en béton armé.....	81
VII.1.1.5.1. Types des Joints.....	82
VII.2. Les ouvrages annexes.....	84
VII.2.1. Les branchements.....	84
VII.2.2. Les bouches d'égout.....	84
VII.2.3. Les regards.....	86
VII.2.3.1. Types des regards.....	87
VII.2.3.2. Dimensionnement des regards de chute.....	89
VII.2.4. Les déversoirs d'orage	90
VII.2.4.1. Types des déversoirs.....	90
VII.2.4.2. Dimensionnement du déversoir d'orage.....	93
Conclusion.....	96

Chapitre VIII : Organisation de chantier

Introduction.....	97
VIII.1 Emplacement des canalisations	97
VIII.2 Exécution des travaux	97
VIII.3 Décapage de la couche de terre végétale	98
VIII.4 Emplacement des jalons des piquets	98
VIII.5 Exécution des tranchées	98
VIII.6 Aménagement du lit de sable	99
VIII.7 Pose des canalisations en tranchées	100
VIII.7.1- Mise en place de conduite.....	100
VIII.7.2- Assemblage des conduite	101
VIII.7.3- Essais sur les joints et les canalisation	101
VIII.7.4- Essais des tuyaux préfabriqué	101

VIII.7.4.1-Essais d'étanchéité	101
VIII.8 Confection des joints_.....	102
VIII.9 Réalisation des regards	102
VIII.10 Remblaiement te compactage des tranchées	102
VIII.11 Choix des engins	103
VIII.12 Devis quantitatif et estimatif	106
VIII.12.1Détermination des différents volumes	106
VIII.13 planification des travaux.....	109
Conclusion.....	113
Conclusion générale	
Annexes.	
Bibliographie.	

Liste des Tableaux

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1: Valeurs moyennes mensuelles et annuelles de la température	5
Tableau I.2: Valeurs moyennes mensuelles et annuelles des vents	5
Tableau I.3: Répartition mensuelle de l'évaporation.....	5
Tableau I.4 Stations pluviométriques.....	6
Tableau I.5: Pluviométrie moyenne mensuelle	6
Tableau I.6: Diamètres et longueurs du réseau existant de la ville de Charef.....	7

Chapitre III

Etude Hydrologique.

Tableau III.1. Station pluviométrique de Charef	19
Tableau III.2. Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de Charef	20
Tableau III.3 Caractéristiques de la série (avec N=36 ans).....	22
Tableau III.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	26
Tableau III.5. Caractéristiques de l'échantillon	27
Tableau III.6. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	29

Chapitre IV

Calcul de base.

Tableau IV.1. Perspectives de la population de la ville de Charef	33
Tableau IV.2. Avantages et inconvénients des différents systèmes	35
Tableau IV.3. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	40
Tableau IV.4 Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	40
Tableau IV.5. Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	41
Tableau IV.6. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	41
Tableau IV.7. Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	41
Tableau IV.8 Détermination de coefficient de ruissellement.....	42
Tableau IV.9 Détermination du nombre d'habitant futur.....	44

Chapitre V

Évaluations des débits à évacuer.

Tableau V.1 : Détermination des débits des équipements pour chaque sous bassin	49
Tableau V.2 : Détermination des débits d'eaux usées de pointe pour chaque sous bassin.....	54
Tableau V.3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle...	56
Tableau V.4 : Calcul des débits total.....	57

Chapitre VI

Calcul hydraulique.

Tableau VI.1: valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler K_s	59
Tableau VI.2: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal I	62

Tableau VI.2: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal I (suite).....	63
Tableau VI.2: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal I (suite).....	64
Tableau VI.3: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal II.....	65
Tableau VI.3: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal II (suite..)	66
Tableau VI.4 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin A)	67
Tableau VI.5 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin A).....	67
Tableau VI.6: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin B)	68
Tableau VI.7 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin B)	68
Tableau VI.8 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin C)	69
Tableau VI.9 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin D)	70
Tableau VI.10: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin D)	70
Tableau VI.11 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin D)	71
Tableau VI.12 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin E)	72
Tableau VI.13 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin F)	73
Tableau VI.14: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin G)	73
Tableau VI.15 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin H)	74
Tableau VI.16 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin H)	75

Chapitre VII

éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Tableau VII.1: Avantages et Inconvénients des types de canalisations utilisées.....	83
Tableau VII.2: dimensionnement des regards.....	90
Tableau VII.2: Détermination du temps de concentration.....	94
Tableau VII.3 Détermination du temps de concentration (suite).....	95

Chapitre VIII

Organisation de chantier

Tableau VIII.1: Volumes des travaux.....	108
Tableau VIII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	108
Tableau VIII.3: détermination des délais.....	109

Liste des figures

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude.

Figure.1: Plan de situation de la commune du Charef.....	2
Figure I.2: Pluies moyennes mensuelle à station de Charef (Période : 1977-2012).....	6

Chapitre II

Diagnostic du système d'évacuation.

Figure II.1 : photo du point de rejet.....	11
Figure II.2 : photo juste après le point de rejet.....	11
Figure II.3 : Rejet directement vers le milieu naturel.....	11
Figure II.4 : Rejet directement vers le milieu naturel.....	11
Figure II.5 : Vue intérieure d'un regard de Jonction complètement bouché.....	12
Figure II.6 : Vue générale sur la situation d'assainissement de la cité 1 Novembre.....	12
Figure II.7 : Vue sur un regard ouvert non aménager.....	12
Figure II.8 : Bassin de décantation près du rejet.....	12
Figure II.9 : Vue intérieure d'un regard de visite	13
Figure II.10 : Les regards d'assainissement sur la ligne allant vers le rejet.....	13
Figure II.11 : Regard inondé sur le collecteur allant vers le rejet	13
Figure II.12 : Regard de visite.....	13
Figure II.13 : Regard en état dégradé	13
Figure II.14 : Regard complètement inondé.....	13
Figure II.15 : Regard de visite totalement bouché	14
Figure II.16 : Vue sur un regard de branchement.....	14
Figure II.17 : Raccordement de l'assainissement des habitations.....	14
Figure II.18 : Vue sur un regard d'assainissement.....	14
Figure II.19 : Regard de jonction.....	14
Figure II.20 : Bouche d'égout non nettoyée	15
Figure II.21 : Bouche d'égout complètement bouchée.....	15

Chapitre III

Etude Hydrologique.

Figure III.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	27
Figure III.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	30

Chapitre IV

Calcul de base.

Figure IV.1 schémas des types de réseaux.....	38
---	----

Chapitre VII

Éléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Figure VII.1. Joints sur tuyaux en amiante ciment.....	80
Figure VII.2. Joints sur tuyaux en grés.....	80
Figure VII.3. Assemblage des tubes PVC.....	81
Figure VII.4. Principe d'armature d'un tuyau en béton armé.....	82
Figure VII.5. Assemblage par Bague roulante.....	82

Figure VII.6. Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche dans l'about	
Mâle.....	82
Figure VII.7. Assemblage par Bague glissante à appliquer contre un rebord de l'about	
Mâle.....	83
Figure VII.8. Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche du collet.....	83
Figure VII.9. Schéma représentatif des branchements.....	84
Figure VII.10. Schéma représentatif des bouches d'égout.....	85
Figure VII.11. Emplacement d'une bouche d'égout.....	86
Figure VII.12. Exemple d'un regard de visite.....	87
Figure VII.13. Exemple d'un regard latéral.....	87
Figure VII.14. Exemple d'un regard double.....	88
Figure VII.15. Exemple d'un regard de jonction.....	88
Figure VII.16. Exemple d'un regard de chute.....	89
Figure VII.17. Déversoir d'orage à seuil latéral.....	91
Figure VII.18. Déversoir d'orage type latéral à double seuil.....	91
Figure VII.19. Déversoir d'orage type frontal.....	92
Figure VII.20. Déversoir d'orage type Escalier.....	92
Figure VII.21. Déversoir à ouverture de fond.....	93

Chapitre VIII

Organisation de chantier.

Figure VIII.1 Coupe transversale d'une tranchée avec La mise en place de la conduit.....	99
Figure VIII.2 le pipelayers (pose de la canalisation).....	101
Figure VIII.3 Bulldozer.....	103
Figure VIII.4 Niveleuse automotrice.....	104
Figure VIII.5 Pelle équipée en rétro	105
Figure VIII.6. Chargeur.....	105
Figure VIII.7. compacteur.....	106
Figure VIII.8. Réseau a nœud.....	111
Figure VIII.9. diagramme de gannet.....	112

Liste des photos

Chapitre II

Diagnostic du système d'évacuation.

Photo II.1 : photo du point de rejet.....	11
Photo II.2 : photo juste après le point de rejet.....	11
Photo II.3 : Rejet directement vers le milieu naturel.....	11
Photo II.4 : Rejet directement vers le milieu naturel.....	11
Photo II.5 : Vue intérieure d'un regard de Jonction complètement bouché.....	12
Photo II.6 : Vue générale sur la situation d'assainissement de la cité 1 Novembre.....	12
Photo II.7 : Vue sur un regard ouvert non aménager.....	12
Photo II.8 : Bassin de décantation près du rejet.....	12
Photo II.9 : Vue intérieure d'un regard de visite	13
Photo II.10 : Les regards d'assainissement sur la ligne allant vers le rejet.....	13
Photo II.11 : Regard inondé sur le collecteur allant vers le rejet	13
Photo II.12 : Regard de visite.....	13
Photo II.13 : Regard en état dégradé	13
Photo II.14 : Regard complètement inondé.....	13
Photo II.15 : Regard de visite totalement bouché	14
Photo II.16 : Vue sur un regard de branchement.....	14
Photo II.17 : Raccordement de l'assainissement des habitations.....	14
Photo II.18 : Vue sur un regard d'assainissement.....	14
Photo II.19 : Regard de jonction.....	14
Photo II.20 : Bouche d'égout non nettoyée	15
Photo II.21 : Bouche d'égout complètement bouchée.....	15

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de masse et réseau existant de la commune de charef (W.djelfa).

Planche N°2: Plan de réseau projeté de la commune de charef (W.djelfa).

Planche N°3: Profil en long du collecteur principal I.

Planche N°4: Profil en long du collecteur principal II

Planche N°5: Eléments constitutifs du réseau d'égout.

Introduction

L'eau est synonyme de la vie. Ces dernières années, cette richesse naturelle ne cesse de se raréfier, suite au changement climatique qui a engendré une longue durée de sécheresse. Pour préserver donc cette dernière, nous devons tous contribuer à son utilisation rationnelle et éviter de la polluer.

L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer l'évacuation des eaux usées domestiques, pluviales ainsi que les rejets industriels dans des conditions satisfaisantes afin de préserver l'environnement et la santé public.

C'est pour cela que l'assainissement reste l'une des principales préoccupations des collectivités locales.

Notre but est d'aboutir toujours à des réseaux d'évacuation sûrs et fiables quelque soit le type de changement dans la quantité et la qualité des rejets.

Dans ce domaine, le problème majeur que l'on rencontre en Algérie c'est la gestion de ces derniers.

Pour atteindre notre but, il faut prendre connaissance de toutes les données du site de l'étude (démographique, hydraulique, topographique, géotechnique, hydrologique...). Ce qui nous conduit à l'établissement d'une fiche technique du réseau, ou en d'autres termes faire un diagnostic de ce dernier.

Dans notre projet, la ville de Charef appartient à la wilaya de DJELFA. Elle s'étend sur une superficie de plus 150.47 ha. Après le diagnostic, il a été constaté que le réseau d'assainissement existant est vétuste et présente beaucoup d'anomalies. Par conséquent la rénovation totale de ce dernier a été retenue.

L'urbanisation rythmique qu'a connue cette ville ces dernières années a mobilisée les autorités locales pour revoir le système d'assainissement existant afin de promouvoir son rendement en tenant compte les zones récemment urbanisées et les zones d'extension.

Pour ce faire, notre étude comprendra essentiellement quatre étapes.

- Présentation des caractéristiques de l'agglomération
- Elaboration de l'étude hydrologique.
- Dimensionnement du système d'évacuation.
- Dimensionnement des différents éléments constituant ce système d'évacuation.

Introduction :

L'élaboration de tout projet d'assainissement se fait sur la base des différentes données du site concerné par l'étude. Ces données nous permettent de dégager une variante qui permet de donner un fonctionnement adéquat du système d'évacuation. Nous sommes donc appelés à étudier d'une façon plus poussée:

- Les caractéristiques naturelles du site.
- Les données relatives à l'agglomération.
- Le développement de la zone d'étude.
- La situation hydraulique.

I.1. Situation géographique :

Charef est une daïra de la wilaya de Djelfa, qui s'étale sur une superficie de 70850 ha. Elle est à 350 Km au sud d'Alger et 50 km au sud-ouest du chef-lieu de la wilaya.

La commune de Charef a pour coordonnées LAMBER :

Longitude : 2° 35' Est et Latitude : 34° 49' Nord.

Et géographiques :

$X_1=489\ 000\ m$; $Y_1=124\ 000\ m$
 $X_2=525\ 000\ m$ $Y_2=160\ 000\ m$

Elle est limitée par les communes :

- de Zaafrane, au Nord Est
- de Ben Yaagoub, au Sud Est
- d'El Gueddid, au Nord-Ouest
- d'El Idrissia, au Sud-Ouest
- de Douis. au Sud



Echelle1/1000000

Source : O.N.M(Djelfa)

Figure. I.1 : Plan de situation de la commune du Charef

I.2. Végétation et Relief :**I.2.1. La végétation:**

Sachant que la région est rurale et appartenant au milieu steppique, le parc végétal existant est représenté par :

- Alfa associé à l'armoise, romain et cistes servant de pâturage au cheptel.
- Le pin d'Alep, essence principale des forêts de la wilaya en association avec d'autres espèces à savoir le chêne vert, genévrier de phoenicie, genévrier oxycédre, ...

La plantation d'arbres adaptée au climat et à la nature du sol est primordiale quant à la réalisation de notre projet, en vue de respecter le contexte végétal auquel appartient El Hammam et pour protéger le site contre les inondations et principalement pour consolider les berges de l'oued El Hadjia.

I.2.2. Le relief :

La commune de Charef se localise sur le versant nord de l'Atlas saharien, une partie du territoire est incluse dans les monts des Ouled Nail et l'autre dans les hautes plaines du Zahrez Gharbi, le point le plus haut culmine au Djebel Taouza « 1557 m », et le point le plus bas se situe à l'aval de l'oued Hadjia « 920 m ».

Ce territoire comprend des ensembles topographiques assez varies.

- Les terrains relativement plats au nord, faisant partie des Hautes Plaines ou domaine pré-atlasique.
- Le domaine montagneux de type atlasique au centre.
- La plateforme saharienne au Sud.

I.3. Géologie et hydrogéologie:**I.3.1 Géologie et géomorphologie:**

La géologie de la wilaya de Djelfa s'intègre, dans sa totalité, dans la géologie globale du domaine atlasique et de la marge septentrionale de la plateforme saharienne. Tandis que sur le plan géomorphologique, elle est marquée par la présence de trois grands ensembles morpho-structuraux.

I.3.2.Lithologie:

Le substratum de ce site se compose de croûtes calcaires quaternaires et d'affleurements de calcaire du turonien.

Dans les croûtes, nous trouvons à la base un encroûtement blanc de quelques mètres d'épaisseur surmonté d'une couche calcaire dure en dalle subhorizontale de 01 mètre d'épaisseur environ.

Du point de vue géotechnique, ces roches sont dures et non argileuses, donc favorables aux constructions.

I.3.3 Hydrogéologie:

Les niveaux aquifères rencontrés dans la région de Charefvont du Crétacé inférieur au Quaternaire.

Ces formations s'organisent en une structure synclinale connue sous le nom de synclinal du Charef. Il est orienté du Nord vers le Sud et s'étend depuis Djebel Ouachba jusqu'à la région de Zénina.

Le synclinal de Charef n'apparaît pas sur toute son extension. En effet, il se trouve souvent recouvert par les formations argilo-marneuses du Mio-Pliocène et des dépôts alluvionnaires du Quaternaire.

I.4. Situation climatique:

Pour l'analyse des facteurs climatiques, nous sommes basés sur les données climatiques de la station météorologique de Djelfa.

En raison de son immensité territoriale, la wilaya de Djelfa chevauche sur trois étages bioclimatiques, ils sont du type :

- Aride à subaride, au nord.
- Aride à semi-aride inférieur, sur la partie centrale.
- Aride à sub-saharien, au Sud.

La région de Charef appartient au deuxième étage climatique caractérisé par un hiver froid et un été doux.

I.4.1. La température:

Les températures extrêmes (minimales et maximales) et les amplitudes thermiques constituent une importance pour la végétation. Seuls les végétaux résistants et rustiques peuvent se maintenir.

Tableau I.1: Valeurs moyennes mensuelles et annuelles de la température à la station de Djelfa (période : 1977-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	MOY
T_{Max}(°C)	27,16	20,4	14,18	10,92	11,16	11,92	14,28	18,76	23,12	29,72	34,76	33,9	18,6
T_{Min}(°C)	15,04	9,32	4,42	1,54	1,16	1,88	3,42	6,64	10,24	15,14	19,32	18,98	7,8
T_{Moy}(°C)	21,16	14,82	9,00	6,04	6,02	6,84	9,08	12,92	17,06	22,94	27,84	26,9	32,9

Source : O.N.M(Djelfa)

I.4.2. Les vents :

Les vents dominants proviennent essentiellement de l'Ouest et du Nord-Ouest en hiver et du Sud-ouest en été.

Ces derniers sont parfois violents, du fait de leur circulation sur des espaces ouverts sans aucuns obstacles physiques favorisant ainsi le phénomène de désertification (l'avancée du désert).

Tableau. I.2: Valeurs moyennes mensuelles et annuelles des vents à la station de Djelfa (période : 1977-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou
V_{moy} (m/s)	3,74	3,52	4,48	4,24	4,24	5,32	5,18	5,4	5,22	4,1	3,64	3,56

Source : O.N.M(Djelfa)

I.4.3. Humidité relative:

Il est à noter que l'humidité relative est un élément climatique très important dans le cycle hydrologique qui contrôle l'évaporation du sol et le couvert végétal.

Tableau. I.3:Répartition mensuelle de l'évaporation à la station de Djelfa (Période : 1977-2012)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Aou	Ann
Evap (m/m)	159,8	87,6	62,2	49,8	53,6	60,4	86,2	113	159,8	214	275	260	1582,2
Evap (%)	55	66,6	72,4	77,4	75,2	73,2	67,2	62	54,8	44	34	37,4	719,2

Source : O.N.M(Djelfa)

I.4.4.La pluviométrie:

Il sera nécessaire d'étudier et de déterminer tout d'abord les caractéristiques pluviométriques et leurs répartitions statistiques dans le temps.

Les données pluviométriques disponibles dans la région ont été sélectionnées à partir du réseau d'observations de l'agence national des ressources hydriques « A.N.R.H ».

Tableau I.4: Stations pluviométriques.

N°	Stations		Coordonnées Lambert (km)		Altitudes (m)
	Nom	Code	X	Y	Z
1	Charef	17.01.02	509.50	147.25	1200

Tableau I.5: Pluviométrie moyenne mensuelle à la station de Djelfa (période : 1977-2012)

Station	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Ann
Charef	24	27	38	33	34	23	35	21	34	26	07	10	312

Source : O.N.M (Djelfa)

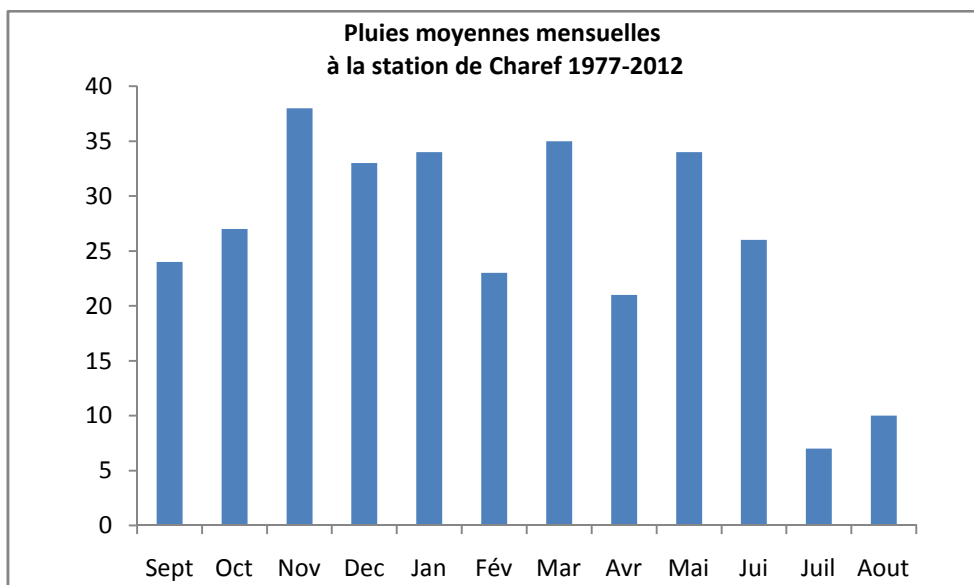


Figure I.2 : Pluies moyennes mensuelle à station de Charef (Période : 1977-2012)

I.5. Situation hydraulique :

I.5.1. Le réseau hydrographique :

L'agglomération de Charef se trouve entre deux oueds, le premier localisé à l'ouest est un véritable ravin très encastré dont les berges sont en forme de « V » avec une dénivelée de 4 à 7 mètre environ.

Le second nommé Beraouig est localisé à l'est, il a un fond plat alluvionnaire car il a un vaste impluvium alimenté par les monts du Senelbagharbi. Par conséquent, il se caractérise par un apport d'eau important lors de la saison pluvieuse. En cas de pluies torrentielles exceptionnelles, il peut entrer en crue et devenir menaçant pour la zone urbaine.

Ces oueds ont un écoulement sud - nord, ils sont à sec une bonne partie de l'année en raison de la faible pluviosité et de la forte évaporation.

A l'aval, c'est-à-dire en plaine, la nappe phréatique est peu profonde mais relativement salée. Les calcaires du turonien et les grès de l'albien constituent d'excellents réservoirs d'eau en raison de leurs perméabilités, de leurs fracturations et de leurs structures en synclinal.

I.5.2 Réseau d'assainissement existant:

Actuellement la ville de Charef est dotée d'un réseau d'assainissement de sections variant de 200 et 600 mm avec l'existence d'une seule galerie de collecte des eaux de pluie.

Le réseau existant est de type unitaire et son exutoire est l'oued El Hadjia. Ce dernier est le résultat d'interventions individuelles. Les eaux résiduaires à évacuer pour la zone d'étude sont celles usées domestiques et de ruissellement.

Les linéaires et les diamètres du réseau existant sont résumés dans le tableau I.5

Tableau I.6: Diamètres et longueurs du réseau existant de la ville de Charef

DN	300	400	500	600	Total
L(m)	4657.24	127.22	2015.21	263.37	7063.04

Source : DRE(Djelfa)

Conclusion:

Au terme de ce chapitre nous avons pu donner un aperçu général sur le secteur d'étude de tous les points de vue et grâce récoltant ainsi les informations regroupant les données nécessaires pour l'élaboration du projet d'évacuation des eaux usées de notre ville.

Ce qui nous permettra dans les chapitres suivants de calculer les différents débits qui serviront de base pour le dimensionnement de tous les ouvrages nécessaires au bon fonctionnement de notre système projeté.

Introduction:

En quelques années de fonctionnement, les réseaux d'assainissement subissent plusieurs anomalies, donc une perturbation dans le système de collecte et un l'impact sur l'environnement.

Pour le développement de notre ville, il est impératif de vérifier l'état et la capacité d'évacuation du système d'assainissement existant. Par conséquent, et pour la détermination des anomalies, le diagnostic du système d'évacuation est nécessaire.

II.1. Objectif des études de diagnostic :

L'objectif des études de diagnostic d'un système d'évacuation au niveau d'une agglomération est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement de ce dernier ainsi que celui des installations et des ouvrages spéciaux qui le constituent.

II.2. Phases principales d'une étude de diagnostic :

L'étude de diagnostic est un ensemble d'opérations effectuées sur le terrain pour déceler les dysfonctionnements des différents ouvrages afin de proposer les travaux adéquats pour leur remise en service.

Pour conduire une étude de diagnostic, trois phases s'imposent.

II.2.1. Recueil et exploitation des données :

On distingue quatre types de données :

- Données relatives à la collecte :
 - ✓ Nombre d'habitant et leur consommation en eau potable.
 - ✓ Surfaces totales drainées et leurs caractéristiques.
- Données relatives au réseau et à ces ouvrages annexes « collecteurs, déversoirs d'orage,... ».
- Données relatives au traitement des eaux rejetées:
 - ✓ Bilan du traitement.
 - ✓ Etat de fonctionnement des ouvrages de traitement.
- Données relatives au milieu récepteur :
 - ✓ Qualité actuelle.
 - ✓ Objectifs tracés.

II.2.2. Mesure des débits et degré de pollution :

Les mesures sont effectuées par temps sec et par temps de pluie, sur les collecteurs et aux points de rejet à fin de déterminer tous les débits et d'identifier les apports parasites permanents. Des inspections nocturnes sont effectuées pour identifier les collecteurs producteurs d'eau parasite.

II.2.3. Investigations spécifiques :

Des inspections par caméra vidéo sont menées sur les collecteurs défectueux ou producteurs d'eau parasite. Des essais à la fumée seront pratiqués pour identifier les faux branchements.

II.3. Analyse de la situation actuelle :

Notre analyse est basée sur l'état du réseau d'assainissement « regards et conduites ». Une vérification du système d'évacuation a été effectuée. Nous avons aussi vérifié les diamètres des conduites les profondeurs des regards que nous avons pu ouvrir. Par contre certains regards ne sont pas visibles (asphaltés), pour cela, un retour vers les archives du service technique de l'A.P.C et de la subdivision de l'hydraulique s'est avéré obligatoire afin de collecter tous les renseignements sur notre système d'évacuation.

Sur la base des côtes des tampons des regards, de leurs profondeurs et des distances, nous avons déterminé les pentes et les diamètres de chaque tronçon, et cela pour vérifier le taux de remplissage et la vitesse d'auto curage de chaque tronçon.

Mais parmi les regards que nous avons pu ouvrir, certains sont complètement envasés et d'autres (entre la cité El Messala et le rejet final), sont en débordement.

Pour un bon fonctionnement du réseau, il est préconisé un entretien périodique des regards et des conduites.

II.4. Description du réseau d'assainissement de la ville de Charef:

La ville de Charef est dotée d'un réseau ancien de type unitaire dans sa conception première qui a subi plusieurs changements au fil du temps, notamment la rénovation de quelques tronçons. Il rejette les eaux collectées dans le milieu naturel après le passage dans un bassin de décantation. Il ne comporte pas d'ouvrages ni déversoir d'orage ni station d'épuration.

Le réseau d'assainissement de la ville de Charef se compose de 394 collecteurs de forme circulaire, et de longueur totale égale à 7063.04 m.

a). Les rejets : Les rejets se font dans le milieu naturel en trois points. (Photos II.1 à II.4)

b). Etat des rejets :

Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement vers le milieu naturel sans aucun traitement. Cette situation pose beaucoup de problèmes notamment ceux des risques d'apparition de maladies à transmission hydrique.



Photo II.1: photo du point de rejet



Photo II.2: photo juste après le point de rejet



Photo II.3et II.4: Rejet directement vers le milieu naturel

II.5. Etat du système d'assainissement de la ville de Charef:**II.5.1. Etat des regards :**

Notre réseau d'assainissement comporte des regards qui sont au nombre de 398. Leur profondeur varie entre : 2 et 4 m. et la distance entre les regards varie de 50 à 100 m. Ceux du centre-ville sont presque tous en bon état mais ceux qui se trouvent aux limites du centre-ville sont parfois cassés, asphaltés ou dépourvus de tampons, ce a causé le bouchage des conduites.

La négligence et le manque d'entretien ont fait de ces regards des lieux d'accumulation des sables, de la végétation et des ordures publiques. Parfois certains regards sont dans un état de non identification suite à leur recouvrement par la chaussée. (Voir Photos II.5 à II.19).



