REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

ETUDE DES COLLECTES DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE TENES (W.CHLEF)

Présenté par :
Mr BENBOUALI AHMED ABD ELDJALIL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr M. MEDDI	**PROFESSEUR**	Président
Mme F.DERNOUNI	**M A.A**	Examinatrice
Mme N.CHENITI	**M A.B**	Examinatrice
Mme C.MAZARI	**M A.A**	Examinatrice
Mme S.BELLABAS	**M A.B**	Examinatrice
Mme N.ZENDAQUI	**ING EN CHEF**	Promotrice

Juin -2013

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE- ARBAOUI Abdellah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : Conception Des Systèmes d'Assainissement

THEME :

ETUDE DES COLLECTES DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE TENES (W.CHLEF)

Présenté par :
Mr BENBOUALI AHMED ABD ELDJALIL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr M. MEDDI	**PROFESSEUR**	Président
Mme F.DERNOUNI	**M A.A**	Examinatrice
Mme N.CHENITI	**M A.B**	Examinatrice
Mme C.MAZARI	**M A.A**	Examinatrice
Mme S.BELLABAS	**M A.B**	Examinatrice
Mme N.ZENDAQUI	**ING EN CHEF**	Promotrice

Juin -2013

DEDICACES

Je dédie ce travail :

- ***A mon défunt père que dieu l'accueille dans son vaste paradis.***
- ***A ma mère pour ces encouragements et ça patience.***
- ***A ma promotrice.***
- ***A mes frères et sœurs.***
- ***A la famille BENBOUALI de CHLEF .***
- ***A mes camarades (Messaoud, Seif, Mehdi,.....etc.).***
- ***A tous mes amis de l'ENSH.***

BENBOUALI Ahmed Abd El Djalil

Remerciements

Je tiens à remercier :

- ***mon promotrice M^{me} :ZENDAGUI.N ;***

- ***Monssieurs : BADACHE Rida, BOUKHELIFA Mustapha , BENHADJA Abd Elkader;***
  Pour leur aide à l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.

- ***tous le corps enseignant de l'ENSH qui ont contribuer à ma formation.***

- ***je remercie les membres de jury pour leur disponibilité afin de porter les corrections nécessaires pour ce travail.***

Aussi mes remerciements vont directement en direction de tous mes amis qui m'ont soutenu pour la réussite de ce travail.

BENBOUALI Ahmed Abd El Djalil 06/2013

ملخـــــص

يعتبر ميل سطح الأرض العامل الأساسي الذي يحدد طبيعة، نظام و مخطط صرف المياه المستعملة في المدن و التجمعات السكنية، بحيث تصرف هذه المياه بطريقة جريان حر تبعا لجاذبية الأرضية نحو الوسط المستقبل (الوديان و المنخفضات) ، و في بعض الأحيان يتعذر تطهير المدن من هذه المياه بهذه الطريقة فنلجأ عندئذ إلى استعمال الضخ (رفعا أو دفعا) كحل أخير

و هذا ما سنتطرق إليه و نتعرض له من خلال هذه المذكرة المعنونة بـ : دراسة الرفع نحو مجرى تطهير منطقة تنس (ولاية شلف)،و التي تتلخص في اقتراح إنشاء محطة رفع، تمديد مشروع تطهير مدينة تنس.

Résumé

La pente du terrain représente le paramètre essentiel qui détermine la nature, le système et le schéma d'évacuation des eaux usées dans les villes et les agglomérations de façon à ce que ces eaux s'écoulent gravitairement vers l'exutoire (les oueds et les dépressions). Mais dans certains cas il est difficile d'y remédier, donc nous somme dans l'obligation d'utiliser le pompage (relevage ou refoulement).

Et c'est ce que nous allons voir à travers ce mémoire qui est intitulé :

« Etude du des rejets du réseau d'assainissement de la ville de TENES w. de CHLEF »

Et qui consiste à proposer une extension du système d'assainissement de la ville par des stations de refoulement (relevage).

Abstract

The slope of the ground represents the essential parameter which determines the nature, the system and the diagram of drainage used in the cities and the agglomerations in the way to let this water runs out gravitationally towards the outlets (the wades and depressions). But in some cases that system is impossible. Therefore we must use pumping (raising or repression) as a last solution.

And this is what we are going to see through this dissertation which is titled:

"Survey of the rising to a collector in TENES city w. of CHLEF"

This study aims at proposing a pumping station as an extension