Photo II.5: Vue intérieure d'un regard de Jonction complètement bouché



Photo II.6: Vue générale sur la situation d'assainissement de la cité 1 Novembre.



Photo II.7: Vue sur un regard ouvert non aménager



Photo II.8: Bassin de décantation près du rejet



Photo II.9: Vue intérieure d'un regard de visite



Photo II.10: Les regards d'assainissement sur la ligne allant vers le rejet



Photo II.11: Regard inondé sur le collecteur allant vers le rejet



Photo II.12: Regard de visite



Photo II.13: Regard en état dégradé



Photo II.14: Regard complètement inondé



Photo II.15: Regard de visite totalement bouché



Photo II.16: Vue sur un regard de branchement



Photo II.17: Raccordement de l'assainissement des habitations



Photo II.18: Vue sur un regard d'assainissement



Photo II.19: Regard de jonction

II.5.2. Etat des bouches d'égout :

Il existe deux types de bouches d'égout : latérales ou à accès par le haut. En général, elles sont en moyen état ; cependant, celles qui se trouvent au centre de la ville, sont envasées par les feuilles d'arbres et des déchets. Cela est dû à l'absence de l'aménagement des trottoirs, ainsi que l'absence totale d'entretien et de travaux de nettoyage.

**Photo II.20:** Bouche d'égout non nettoyée**Photo II.21 :** Bouche d'égout complètement bouchée**II.5.3. Etat actuel des collecteurs :**

Il a été dit précédemment que, la ville de Charef dispose d'un réseau d'assainissement de type unitaire. Sur la base des documents et plans obtenus auprès des différents services techniques ainsi que les enquêtes effectuées sur le terrain. Les informations obtenues ont permis d'avoir le tracé, les caractéristiques et l'état des collecteurs principaux et secondaires. Les résultats du diagnostic sont résumés dans les tableaux II.1 et II.2:(annexe I)

II-6- les problèmes :

Après avoir terminé l'analyse des données recueillies sur le réseau d'assainissement de la ville de Charef les problèmes de ce réseau sont les suivants :

- le problème majeur de la ville De Charef est le rejet des eaux usées directement vers le milieu naturel ce qui provoque la pollution de ce dernier.
- Le manque d'entretien de la bouche d'égout et le nettoyage périodique à cause des feuilles des arbres.
- L'état du réseau dans sa majeure partie ne nécessite que des opérations de curage.
- Les sections de certains collecteurs doivent être rectifiées.
- Absence de station d'épuration ou de déversoir d'orage.

II.7. Les solutions :

- L'entretien des regards et des bouches d'égout surtout au niveau de leurs ouvertures.
- Les sections de certains collecteurs doivent être modifiées.
- Construire une station d'épuration pour traiter les eaux avant de les rejeter dans l'oued.
- Le tracé du réseau doit suivre les rues et les voiries existantes et éviter les conduites qui traversent des terrains urbains nus qui échappent au contrôle et aux interventions du gestionnaire, pénalisant ainsi la surface foncière présentant des difficulté d'accès pour l'entretien, le piratage facile et la pollution éventuelle pour la présence des dépôts et des rejets sauvages et fuites des eaux usées.
- La rénovation des tronçons qui ne répondent pas aux normes de débit, pente et vitesse, ainsi que la qualité de canalisation.

Conclusion :

Après plusieurs visites des lieux et vu l'ensemble des collecteurs qui sont en bon états on procède au renforcement de ses derniers par l'ajout d'une canalisation dimensionnée par le surplus de débits, et l'enlèvement des collecteurs qui sont en mauvais états et la réalisation des nouveaux ouvrages annexes à l'endroit voulu pour l'amélioration du système projeté pour faciliter l'entretien et le nettoyage de ce dernier.

Cette solution présente les avantages intéressants suivants :

- moins coûteux.
- délai réduit durant la réalisation des travaux effectués.
- non gênant durant l'opération de la circulation des eaux usées c'est-à-dire lors de la réalisation du nouveau projet on laisse les collecteurs qui sont en bons états et qui fonctionnent normalement.

Introduction :

Hydrologie, science qui a pour objet l'étude de l'eau et de sa circulation sur la surface de la terre.

L'hydrologie étudie l'eau sous ses trois états (liquide, solide, gazeux) : l'eau liquide s'évapore, la neige se sublime ou retourne à l'état liquide, la vapeur d'eau se condense et les précipitations tombent en pluie ou en neige qui alimentent les cours d'eau et les glaciers. Ces derniers s'écoulent à la surface des continents et ramènent l'eau à l'océan.

Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux usées domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées découlent directement de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement.

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et ces ouvrages annexes (station d'épuration, déversoir d'orage, bassin de retenue, bassin piège...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

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

III.1. Les averses :

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

III. 2. Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

III.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, l'ingénieur hydrologue est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir à des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base la plus complète possible, pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

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

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

i_m : intensité moyenne en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée *t* en m.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

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

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

III.3.1. Présentation de la station pluviométrique :

Comme bases de données pluviométriques on se refait aux informations recueillies par la station pluviométrique de charef, Dont les coordonnées sont les suivantes :

Tableau III.1 : Station pluviométrique de Charef

Support pluviométrique	Altitude : Z (m)	1221
	Abscisse : X (Km)	489,000
	Ordonné : Y (Km)	124,000
	Code de la station	170120
	Nom de la station	Charef
Taille de l'échantillon : N	36	

III.3.2. Pluies maximales journalières :

Les précipitations maximales journalières sont étudiées à fin d'en déterminer les pluies de courte durée pour une probabilité de P%.

Tableau. III.1 Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station de Charef

Année	Pluie max jour	Année	Pluie max jour
1977	18.00	1995	14.40
1978	61.20	1996	13.10
1979	21.40	1997	25.00
1980	26.70	1998	23.00
1981	20.40	1999	17.00
1982	16.80	2000	16.00
1983	18.00	2001	17.50
1984	32.40	2002	22.00
1985	24.00	2003	21.40
1986	45.00	2004	24.60
1987	32.00	2005	32.20
1988	56.00	2006	22.20
1989	19.50	2007	27.00
1990	28.00	2008	37.30
1991	26.40	2009	20.80
1992	23.40	2010	19.70
1993	22.20	2011	24.00
1994	11.30	2012	42.40

Source : ANRH de Djelfa

III.3.3. Analyse des données pluviométriques et choix du type de loi d’ajustement :

III.3.3.1. Analyse des données statistiques:

Pour l’étude des précipitations en assainissement on a besoin d’une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de CHAREF.

La série s’étend sur une période de fonctionnement de 36 ans, soit de 1977 à 2012. Elle nous a été fournie par l’A.N.R.H de Djelfa.

L’analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d’un échantillon d’une série d’observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 36 années.

Les caractéristiques de cette série sont :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{max,j}}$ durant 36 ans d’observations :

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

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{36} = \frac{922,3}{36} = 25,6 \text{ mm}$$

n : le nombre d’années d’observations (n= 36 ans).

L’écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ » ;

Pour n ≥ 30 ans on a :

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

D’où :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{36} (P_{\max, j} - 25.6)^2}{36}} \right] = 11,0\text{mm}$$

❖ Coefficient de variation : « Cv » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{P_{\max, j}} \dots\dots\dots (III-4)$$

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{P_{\max, j}} = \frac{11.0}{25.6} = 0,430$$

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau. III.3: Caractéristiques de la série (avec N=36ans)

Caractéristiques	Formules	valeurs
La somme des P _{max j} en (mm)	$\sum_{i=1}^{N=36} Xi$	922,3mm
la moyenne des P _{max j} en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=36} Xi}{n}$	25,6mm
L'écart type « $\bar{\sigma}_x$ » ; Pour n > 30 ans	$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{36} (X_i - 25.6)^2}{36}} \right]$	11,0mm
Coefficient de variation « Cv » :	$C_V = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,430
L'exposant climatique :	b=0.38	

Remarque :

L'exposant climatique pour notre région b=0. 38 est donné par l'A.R.N.H de DJELFA

III.3.4.Choix de la loi d'ajustement:

Dans notre étude on va utiliser les deux lois suivantes :

1)-la loi de **GUMBEL**.

2)-la loi de **GALTON (log-normal)**

III.3.4.1. Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

➤ Test de la médiane :

Après le classement de la série de la plus petite valeur jusqu'à la plus grande, on calcule :

La médiane :

Puisque la série est paire, la médiane est :

$$\text{Médiane}(X_{50\%}) = \frac{X_{(5)} + X_{(6)}}{2} = 22.6$$

Ts : Taille de la plus grande série en (+) ou (-).

Ns : Nombre des valeurs supérieures ou inférieures à la médiane.

$$N_s = 16.$$

$$T_s = 5.$$

Pour que la série soit homogène, les deux conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$N_s > \frac{1}{2} (N + 1 - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \cdot \sqrt{N + 1}) = 12,54$$

$$T_s < 3.3 (\log_{10}(N) + 1) = 8,43$$

$$\text{Avec : } \alpha = 5\% \quad u_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1.96$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

III.3.4.2. Calcul des paramètres de la loi choisie:

A). Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gumbel:

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule III-5

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (III-5)$$

Tel que :

$$y = a (x - x_0) \dots\dots\dots (III-6)$$

Avec :

Y : variable réduite de GUMBEL

X : précipitation maximale journalière (mm)

X₀ : ordonnée à l'origine en (mm)

On peut écrire : $y_i = - \ln (- \ln (F (x_i))) \dots\dots\dots (III-7)$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,3.....m.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (III-8)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule (III-9):

$$Y_i = - \ln (-\ln(F(x_i))) \dots\dots\dots (III-9)$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀ »
- représenter graphiquement les couples (xi, yi) sur papier GUMBEL

1). Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi e Gumbel:

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (III-10)$$

Avec : $\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x \dots\dots\dots (III-11)$

(1 / a) : la pente de la droite de GUMBEL

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = (0,78)(11.0) = 8.58mm$$

Et x_0 représente l'ordonnée à l'origine

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{y} \dots\dots\dots (III-12)$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=36} yi}{N} \dots\dots\dots (III-13)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=36} yi}{N} = 0,57 \text{ mm}$$

$$X_0 = 25.6 - (8.58) \cdot (0,57) = 20.71 \text{ mm}$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$X = 8.58 y + 20.71$$

$$P_{\max,j} (p\%) = 8.58 y + 20.71$$

2). Coefficient de corrélation r

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(yi - \bar{y})}{\sqrt{\sum (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum (yi - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots (III-14)$$

Donc **r=0.97**

Remarque :

La corrélation est satisfaisante donc à partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL : (Voir graphe N°II-1).

La variable réduite est égale à :

$$y = -Ln (- LnF (90 \%)) = 2,25$$

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max,j, 10\%} \Rightarrow p [32.5 < 40.02 < 47.5] = 95\% \text{ (voir tableau III-4)}$$

3). Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL :

Station de CHAREF

- GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 36

U=20.660253

Alpha=8.591574

Quantiles

$q = F(X)$ (probabilité au non dépassement)

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau III.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

T	Q	XT	Ecart- type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	99.8	14.0	72.3	127
2000.0	0.9995	86.0	11.6	63.1	109
1000.0	0.9990	80.0	10.6	59.2	101
200.0	0.9950	66.2	8.23	50.0	82.3
100.0	0.9900	60.2	7.21	46.1	74.3
50.0	0.9800	54.2	6.19	42.1	66.3
20.0	0.9500	46.2	4.84	36.7	55.7
10.0	0.9000	40.0	3.83	32.5	47.5
5.0	0.8000	33.5	2.84	28.0	39.1
3.0	0.6667	28.4	2.14	24.2	32.6
2.0	0.5000	23.8	1.69	20.5	27.1

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

Tableau III.5 : Caractéristiques de l'échantillon

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	11,3
Maximum	61,2
Moyenne	25,6
Ecart-type	11,0
Médiane	22,6
Coefficient de variation (Cv)	0.430
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.73

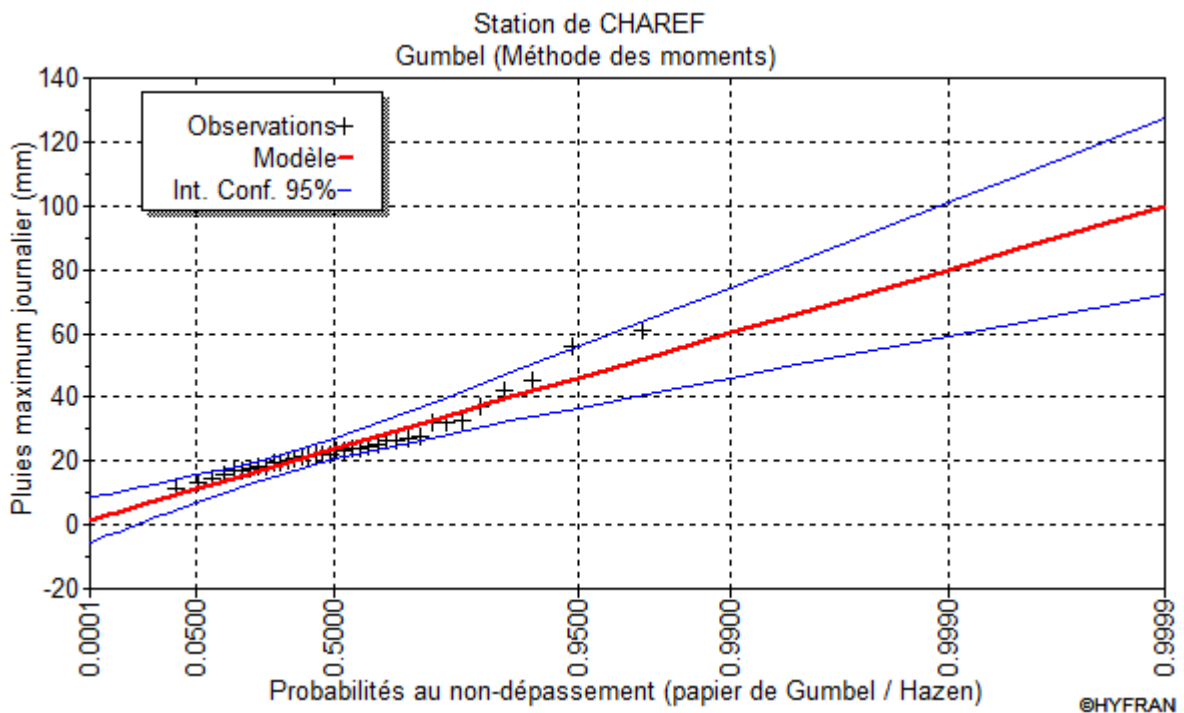


Figure III.1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

Remarque :

La loi de GUMBEL ne s'ajuste pas.

B)- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON (log normal) :

Une variable aléatoire a une distribution log normale lorsque $y = \ln(x)$ est normale. La loi de Galton résulte de la loi normale mais est rendue dissymétrique par un changement de variables. Sa fonction de répartition est donnée par :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots\dots\dots (III.15)$$

F(x) : Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots (III.16)$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme : $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$

Est l'équation d'une droite sur papier GAUSSO-LOGARITHMIQUE avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

a) .Procédé d'ajustement :

- 1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- 2- Calcul de la fréquence expérimentale.
- 3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \overline{x} et σ
- 4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\sigma_{\ln x}$.
- 5- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.
- 6- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \sigma_{\ln x}$
- 7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \sigma_{\ln x}} \dots\dots\dots (III.17)$$

b). Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 3,17 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\ln x_i} = 0,37 \text{ mm}$$

L'équation totale devient :

$$\ln x = 3.17 + u * 0,37$$

$$u=1.29 \quad P_{\max,10\%} = 38.4 \text{ mm.}$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe N° III-2

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max,10\%} \Rightarrow p [32.1 < 38.40 < 44.8] = 95\% \quad (\text{voir tableau III-4})$$

c).Résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 36

Quantiles :

q = F(X) (probabilité au non dépassement)

T = 1/ (1-q)

Tableau III.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

T	Q	XT	Ecart- type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	95.4	16.9	62.3	129
2000.0	0.9995	81.3	13.0	55.9	107
1000.0	0.9990	75.5	11.4	53.1	97.8
200.0	0.9950	62.3	8.14	46.3	78.2
100.0	0.9900	56.7	6.87	43.3	70.2
50.0	0.9800	51.3	5.68	40.1	62.4
20.0	0.9500	44.0	4.23	35.7	52.3
10.0	0.9000	38.4	3.25	32.1	44.8
5.0	0.8000	32.6	2.37	28.0	37.2
3.0	0.6667	28.0	1.82	24.4	31.5
2.0	0.5000	23.8	1.48	20.9	26.7

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.

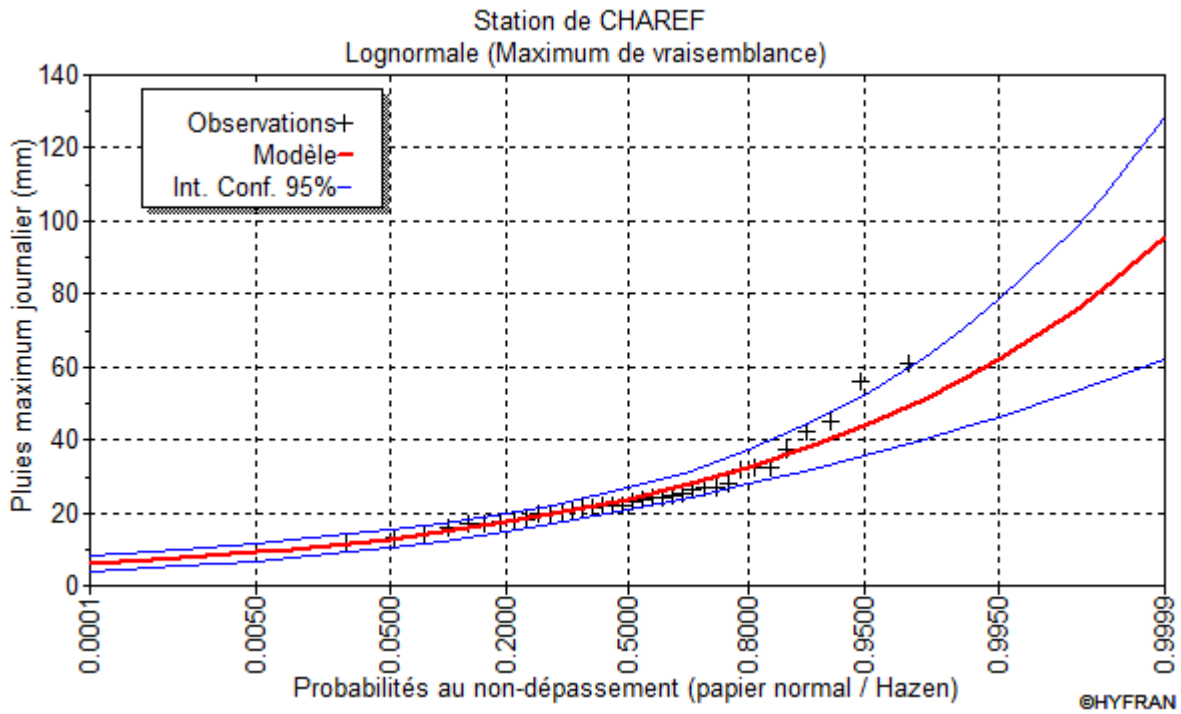


Figure III.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

III.3.5. Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTANARI :

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

$$I_{t_{15 \text{ min}}, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (III.18)$$

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

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

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25h = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ($b=0.38$),

Nous aurons donc :

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

➤ **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15 \text{ min } ,10\%} = \frac{40}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,38-1} = 28.24 \text{ mm / h}$$

$$I_{15 \text{ min } ,10\%} = 28.24 \text{ mm / h}$$

➤ **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15 \text{ min } ,10\%} = \frac{38.4}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,38-1} = 27.11 \text{ mm / h}$$

$$I_{15 \text{ min } ,10\%} = 27.11 \text{ mm / h}$$

Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne des précipitations.

On observe que les résultats obtenus par les deux lois d'ajustement (loi de GUMBEL et loi de GALTON) soit analytiquement ou graphiquement sont très rapprochés.

Pour le dimensionnement de notre réseau d'assainissement on va prendre la valeur obtenue par la loi de GALTON et on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est le débit spécifique.

$$q = \frac{27.11 * (10000)}{3600} = 75.31 \text{ l / s / ha}$$

$$\boxed{q = 75.31 \text{ l / s / ha}}$$

Avec $\frac{10000}{3600}$: terme de conversion du mm /h en l/s/ha

Introduction :

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement, passe par certaines phases préliminaires, parmi les quelles on trouve, le calcul de base. Au sein de cette partie on procède à une estimation du nombre d'habitants pour un horizon de calcul donné, le choix du système d'assainissement ainsi que le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées.

IV .1. Situation démographique:

Les ouvrages de génie civil comme ceux de l'hydraulique qu'on envisage d'utiliser dans le domaine de la collecte des eaux en milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

L'ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations : l'estimation à court terme, de 05 ans à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 ans à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de des accroissements géométriques à l'aide de l'équation des intérêts composés.

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \dots\dots\dots (VI-1)$$

Où :

T : Taux de croissance de la population considérée, (T=3.00%).

P₀ : population à l'année de référence. (P₀=13 050)

P_t : population à l'horizon futur.

N : C'est la différence en années entre l'année de référence et l'année de l'horizon de calcul. (2008-2028), N=20.

Remarque : Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'assainissement l'horizon de calcul est fixé à 2028.

D'après le service technique de l'APC, au dernier recensement (2008) la population de Charef était 13 050 habitants, avec un taux d'accroissement de 3.00%

Les résultats des estimations de la population sont reportés dans le tableau IV-01

Tableau IV.01 : Perspectives de la population de la ville de Charef.

Années	2008	2018	2028
Population	13 050	17538	23 570

IV. 2 . Découpage de l'aire d'étude en sous bassins :

Le bassin est un secteur géographique, est limité par les lignes de crête ou les lignes de partage des eaux. Dans un bassin, toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement.

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires, considérons comme des surfaces d'influences devant effectuées selon :

- La nature des sols.
- La densité des habitations.
- Les courbes de niveaux.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles « oueds, talwegs..... ».

Pour notre projet le découpage de la zone à étudier se fait suivant les limites naturelles et les courbes de niveau.

IV.3.Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossé, et accessoirement de poste de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs. Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation, soit:

- _ L'égout combiné ou unitaire.
- _ L'égout pseudo-séparatif.
- _ L'égout séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.

VI.3.1. Système unitaire :

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

VI.3.2. Système séparatif :

Ce système comprend deux réseaux :

- un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.
- un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.

Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même,

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

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

VI.3.3. Système pseudo- séparatif :

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties : L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature

L'autre provenant des toitures et des cours sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble.

On propose le tableau IV-02 qui récapitule les particularités de chaque système

Tableau N° : IV.02 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration ; - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure naturel préservé 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension 	<ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité 	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.

IV.4.Choix du système d'évacuation :

Les paramètres prépondérants pour le choix d'un système d'évacuation se fait en tenant compte:

- de l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement.
- des ouvrages existants, encore utiles pour le projet.
- du cours d'eau récepteur.
- de la comparaison des variantes (système séparatif, unitaire).
- de La topographie du terrain naturel.

Conclusion :

Pour notre agglomération, on constate d'après les plans topographique et urbanistique que les pentes du terrain sont moyennement faibles. Ce qui impose de grosses sections au réseau d'égout séparatif. L'exutoire est éloigné des points de collecte. Vu la largeur des routes, on cherche toujours l'économie d'un faible encombrement de la chaussée .A la lumière de ces constatations, on opte pour un système unitaire.

IV. 5. Schémas d'évacuation :

Le mode d'écoulement en assainissement est généralement gravitaire, donc dépendant du relief et de la topographie du terrain naturel. Pour assurer cet écoulement gravitaire on a les différents schémas d'évacuations suivants :

IV.5 .1 . Schéma perpendiculaire :

Il est adopté pour les eaux pluviales des réseaux séparatifs s'il n'y a pas de traitement prévu. L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau le plus proche. Suivant la disposition des collecteurs on distingue :

- Le schéma perpendiculaire simple.
- Le schéma perpendiculaire étagé.

IV. 5. 2. Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

IV. 5.3 .Schéma de collecteur par zones étagées :

C'est une transposition de schéma à déplacement latéral, mais avec une multiplication des collecteurs longitudinaux pour ne pas charger certains collecteurs.

IV. 5. 4. Schéma radial :

C'est un schéma adopté pour les terrains plat. Les eaux sont collectées en un point bas, pour être en suite relevées vers :

- Un cours d'eau récepteur.
- Une station d'épuration.
- Un collecteur fonctionnant à surface libre.

IV. 5.5. Schéma à collecte transversale 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.

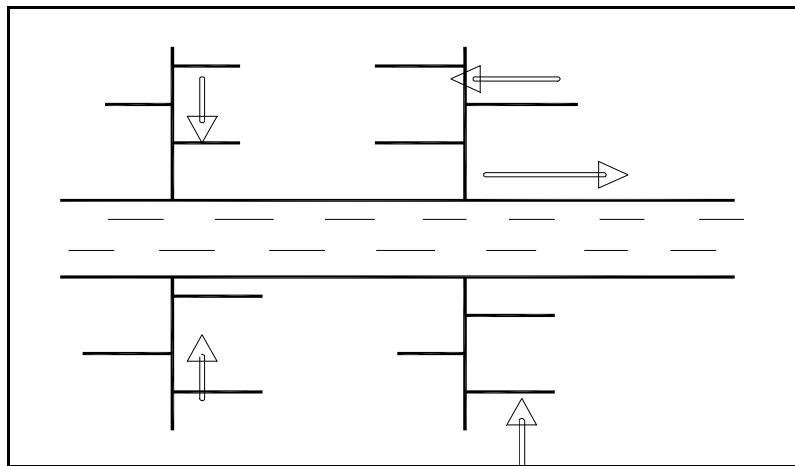


Schéma perpendiculaire

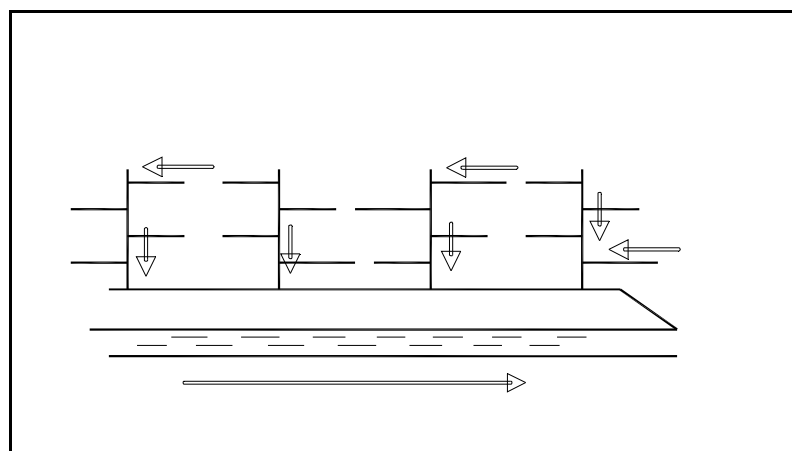


Schéma par déplacement latéral

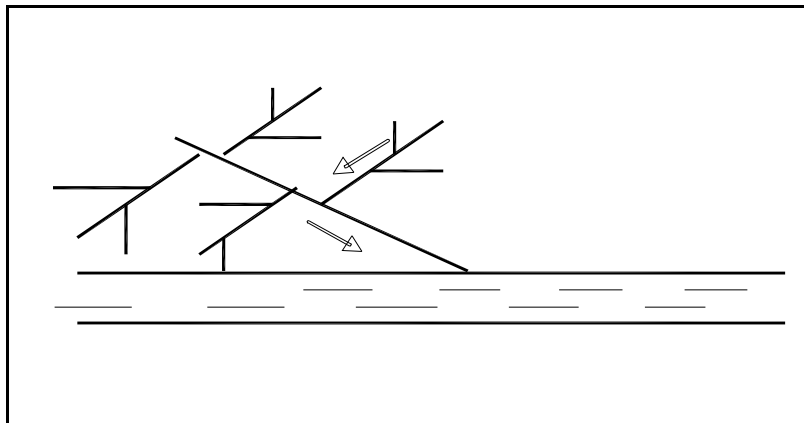


Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

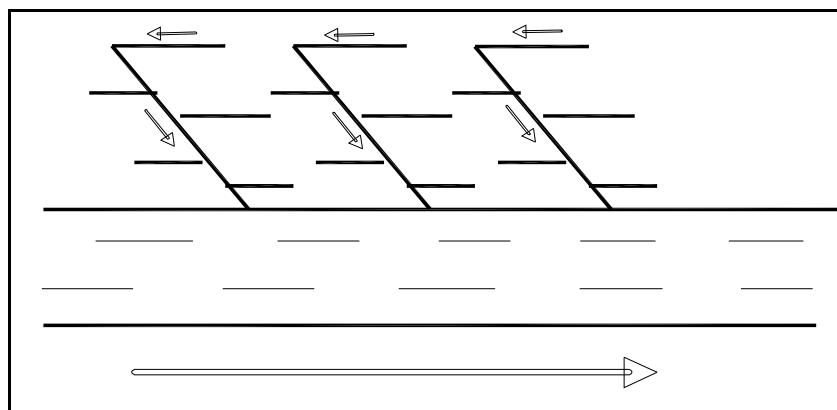


Schéma à Collecteur Etagé

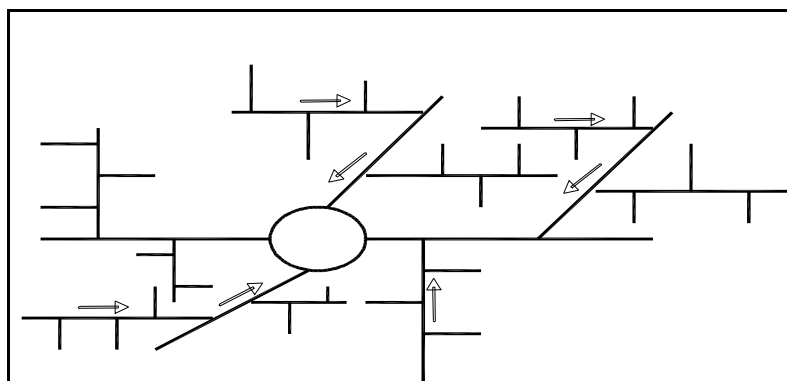


Schéma type radial

Figure IV-01 : schémas des types de réseaux.

IV.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau avec schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération

IV.7. Evaluation du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cri » d'une surface donnée, est le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume d'eau tombé sur ce bassin. Sa valeur variable dépend de plusieurs facteurs tel que :

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

a). Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau IV.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

b). Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**Tableau IV.4:** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.

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

c). Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle qu'est perméable. Ce qui donne un ruissellement important

Tableau IV.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

Source : GOMELLA. C, GUERREE. H, 1986

d). Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :**Tableau IV.6** : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

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

Source : GOMELLA. C, GUERREE. H, 1986

e). Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :**Tableau IV.7** : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence

Zones d'influence	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 : GOMELLA. C, GUERREE. H, 1986

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la densité des habitations.

Tableau IV.8 : Détermination de coefficient de ruissellement.

N° du Sous Bassin	Surface « Ai » en « ha »	Cri
A	16,18	0,35
B	20,83	0,25
C	13,88	0,20
D	29,21	0,35
E	24,6	0,20
F	22,33	0,35
G	7,52	0,20
H	15,92	0,25

IV.8 .Calcul du nombre d’habitants pour chaque sous bassin :

A défaut de connaître le nombre exact d’habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier.

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

On déduit le nombre d’habitant dans chaque sous bassins

IV. 8. 1. Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

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

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} \dots\dots\dots (IV - 2)$$

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

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} = 0.26$$

IV. 8. 2. Calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} A} \dots\dots\dots (IV - 3)$$

Avec :

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

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré total.

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

P : Population globale à l’horizon de calcul.

A : Surface totale de la zone urbanisée en (ha). ($A=150.47ha$)

IV. 8. 3. Calcul du nombre d’habitant de chaque sous bassin :

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

$$P_i = D_i . A_i \dots\dots\dots (IV - 4)$$

Avec :

P_i : Population partielle du sou bassin considéré.

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

Remarque :

Les résultats de calcul du nombre d’habitants de chaque sous bassins, sont portés dans les tableaux IV.9.

Tableau : IV.9- Détermination du nombre d'habitant futur.

Nombre d'habitant : 23 570hab.

N° du Sous Bassin	Surface « Ai » en « ha »	Cri	Di	Nombre d'habitant	cumule
A	16,18	0,35	210,86	3410	3410
B	20,83	0,25	150,61	3130	6540
C	13,88	0,2	120,49	1671	8211
D	29,21	0,25	150,62	4395	12606
E	24,6	0,2	120,49	2963	15569
F	22,33	0,35	210,86	4708	20277
G	7,52	0,2	120,49	901	21178
H	15,92	0,25	150,61	2392	23570

IV. 9 .Principe du tracé du réseau :

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

- La topographie du site.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.
- Les conditions de rejet.
- L'emplacement des cours d'eau et talweg.
- L'emplacement du cours d'eau ou de la station d'épuration.

La profondeur des canalisations doit répondre à certains critères comme :

- La profondeur des caves avoisinante.
- La résistance de la canalisation aux différents efforts et au gel.

Conclusion :

Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- On a fixé l'horizon de calcul à 2028, soit une population future de 23 570 habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma déplacement latéral.
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduit à distinguer 8 sous bassins.

Introduction :

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées d'origine diverse. Avant de consacrer la partie dimensionnement des collecteurs, il faut que l'évaluation des débits des eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et des diverses catégories du sol.

V.1. Evaluation des débits d'eaux usées :**V.1 .1.Généralités :**

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets liquides provenant des habitations et des lieux d'activités.

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde ; fièvre paratyphoïde ; dysenterie; diarrhées infectieuses), il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr. D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

V.1.2. Nature des eaux usées à évacuer :

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des ces eaux usées.

On distingue:

- ✓ Les eaux usées d'origine domestique ;
- ✓ Les eaux usées d'origine industrielle ;

A / Les eaux usées d'origine domestique :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

Quantités à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tours dépendent de :

- L'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d’habitats et leur degré de confort.
 - Dotation en eaux potable.
 - Conditions climatiques.
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

B / Eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Ces eaux sont généralement chargées de matières grasses.

Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

C / Eaux usées industrielles :

Ces eaux proviennent de diverses usines .Elles contiennent des substances chimiques (acide, basique) et toxiques.

La quantité des eaux évacuées par les industries dépend de plusieurs facteurs :

1. Nature de l’industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
2. Procédé de fabrication utilisé ;
3. Taux de recyclage effectivement réalisé.

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

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosives, solides ou toxiques. Si non elles doivent subir un prétraitement à l’intérieur de l’unité industrielle.

Remarque :

Notre projet ne comporte pas d’industrie d’où les eaux usées provenant de la ville sont d’origine domestique et du service public.

D / Eaux usées des équipements :

On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d’utilité publique. L’estimation se fait sur la base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

V.1.3. Consommation en eau potable :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend de certains paramètres :

- La disponibilité de la ressource.
- Le nombre d'habitants.
- Le développement urbain de la ville.
- Le niveau de vie de la population.

Vu le développement qu'a connu la ville de CHAREF en sens d'urbanisme et de mode de vie de la population ainsi que la disponibilité de la ressource de eaux, on a adopté une dotation en eau potable de **150 l/j/ha**.

V.1.4. Estimation des débits d'eaux usées :

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

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type d'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

V.1.4.1. Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base de calcul une dotation en eau potable de 150 l/j hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

V.1.4.2. Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy,j}} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{l/s}) \dots \dots \dots (V-1)$$

Avec:

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée :

D : dotation journalière prise égale à 150 l/j hab.

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

V.1.4.3. Evaluation du 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 donné par la formule qui suit

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \dots\dots\dots (V-2)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe ;

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier ;

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être : [1]

a)- estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

b)- relié à la position de la conduite dans le réseau :

$$K_p = 3 \quad \text{en tête du réseau ;}$$

$$K_p = 2 \quad \text{à proximité de l'exutoire ;}$$

c)- Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si } Q_{moyj} \geq 2.8 \text{ l/s} \dots\dots\dots (V-3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moyj} < 2.8 \text{ l/s}$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation (V-3)

Les débits des eaux usées des équipements et les débits des eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau N° V-1 et le tableau N° V-2

Tableau V.1 : Détermination des débits des eaux usées et des équipements pour chaque sous bassin (1/2)

N° du S. B	Type d'équipement	Unité de mesure	consommateur	Dotation (l/j/unit)	Q équip-rejeté (l/j)	Q equip total (l / j)	Q equip total (l / s)
A	Mosquée	Fidèle	1000	10	8000	14676	0,1698
	Garde communale	Fonctionnaire	23	15	276		
	Ecole primaire	Elève	800	10	6400		
B	Groupe scolaire	Elève	1000	10	8000	8000	0.0925
C	Stade	Vestiaire	644	50	25760	28960	0,3351
	Ecole primaire1	Elève	400	10	3200		
D	Mosque1	Fidèle	1000	10	8000	24480	0,2833
	Siège APC	Fonctionnaire	25	10	200		
	Ecole primaire1	Elève	800	10	6400		
	Centre de santé	Fonctionnaire	40	5	160		
	Mosque2	Fidèle	800	10	6400		
	Ecole primaire2	Elève	400	10	3200		
	Bureau de poste P.T.T	Fonctionnaire	10	15	120		

Tableau V.1 : Détermination des débits des eaux usées et des équipements pour chaque sous bassin (2/2)

E	C.E.M1	Elève	510	10	4080	9360	0.1083
	C.E.M2	Elève	460	10	3680		
	Maison des jeunes	Jeunes	200	10	1600		
F	Ecole primaire	Elève	800	10	6400	6400	0,0741
G	C, F, P, A	Stagiaire	140	10	1120	1120	0.0130
H	Daïra	Fonctionnaire	50	10	400	17680	0,2046
	C.E.M	Elève	740	10	5920		
	Gendarmerie	Fonctionnaire	50	10	400		
	Station services	Fonctionnaire	30	10	240		
	Lycée	-Elève	540	10	4320		
	Ecole primaire	Elève	800	10	6400		

Tableau V.2 : Détermination des débits d'eaux usées de pointe pour chaque sous bassin

Sous bassin	Surface A (ha)	Nbre d'habitants	Q_{moy} (l/s)	Kp	Q_{eu}^{pte} (l/s)	$Q_{eu}^{équi}$ (l/s)	Q_{eu}^{totale} (l/s)	Q_{usee}^{total} (m ³ /s)
A	16,18	3410	4,736	2,65	12,55	0,1698	12,7198	0,0127
B	20,83	3130	4,347	2,69	11,693	0,0925	11,7855	0,0118
C	13,88	1671	2,321	3	6,963	0,3351	7,2981	0,0073
D	29,21	4395	6,104	2,51	15,321	0,2833	15,6043	0,0156
E	24,6	2963	4,115	2,73	11,234	0,1083	11,3423	0,0113
F	22,33	4708	6,539	2,48	16,217	0,0741	16,2911	0,0163
G	7,52	901	1,251	3	3,753	0,0130	3,766	0,0038
H	15,92	2392	3,322	2,87	9,534	0,2046	9,7386	0,0097
Total	150,47	23570	32,735	21,93	87,265	1,0669	88,5457	0,0885

Signification des colonnes :

$Q_{moy,j}$: débit d'eau usée moyen (l/s) ;

Q_{eu}^{pte} : Débit d'eau usée de pointe (l/s) ;

$Q_{eu}^{équip}$: Débit d'eau usée d'équipement (l/s) ;

Q_{eu}^{totale} : Débit d'eau usée total (l/s) ;

V.2. Evaluation des débits des eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Ces derniers seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15mn. Ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les débordements (inondation) .Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux :

- La méthode superficielle
- La méthode rationnelle

V.2.1. Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains à faible surface (≤ 10 ha).

Elle consiste à estimer les débits des 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 « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha . Cr . i . A \quad (l / s) \dots\dots\dots(V-4)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (l / s)

A : surface de l'aire d'influence (ha)

Cr : coefficient de ruissellement

i : intensité de précipitation (l / s / ha)

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace. Sa détermination se fait en fonction de la forme du bassin.

V.2.1.1. Hypothèse de la méthode rationnelle:

Les hypothèses de base sont, par conséquent, les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydrogramme de ruissellement est une fonction du débit précipité $i . A$;
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

V.2.1.2. Validité de la méthode rationnelle:

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable pour les toits et les cours du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement.

V.2.1.3. Temps de concentration :

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre l'exutoire. Pour évaluer le temps de concentration on a :

On considère que le temps de concentration est issu de trois temps, t_1 , t_2 et t_3 :

$t_1 = \frac{1}{60.V}$: Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites, (en minute).

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.

$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation, (en minute).

Ou :

L : Longueur de la conduite (m).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite, (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Remarque :

Suivant la configuration de chaque sous bassin on évaluera le temps de concentration qui lui correspond.

V.2.2. Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par **M.CAQUOT** en 1949. Elle tien compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C_r^{\frac{1}{u}} . A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots (V - 5)$$

Ou :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f=90%. (m³/s)

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

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

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

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} . a(f)}{6.6} \dots\dots\dots (V - 6)$$

$$v = -0,41b(f) \dots\dots\dots (V - 7)$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots\dots (V - 8)$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots\dots (V - 9)$$

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

$$i(t, f) = a(f).t^{b(f)} \dots\dots\dots (V - 10)$$

Ou :

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

f = 90 %.

La pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{Cam - Cav}{L} \dots\dots\dots (V-11)$$

Cam : cote amont du collecteur (m) ;

Cav : cote aval du collecteur (m) ;

L : longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des déclivités, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N Li}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Li}{\sqrt{Ii}} \right)} \right]^2 \dots\dots\dots (V-12)$$

Li : distance partielle du tronçon i en mètre ;

Ii : pente du tronçon i m/m ;

N : nombre de tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule (V-13) pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N Ii Qi}{\sum_{i=1}^N Qi} \right]^2 \dots\dots\dots (V-13)$$

- li : pente du tronçon i ;
- Qi : débit du tronçon i ;
- N : nombre des tronçons.

Remarque :

La valeur du débit $Q_{(f)}$ donnée par l’expression (V – 4) correspond à une valeur calculée, celle – ci doit tenir compte d’un coefficient m d’où :

$$Q_{(f) \text{ corrigé}} = m Q_{(f) \text{ calculée}} \dots\dots\dots (V-14)$$

Avec :

m : coefficient d’influence donné par l’expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84 \cdot b(f)}{1 + 0.287 \cdot b(f)}} = \left(\frac{M}{2} \right)^b \dots\dots\dots (V-15)$$

Et M : coefficient d’allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

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

A : surface du bassin considéré en (m²)

V.2.2.1.Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d’application suivantes :

- une superficie totale < 200 ha
- la pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) %
- le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1)
- le coefficient d’allongement (0.8<M <2)
-

V.3.Choix de la méthode de calcul :

Pour notre agglomération on utilise la méthode rationnelle pour l’évaluation du débit pluvial en se basant sur le fait que les caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente et que le coefficient de ruissèlement et bien estimée.

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (l/s) \dots\dots\dots (V-16)$$

V.3.1.Intensité moyenne maximale :

L’intensité moyenne maximale est déterminée dans le chapitre de l’Etude hydrologique égale à $i=27.11\text{mm/h}$, soit un débit spécifique de $q=75.31 \text{ l/s/ha}$.

V.3.2.Coefficient de correction (α) (minorateur) :

Pour tenir compte de la distribution spatiale de la pluie, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur, il est déterminé d'après une loi de répartition de la pluie.

-Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =1/2 de la longueur), ce coefficient sera égale à :

$$\alpha = 1 - 0,006 \sqrt{\frac{d}{2}} \dots\dots\dots (V-17)$$

-Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\alpha = 1 - 0,005 \sqrt{d} \dots\dots\dots (V-18)$$

d/2: Distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Tableau V-4 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle .

N°SB	Ai (ha)	Cri	α	Intensité moyenne (l/s/ha)	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)
A	16,18	0,35	0.90	75.31	383,8324	0,38383
B	20,83	0,25	0.88	75.31	345,1156	0,34511
C	13,88	0,2	0.85	75.31	177,7014	0,17770
D	29,21	0,25	0.8	75.31	439,9610	0,43996
E	24,6	0,2	0.84	75.31	311,2411	0,31124
F	22,33	0,35	0.83	75.31	488,5258	0,48852
G	7,52	0,2	1.00	75.31	113,2662	0,11326
H	15,92	0,25	0.84	75.31	251,7763	0,25177

Signification des colonnes :

Ai : Surface du sous bassin (ha) ;

Cri : Coefficient de ruissellement ;

α : Coefficient minorateur.

Tableau V-4 : Calcul des débits total

Numéro du sous bassin	Ai (ha)	Q usé(m ³ /s)	Q pluvial(m ³ /s)	Q total(m ³ /s)
A	16,18	0,0127	0,3838	0,3965
B	20,83	0,0118	0,3451	0,3569
C	13,88	0,0073	0,1777	0,1849
D	29,21	0,0156	0,4399	0,4556
E	24,6	0,0113	0,3112	0,3226
F	22,33	0,0163	0,4885	0,5048
G	7,52	0,0038	0,1133	0,1170
H	15,92	0,0097	0,2518	0,2615
total	150,47	0,0885	2,5114	2,5999

Conclusion :

La présente phase (évaluation des débits) a eu pour résultat la quantification des débits à évacuer. Ces derniers comprennent les débits d'eaux usées et pluviales.

D'après les valeurs des débits obtenues, on constate que les débits des eaux usées ne représentent qu'une faible fraction des débits pluviaux. Aussi on signale que la ville de Charef ne comporte pas de unité industrielle.

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

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

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

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs

VI.1. Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit.

La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.

VI.2. Mode de calcul :

Les calculs des écoulements dans les réseaux d'assainissement doivent être conduits en fonction des contraintes : débits connus, sections et pentes des collecteurs imposées.

Le débit s'exprime par la formule suivante :

$$Q = V.S \dots\dots\dots (VI.1)$$

Avec : Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions. La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \dots\dots\dots (VI.2)$$

Où :

I_m (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné ;

R (m) : Rayon hydraulique ;

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Le tableau VI-1 donne des valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux.

Tableau VI.1 : valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler K_s .

types de matériaux	coefficient de rugosité K_s
Conduites métalliques rivées ou avec de nombreuses soudures	60
Béton rugueux	60
Conduites en fonte ou en béton (très vieilles)	70
Conduites en fonte en service ou en béton avec joints serrées	75
Fonte neuve, maçonnerie très lisse	80
Acier revêtu, béton bien lissé	85
Conduites en béton très lisse, en fibro-ciment, en tôle sans soudures	90 à 100
Acier galvanisé	100 à 110
Fonte revêtue intérieurement neuve	110 à 125
Amiante-ciment (Eternit)	100 à 120
Cuivre, laiton, PE, PVC lisse	120 à 150

Pour notre projet on va utiliser des canalisations en béton armé, à cause de leurs avantages par rapport aux autres matériaux, ces avantages on va les données dans le chapitre des éléments constitutifs du réseau.

A partir de l'équation (VI.1) et (VI.2) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \dots\dots\dots(VI.3)$$

Où : $Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \dots\dots\dots(VI.4)$

avec :

Q_{eu} (m³/s): Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m³/s): Débit d'eau pluviale.

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots(VI.5)$$

D_{nor} (mm) : Diamètre normalisé de la conduite.

V_{ps} (m/s) : Vitesse à pleine section.

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (VI.2), avec le rayon hydraulique

$$R = \frac{D_{nor}}{4} \dots\dots\dots(VI.6)$$

$$V_{PS} = K_s * (D_{nor} / 4)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}_m \dots\dots\dots(VI.7)$$

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

- Rapport des débits : $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}} \dots\dots\dots(VI.8)$

- Rapport des vitesses : $R_v = \frac{V}{V_{PS}} \dots\dots\dots(VI.9)$

- Rapport des hauteurs : $R_h = \frac{h}{D_{nor}} \dots\dots\dots(VI.10)$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau ;

H : hauteur de remplissage.

Rv et Rh sont obtenus à partir de l'annexe II.

VI.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Les résultats de nos calculs de dimensionnement sont présentés dans les tableaux qui vont suivre.

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.2 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal I :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
F21-F20	801.85	800.40	800,65	799,2	31,05	0,0467	0.0052	0.0002	0.0054	75	76.85	300	2.98	0.232	0.02	0.0009	0.403	0.19	0.11	0.02	1.201	0.569	0.033	0.008	Autocurage vérifie
F20-F19	800.40	798.96	799,2	797,76	30,78	0,04678	0.0104	0.0004	0.0108	75	99.62	300	2.98	0.232	0.05	0.0004	0.519	0.20	0.14	0.03	1.548	0.602	0.046	0.010	Autocurage vérifie
F19-F18	798.96	797.03	797,76	795,83	41,20	0,04684	0.0156	0.0006	0.0162	75	115.95	300	2.98	0.232	0.07	0.0002	0.583	0.21	0.18	0.04	1.738	0.634	0.056	0.011	Autocurage vérifie
F18-F17	797.03	795.66	795,83	794,46	29,25	0,04684	0.0208	0.0008	0.0216	75	127.35	300	2.98	0.232	0.09	0.0005	0.618	0.22	0.20	0.04	1.843	0.664	0.064	0.013	Autocurage vérifie
F17-F16	795.66	794.28	794,46	793,08	29,56	0,04668	0.026	0.001	0.027	75	140.53	300	2.98	0.232	0.12	0.0015	0.658	0.23	0.23	0.05	1.958	0.694	0.073	0.015	Autocurage vérifie
F16-F8	794.28	792.44	793,08	791,24	39,53	0,04655	0.0312	0.0012	0.0324	75	150.55	300	2.97	0.232	0.14	0.01	0.691	0.24	0.25	0.05	2.056	0.722	0.080	0.016	Autocurage vérifie
F8-F7	792.44	791.00	791,24	789,8	57,83	0,02490	0.0364	0.0014	0.0378	75	179.36	300	2.17	0.169	0.22	0.01	0.807	0.28	0.32	0.07	1.755	0.601	0.100	0.021	Autocurage vérifie
F7-F6	791.00	789.61	789,8	788,41	55,84	0,02489	0.0416	0.0016	0.0432	75	188.59	300	2.17	0.169	0.26	0.01	0.842	0.29	0.34	0.07	1.830	0.627	0.108	0.022	Autocurage vérifie
F6-F5	789.61	788.15	788,41	786,95	30,29	0,04820	0.0468	0.0018	0.0486	75	174.13	300	3.03	0.236	0.21	0.01	0.786	0.27	0.31	0.06	2.378	0.816	0.096	0.020	Autocurage vérifie
F5-F4	788.15	787.30	786,95	786,1	26,32	0,03229	0.052	0.002	0.054	75	195.28	300	2.48	0.193	0.28	0.01	0.864	0.30	0.36	0.07	2.139	0.737	0.113	0.023	Autocurage vérifie
F4-F3	787.30	786.35	786,1	785,15	29,50	0,03220	0.0572	0.0022	0.0594	75	202.23	300	2.47	0.193	0.31	0.01	0.883	0.31	0.38	0.08	2.184	0.761	0.119	0.024	Autocurage vérifie
F3-F2	786.35	783.05	785,15	781,85	52,23	0,03228	0.0624	0.0024	0.0648	75	183.94	300	3.46	0.270	0.24	0.01	0.825	0.28	0.33	0.07	2.858	0.979	0.104	0.021	Autocurage vérifie
F2-F1	783.05	779.83	781,85	778,63	48,62	0,02964	0.0676	0.0026	0.0702	75	187.72	300	3.55	0.276	0.25	0.01	0.839	0.29	0.34	0.07	2.975	1.021	0.107	0.022	Autocurage vérifie
F1-H89	779.83	776.82	778,63	775,62	41,48	0,02966	0.0728	0.0028	0.0756	75	190.53	300	3.71	0.289	0.26	0.01	0.849	0.29	0.35	0.07	3.150	1.079	0.109	0.022	Autocurage vérifie
H89-H88	776.82	774.21	775,62	773,01	48,01	0,02966	0.078	0.003	0.081	75	206.19	300	3.21	0.250	0.32	0.01	0.894	0.31	0.39	0.08	2.871	1.005	0.123	0.025	Autocurage vérifie
H88-H87	774.21	773.45	773,01	772,25	25,77	0,02949	0.0832	0.0032	0.0864	75	236.71	300	2.37	0.184	0.47	0.02	0.980	0.36	0.48	0.09	2.319	0.851	0.151	0.029	Autocurage vérifie
H87-H40	773.45	770.84	772,25	769,64	53,45	0,04883	0.0884	0.0034	0.0918	75	220.14	300	3.04	0.237	0.39	0.01	0.929	0.33	0.43	0.09	2.828	1.018	0.136	0.027	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.2 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal I :(suite)

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
H40-H39	770.84	768.35	769,64	767,15	51,07	0,04876	0.1856	0.0398	0.2254	75	308.69	400	3.57	0.448	0.50	0.09	1.002	0.61	0.50	0.20	3.574	2.191	0.200	0.080	Autocurage vérifie
H39-H37	768.35	765.04	767,15	763,84	67,92	0,04873	0.1935	0.0426	0.2361	75	314.05	400	3.57	0.448	0.53	0.09	1.015	0.62	0.51	0.21	3.622	2.228	0.205	0.083	Autocurage vérifie
H37-H36	765.04	763.67	763,84	762,47	28,11	0,04874	0.2014	0.0454	0.2468	75	320.75	400	3.53	0.443	0.56	0.10	1.031	0.64	0.53	0.22	3.637	2.245	0.212	0.086	Autocurage vérifie
H36-H35	763.67	762.21	762,47	761,01	29,89	0,04885	0.2093	0.0482	0.2575	75	324.53	400	3.57	0.448	0.57	0.11	1.039	0.64	0.54	0.22	3.709	2.301	0.216	0.089	Autocurage vérifie
H35-H34	762.21	760.26	761,01	759,06	40,03	0,04871	0.2172	0.051	0.2682	75	328.94	400	3.58	0.449	0.59	0.11	1.047	0.65	0.55	0.23	3.744	2.327	0.220	0.090	Autocurage vérifie
H34-H33	760.26	758.25	759,06	757,05	41,26	0,04872	0.2251	0.0538	0.2789	75	329.48	400	3.72	0.467	0.60	0.12	1.048	0.66	0.55	0.23	3.897	2.442	0.221	0.092	Autocurage vérifie
H33-H32	758.25	756.28	757,05	755,08	40,42	0,04874	0.233	0.0566	0.2896	75	339.72	400	3.55	0.446	0.65	0.13	1.062	0.67	0.58	0.24	3.771	2.381	0.233	0.096	Autocurage vérifie
H32-H31	756.28	754.88	755,08	753,68	28,69	0,04880	0.2409	0.0594	0.3003	75	344.46	400	3.55	0.446	0.67	0.13	1.069	0.68	0.60	0.25	3.794	2.416	0.238	0.098	Autocurage vérifie
H31-H29	754.88	754.23	753,68	753,03	13,34	0,04873	0.2488	0.0622	0.311	75	349.27	400	3.55	0.445	0.70	0.14	1.075	0.69	0.61	0.25	3.813	2.448	0.245	0.101	Autocurage vérifie
H29-H28	754.23	752.17	753,03	750,97	40,50	0,05086	0.2567	0.065	0.3217	75	348.87	400	3.64	0.457	0.70	0.13	1.075	0.68	0.61	0.25	3.908	2.480	0.244	0.099	Autocurage vérifie
H28-H27	752.17	750.11	750,97	748,91	40,50	0,05086	0.2646	0.0678	0.3324	75	354.28	400	3.65	0.459	0.72	0.15	1.084	0.70	0.63	0.26	3.959	2.570	0.252	0.104	Autocurage vérifie
H27-H24	750.11	748.04	748,91	746,84	40,60	0,05099	0.2725	0.0706	0.3431	75	358.75	400	3.65	0.458	0.75	0.15	1.093	0.71	0.64	0.27	3.986	2.603	0.258	0.106	Autocurage vérifie
H24-H23	748.04	745.84	746,84	744,64	43,20	0,05093	0.2804	0.0734	0.3538	75	363.06	400	3.65	0.458	0.77	0.16	1.102	0.72	0.66	0.27	4.018	2.637	0.264	0.109	Autocurage vérifie
H23-H2	745.84	744.62	744,64	743,42	24,05	0,05073	0.2883	0.0762	0.3645	75	366.95	400	3.64	0.458	0.80	0.17	1.111	0.73	0.67	0.28	4.048	2.658	0.270	0.110	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.2 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal I : (suite)

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
H2-H1	744.62	740.87	743.12	739.37	61.59	0.0609	1.3465	0.0474	1.3939	75	586.75	600	5.22	1.476	0.94	0.03	1.139	0.46	0.76	0.12	5.952	2.385	0.459	0.073	Autocurage vérifie
H1-R1	740.87	739.32	738.87	737.32	49.4	0.0314	1.3465	0.0474	1.3939	75	664.42	800	4.54	2.283	0.61	0.02	1.052	0.39	0.56	0.10	4.779	1.752	0.448	0.081	Autocurage vérifie
R1-T1	739.32	738.87	737.32	736.87	40.85	0.0110	1.3465	0.0474	1.3939	75	808.49	1000	3.12	2.452	0.57	0.02	1.036	0.37	0.54	0.10	3.238	1.171	0.536	0.098	Autocurage vérifie
T1-T2	738.87	737.45	736.87	735.45	60.02	0.0237	1.3465	0.0474	1.3939	75	800.53	1000	3.95	1.982	0.70	0.02	1.077	0.41	0.62	0.11	4.249	1.608	0.492	0.086	Autocurage vérifie
T2-T3	737.45	737.01	735.45	735.01	40	0.0110	1.3465	0.0474	1.3939	75	808.71	1000	3.12	2.450	0.57	0.02	1.037	0.38	0.54	0.10	3.236	1.171	0.536	0.098	Autocurage vérifie
T3-T4	737.01	736.81	735.01	734.81	58.75	0.0034	1.3465	0.0474	1.3939	75	907.63	1000	1.96	2.217	0.63	0.02	1.057	0.39	0.57	0.10	2.073	0.765	0.684	0.123	Autocurage vérifie
T4-T5	736.81	735.57	734.81	733.57	74.8	0.0166	1.3465	0.0474	1.3939	75	848.85	1000	3.30	1.659	0.84	0.03	1.127	0.44	0.70	0.12	3.722	1.442	0.561	0.093	Autocurage vérifie
T5-T6	735.57	734.67	733.57	732.67	72.17	0.0125	1.3465	0.0474	1.3939	75	889.90	1000	2.86	1.439	0.97	0.03	1.140	0.46	0.78	0.12	3.265	1.320	0.626	0.099	Autocurage vérifie
T6-T7	734.67	733.17	732.67	732.17	61.85	0.0243	1.3465	0.0474	1.3939	75	856.79	1000	2.68	2.101	0.66	0.02	1.066	0.40	0.59	0.10	2.853	1.066	0.591	0.105	Autocurage vérifie
T7-T8	733.17	732.77	731.17	730.77	51.55	0.0078	1.3465	0.0474	1.3939	75	863.40	1000	2.62	2.058	0.68	0.02	1.070	0.40	0.60	0.11	2.805	1.053	0.599	0.106	Autocurage vérifie
T8-T9	732.77	731.19	730.77	729.19	76.25	0.0207	1.3465	0.0474	1.3939	75	818.17	1000	3.69	1.855	0.75	0.03	1.093	0.42	0.65	0.11	4.037	1.545	0.517	0.088	Autocurage vérifie
T9-DO	731.19	730.32	729.19	728.32	42	0.0207	2.5113	0.0885	2.5998	75	907.34	1000	4.28	3.363	0.77	0.03	1.102	0.42	0.66	0.11	4.720	1.813	0.660	0.112	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.3 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal II :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
E57-E56	782.42	779.54	781.22	778.34	62.27	0.0463	0.0222	0.0008	0.0230	75	132.56	300	2.87	0.203	0.11	0.009	0.654	0.23	0.23	0.04	1.875	0.656	0.068	0.013	Autocurage vérifie
E56-E32	779.54	774.22	778.34	773.02	67.17	0.0792	0.0444	0.0016	0.0460	75	155.41	300	3.75	0.265	0.17	0.01	0.740	0.25	0.28	0.06	2.779	0.947	0.084	0.017	Autocurage vérifie
E32-E31	774.22	772.32	773.02	771.12	48.6	0.0391	0.0666	0.0024	0.0690	75	206.54	300	2.64	0.186	0.37	0.01	0.920	0.32	0.42	0.08	2.427	0.847	0.126	0.024	Autocurage vérifie
E31-E30	772.32	771.44	771.12	770.24	57.25	0.0154	0.0888	0.0032	0.0920	75	274.08	300	1.65	0.117	0.79	0.03	1.108	0.43	0.67	0.11	1.832	0.711	0.201	0.034	Autocurage vérifie
E30-E29	771.44	770.55	770.24	769.35	51.25	0.0174	0.1110	0.0040	0.1150	75	291.26	300	1.76	0.124	0.93	0.03	1.139	0.46	0.75	0.12	2.003	0.803	0.226	0.037	Autocurage vérifie
E29-E12	770.55	770	769.35	768.8	55.3	0.0099	0.1332	0.0048	0.1380	75	346.23	400	1.61	0.202	0.68	0.02	1.071	0.41	0.60	0.11	1.726	0.655	0.241	0.043	Autocurage vérifie
E12-E11	770	768.4	768.8	767.2	56.3	0.0284	0.1554	0.0056	0.1610	75	301.28	400	2.72	0.342	0.47	0.02	0.982	0.35	0.48	0.09	2.674	0.957	0.193	0.036	Autocurage vérifie
E11-E6	768.4	767.87	766.9	766.37	51.94	0.0102	0.3461	0.0125	0.3586	75	492.95	500	1.89	0.372	0.96	0.03	1.140	0.46	0.78	0.12	2.158	0.880	0.390	0.062	Autocurage vérifie
E6-E5	767.87	766.49	766.37	764.99	60.03	0.0230	0.3810	0.0137	0.3947	75	438.82	500	2.84	0.558	0.71	0.02	1.078	0.41	0.62	0.11	3.065	1.171	0.309	0.054	Autocurage vérifie
E5-E4	766.49	765.1	764.99	763.6	77.98	0.0178	0.4159	0.0149	0.4308	75	475.61	500	2.50	0.491	0.88	0.03	1.136	0.45	0.72	0.12	2.844	1.119	0.362	0.059	Autocurage vérifie
E4-E3	765.1	764.88	763.1	762.88	72.76	0.0030	0.4508	0.0161	0.4669	75	483.64	500	1.41	0.709	0.66	0.02	1.065	0.40	0.59	0.10	1.502	0.564	0.470	0.084	Autocurage vérifie
E3-E2	764.88	762.96	763.38	761.46	59.35	0.0324	0.4857	0.0173	0.5030	75	450.77	500	3.37	0.662	0.76	0.03	1.097	0.42	0.65	0.11	3.698	1.423	0.326	0.056	Autocurage vérifie
E2-E1	762.96	760.88	761.46	759.38	37.53	0.0554	0.5206	0.0185	0.5391	75	418.22	500	4.41	0.866	0.62	0.02	1.055	0.39	0.57	0.10	4.658	1.721	0.283	0.051	Autocurage vérifie
E1-K8	760.88	755.57	759.68	754.37	53.54	0.0992	0.5555	0.0197	0.5752	75	484.21	500	5.09	0.639	0.90	0.03	1.139	0.45	0.74	0.12	5.794	2.288	0.295	0.048	Autocurage vérifie
K8-K7	755.57	752.01	754.07	750.51	61.5	0.0579	0.8117	0.0281	0.8398	75	489.83	500	4.51	0.885	0.95	0.03	1.139	0.45	0.77	0.12	5.140	2.050	0.384	0.061	Autocurage vérifie
K7-K6	752.01	751.17	750.01	749.17	46.45	0.0181	0.8236	0.0286	0.8522	75	412.60	500	3.45	1.733	0.49	0.02	0.995	0.35	0.49	0.09	3.433	1.216	0.395	0.073	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.3 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur principal II (suite) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
K6-K5	751.17	750	749.67	748.5	44.63	0.0262	0.8355	0.0291	0.8646	75	474.50	500	3.43	0.969	0.89	0.03	1.138	0.45	0.73	0.12	3.901	1.526	0.440	0.071	Autocurage vérifie
K5-K4	750	747.61	748.5	745.61	40.27	0.0718	0.8474	0.0296	0.877	75	578.20	600	5.02	0.986	0.89	0.03	1.138	0.45	0.73	0.12	5.714	2.236	0.366	0.059	Autocurage vérifie
K4-K3	747.61	745.98	746.11	743.98	73.25	0.0291	0.8593	0.0301	0.8894	75	569.45	600	3.61	1.020	0.87	0.03	1.135	0.44	0.72	0.12	4.098	1.596	0.432	0.071	Autocurage vérifie
K3-K2	745.98	745.54	744.48	743.54	31.62	0.0297	0.8712	0.0306	0.9018	75	570.05	600	4.42	2.222	0.41	0.01	0.941	0.33	0.44	0.08	4.161	1.456	0.355	0.067	Autocurage vérifie
K2-K1	745.54	740.76	744.04	738.76	42.4	0.1245	0.8831	0.0311	0.9142	75	538.02	600	6.62	1.299	0.70	0.02	1.077	0.41	0.62	0.11	7.128	2.699	0.308	0.054	Autocurage vérifie
K1-R3	740.76	738.73	739.26	736.73	49	0.0516	1.0809	0.0379	1.1188	75	557.28	600	4.81	1.360	0.82	0.03	1.121	0.43	0.69	0.11	5.395	2.082	0.415	0.069	Autocurage vérifie
R3-R4	738.73	738.42	736.73	736.42	57.62	0.0054	1.0809	0.0379	1.1188	75	851.58	1000	2.18	1.714	0.65	0.02	1.064	0.40	0.58	0.10	2.322	0.863	0.584	0.104	Autocurage vérifie
R4-T10	738.42	738.03	736.42	736.03	53.63	0.0073	1.0809	0.0379	1.1188	75	804.80	1000	2.54	1.992	0.56	0.02	1.033	0.37	0.53	0.10	2.623	0.946	0.532	0.097	Autocurage vérifie
T10-T11	738.03	737.93	736.53	733.93	50.95	0.0510	1.0809	0.0379	1.1188	75	858.51	1000	4.78	1.352	0.83	0.03	1.123	0.43	0.69	0.11	5.372	2.074	0.417	0.069	Autocurage vérifie
T11-T12	737.93	737.77	735.93	735.77	51	0.0031	1.0809	0.0379	1.1188	75	942.21	1000	1.67	1.309	0.85	0.03	1.131	0.44	0.71	0.12	1.886	0.732	0.711	0.117	Autocurage vérifie
T12-T13	737.77	737.22	735.77	735.22	59.25	0.0093	1.0809	0.0379	1.1188	75	868.79	1000	2.47	1.242	0.90	0.03	1.139	0.45	0.74	0.12	2.814	1.107	0.590	0.095	Autocurage vérifie
T13-T14	737.22	737.07	735.22	735.07	57.15	0.0026	1.0809	0.0379	1.1188	75	974.25	1000	1.52	1.197	0.93	0.03	1.139	0.45	0.76	0.12	1.737	0.692	0.759	0.121	Autocurage vérifie
T14-T15	737.07	735.14	735.87	733.94	52	0.0371	1.1648	0.0411	1.2059	75	809.77	1000	4.94	2.483	0.49	0.02	0.991	0.35	0.49	0.09	4.899	1.744	0.393	0.073	Autocurage vérifie
T15-T16	735.14	734.84	733.94	733.64	47.25	0.0063	1.1648	0.0411	1.2059	75	849.08	1000	2.37	1.862	0.65	0.02	1.062	0.40	0.58	0.10	2.519	0.937	0.581	0.104	Autocurage vérifie
T16-T17	734.84	732.87	733.84	731.67	44.22	0.0445	1.1648	0.0411	1.2059	75	889.25	1000	4.47	1.263	0.95	0.03	1.139	0.46	0.77	0.12	5.517	2.050	0.463	0.074	Autocurage vérifie
T17-T9	732.87	731.19	731.67	729.99	44.77	0.0375	1.1648	0.0411	1.2059	75	808.52	1000	4.97	2.496	0.48	0.02	0.990	0.35	0.49	0.09	4.918	1.750	0.392	0.073	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.4 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin A) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
A16-A15	803.35	801.37	802.15	800.17	40.4	0.0490	0.0021	0.0007	0.0028	75	59.53	300	2.95	0.209	0.01	0.00	0.326	0.22	0.08	0.04	0.963	0.655	0.025	0.012	Autocurage vérifie
A15-A8	801.37	799.67	800.17	798.47	49.68	0.0342	0.0042	0.0014	0.0056	75	82.58	300	2.47	0.174	0.03	0.01	0.457	0.27	0.12	0.06	1.127	0.676	0.037	0.019	Autocurage vérifie
A14-A8	800.13	799.67	798.93	798.47	57.55	0.0080	0.0063	0.0021	0.0084	75	126.27	300	1.19	0.084	0.10	0.02	0.634	0.41	0.21	0.11	0.756	0.494	0.064	0.033	Autocurage vérifie
A8-A7	799.67	798.13	798.47	796.93	45	0.0342	0.0084	0.0028	0.0112	75	107.09	300	2.47	0.174	0.06	0.02	0.571	0.35	0.17	0.09	1.408	0.861	0.051	0.027	Autocurage vérifie
A7-A6	798.13	795.22	796.93	794.02	75	0.0388	0.0105	0.0035	0.0140	75	113.73	300	2.63	0.186	0.08	0.02	0.594	0.37	0.18	0.10	1.560	0.976	0.055	0.029	Autocurage vérifie
A6-A5	795.22	791.81	794.02	790.61	79.37	0.0430	0.0126	0.0042	0.0168	75	119.47	300	2.76	0.195	0.09	0.02	0.612	0.39	0.20	0.10	1.693	1.081	0.059	0.031	Autocurage vérifie
A5-A4	791.81	790.61	790.61	789.41	34.99	0.0343	0.0147	0.0049	0.0196	75	132.04	300	2.47	0.175	0.11	0.03	0.652	0.43	0.23	0.12	1.610	1.072	0.068	0.035	Autocurage vérifie
A4-A3	790.61	789.19	789.41	787.99	41.31	0.0344	0.0168	0.0056	0.0224	75	138.76	300	2.47	0.175	0.13	0.03	0.675	0.46	0.24	0.12	1.668	1.128	0.073	0.037	Autocurage vérifie
A3-A2	789.19	788.33	787.99	787.13	42.61	0.0202	0.0189	0.0063	0.0252	75	160.25	300	1.89	0.134	0.19	0.05	0.761	0.52	0.29	0.15	1.443	0.988	0.088	0.044	Autocurage vérifie

Tableau VI.5: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin A) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
A25-A24	805.39	800.00	804.19	798.8	70	0.0770	0.0038	0.0013	0.0051	75	68.48	300	3.70	0.261	0.02	0.001	0.376	0.24	0.10	0.05	1.393	0.890	0.029	0.015	Autocurage vérifie
A24-A23	800.00	798.56	798.8	797.36	36.82	0.0391	0.0076	0.0026	0.0102	75	100.84	300	2.64	0.186	0.05	0.01	0.546	0.33	0.16	0.08	1.440	0.873	0.047	0.025	Autocurage vérifie
A23-A22	798.56	797.12	797.36	795.92	36.82	0.0391	0.0114	0.0039	0.0153	75	117.40	300	2.64	0.186	0.08	0.02	0.606	0.39	0.19	0.10	1.598	1.020	0.058	0.030	Autocurage vérifie
A22-A21	797.12	795.68	795.92	794.48	36.82	0.0391	0.0152	0.0052	0.0204	75	130.78	300	2.64	0.186	0.11	0.03	0.648	0.43	0.22	0.11	1.709	1.142	0.067	0.034	Autocurage vérifie
A21-A2	795.68	788.33	794.48	787.13	72.5	0.1014	0.0190	0.0065	0.0255	75	118.93	300	4.25	0.300	0.08	0.02	0.611	0.39	0.20	0.10	2.594	1.665	0.059	0.031	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.6: dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin B) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
B8-B7	803,22	802,34	802.02	801.14	40.1	0.0219	0.0290	0.0009	0.0299	75	168.21	300	1.98	0.140	0.21	0.01	0.796	0.26	0.31	0.06	1.573	0.508	0.094	0.017	Autocurage vérifié
B7-B6	802,34	800,32	801.14	799.12	43.1	0.0469	0.0580	0.0019	0.0599	75	189.33	300	2.89	0.204	0.29	0.01	0.874	0.29	0.37	0.07	2.524	0.829	0.111	0.021	Autocurage vérifié
B6-B5	800,32	798,97	799.12	797.77	28.75	0.0470	0.0870	0.0029	0.0899	75	220.39	300	2.89	0.204	0.44	0.01	0.962	0.33	0.47	0.09	2.781	0.963	0.140	0.026	Autocurage vérifié
B5-B4	798,97	797,62	797.77	796.42	28.75	0.0470	0.1160	0.0039	0.1199	75	245.52	300	2.89	0.204	0.59	0.02	1.044	0.37	0.55	0.10	3.017	1.079	0.164	0.029	Autocurage vérifié
B4-B3	797,62	795,11	796.42	793.91	53.6	0.0468	0.1450	0.0049	0.1499	75	267.10	300	2.89	0.204	0.74	0.02	1.087	0.41	0.64	0.11	3.138	1.179	0.191	0.032	Autocurage vérifié
B3-B2	795,11	786,49	793.91	785.29	73.83	0.1168	0.1740	0.0059	0.1799	75	240.98	300	4.56	0.322	0.56	0.02	1.032	0.37	0.53	0.10	4.704	1.674	0.159	0.029	Autocurage vérifié

Tableau VI.7 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin B) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
D4-D3	800,83	800,26	799.63	799.06	24.63	0.0231	0.0290	0.0009	0.0299	75	166.54	300	2.03	0.143	0.21	0.01	0.789	0.26	0.31	0.06	1.601	0.518	0.092	0.017	Autocurage vérifié
D3-D2	800,26	798,66	799.06	797.46	37.66	0.0425	0.0580	0.0019	0.0599	75	192.84	300	2.75	0.194	0.31	0.01	0.884	0.29	0.38	0.07	2.431	0.802	0.114	0.021	Autocurage vérifié
D2-D1	798,66	797,83	797.46	796.63	31.53	0.0263	0.0870	0.0029	0.0899	75	245.65	300	2.16	0.153	0.59	0.02	1.044	0.37	0.55	0.10	2.260	0.805	0.164	0.029	Autocurage vérifié
C3-C2	797,36	795,48	796.16	794.28	43.26	0.0435	0.1160	0.0039	0.1199	75	249.11	300	2.78	0.196	0.61	0.02	1.052	0.38	0.56	0.10	2.924	1.054	0.168	0.030	Autocurage vérifié
C2-C1	795,48	793,61	794.28	792.41	43.09	0.0434	0.1450	0.0049	0.1499	75	270.94	300	2.78	0.196	0.76	0.02	1.098	0.41	0.65	0.11	3.051	1.152	0.196	0.033	Autocurage vérifié
C1-B2	793,61	786,49	792.41	785.29	68.43	0.1040	0.1740	0.0059	0.1799	75	246.25	300	4.30	0.304	0.59	0.02	1.046	0.38	0.55	0.10	4.499	1.616	0.165	0.029	Autocurage vérifié

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.8 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin C) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
H55-H54	789,06	787,23	787,86	786,03	44	0,04159	0.0089	0.0004	0.0093	75	125.93	300	2.72	0.192	0.47	0.001	0.982	0.21	0.48	0.03	2.670	0.561	0.145	0.010	Autocurage vérifié
H54-H53	787,23	785,9	786,03	784,7	32	0,04156	0.0178	0.0008	0.0186	75	125.39	300	2.72	0.192	0.10	0.001	0.631	0.23	0.21	0.05	1.716	0.629	0.063	0.014	Autocurage vérifié
H53-H48	785,9	784,65	784,7	783,45	62,55	0,01998	0.0267	0.0012	0.0279	75	167.47	300	1.89	0.133	0.21	0.01	0.793	0.28	0.31	0.07	1.495	0.535	0.093	0.021	Autocurage vérifié
H48-H47	784,65	783,33	783,45	782,13	59,5	0,02218	0.0356	0.0016	0.0372	75	175.43	300	2.22	0.157	0.24	0.01	0.826	0.30	0.33	0.07	1.835	0.657	0.099	0.022	Autocurage vérifié
H47-H46	783,33	782,61	782,13	781,41	32,18	0,02237	0.0445	0.002	0.0465	75	198.60	300	1.99	0.141	0.33	0.01	0.900	0.33	0.40	0.09	1.794	0.664	0.119	0.026	Autocurage vérifié
H46-H45	782,61	781,8	781,41	780,6	36,27	0,02233	0.0534	0.0024	0.0558	75	212.70	300	1.99	0.141	0.40	0.02	0.938	0.36	0.44	0.09	1.869	0.712	0.132	0.028	Autocurage vérifié
H45-H43	781,8	780,55	780,6	779,35	47	0,02659	0.0623	0.0028	0.0651	75	294.92	300	0.97	0.069	0.96	0.04	1.139	0.50	0.77	0.14	1.108	0.484	0.232	0.041	Autocurage vérifié
H43-H42	780,55	778,51	779,35	777,31	51	0,04	0.0712	0.0032	0.0744	75	212.13	300	2.64	0.187	0.40	0.02	0.936	0.36	0.44	0.09	2.472	0.945	0.132	0.028	Autocurage vérifié
H42-H41	778,51	773,91	777,31	772,71	71,72	0,06414	0.0801	0.0036	0.0837	75	201.87	300	3.40	0.240	0.35	0.02	0.908	0.34	0.41	0.09	3.084	1.155	0.122	0.026	Autocurage vérifié
H41-H40	773,91	770,84	772,71	769,64	47,87	0,06413	0.089	0.004	0.093	75	210.66	300	3.37	0.238	0.39	0.02	0.932	0.35	0.43	0.09	3.142	1.197	0.130	0.028	Autocurage vérifié

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.9 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin D) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
B2-B1	786.49	783.95	785.29	782.75	60.26	0.0422	0.3634	0.0124	0.3758	75	384.52	400	3.32	0.417	0.90	0.03	1.139	0.44	0.74	0.12	3.777	1.472	0.295	0.047	Autocurage vérifie
B1-H109	783.95	781.45	782.45	779.95	69.49	0.0360	0.3817	0.0130	0.3947	75	403.47	500	3.56	0.698	0.57	0.02	1.035	0.37	0.53	0.10	3.681	1.314	0.267	0.048	Autocurage vérifie
H109-H100	781.45	778.3	780.25	777.1	72.32	0.0436	0.4000	0.0136	0.4136	75	396.15	400	3.37	0.424	0.98	0.03	1.140	0.46	0.79	0.12	3.845	1.539	0.315	0.049	Autocurage vérifie
H100-H99	778.3	778.11	776.8	776.61	8.92	0.0213	0.4183	0.0142	0.4325	75	460.67	500	2.74	0.537	0.81	0.03	1.115	0.42	0.68	0.11	3.050	1.160	0.340	0.056	Autocurage vérifie
H99-H98	778.11	777.3	776.61	775.8	37.27	0.0217	0.4366	0.0148	0.4514	75	466.35	500	2.76	0.542	0.83	0.03	1.125	0.43	0.70	0.11	3.108	1.186	0.348	0.057	Autocurage vérifie
H98-H18	777.3	776.45	775.8	774.95	41.08	0.0207	0.4549	0.0154	0.4703	75	477.97	500	2.70	0.529	0.89	0.03	1.138	0.44	0.73	0.12	3.068	1.186	0.365	0.058	Autocurage vérifie

Tableau VI.10 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin D) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
A2-A1	788.33	786.36	786.83	784.86	50.21	0.0392	0.4021	0.0133	0.4154	75	404.65	500	3.71	0.729	0.57	0.02	1.037	0.37	0.54	0.10	3.852	1.362	0.268	0.048	Autocurage vérifie
A1-H22	786.36	784.09	784.86	782.59	57.94	0.0392	0.4204	0.0139	0.4343	75	411.57	500	3.71	0.728	0.60	0.02	1.047	0.37	0.55	0.10	3.886	1.385	0.276	0.049	Autocurage vérifie
H22-H21	784.09	781.81	782.59	780.31	58.1	0.0392	0.4387	0.0145	0.4532	75	418.07	500	3.71	0.729	0.62	0.02	1.055	0.38	0.57	0.10	3.919	1.408	0.283	0.049	Autocurage vérifie
H21-H20	781.81	780.2	780.31	778.7	41.04	0.0392	0.4570	0.0151	0.4721	75	424.55	500	3.71	0.729	0.65	0.02	1.062	0.39	0.58	0.10	3.945	1.431	0.291	0.050	Autocurage vérifie
H20-H19	780.2	778.74	778.7	777.24	37.37	0.0391	0.4753	0.0157	0.4910	75	431.18	500	3.71	0.727	0.68	0.02	1.069	0.39	0.60	0.10	3.963	1.451	0.299	0.051	Autocurage vérifie
H19-H18	778.74	776.45	777.24	774.95	53.56	0.0428	0.4936	0.0163	0.5099	75	429.99	500	3.88	0.761	0.67	0.02	1.068	0.39	0.59	0.10	4.141	1.514	0.297	0.051	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.11 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin D) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
H18-H17	776.45	775.38	774.45	773.38	47	0.0228	0.9556	0.0268	0.9824	75	618.84	800	3.87	1.944	0.51	0.01	1.004	0.33	0.50	0.08	3.884	1.274	0.401	0.067	Autocurage vérifie
H17-H16	775.38	774.25	773.38	772.25	49.23	0.0230	0.9625	0.0270	0.9895	75	619.57	800	3.89	1.952	0.51	0.01	1.004	0.33	0.50	0.08	3.903	1.281	0.402	0.067	Autocurage vérifie
H16-H15	774.25	774.03	772.25	772.03	61.57	0.0036	0.9694	0.0273	0.9967	75	880.49	1000	1.78	1.397	0.71	0.02	1.080	0.38	0.62	0.10	1.922	0.670	0.622	0.098	Autocurage vérifie
H15-H14	774.03	773.74	772.53	772.24	8.09	0.0358	0.9763	0.0275	1.0038	75	572.96	600	4.01	1.133	0.89	0.02	1.137	0.41	0.73	0.11	4.559	1.644	0.437	0.065	Autocurage vérifie
H14-H13	773.74	772.5	772.24	771	34.55	0.0359	0.9832	0.0278	1.0110	75	574.36	600	4.01	1.134	0.89	0.02	1.138	0.41	0.73	0.11	4.564	1.650	0.440	0.065	Autocurage vérifie
H13-H12	772.5	771.26	771	769.76	34.6	0.0358	0.9901	0.0280	1.0181	75	576.03	600	4.01	1.133	0.90	0.02	1.138	0.41	0.74	0.11	4.563	1.655	0.442	0.065	Autocurage vérifie
H12-H11	771.26	768.52	769.76	767.02	76.36	0.0359	0.9970	0.0283	1.0253	75	577.41	600	4.01	1.133	0.90	0.02	1.139	0.41	0.74	0.11	4.568	1.662	0.444	0.066	Autocurage vérifie
H11-H10	768.52	767.33	767.02	765.83	33.27	0.0358	1.0039	0.0285	1.0324	75	579.27	600	4.00	1.132	0.91	0.03	1.139	0.42	0.74	0.11	4.562	1.666	0.447	0.066	Autocurage vérifie
H10-H9	767.33	766.16	765.83	764.66	32.66	0.0358	1.0108	0.0288	1.0396	75	580.61	600	4.01	1.133	0.92	0.03	1.139	0.42	0.75	0.11	4.566	1.673	0.449	0.066	Autocurage vérifie
H9-H8	766.16	761.82	764.66	760.32	78.32	0.0554	1.0177	0.0290	1.0467	75	536.38	600	4.98	1.409	0.74	0.02	1.090	0.38	0.64	0.10	5.434	1.916	0.384	0.060	Autocurage vérifie
H8-H7	761.82	760.66	760.32	759.16	23.6	0.0492	1.0246	0.0293	1.0539	75	549.99	600	4.69	1.327	0.79	0.02	1.110	0.40	0.67	0.10	5.212	1.855	0.404	0.062	Autocurage vérifie
H7-H6	760.66	759.76	759.16	758.26	18.42	0.0489	1.0315	0.0295	1.0610	75	551.99	600	4.68	1.323	0.80	0.02	1.113	0.40	0.68	0.10	5.211	1.856	0.407	0.062	Autocurage vérifie
H6-H5	759.76	757.64	758.26	756.14	43.02	0.0493	1.0384	0.0298	1.0682	75	552.51	600	4.70	1.328	0.80	0.02	1.114	0.40	0.68	0.10	5.237	1.869	0.408	0.063	Autocurage vérifie
H5-H4	757.64	755.85	756.14	754.35	36.57	0.0489	1.0453	0.0300	1.0753	75	554.58	600	4.68	1.324	0.81	0.02	1.117	0.40	0.68	0.10	5.234	1.870	0.411	0.063	Autocurage vérifie
H4-H3	755.85	751.4	754.35	749.9	80	0.0556	1.0522	0.0303	1.0825	75	542.80	600	4.99	1.411	0.77	0.02	1.099	0.39	0.66	0.10	5.490	1.951	0.394	0.061	Autocurage vérifie
H3-H2	751.4	744.62	749.9	743.12	77.7	0.0873	1.0591	0.0305	1.0896	75	500.08	600	6.25	1.768	0.62	0.02	1.054	0.36	0.56	0.09	6.590	2.244	0.338	0.056	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.12 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin E) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
E28-E27	799.84	797.68	798.64	796.48	37.77	0.0572	0.0111	0.0004	0.0115	75	98.23	300	2.43	0.076	0.15	0.01	0.707	0.24	0.26	0.05	1.720	0.593	0.052	0.010	Autocurage vérifié
E27-E26	797.68	796.03	796.48	794.83	38.3	0.0431	0.0222	0.0008	0.0230	75	134.33	300	2.11	0.066	0.35	0.01	0.907	0.31	0.41	0.08	1.916	0.663	0.081	0.016	Autocurage vérifié
E26-E25	796.03	794.61	794.83	793.41	38.68	0.0367	0.0333	0.0012	0.0345	75	161.16	300	1.95	0.061	0.56	0.02	1.034	0.38	0.53	0.10	2.017	0.735	0.107	0.020	Autocurage vérifié
E25-E24	794.61	793.2	793.41	792	39.13	0.0360	0.0444	0.0016	0.0460	75	180.14	300	1.93	0.061	0.76	0.03	1.096	0.42	0.65	0.11	2.117	0.818	0.130	0.022	Autocurage vérifié
E24-E23	793.2	791.19	792	789.99	53.65	0.0375	0.0555	0.0020	0.0575	75	194.44	300	1.97	0.062	0.93	0.03	1.139	0.46	0.76	0.12	2.245	0.902	0.151	0.024	Autocurage vérifié
E23-E52	791.19	786.16	789.99	784.96	79.06	0.0636	0.0666	0.0024	0.0690	75	188.52	300	2.57	0.081	0.86	0.03	1.132	0.44	0.71	0.12	2.905	1.139	0.142	0.024	Autocurage vérifié
E52-E51	786.16	783.84	784.96	782.64	79.75	0.0291	0.0777	0.0028	0.0805	75	231.31	300	2.27	0.161	0.50	0.02	1.001	0.36	0.50	0.09	2.277	0.819	0.150	0.028	Autocurage vérifié
E51-E50	783.84	782.25	782.64	781.05	33.36	0.0477	0.0888	0.0032	0.0920	75	221.68	300	2.91	0.206	0.45	0.02	0.967	0.34	0.47	0.09	2.815	1.004	0.141	0.027	Autocurage vérifié
E50-E49	782.25	780.2	781.05	779	42.87	0.0478	0.0999	0.0036	0.1035	75	231.55	300	2.92	0.206	0.50	0.02	1.002	0.36	0.50	0.09	2.922	1.051	0.150	0.028	Autocurage vérifié
E49-E48	780.2	776.15	779	774.95	76.95	0.0526	0.1110	0.0040	0.1150	75	236.59	300	3.06	0.216	0.53	0.02	1.019	0.37	0.52	0.10	3.118	1.128	0.155	0.029	Autocurage vérifié
E48-E47	776.15	773.42	774.95	772.22	57.15	0.0478	0.1221	0.0044	0.1265	75	249.70	300	2.92	0.206	0.61	0.02	1.053	0.39	0.56	0.10	3.070	1.137	0.168	0.031	Autocurage vérifié
E47-E46	773.42	770	772.22	768.8	73.3	0.0467	0.1332	0.0048	0.1380	75	259.12	300	2.88	0.204	0.68	0.02	1.070	0.41	0.60	0.11	3.083	1.168	0.180	0.032	Autocurage vérifié
E46-E45	770	768.9	768.8	767.7	76.57	0.0144	0.1443	0.0052	0.1495	75	333.01	400	1.94	0.243	0.61	0.02	1.053	0.39	0.56	0.10	2.039	0.755	0.225	0.041	Autocurage vérifié
E45-E11	768.9	768.4	767.7	767.2	36.13	0.0138	0.1554	0.0056	0.1610	75	344.80	400	1.90	0.239	0.67	0.02	1.069	0.40	0.60	0.11	2.032	0.769	0.239	0.043	Autocurage vérifié

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.13 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin F) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
M29-M28	773.13	772.56	771.93	771.36	27.77	0.0205	0.0271	0.0009	0.0280	75	166.19	300	1.46	0.046	0.61	0.02	1.052	0.38	0.56	0.10	1.534	0.550	0.112	0.020	Autocurage vérifié
M28-M27	772.56	771.57	771.36	770.37	47.72	0.0207	0.0542	0.0018	0.0560	75	215.09	300	1.92	0.136	0.41	0.01	0.945	0.32	0.45	0.08	1.816	0.624	0.135	0.025	Autocurage vérifié
M27-M18	771.57	770.53	770.37	769.33	50.05	0.0208	0.0813	0.0027	0.0840	75	250.33	300	1.92	0.136	0.62	0.02	1.054	0.38	0.56	0.10	2.027	0.729	0.169	0.030	Autocurage vérifié
M18-M17	770.53	769.66	769.33	768.46	42.28	0.0206	0.1084	0.0036	0.1120	75	279.36	300	1.91	0.135	0.83	0.03	1.123	0.43	0.69	0.11	2.149	0.813	0.208	0.034	Autocurage vérifié
M17-M15	769.66	768.65	768.46	767.45	49.36	0.0205	0.1355	0.0045	0.1400	75	304.06	400	2.31	0.290	0.48	0.02	0.989	0.34	0.49	0.09	2.287	0.796	0.196	0.035	Autocurage vérifié
M15-M12	768.65	764.3	767.45	763.1	73.77	0.0590	0.1626	0.0054	0.1680	75	266.97	300	3.24	0.229	0.73	0.02	1.087	0.41	0.63	0.11	3.521	1.313	0.190	0.032	Autocurage vérifié
M12-M1	764.3	758.41	763.1	757.21	80	0.0736	0.1897	0.0063	0.1960	75	271.33	300	3.62	0.256	0.77	0.02	1.099	0.41	0.66	0.11	3.978	1.493	0.197	0.033	Autocurage vérifié
M1-K9	758.41	756.59	757.21	755.39	45	0.0404	0.2168	0.0072	0.2240	75	319.17	400	3.25	0.408	0.55	0.02	1.027	0.36	0.53	0.09	3.339	1.176	0.210	0.038	Autocurage vérifié
K9-K8	756.59	755.57	755.09	754.07	80	0.0127	0.2439	0.0081	0.2520	75	414.20	500	2.12	0.415	0.61	0.02	1.051	0.38	0.56	0.10	2.224	0.797	0.279	0.049	Autocurage vérifié

Tableau VI.14 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin G) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m³/s)	Qeu (m³/s)	Qt (m³/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
N14-N13	755.55	754.63	754.35	753.43	18.7	0.0492	0.0126	0.0019	0.0145	75	110.21	300	2.26	0.071	0.20	0.03	0.784	0.43	0.30	0.11	1.769	0.962	0.061	0.023	Autocurage vérifié
N13-N12	754.63	753.73	753.43	752.53	18.36	0.0490	0.0252	0.0038	0.0290	75	143.03	300	2.95	0.209	0.14	0.02	0.690	0.37	0.25	0.10	2.038	1.082	0.076	0.029	Autocurage vérifié
N12-N11	753.73	751	752.53	749.8	55.63	0.0491	0.0378	0.0057	0.0435	75	166.48	300	2.95	0.209	0.21	0.03	0.789	0.43	0.31	0.11	2.331	1.268	0.092	0.034	Autocurage vérifié
N11-N10	751	750	749.8	748.8	23.1	0.0433	0.0504	0.0076	0.0580	75	189.86	300	2.78	0.196	0.30	0.04	0.876	0.49	0.37	0.13	2.430	1.356	0.111	0.040	Autocurage vérifié
N10-N9	750	749.2	748.8	748	20.92	0.0382	0.0630	0.0095	0.0725	75	211.29	300	2.61	0.184	0.39	0.05	0.934	0.54	0.44	0.15	2.435	1.399	0.131	0.046	Autocurage vérifié
N9-N7	749.2	747.7	748	746.5	42.88	0.0350	0.0756	0.0114	0.0870	75	230.05	300	2.49	0.176	0.49	0.06	0.996	0.57	0.50	0.17	2.486	1.426	0.149	0.051	Autocurage vérifié
N7-N2	747.7	746.64	746.5	745.44	57.51	0.0184	0.0882	0.0133	0.1015	75	274.85	300	1.81	0.128	0.79	0.10	1.110	0.64	0.67	0.22	2.010	1.159	0.202	0.065	Autocurage vérifié
N2-N1	746.64	742.94	745.44	741.74	77.97	0.0475	0.1008	0.0152	0.1160	75	242.01	300	2.91	0.205	0.57	0.07	1.035	0.59	0.53	0.18	3.007	1.718	0.160	0.055	Autocurage vérifié
N1-K1	742.94	740.76	741.44	739.26	48.22	0.0452	0.1134	0.0171	0.1305	75	255.25	300	2.84	0.200	0.65	0.09	1.063	0.61	0.58	0.20	3.015	1.734	0.175	0.059	Autocurage vérifié

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.15 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin H) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
S15-S11	753.05	752.42	751.85	751.22	15.52	0.0406	0.0069	0.0003	0.0072	75	87.88	300	2.69	0.190	0.04	0.00	0.485	0.20	0.13	0.03	1.303	0.538	0.039	0.009	Autocurage vérifie
S11-S10	752.42	751.63	751.22	750.43	19.99	0.0395	0.0138	0.0006	0.0144	75	114.54	300	2.65	0.187	0.08	0.00	0.597	0.22	0.19	0.04	1.582	0.583	0.056	0.012	Autocurage vérifie
S10-S9	751.63	750.95	750.43	749.75	17.21	0.0395	0.0207	0.0009	0.0216	75	133.35	300	2.65	0.187	0.12	0.00	0.656	0.24	0.23	0.05	1.740	0.633	0.069	0.015	Autocurage vérifie
S9-S8	750.95	750.26	749.75	749.06	17.57	0.0393	0.0276	0.0012	0.0288	75	148.71	300	2.64	0.187	0.15	0.01	0.712	0.26	0.27	0.06	1.883	0.679	0.080	0.017	Autocurage vérifie
S8-S16	750.26	748.04	749.06	746.84	56.34	0.0394	0.0345	0.0015	0.0360	75	161.59	300	2.65	0.187	0.19	0.01	0.767	0.27	0.30	0.06	2.032	0.725	0.089	0.019	Autocurage vérifie
S16-S6	748.04	747.63	746.84	746.43	19.83	0.0207	0.0414	0.0018	0.0432	75	195.26	300	1.92	0.136	0.32	0.01	0.891	0.32	0.39	0.08	1.708	0.623	0.116	0.025	Autocurage vérifie
S6-S5	747.63	747.24	746.43	746.04	18.67	0.0209	0.0483	0.0021	0.0504	75	206.49	300	1.93	0.136	0.37	0.02	0.920	0.34	0.42	0.09	1.774	0.662	0.126	0.027	Autocurage vérifie
S5-S4	747.24	746.36	746.04	745.16	42.31	0.0208	0.0552	0.0024	0.0576	75	217.27	300	1.92	0.136	0.42	0.02	0.952	0.36	0.46	0.09	1.831	0.696	0.137	0.028	Autocurage vérifie
S4-S3	746.36	745.36	745.16	744.16	48.14	0.0208	0.0621	0.0027	0.0648	75	227.13	300	1.92	0.136	0.48	0.02	0.986	0.38	0.49	0.10	1.895	0.729	0.146	0.030	Autocurage vérifie
S3-S2	745.36	744.01	744.16	742.81	64.68	0.0209	0.0690	0.0030	0.0720	75	236.07	300	1.93	0.136	0.53	0.02	1.017	0.39	0.51	0.10	1.960	0.761	0.154	0.031	Autocurage vérifie
S2-S1	744.01	742.08	742.81	740.88	80	0.0241	0.0759	0.0033	0.0792	75	238.11	300	2.07	0.146	0.54	0.02	1.024	0.40	0.52	0.10	2.121	0.825	0.156	0.031	Autocurage vérifie
S1-K1	742.08	740.76	740.88	739.56	78.39	0.0168	0.0828	0.0036	0.0864	75	263.16	300	1.73	0.122	0.71	0.03	1.078	0.44	0.62	0.12	1.866	0.765	0.185	0.035	Autocurage vérifie

Chapitre VI

Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Tableau VI.16 : dimensionnement et calcul hydraulique du collecteur secondaire (sous bassin H) :

Tron	CTN		CP		Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Vitesse Autocurage
	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)																					
Z19-Z18	745.95	745.32	744.75	744.12	18.88	0.0334	0.0105	0.0004	0.0109	75	106.51	300	2.44	0.172	0.06	0.00	0.568	0.21	0.17	0.03	1.385	0.510	0.051	0.010	Autocurage vérifie
Z18-Z17	745.32	744.69	744.12	743.49	18.88	0.0334	0.0210	0.0008	0.0218	75	138.12	300	2.44	0.172	0.13	0.00	0.672	0.24	0.24	0.05	1.638	0.577	0.072	0.015	Autocurage vérifie
Z17-Z16	744.69	744.06	743.49	742.86	18.88	0.0334	0.0315	0.0012	0.0327	75	160.80	300	2.44	0.172	0.19	0.01	0.764	0.26	0.29	0.06	1.861	0.640	0.088	0.018	Autocurage vérifie
Z16-Z15	744.06	743.43	742.86	742.23	18.88	0.0334	0.0420	0.0016	0.0436	75	179.12	300	2.44	0.172	0.25	0.01	0.840	0.29	0.34	0.07	2.047	0.699	0.102	0.021	Autocurage vérifie
Z15-Z10	743.43	742.32	742.23	741.12	33.43	0.0332	0.0525	0.0020	0.0545	75	194.94	300	2.43	0.172	0.32	0.01	0.890	0.31	0.39	0.08	2.163	0.753	0.116	0.023	Autocurage vérifie
Z10-Z1	742.32	740.58	741.12	739.38	52.25	0.0333	0.0630	0.0024	0.0654	75	208.62	300	2.43	0.172	0.38	0.01	0.926	0.33	0.43	0.08	2.254	0.805	0.128	0.025	Autocurage vérifie
Z1-R2	740.58	738.6	739.38	737.4	45	0.0440	0.0735	0.0028	0.0763	75	209.78	300	2.80	0.198	0.39	0.01	0.929	0.33	0.43	0.09	2.600	0.931	0.130	0.026	Autocurage vérifie
R2-T14	738.6	737.07	737.4	735.87	28.6	0.0535	0.0840	0.0032	0.0872	75	212.62	300	3.09	0.218	0.40	0.01	0.937	0.34	0.44	0.09	2.892	1.040	0.132	0.026	Autocurage vérifie

Avec :

CTN : côte de terrain naturel ;

CP : Côte projet ;

am. : amont (m) ;

av. : aval (m) ;

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

I: pente (m/m);

Q_t : débit total (m³/s) ;

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

Q_{eu} : débit de pointe des eaux usées (m³/s) ;

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

D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;

D_{nor} : diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_{qmin} : rapport minimal des débits ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_{hmin} : rapport minimal des hauteurs ;

R_v : rapport des vitesses ;

R_{vmin} : rapport minimal des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (mm) ;

H_{min} : hauteur minimale de remplissage ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

V_{min} : vitesse minimale de l'écoulement ;

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le côté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales dans l'hypothèse d'un système unitaire. Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 300 à 1000mm.

La méthode de calcul adoptée montre que les diamètres des collecteurs obtenus assurent l'auto-curage d'une part et que les débits maximums avec les vitesses correspondantes vérifient la fourchette recommandée donnée par les normes d'assainissement d'autre part.

Ce calcul permet de passer au dimensionnement de tous les ouvrages spéciaux qui contribuent au bon fonctionnement de notre système d'évacuation.

Introduction :

Un réseau d'assainissement a pour objet la collecte des eaux usées et pluviales et pour objectif la protection du milieu naturel ; il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvements de terrain ; il doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes :

- Les ouvrages principaux correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration ; ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval;
- Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, relèvements, bassins de stockage-restitution, etc.).

En raison de leur implantation, tous ces ouvrages sont conçus et calculés pour résister aux charges permanentes et aux surcharges roulantes des véhicules circulant sur la voie publique. Le matériau constitutif des tuyaux doit résister également aux corrosions externes et internes dues à la nature des eaux usées.

En outre, un réseau doit être étanche, tant pour les eaux usées évacuées à l'intérieur des canalisations qu'à l'extérieur, afin d'éviter l'introduction dans les canalisations des eaux contenues dans le sol, car le manque d'étanchéité introduit une surcharge hydraulique qui nuit considérablement à l'efficacité de la station d'épuration et augmente les coûts d'exploitation des stations de relèvement des effluents.

VII.1. Les ouvrages principaux :**VII.1.1. Les canalisations :**

Les canalisations des réseaux d'Assainissement sont constituées de tuyaux généralement circulaires, mais on peut rencontrer d'autres formes (rectangulaire, ovoïde...). Les principaux produits utilisés sont :

- Les tuyaux métalliques ;
- Les tuyaux en amiante ciment ;
- Les tuyaux en béton armé et non armé ;
- Les tuyaux en grès ;
- Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC).

L'utilisation des conduites circulaires est surtout réservée pour les faibles sections par rapport aux autres formes de sections. La forme circulaire est très simple à fabriquer, elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- Largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles dans les sections de la canalisation, d'où surgit la difficulté du curage et entretien.

VII.1.1.1. Conduite en fonte :

Les canalisations en fonte ductile sont résistantes et peu influencées par le sol environnant, elles peuvent donc être utilisées dans des conditions de contraintes difficiles (terrains instables, peu porteur, forte charge ...) Le matériau fonte conserve les mêmes caractéristiques mécaniques à 50 ans.

La fonte est un matériau sujet à la corrosion, cependant ce problème est limité par l'utilisation de revêtements de protection (interne ou externe). Il s'agit également d'un matériau couteux. Le diamètre nominal des canalisations en fonte correspond à leur diamètre intérieur.

VII.1.1.2. Conduite en amiante ciment :

Les conduites en amiante ciment à utiliser sont celles de la série « assainissement » du type sans emboitement. Le revêtement intérieur de la paroi est à base d'enduit anti-acide. Les diamètres couramment utilisés varient de 80 à 500 mm. Les longueurs utiles varient de 0,5 à 5 m. il existe des pièces de raccords classique ; coude au 1/4, ou 1/8, branchement et cônes de jonction.

VII.1.1.2.1. Types des Joints :

L'assemblage de ces types de conduites se fait surtout sans emboitement. Le joint sans emboitement est un joint glissant employé pour les conduites de diamètre de 700 et 800 mm, ne comportant pas d'emboitement mais sont réunies par des manchons en amiante ciment ayant :

- Deux anneaux de butée pour le centrage ;
- Deux rondelles d'étanchéité vers l'extérieur (joint Everitube).

Le joint Eternit, fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses, muni intérieurement :

- D'une gorge centrale où se trouve le talon de butée en caoutchouc de section rectangulaire.
- De deux gorges latérales symétriques recevant l'anneau d'étanchéité.

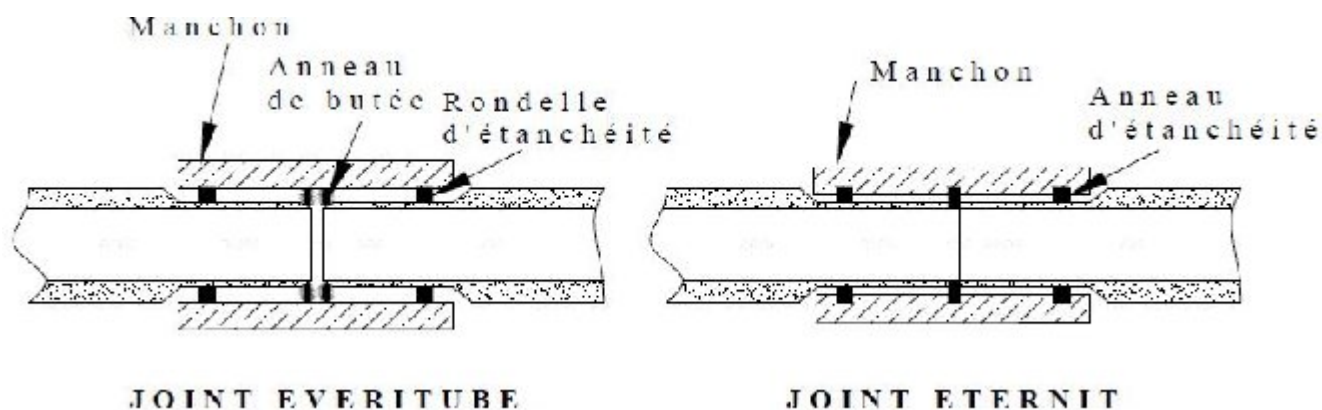


Figure VII.1. Joints sur tuyaux en amiante ciment.

VII.1.1.3. Conduite en grès :

Les principales qualités du grès sont sa durabilité, son absence de corrosion et ses possibilités de recyclage. Les canalisations en grès sont rigides et peuvent, suivant la classe de résistance adoptée, reprendre des efforts importants liés aux remblais et aux charges roulantes.

Le diamètre nominal des canalisations en grès correspond à leur diamètre intérieur.

VII.1.1.3.1. Types des Joints : On distingue trois sortes de joints :

- **Joints au mortier de ciment :** l'interstice entre les deux conduites est rempli avec un mortier composé de ciment et de sable. Ce joint a le défaut d'être trop rigide.
- **Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment :** l'extrémité mâle de la conduite est entourée avec de la corde goudronnée. La canalisation est en place, la corde est bourrée au fond de l'emboîtement et le reste est rempli de mortier.
- **Joints à double anneaux :** l'anneau est en polyester qui se compose d'une partie moulée dans l'emboîtement et d'une partie moulée sur le fût.

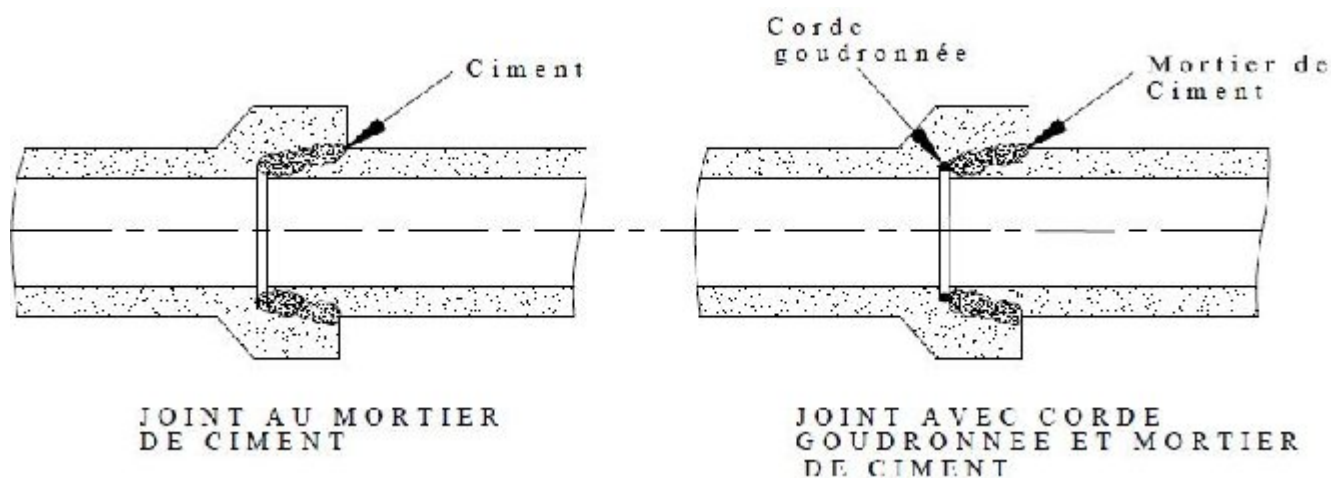


Figure VII.2. Joints sur tuyaux en grès.

VII.1.1.4. Conduite en matière plastique :

On peut distinguer :

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

Les thermodurcissables conservent totalement la forme acquise après l'action de la chaleur. Après moulage à chaud, les conduites deviennent dures au refroidissement.

Les thermoplastiques ne peuvent être travaillés que sous l'action de la chaleur sans aucune réaction. Ces conduites se solidifient très vite après refroidissement. Lors de la pose de canalisation, on peut admettre la présence de courbures à condition que les angles ne soient pas effectués sur les emboîtures.

Le diamètre nominal des canalisations en matières plastiques correspond à leur diamètre extérieur.

VII.1.1.4.1. Types des Joints : Les conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

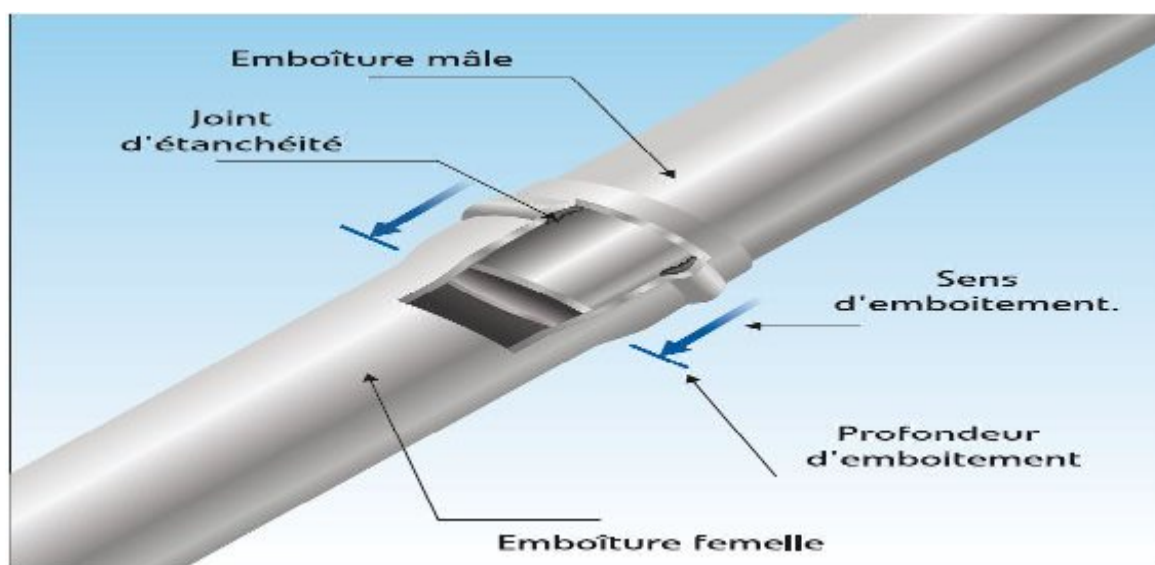


Figure VII.3.Assemblage des tubes PVC.

VII.1.1.5. Conduite en béton armé :

Le béton est un matériau résistant, mais lourd, ce qui nécessite des engins de chantier puissants pour la pose des canalisations. L'armature formant la conduite en béton armé se compose de :

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation. On peut rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose en tranchée pour les quelles cette dernière est utilisée. Généralement lorsque le diamètre est supérieur à 1000 mm.

- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 Cm l'une de l'autre, ou bien disposées en hélice à pas de 15 Cm au maximum.

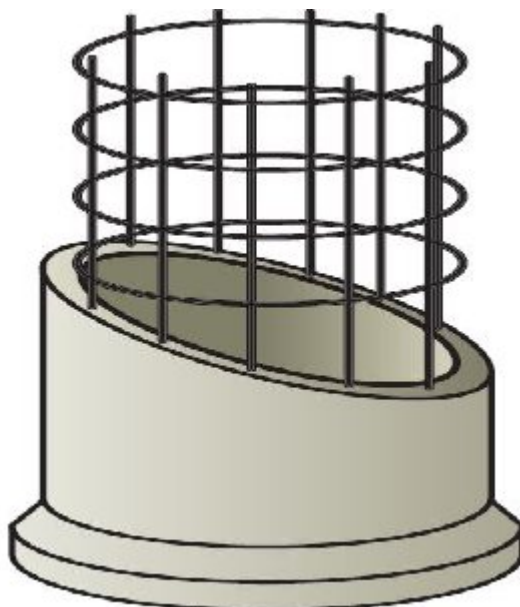


Figure VII.4. Principe d'armature d'un tuyau en béton armé.

VII.1.1.5.1. Types des Joints :

- **Bague roulante à appliquer sur l'about mâle :**

La bague roulante est tirée vers l'extrémité de l'about mâle. Si la bague est en forme de goutte, la languette est orientée vers l'about mâle.

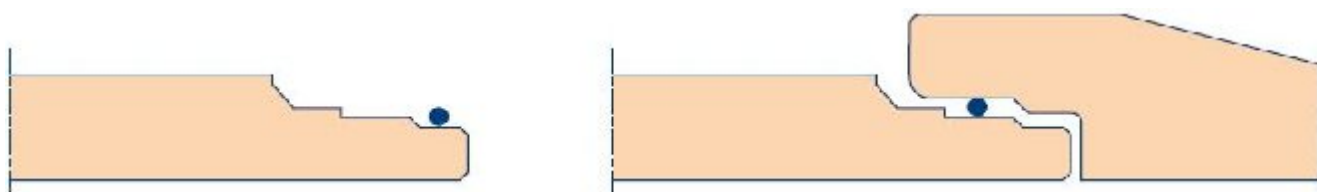


Figure VII.5. Assemblage par Bague roulante.

- **Bague glissante à appliquer dans une encoche dans l'about mâle :**

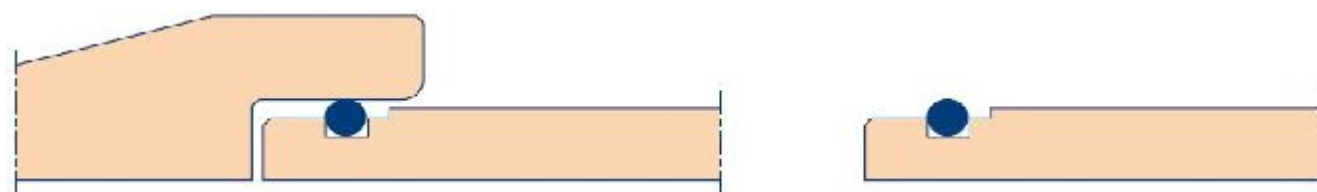


Figure VII.6. Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche dans l'about mâle.

- **Bague glissante à appliquer contre un rebord de l'about mâle :**

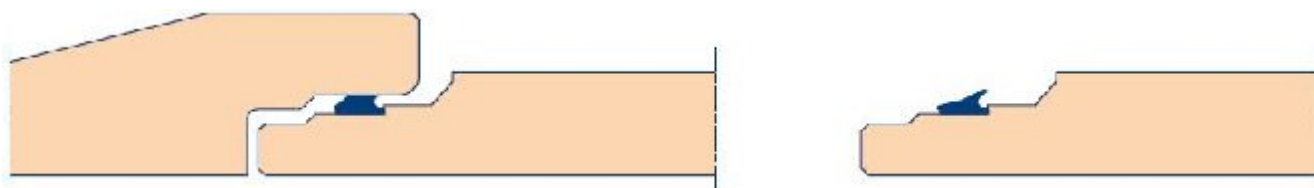


Figure VII.7. Assemblage par Bague glissante à appliquer contre un rebord de l’about mâle.

➤ **Bague glissante à appliquer dans une encoche du collet :**



Figure VII.8. Assemblage par Bague glissante à appliquer dans une encoche du collet.

Pour notre projet on a utilisées le béton armé et le pvc, le tableau suivant donne les avantages et les inconvénients de ces deux matériaux :

Tableau VII.1.Avantages et Inconvénients des types de canalisations utilisées

Matériau	Avantages	Inconvénients
béton armé	<ul style="list-style-type: none"> - Faible coût - Matériau classique et connu (expérience de mise en œuvre, etc..) - Sites de production répartis sur l'ensemble du territoire. 	<ul style="list-style-type: none"> - Transport délicat (poids, calage), risque de fissure, écaillage - Manutention, déchargement, stockage - Pose non recommandée à basse température (-5° joints intégrés, -15° joints coulissants mobiles) - Risque de fissuration circulaire et/ou longitudinale
Matières plastiques	<ul style="list-style-type: none"> - Légèreté, facilité de manutention, de transport et rapidité de mise en œuvre - Manipulation manuelle possible pour les faibles diamètres -Flexibilité - Simplification de mise en place du réseau (pièces de branchement, coudes, etc.) - Pas de corrosion - Résistance à l’abrasion - Rugosité faible (plus facilement utilisable pour des faibles pentes) - Faible coût pour les tuyaux PVC 	<ul style="list-style-type: none"> - Lit de pose soigné - Dilatation thermique importante - Déformation longitudinale. - Percement, poinçonnement - Ovalisation

VII.2. Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes comprennent :

- Les branchements ;
- Les boches d'égout ;
- Les regards ;
- Les déversoirs d'orage... etc.

VII.2.1. Les branchements :

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs aux diamètres de la canalisation publique, reliant le réseau vertical d'eau usée et pluviale des immeubles à cette dernière. Le raccordement du côté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné ne général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite.

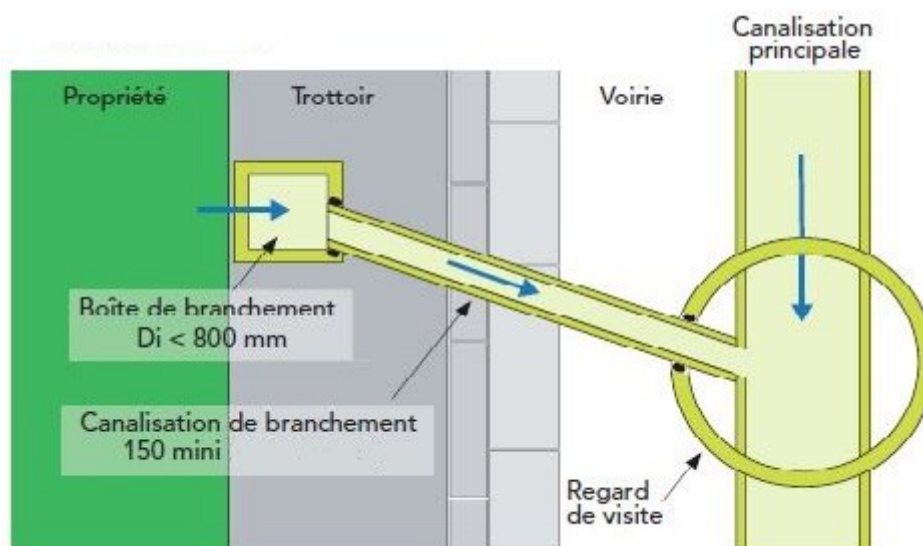


Figure VII.9. Schéma représentatif des branchements.

VII.2.2. Les bouches d'égout :

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont utilisées au point bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption du côté latéral, soit dans les chaussées adsorption par le haut). La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50m. La section d'entrée est fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

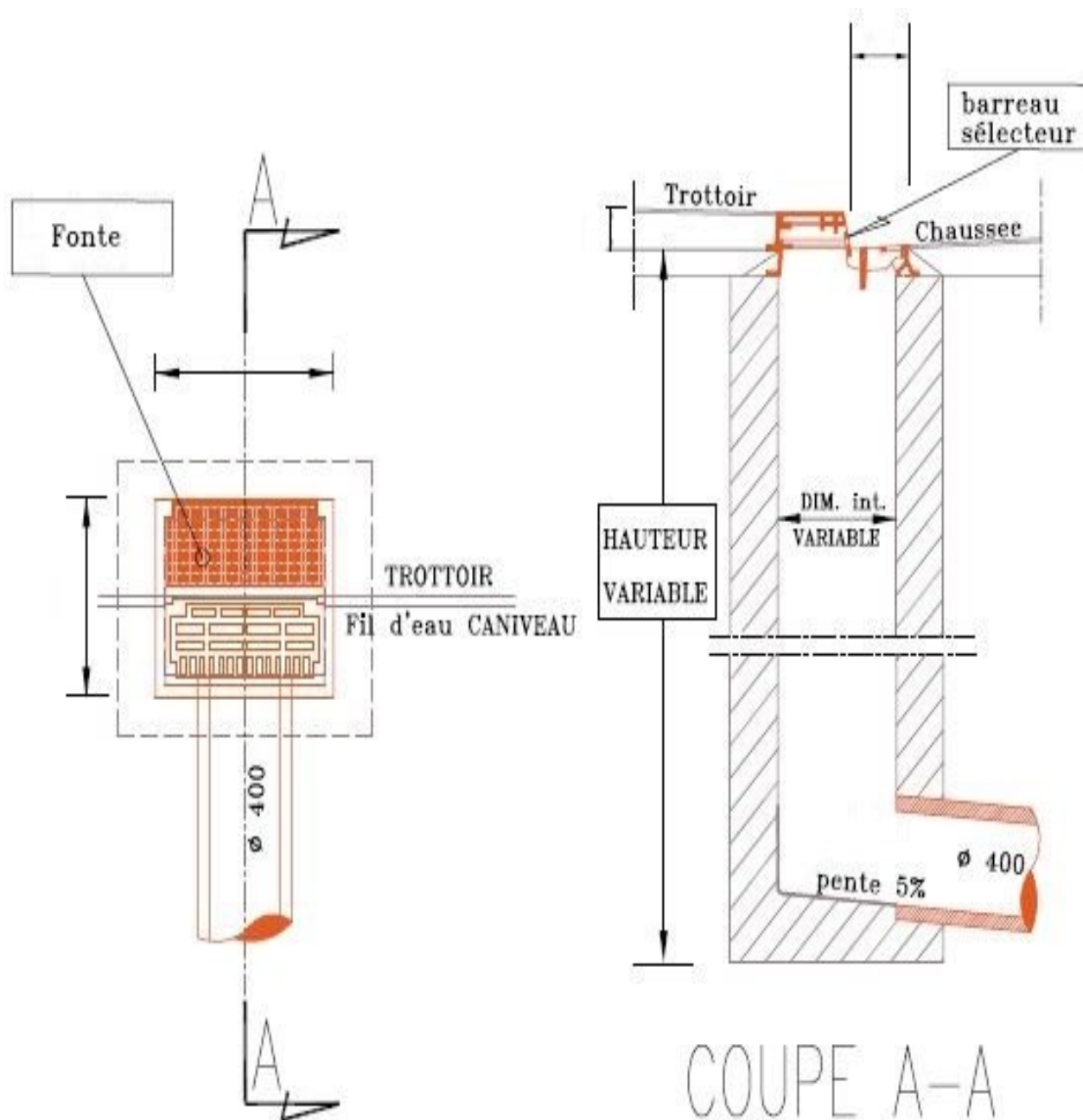


Figure VII.10. Schéma représentatif des bouches d'égout.

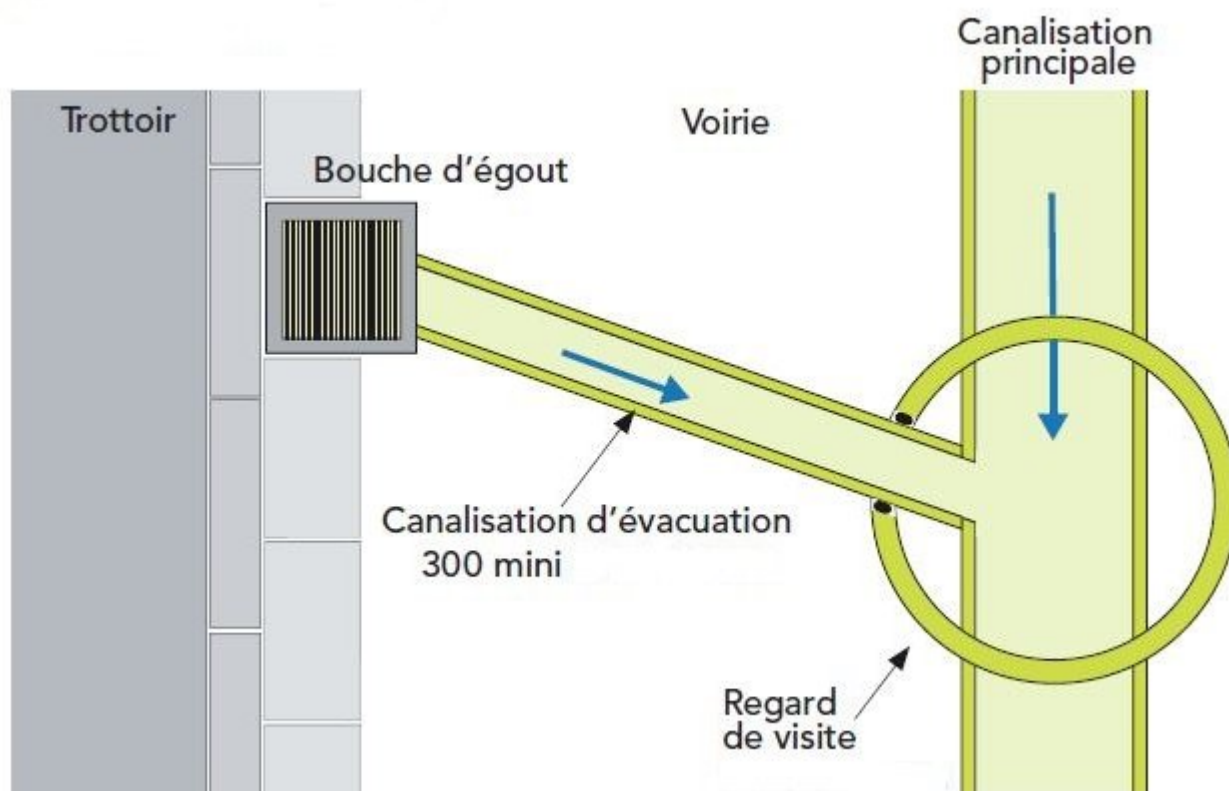


Figure VII.11.Emplacement d'une bouche d'égout.

VII.2.3.Les regards :

Les regards d'assainissement se présentent sous une forme cylindrique, cubique, parallélépipédique, etc. ils sont fabriqués à partir de nombreux matériaux de fabrication tels que le béton, l'acier, l'aluminium, la fonte, les polymères..., Leur rôle est de permettre l'accès aux collecteurs pour les ouvrages visitables, le débouage, le nettoyage des collecteurs, et l'aération des collecteurs.

La fonction doit respecter la forme du canal. L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages. Un regard doit être installé sur les canalisations :

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

VII.2.3.1.Types des regards :

- **Regard de visite:** Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulière des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières ;

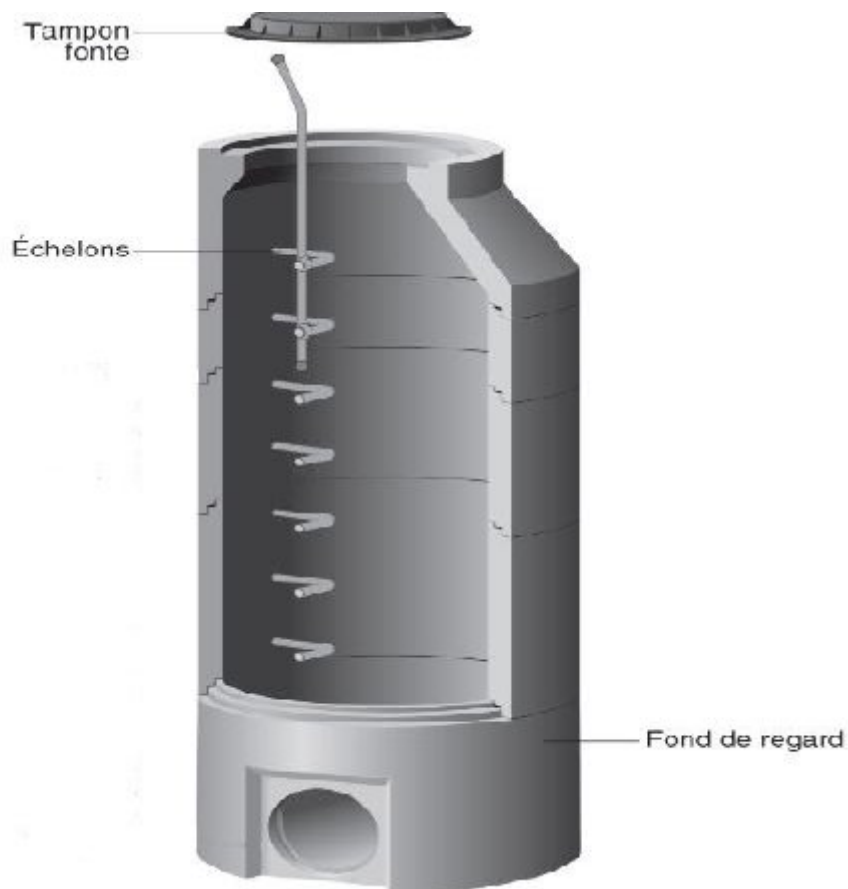


Figure VII.12.Exemple d'un regard de visite.

- **Regard latéral:** en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important;

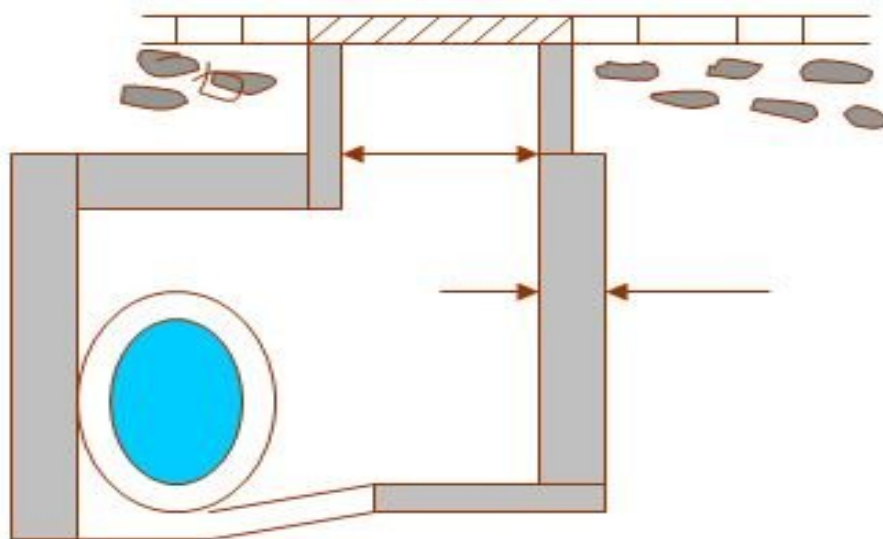


Figure VII.13.Exemple d'un regard latéral.

- Regard double : Dans certaines agglomérations exigeant un système séparatif et plus précisément dans les quartiers où le tracé est commun pour les deux canalisations véhiculant les eaux de différentes natures, il serait plus avantageux de prévoir un regard commun aux deux canalisations ;

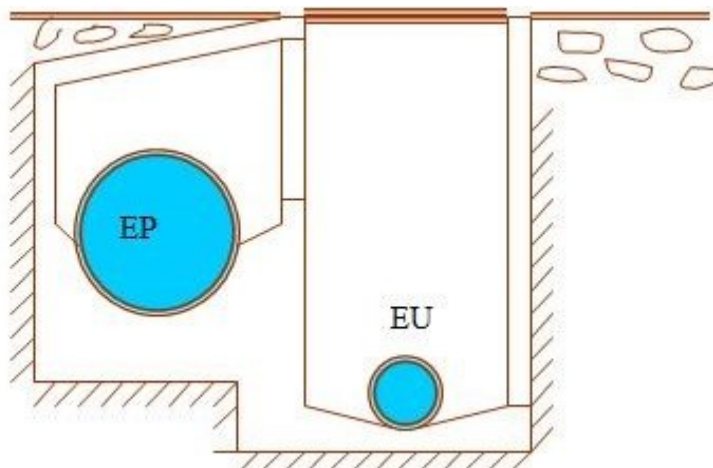


Figure VII.14.Exemple d'un regard double.

- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous ;
- Regard de jonction : Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différente section, 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.

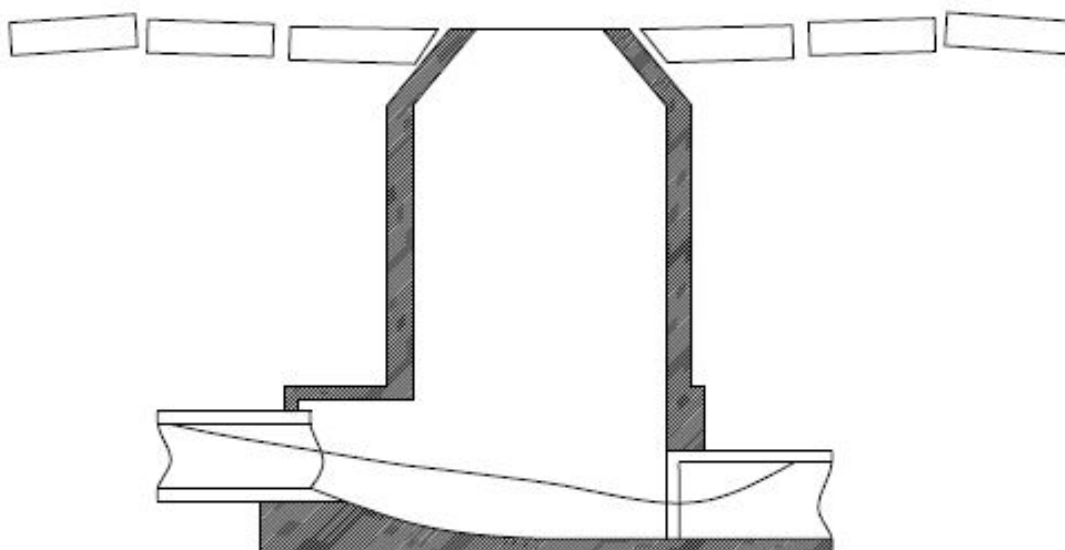


Figure VII.15.Exemple d'un regard de jonction.

- **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.

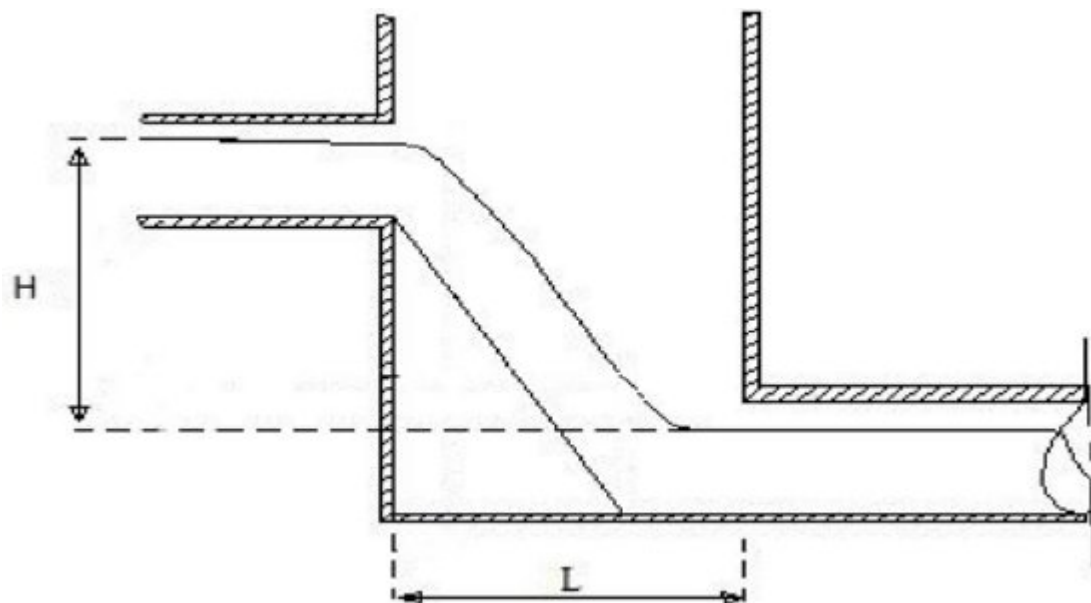


Figure VII.16.Exemple d'un regard de chute.

VII.2.3.2. Dimensionnement des regards de chute :

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes :

$$x = Vt \dots\dots\dots(VII.1)$$

$$y = \frac{1}{2} gt^2 \dots\dots\dots (VII.2)$$

Avec :

$$t = \frac{x}{V} \dots\dots\dots (VII.3)$$

Ou : x : Longueur du regard (m).

y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

V : Vitesse d'écoulement dans la conduite. (m/s).

Des trois équations on aura : $x = \sqrt{\frac{2y}{g}} \cdot V$ (m).(VII.4)

Exemple de dimensionnement :

- Regards R1 (il se trouve sur le tronçon du collecteur principal I)

V = 4.77 m/s. et y = 1,4 m.

Donc : x = 2.55 m

- Regards T17 (il se trouve dans le collecteur principal II)

V = 5,517 m/s. et y = 1,00 m.

Donc : x = 2,50 m

Pour les autres regards de chute leur dimensionnement est reporté dans le tableau VII.1

Tableau VII.2 : dimensionnement des regards

tronçon	Vitesse (m/s)	Profondeur Y (m)	Largeur x (m)	tronçon	Vitesse (m/s)	Profondeur Y (m)	Largeur x (m)
H2-H1	5.952	1.5	3.291	H9-H8	5.434	1.5	3.007
E1-K8	5.794	1.2	2.865	H8-H7	5.212	1.5	2.882
K8-K7	5.14	1.5	2.842	H7-H6	5.211	1.5	2.881
K5-K4	5.714	1.5	3.159	H6-H5	5.237	1.5	2.896
K2-K1	7.128	1.5	3.941	H5-H4	5.234	1.5	2.894
K1-R3	5.395	1.5	2.983	H4-H3	5.49	1.5	3.035
T16-T17	5.517	2	3.522	H3-H2	6.59	1.5	3.644

VII.2.4. Déversoirs d'orage :

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

VII.2.4.1. Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs :

- **Déversoir a seuil latéral :**

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

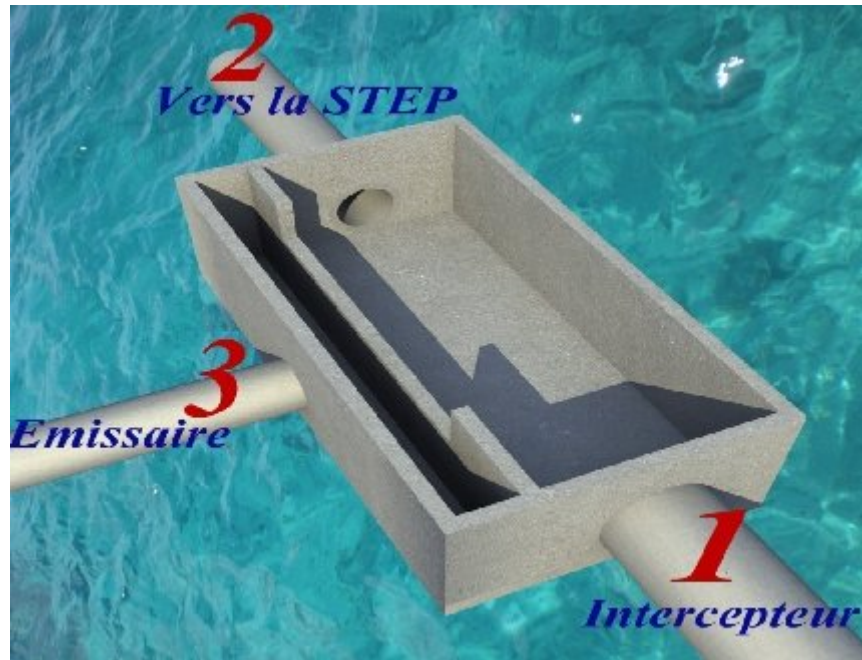


Figure VII.17. Déversoir d'orage à seuil latéral.

➤ **Déversoirs latéral à double seuil :**

Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Ce type de déversoirs représente environ 15% des déversoirs à seuil. Ce sont des déversoirs suspendus

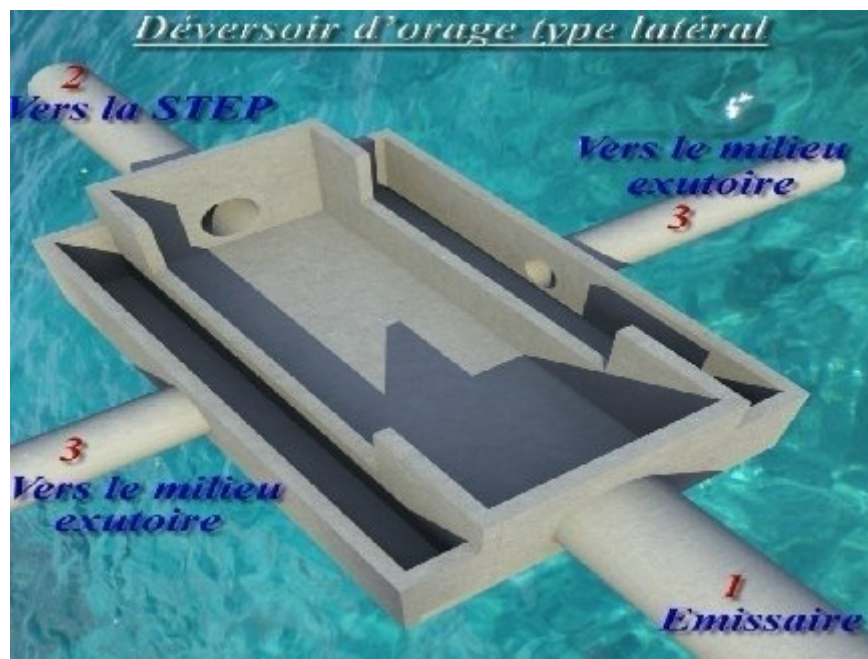


Figure VII.18. Déversoir d'orage type latéral à double seuil.

➤ **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.

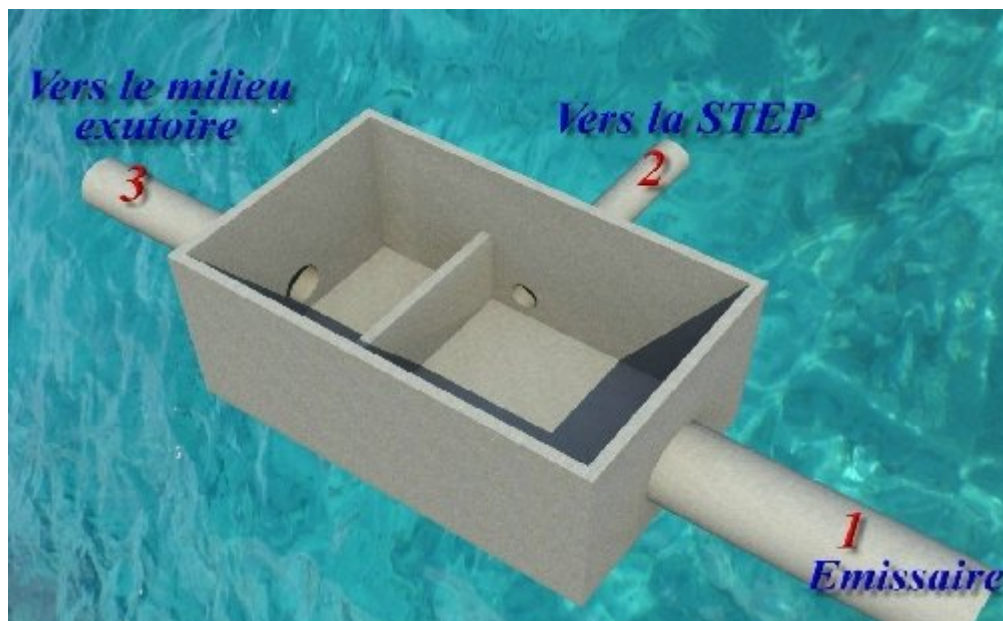


Figure VII.19. Déversoir d'orage type frontal.

➤ **Déversoirs type Escalier** : Ce dernier a pour rôle les fonctions suivantes :

- Alléger la surcharge dans la partie basse de l'agglomération.
- Il est utilisé en cas de décharge de collecteur de part et d'autre, il est placé dans des endroits où il n'y a pas de charriage.
- Si le terrain est à forte pente, il est utilisé pour éviter la surcharge

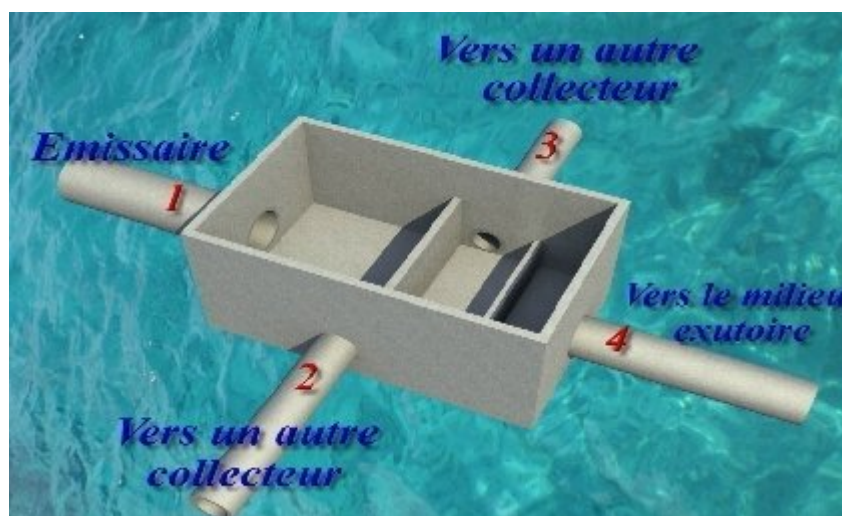


Figure VII.20. Déversoir d'orage type Escalier.

➤ **Déversoir d'orage à ouverture de fond :**

Dans ce type d'ouvrage, le débit d'eau usée transite à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation.

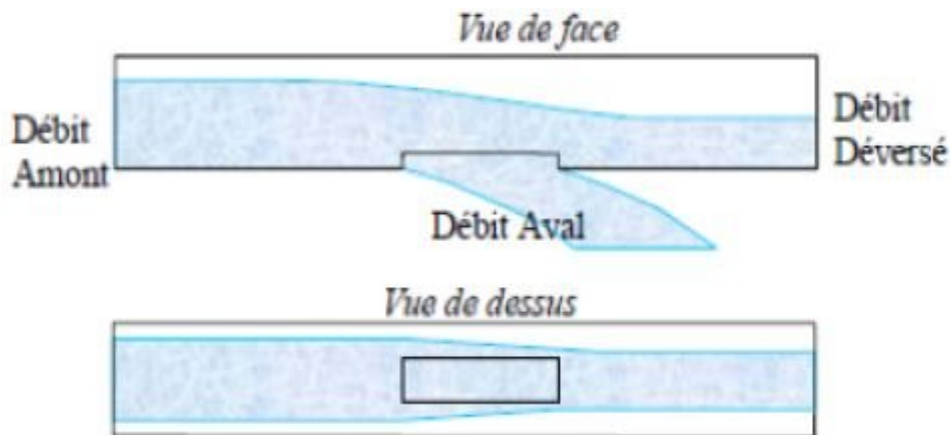


Figure VII.21.Déversoir à ouverture de fond.

Remarque :

Etant donné que les collecteurs se trouvent à proximité de l'oued et que l'écoulement se fait perpendiculaire à ce dernier avec un débit fort, nous allons utiliser un déversoir d'orage type frontal.

VII.2.4.2. Dimensionnement du déversoir d'orage :

➤ **Détermination du temps de concentration :**

Pour le calcul du temps de concentration on a suivi le chemin le plus long et pour cela on a choisi le collecteur principale I, la formule utilisé pour le calcul est la suivante :

$$t_c = \frac{L}{V} \dots\dots\dots (VII.5)$$

Avec :

L(m) : la longueur entre deux regards

V(m/s) : la vitesse d'écoulement.

Les résultats sont illustrés dans le tableau VII.2 :

Tableau VII.3.Détermination du temps de concentration.

Tronçon	Distance (m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
F21-F20	31.05	1.201	0.431	0.431
F20-F19	30.78	1.548	0.331	0.762
F19-F18	41.2	1.738	0.395	1.157
F18-F17	29.25	1.843	0.265	1.422
F17-F16	29.56	1.958	0.252	1.674
F16-F8	39.53	2.056	0.321	1.993
F8-F7	57.83	1.755	0.549	2.543
F7-F6	55.84	1.83	0.508	3.051
F6-F5	30.29	2.378	0.21	3.263
F5-F4	26.32	2.139	0.2050	3.469
F4-F3	29.5	2.184	0.225	3.694
F3-F2	52.23	2.858	0.304	3.998
F2-F1	48.62	2.975	0.272	4.271
F1-H89	41.48	3.15	0.219	4.490
H89-H88	48.01	2.871	0.278	4.769
H88-H87	25.77	2.319	0.185	4.954
H87-H40	53.45	2.828	0.315	5.269
H40-H39	51.07	3.574	0.238	5.507
H39-H37	67.92	3.622	0.312	5.820
H37-H36	28.11	3.637	0.128	5.949
H36-H35	29.89	3.709	0.134	6.083
H35-H34	40.03	3.744	0.178	6.261
H34-H33	41.26	3.897	0.176	6.438
H33-H32	40.42	3.771	0.178	6.616
H32-H31	28.69	3.794	0.126	6.742

Tableau VII.3.Détermination du temps de concentration (suite).

Tronçon	Distance (m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
H31-H29	13.34	3.813	0.058	6.801
H29-H28	40.5	3.908	0.172	6.973
H28-H27	40.5	3.959	0.170	7.144
H27-H24	40.6	3.986	0.169	7.313
H24-H23	43.2	4.018	0.179	7.493
H23-H2	24.05	4.048	0.099	7.592
H2-H1	61.59	5.952	0.172	7.764
H1-R1	49.4	4.779	0.172	7.936
R1-T1	40.85	3.238	0.210	8.147
T1-T2	60.02	4.249	0.235	8.382
T2-T3	40	3.236	0.206	8.588
T3-T4	58.75	2.073	0.472	9.061
T4-T5	74.8	3.722	0.334	9.395
T5-T6	72.17	3.265	0.368	9.7643
T6- T7	61.85	2.853	0.361	10.125
T7- T8	51.55	2.805	0.306	10.431
T8- T9	76.25	4.037	0.314	10.746
T9-DO	42	4.72	0.148	10.895

Donc on prend $t_c = 11$ mn

$$Q_c = Q_T * Z \dots\dots\dots(\text{VII.6})$$

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots\dots\dots(\text{VII.7})$$

Avec : Z : coefficient de retardement ;

t_c : temps de concentration [$t_c = 11$ mn].

Donc le coefficient de retardement égal à : $Z = 0,89$.

Calcul du débit pluvial corrigé

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0.89 * 2.5113 = 2.235 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Le débit total : } Q_t = Q_{ts} + Q_{pl.cor} = 0.0885 + 2.2350 = 2.3236 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour le dimensionnement on a les données suivantes :

- Diamètre de la conduite d'amenée =1000 mm
- I : pente = 2.07%
- Q_T : débit drainé par la conduite d'amenée =2.3236 m³/s
- Q_{PS} : débit a plein section = 3.363m³/s
- Q_{STEP} : débit total diriger vers la step , Q_{STEP} =0,2655m³/s
- H_e : hauteur d'eau à l'entrée= 0.660m

➤ **Détermination du débit déversé :**

$$Q_{dév} = Q_T - Q_{STEP} = 2.3236 - 0,2655 = 2.0581 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{dév} = 2.0581 \text{ m}^3/\text{s}$$

➤ **Détermination de la hauteur du seuil :**

$$\text{On a } R_Q = Q_{step} / Q_{ps} = 0,2655 / 3.363 = 0.0789 \rightarrow R_H = 0,125$$

$$H_{step} = D_e \cdot R_H = 1000 \cdot 0,125 \text{ m} = 125 \text{ mm},$$

➤ **Détermination de $H_{dév}$:**

C'est la lame d'eau qui passe au-dessus du seuil du déversoir.

$$H_{dév} = H_e - H_{seuil} = 0.660 - 0,125 = 0,535 \text{ m}$$

➤ **Détermination de la longueur du déversoir :**

$$Q_{dév} = m \cdot L \cdot H_d \sqrt{2gH_d} \dots\dots\dots \text{(VII.8)}$$

m : Coefficient du débit. (On prend m=0.45)

L : largeur du déversoir exprimée en (m).

$H_{dév}$: Hauteur d' eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir.

$$L = \frac{2.0581}{0,45 \cdot (0,535)^{3/2} \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 2.63 \text{ m}$$

Conclusion :

Dans ce chapitre on a cité les éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de chutes, un déversoir d'orage...etc. Ainsi pour les ouvrages principaux, et après avoir exposé les divers types de conduites notre choix est tombé sur les canalisations en béton armé pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

Introduction :

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers aussi bien en milieu urbain que rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « critical path méthode ». Cette méthode consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts de projet, et à augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations qui constituent le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

VIII.1 Emplacement des canalisations :

Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.

Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.

VIII.2 Exécution des travaux :

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

- Vérification, manutention des conduites.
- Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de végétation.
- Emplacement des jalons des piquets.
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- Aménagement du lit de pose.
- La mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des tuyaux.
- Essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards.
- Remblai des tranchées.

VIII.3 Décapage de la couche de terre végétale:

L'opération se fait par un doser sur une couche de 10 cm, le volume (V) de terre décapé est :

$$V = bHL \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VIII.1})$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VIII.4 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

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

VIII.5 Exécution des tranchées et les regards :

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

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au dessous de la surface d'appui ;
- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

a) Profondeur de la tranchée

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

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

D : Diamètre de la conduite.

c : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,5 m)

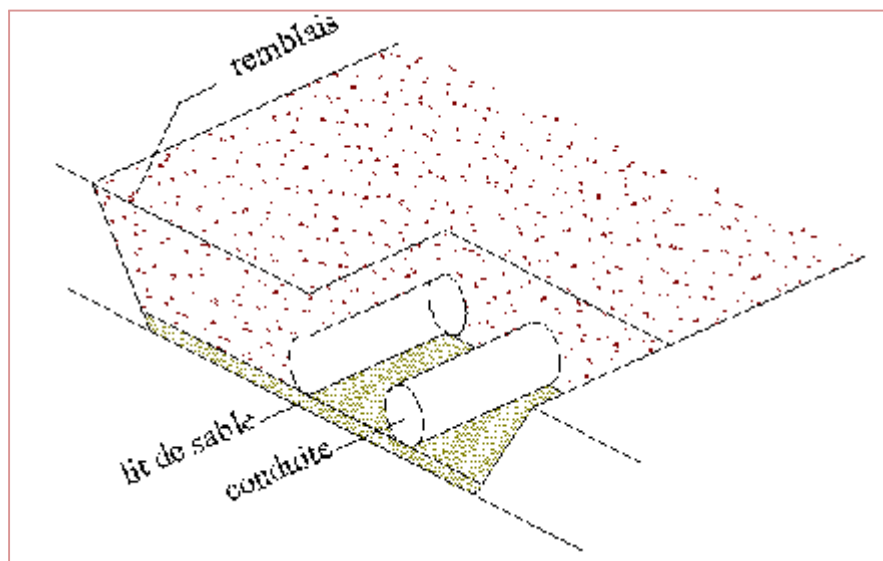


Figure VIII.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec
La mise en place de la conduite

VIII.6 Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm

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

VIII.7 Pose des canalisations en tranchées :

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter ; ainsi, il est conseillé :

- d'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,
- de réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,
- de creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,
- de placer toujours les tuyaux sur des feuilles sèches,
- d'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels,
- en sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,
- en sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,
- en terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,
- de réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

VIII.7.1. Mise en place des conduites

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

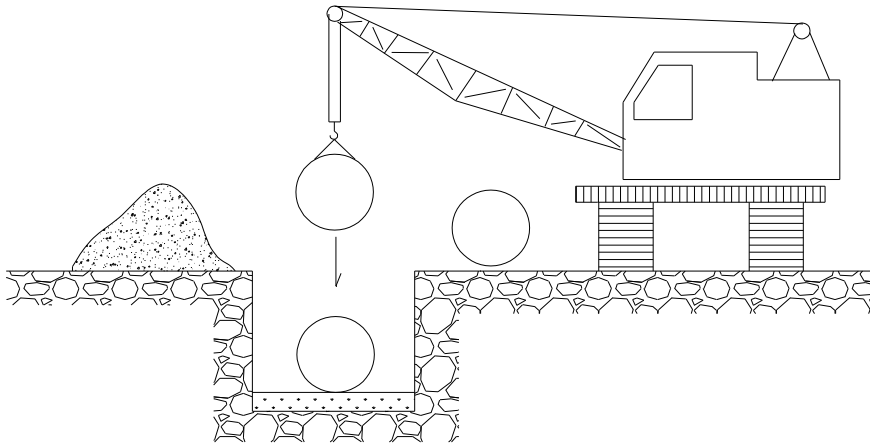


Figure.VIII.2 : le pipelayers

Pipelayers (pose de la canalisation)

VIII.7.2. Assemblage des conduites :

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

VIII.7.3.Essais sur les joints et les canalisations

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

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

VIII.7.4.Essais des tuyaux préfabriqués :

VIII.7.4.1. Essais d'étanchéité :

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

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

B) sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

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

B.2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

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

VIII.8. Confection des joints :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

VIII.9. Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

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

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

VIII.10 Remblaiement et compactage des tranchées:

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour

assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au dessus de la génératrice supérieure,

L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30mm.

VIII.11 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

A- Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.



Figure VIII.3 : Bulldozer

On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le Motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.

- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins

A.1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le coté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure VIII.4 : Niveleuse automotrice

B- Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

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

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VIII.5: Pelle équipée en rétro

B.1 Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnées par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)



FigureVIII.6: Chargeur

C- Pour le compactage :

L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.
- Les organes de manœuvre.



Figure VIII.7 : compacteur

VIII.12 Devis quantitatif et estimatif :

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VIII.12.1 Détermination des différents volumes :**A) Volume de la couche de terre végétale:**

$$V_{cv} = H_v.L.B \quad \text{(VIII.3)}$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m³).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

B) Volume des déblais des tranchées :

$$V_{ded} = B.L.H \quad \text{(VIII.4)}$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

C) Volume du lit du sable :

$$V_{ls} = e.L.B \quad \text{(VIII.5)}$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D/Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4 \quad \text{(VIII.6)}$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

E/Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad \text{(VIII.7)}$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

F/Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb} \quad \text{(VIII.8)}$$

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m³).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

$$\text{Tel que } V_f = V_{deb} . K_f \quad \text{(VII.9)}$$

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,24.$$

Les volumes est représenté dans le tableau VIII.1:

Tableau VIII.1: Volumes des travaux

Vdeb (m ³)	Vl.s (m ³)	Vc.t (m ³)	Vcondt (m ³)	Vremb (m ³)	Vexcé (m ³)
56192,87	2718,12	2718,12	7287.43	42818,11	26861,05

Tableau VIII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	M3	2718,12	150	407718
2	Déblai	M3	56192,87	300	16857861
3	Pose du lit de sable	M3	2718,12	1000	2718120
4	Remblai de la tranchée	M3	42818,11	350	14986338,5
5	Evacuation des déblaies excédentaires	M3	26861,05	160	4297768,0
B	Canalisation				
1	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation en béton				
	300	MI	3796.67	1500	5695005
	400	MI	378.92	2000	757840
	600	MI	2048.3	2300	4711090
	800	MI	207.2	2500	518000
	1000	MI	1096.08	2800	3069024
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	72	12000	2814000
			97	14000	
			37	16000	
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	16000	16000
	THT				56834364.5
	TVA 17%				9661841.97
	TTC				664962.6.47

VIII.13.PLANIFICATION DES TRAVAUX :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A.** Piquetage.
- B.** Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C.** Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D.** Aménagement du lit de pose.
- E.** Construction des regards.
- F.** La mise en place des canalisations en tranchée.
- G.** constructions des ouvrages annexes (les dessaleurs, les bassins de retenue, D. O.)
- 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 VIII.3 : détermination des délais.

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

Avec : TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-E-H-I-J-K

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

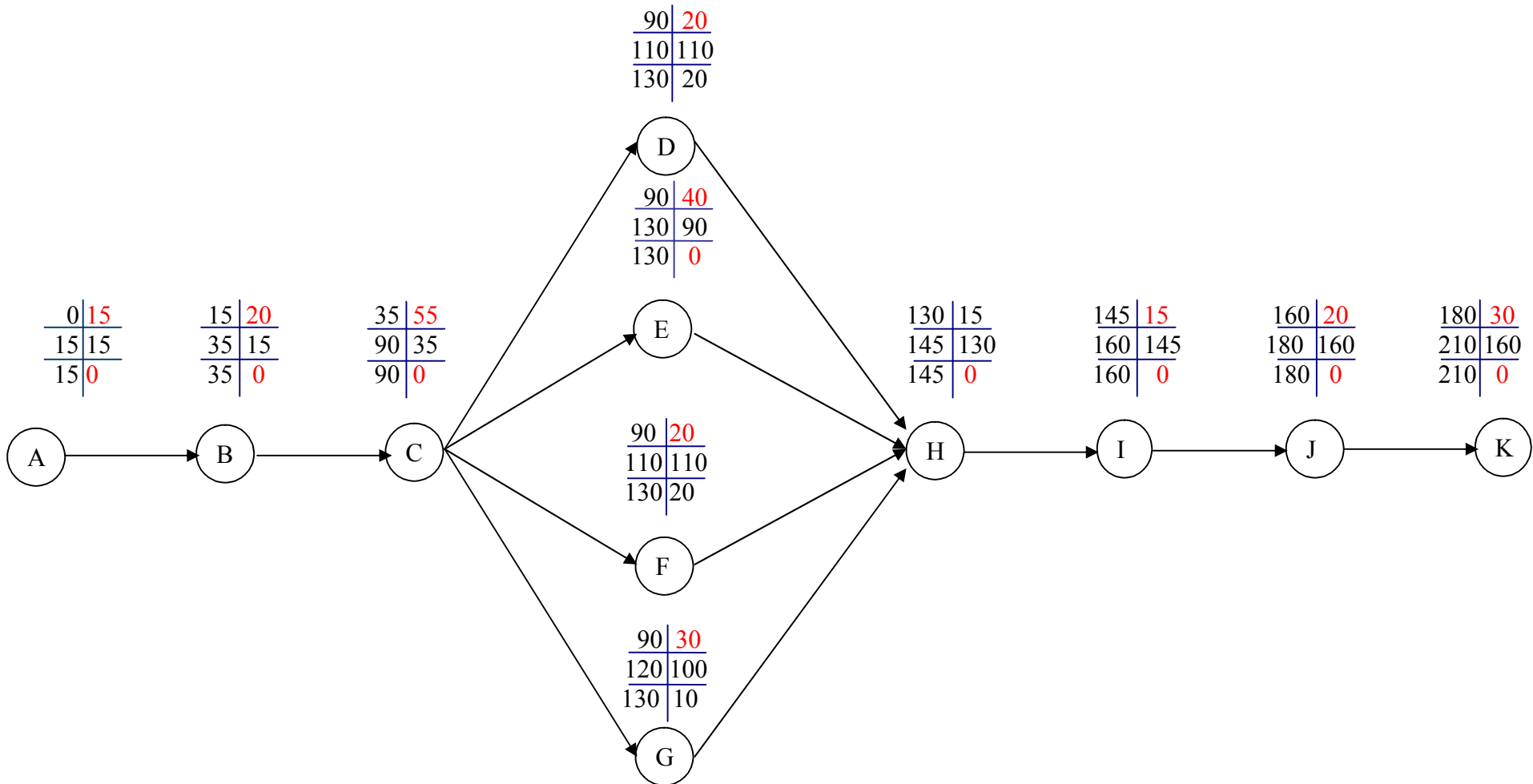
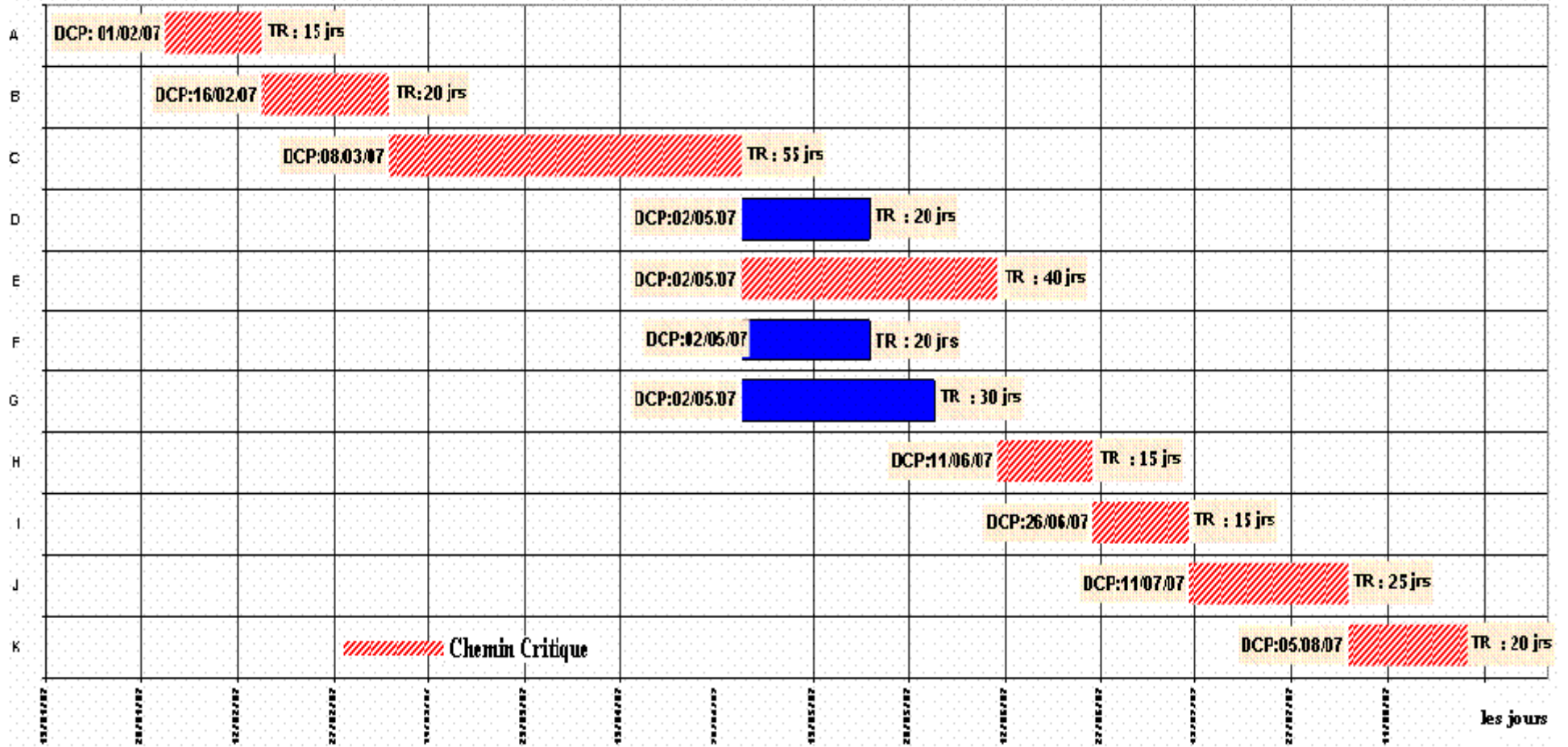


Figure VII.8: Réseau à nœuds

Fig.VII.9 Diagramme de Gantt

Opération



Conclusion

D'après ce chapitre, on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tout les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part on peut avoir une information sur le coût total de projet ainsi que leur temps de réalisation. L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique détaillée

Conclusion

Dans notre travail, l'établissement d'un diagnostic détaillé du système d'assainissement consolidé par une expertise, qui tient compte les zones d'extension, nous a permis de relever les anomalies que présente ce dernier.

En effet, le réseau d'assainissement existant est vétuste dans sa totalité. il est par conséquent, incapable de véhiculer les nouveaux débits.

Suite à ce constat, la rénovation totale du réseau s'est imposée.

Le point le plus important pour notre projet est celui d'acheminer toutes les eaux vers un point unique (station d'épuration), au lieu des trois points de rejet actuels.

Pour un meilleur fonctionnement de notre réseau, un déversoir d'orage type frontal a été projeté à l'aval de l'agglomération.

Dans notre agglomération, on rencontre des zones où la pente est très grande, ce qui donne des vitesses importantes qui conduisent à la projection de regards de chute.

En fin, nous sommes parvenus à élaborer le plan final de notre projet qui comprend le projet d'exécution et le devis quantitatif estimatif.

D'autres points peuvent être traités dans le cadre d'une suite de ce travail.

ANNEXE I

Tableau II.1 : Diamètre et longueur des collecteurs.

Diamètre Φ (mm)	Longueur (m)
300	4657.24
400	127.22
500	2015.21
600	263.37

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant.

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
A	A25	A24	188,25	0,03926	400	mauvais état
	A24	A23	36,82	0,03911	400	
	A23	A22	36,82	0,03911	400	
	A22	A21	36,82	0,03911	400	
	A21	A2	187,42	0,03922	400	
	A11	A10	37,27	0,01234	300	
	A10	A9	62,95	0,01223	300	
	A13	A9	37,44	0,05101	300	
	A12	A9	36,44	0,02360	300	
	A9	A8	86,32	0,02838	300	

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
A	A16	A15	40,40	0,04901	300	mauvais état
	A15	A8	49,68	0,03422	300	
	A14	A8	57,55	0,00799	300	
	A8	A7	45,00	0,03422	300	
	A7	A6	85,01	0,03423	300	
	A6	A5	99,37	0,03432	300	
	A5	A4	34,99	0,03430	300	
	A4	A3	41,31	0,03437	300	
	A20	A19	35,99	0,02834	300	
	A19	A18	35,99	0,02834	300	
	A18	A17	36,00	0,02833	300	
	A17	A3	29,86	0,02780	300	
	A3	A2	42,61	0,02018	300	
	A2	A1	50,21	0,03924	400	
	A32	A31	55,25	0,02371	300	
	A31	A30	38,76	0,02374	300	
	A30	A29	59,75	0,02360	300	
	A29	A1	27,37	0,02338	300	
	A28	A27	44,65	0,03830	300	
	A27	A26	16,62	0,03851	300	
A26	A1	48,92	0,03823	300		
D	D4	D3	24,63	0,02314	300	
	D3	D2	37,66	0,04249	300	
	D2	D1	31,53	0,02632	300	
	D7	D6	35,70	0,02857	300	
	D6	D5	51,25	0,01385	300	
	D5	D1	35,70	0,01961	300	
C	C9	C8	35,39	0,04352	300	
	C8	C7	37,55	0,04341	300	
	C7	C6	34,88	0,04329	300	
	C6	C5	36,73	0,04329	300	
	C5	C4	43,44	0,03453	300	
	C4	C3	55,51	0,04342	300	
	D1	C3	20,77	0,02263	300	
	C19	C18	16,08	0,00871	300	
	C18	C17	19,31	0,00880	300	
	C17	C15	33,78	0,05151	300	
	C16	C15	43,11	0,02389	300	
	C15	C11	33,05	0,05174	300	
	C14	C13	31,02	0,03127	300	
	C13	C12	21,27	0,03150	300	
	C12	C11	21,27	0,03103	300	
	C11	C10	33,05	0,05174	300	
	C10	C3	46,64	0,05146	300	
C3	C2	43,26	0,04346	300		

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
C	C24	C23	47,26	0,03639	300	Mauvais état
	C23	C22	21,04	0,03612	300	
	C22	C21	19,50	0,03641	300	
	C21	C20	19,50	0,03641	300	
	C20	C2	19,50	0,03641	300	
	C2	C1	43,09	0,04340	300	
B	B8	B7	40,10	0,02195	300	
	B7	B6	43,10	0,04687	300	
	B6	B5	28,75	0,04696	300	
	B5	B4	28,75	0,04696	300	
	B4	B3	53,60	0,04683	300	
	B3	B2	183,83	0,04689	300	
	C1	B2	168,43	0,04227	300	
	B2	B1	60,26	0,04215	300	
	B15	B11	73,70	0,00801	300	
	B14	B10	73,70	0,00801	300	
	B13	B9	73,70	0,00787	300	
	B12	B11	23,01	0,05172	300	
	B11	B10	23,65	0,05159	300	
	B10	B9	24,50	0,05184	300	
B9	B1	83,13	0,05173	300		
F	F12	F11	38,20	0,02487	300	
	F11	F10	25,47	0,02473	300	
	F10	F9	39,95	0,02478	300	
	F9	F8	39,95	0,02478	300	
	F22	F20	18,00	0,02389	300	
	F23	F19	18,00	0,02389	300	
	F24	F18	17,73	0,02425	300	
	F26	F25	39,89	0,01153	300	
	F25	F16	39,89	0,01178	300	
	F21	F20	31,05	0,04670	300	
	F20	F19	30,78	0,04678	300	
	F19	F18	41,20	0,04684	300	
	F18	F17	29,25	0,04684	300	
	F17	F16	29,56	0,04668	300	
	F16	F8	39,53	0,04655	300	
	F8	F7	57,83	0,02490	300	
	F7	F6	55,84	0,02489	300	
	F6	F5	30,29	0,04820	300	
	F27	F5	54,60	0,02033	300	
	F5	F4	26,32	0,03229	300	
F4	F3	29,50	0,03220	300		
F15	F14	22,87	0,03454	300		
F14	F13	33,60	0,00595	300		
F13	F3	26,32	0,00798	300		

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
F	F3	F2	102,23	0,03228	300	Mauvais état
	F2	F1	108,62	0,02964	300	
	F28	F1	50,40	0,02143	300	
H	B1	H109	119,49	0,02092	300	
	H109	H100	151,40	0,02081	300	
	H108	H107	29,32	0,02217	300	
	H107	H106	18,04	0,02328	300	
	H106	H101	115,77	0,02298	300	
	H101	H100	17,20	0,02267	300	
	H100	H99	8,92	0,02130	300	
	H102	H103	40,71	0,01891	300	
	H105	H104	72,79	0,01140	300	
	H104	H103	66,82	0,01122	300	
	H103	H99	23,44	0,01109	300	
	H99	H98	37,27	0,02093	500	
	H98	H18	41,08	0,02142	400	
	H115	H112	59,34	0,01904	300	
	H116	H111	59,34	0,01904	300	
	H117	H110	59,34	0,01904	300	
	H114	H113	59,35	0,05072	300	
	H113	H112	24,00	0,05083	300	
	H112	H111	24,50	0,05061	300	
	H111	H110	25,63	0,05111	300	
	H110	H18	152,52	0,04295	300	
	H56	H55	26,07	0,04181	300	
	H55	H57	31,33	0,04181	300	
	H57	H52	76,65	0,04175	300	
	H58	H53	53,31	0,00263	300	
	H53	H52	29,79	0,04532	300	
	H52	H51	35,29	0,02352	300	
	H51	H50	62,41	0,02355	300	
	H48	H49	30,46	0,05253	300	
	H49	H50	35,19	0,02273	300	
H50	H19	82,09	0,04276	400		
A1	H22	57,94	0,03918	400		
H22	H21	58,10	0,03924	400		
H21	H20	41,04	0,03923	400		
H20	H19	37,37	0,03907	400		
H19	H18	53,56	0,04276	500		
H98	H97	94,91	0,01717	500		
H97	H96	73,18	0,01708	500		
H97	H16	42,08	0,03446	500		
H96	H14	41,66	0,01704	500		
H18	H17	47,00	0,02277	500		
H47	H46	32,18	0,02237	300		

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
H	H46	H45	36,27	0,02233	300	Mauvais état
	H45	H95	81,31	0,04821	300	
	H95	H17	51,75	0,04831	300	
	H17	H16	49,23	0,02295	500	
	H44	H43	36,49	0,01507	300	
	H43	H94	79,34	0,04764	300	
	H94	H16	52,92	0,04762	300	
	H16	H15	61,57	0,00357	500	
	H91	H90	44,59	0,02893	300	
	H90	H42	36,19	0,02874	300	
	H42	H92	38,45	0,03433	300	
	H92	H93	40,31	0,03423	300	
	H93	H15	51,68	0,03444	300	
	H15	H14	8,09	0,03585	500	
	H14	H13	34,55	0,03589	500	
	H86	H13	48,99	0,04123	300	
	H13	H12	34,60	0,03584	500	
	H12	H11	76,36	0,03588	500	
	H80	H11	42,14	0,04722	300	
	H79	H10	51,51	0,05086	300	
	H11	H10	33,27	0,03577	500	
	H10	H9	32,66	0,03582	500	
	F1	H89	101,48	0,02966	300	
	H89	H88	88,01	0,02966	300	
	H88	H87	25,77	0,02949	300	
	H87	H40	53,45	0,04883	300	
	H42	H41	71,72	0,06414	300	
	H41	H40	47,87	0,06413	300	
	H40	H39	51,07	0,04876	300	
	H39	H37	67,92	0,04873	300	
	H38	H37	22,95	0,02397	300	
	H37	H36	28,11	0,04874	300	
	H36	H35	29,89	0,04885	300	
	H35	H34	40,03	0,04871	300	
	H34	H33	41,26	0,04872	300	
	H71	H70	34,41	0,04911	300	
	H70	H69	65,28	0,04917	300	
	H69	H68	41,30	0,04915	300	
	H68	H67	32,18	0,04910	300	
	H67	H66	20,31	0,04924	300	
H66	H33	48,23	0,04893	300		
H33	H32	40,42	0,04874	300		
H32	H31	28,69	0,04880	300		
H31	H29	13,34	0,04873	300		
H30	H29	23,60	0,02712	300		

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
H	H29	H28	40,50	0,05086	300	Mauvais état
	H28	H27	40,50	0,05086	300	
	H27	H24	40,60	0,05099	300	
	H26	H25	52,42	0,03625	300	
	H25	H24	36,17	0,03622	300	
	H24	H23	43,20	0,05093	300	
	H23	H2	24,05	0,05073	300	
	H77	H76	30,25	0,03868	300	
	H76	H75	15,88	0,03904	300	
	H75	H74	28,62	0,03878	300	
	H78	H74	45,03	0,00888	300	
	H74	H73	183,98	0,03234	400	
	H73	H72	128,49	0,03261	400	
	H72	H3	286,54	0,03005	400	
	H85	H84	29,74	0,04237	300	
	H84	H83	79,84	0,06976	300	
	H83	H9	61,63	0,04900	300	
	H9	H8	88,32	0,04914	500	
	H8	H7	23,60	0,04915	500	
	H82	H81	28,64	0,04644	300	
	H81	H7	58,61	0,04658	300	
	H7	H6	18,42	0,04886	500	
	H6	H5	43,02	0,04905	500	
	H5	H4	36,57	0,04895	500	
	H4	H3	90,74	0,04904	500	
	H65	H64	44,94	0,04406	300	
	H64	H62	41,66	0,04393	300	
	H63	H62	18,63	0,04938	300	
	H62	H61	24,85	0,04386	300	
	H61	H60	42,48	0,03672	300	
H60	H59	56,94	0,03671	300		
H59	H1	80,72	0,05017	300		
H3	H2	147,69	0,04591	400		
H2	H1	81,59	0,04596	400		
H1	R	49,40	0,03138	600		
E	E28	E27	37,77	0,05719	300	
	E27	E26	38,30	0,04308	300	
	E26	E25	38,68	0,03671	300	
	E25	E24	39,13	0,03603	300	
	E24	E23	53,65	0,03747	300	
	E23	E22	49,33	0,04338	300	
	E22	E21	34,90	0,04670	300	
	E21	E20	24,68	0,04660	300	
	E20	E19	73,47	0,04669	300	
	E19	E18	54,21	0,04630	300	

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
E	E18	E17	61,55	0,07506	300	Mauvais état
	E17	E16	62,29	0,05298	300	
	E16	E15	37,71	0,01034	300	
	E15	E14	46,12	0,01279	300	
	E14	E13	51,94	0,01271	300	
	E13	E12	60,07	0,01282	300	
	E12	E11	106,30	0,01505	500	
	E11	E6	51,94	0,01020	500	
	E6	E5	60,03	0,02299	500	
	E5	E4	77,98	0,01783	500	
	E4	E3	72,76	0,00302	500	
	E3	E2	99,35	0,01933	500	
	E2	E1	97,53	0,02133	500	
	E23	E52	82,06	0,06130	300	
	E52	E51	107,75	0,02153	300	
	E51	E50	33,36	0,04766	300	
	E54	E53	33,15	0,01176	300	
	E55	E53	45,49	0,00967	300	
	E53	E50	37,89	0,00765	300	
	E50	E49	42,87	0,04782	300	
	E49	E48	84,95	0,04768	300	
	E48	E47	57,15	0,04777	300	
	E47	E46	73,30	0,04666	300	
	E46	E45	96,57	0,01139	300	
	E45	E11	36,13	0,01384	400	
	E61	E60	22,69	0,03834	300	
	E60	E59	32,85	0,03836	300	
	E59	E58	25,56	0,03834	300	
	E58	E45	28,30	0,03816	300	
	E10	E9	32,72	0,01528	300	
	E9	E8	60,26	0,01294	300	
	E8	E4	30,82	0,01038	300	
	E7	E3	20,57	0,00729	300	
	E44	E43	29,26	0,01059	300	
	E43	E42	21,06	0,04843	300	
	E42	E41	40,00	0,04800	300	
	E41	E40	40,70	0,04791	300	
	E40	E39	45,81	0,04781	300	
	E39	E18	61,19	0,05900	300	
	E63	E62	46,46	0,03035	300	
E64	E62	21,69	0,02351	300		
E62	E13	24,82	0,01088	300		
E65	E14	29,41	0,01768	300		
E38	E37	38,28	0,07315	300		
E37	E36	13,35	0,07341	300		

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
E	E36	E35	74,95	0,07312	300	
	E35	E34	58,81	0,07295	300	
	E34	E33	59,27	0,07272	300	
	E33	E32	45,48	0,03298	300	
	E32	E31	48,60	0,03909	400	
	E31	E30	117,46	0,00749	400	
	E30	E29	101,25	0,00879	400	
	E29	E12	55,30	0,00995	400	
	E57	E56	134,51	0,07345	300	
	E56	E32	67,17	0,07920	300	
	E70	E33	83,02	0,04553	300	
	E33	E32	45,48	0,03298	300	
	E69	E68	19,95	0,03258	300	
	E68	E31	21,07	0,05458	300	
	E67	E66	30,82	0,05062	300	
	E66	E30	24,32	0,07196	300	
M	M9	M8	22,18	0,00992	300	Mauvais état
	M8	M7	22,41	0,00982	300	
	M10	M7	106,56	0,01051	300	
	M7	M6	56,50	0,00478	300	
	M6	M5	47,68	0,00776	300	
	M5	M4	45,99	0,01761	300	
	M11	M4	43,24	0,01364	300	
	M4	M3	25,40	0,02362	300	
	M3	M2	198,65	0,03484	300	
	M2	M1	38,08	0,04701	300	
	M36	M35	29,60	0,01351	300	
	M35	M34	29,60	0,01351	300	
	M34	M33	34,20	0,01345	300	
	M33	M32	29,60	0,01351	300	
	M32	M31	113,57	0,06172	300	
	M31	M30	22,00	0,06227	300	
	M30	M2	22,40	0,05000	300	
	M37	M32	29,60	0,01824	300	
	M45	M44	39,00	0,03974	300	
	M44	M43	12,17	0,04026	300	
	M43	M39	49,40	0,03968	300	
	M6	M5	47,68	0,00776	300	
	M5	M4	45,99	0,01761	300	
	M11	M4	43,24	0,01364	300	
	M4	M3	25,40	0,02362	300	
	M3	M2	198,65	0,03484	300	
M2	M1	38,08	0,04701	300		
M36	M35	29,60	0,01351	300		
M35	M34	29,60	0,01351	300		

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

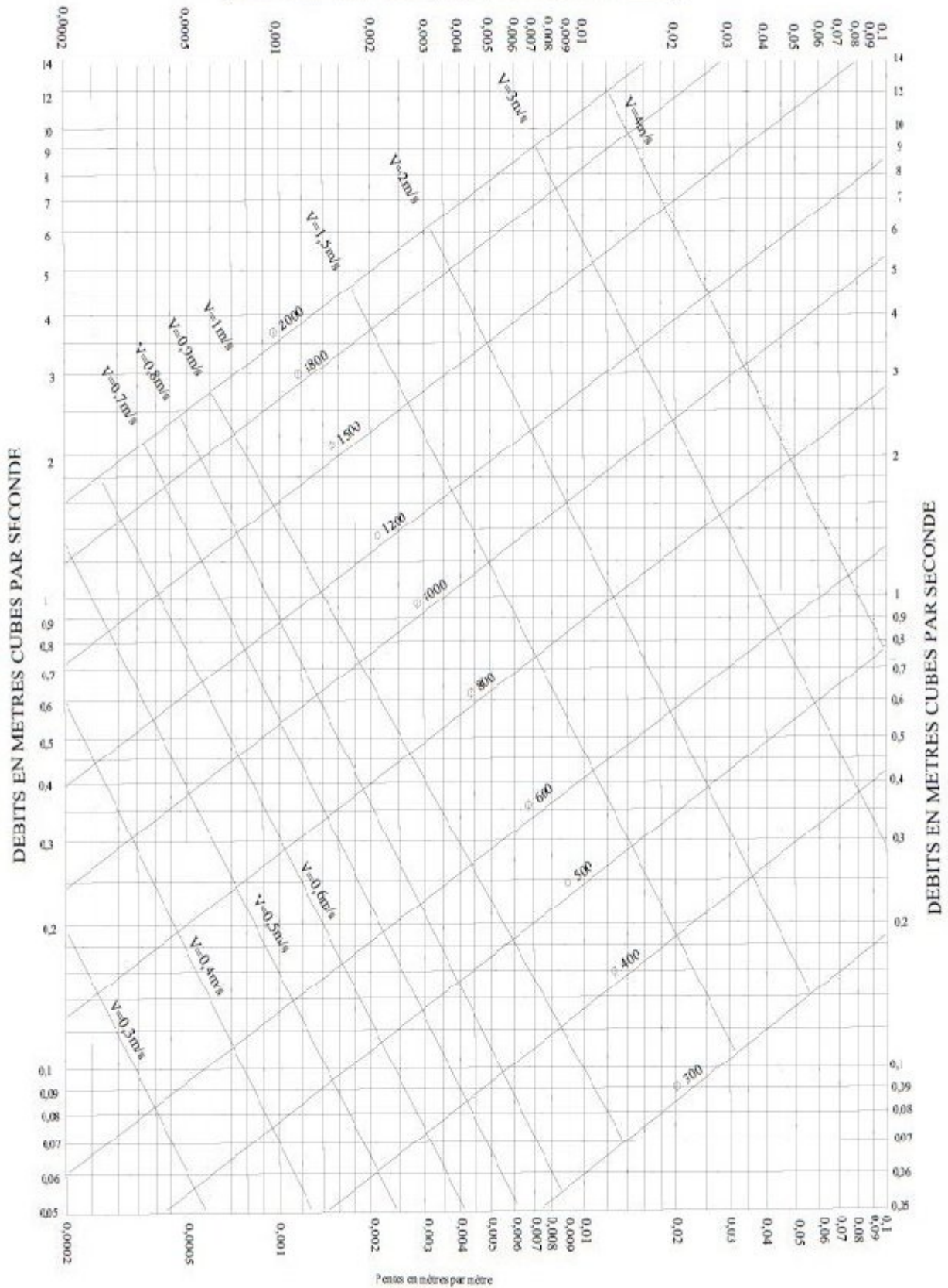
Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
M	M34	M33	34,20	0,01345	300	Mauvais état
	M33	M32	29,60	0,01351	300	
	M32	M31	113,57	0,06172	300	
	M31	M30	22,00	0,06227	300	
	M30	M2	22,40	0,05000	300	
	M37	M32	29,60	0,01824	300	
	M45	M44	39,00	0,03974	300	
	M44	M43	12,17	0,04026	300	
	M43	M39	49,40	0,03968	300	
	M42	M41	49,40	0,01802	300	
	M41	M40	12,40	0,01774	300	
	M40	M39	34,51	0,01768	300	
	M39	M38	22,24	0,03957	300	
	M38	M31	49,00	0,01286	300	
	M23	M22	28,15	0,01101	300	
	M22	M21	97,88	0,01093	300	
	M21	M20	94,74	0,01098	300	
	M20	M19	50,30	0,01113	300	
	M19	M18	29,80	0,01040	300	
	M18	M17	42,28	0,02058	300	
	M17	M15	49,36	0,02046	300	
	M15	M12	93,77	0,04639	300	
	M12	M1	127,09	0,04635	300	
	M24	M21	60,42	0,00811	300	
	M26	M25	20,93	0,01147	300	
	M25	M20	44,76	0,00737	300	
	M29	M28	27,77	0,02053	300	
	M28	M27	47,72	0,02075	300	
M27	M18	50,05	0,02078	300		
M16	M15	53,72	0,01675	300		
M14	M13	46,45	0,03315	300		
M13	M12	30,94	0,03297	300		
K	M1	K9	45,00	0,04044	400	
	E1	K8	203,54	0,02609	500	
	K12	K7	35,22	0,06616	300	
	K13	K5	34,10	0,03314	300	
	K11	K10	37,53	0,01945	300	
	K10	K9	16,54	0,06711	300	
	K9	K8	104,76	0,01260	400	
	K13	K5	34,10	0,03314	300	
	K11	K10	37,53	0,01945	300	
	K10	K9	16,54	0,06711	300	
	K9	K8	104,76	0,01260	400	
	K8	K7	81,50	0,04368	400	
K7	K6	46,45	0,01808	400		

Tableau II.2 : Etat du réseau d'assainissement existant. (Suite)

Zone	Tronçon		Longueur m	Pente m/m	Diamètre mm	Observation
	Du	Au				
K	K6	K5	44,63	0,02622	400	Mauvais état
	K5	K4	40,27	0,05935	400	
	K4	K3	116,50	0,01399	400	
	K3	K2	31,62	0,01392	400	
	K2	K1	127,22	0,03757	400	
N	N14	N13	18,70	0,04920	300	
	N13	N12	18,36	0,04902	300	
	N12	N11	55,63	0,04907	500	
	N19	N18	29,58	0,04868	300	
	N18	N17	21,85	0,04256	300	
	N17	N16	25,30	0,01423	300	
	N16	N15	22,94	0,01656	300	
	N15	N11	22,94	0,01613	300	
	N20	N9	46,12	0,00650	300	
	N21	N7	68,82	0,00436	300	
	N11	N10	23,10	0,04329	500	
	N10	N9	20,92	0,03824	500	
	N9	N7	42,88	0,03498	500	
	N7	N2	57,51	0,01843	500	
	N6	N3	38,34	0,02582	300	
	N5	N4	19,16	0,01670	300	
	N4	N3	22,88	0,04983	300	
	N3	N8	25,08	0,02990	500	
N8	N2	18,78	0,02609	600		
N2	N1	97,97	0,03777	600		
S	S15	S11	15,52	0,04059	300	
	S18	S17	24,53	0,04117	300	
	S17	S16	22,40	0,04286	300	
	S14	S13	25,27	0,01543	300	
	S13	S12	59,41	0,03939	300	
	S12	S11	43,77	0,03952	300	
	S11	S10	19,99	0,03952	300	
	S10	S9	17,21	0,03951	300	
	S9	S8	17,57	0,03927	300	
	S8	S16	56,34	0,03940	300	
	S16	S6	19,83	0,02068	300	
	S6	S5	18,67	0,02089	300	
	S5	S4	42,31	0,02080	300	
	S4	S3	48,14	0,02077	300	
	S3	S2	64,68	0,02103	300	
S2	S1	92,67	0,02072	300		

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

RESEAUX PLUVIAUX EN SYSTEME UNITAIRE OU SEPARATIF
(Canalisations circulaires-Formule de Bazin)



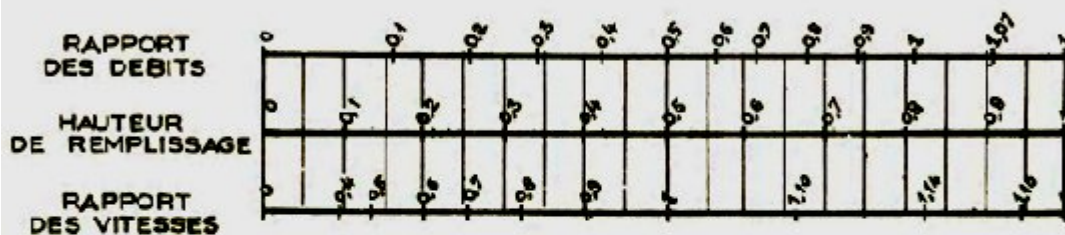
Annexe III : Les rapports Rh, Rv, RQ

ANNEXE X

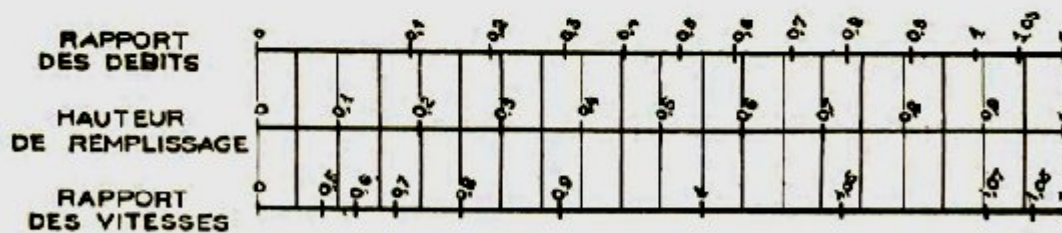
VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Bibliographie

- **DERNOUNI. F**, 2013 « Cours d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- **SALAH. B**, 1993 « polycope d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- **REGIS. B**, 1984 «les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris.
- **TOUAIBIA. B**, 2003 «Cours d'hydrologie », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- **TOUAIBIA. B**, 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ».
- **GOMELLA. C, GUERREE. H**, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris perspective », Paris.
- **François. G, Brière**, 1997, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal.
- **BELAOUAKLI. B**, 2013, (Cours organisation de chantier) ,école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- **KRIM. R**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Tessala el merdja (W.Alger), ENSH juillet 2007.
- **GHAMMIT. M**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de Bou-Ismail (W.Tipaza) ENSH 2003.
- **AIDI. K**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Etude du réseau d'assainissement de la commune de Sed-rehal (W.Djelfa) ENSH septembre 2007.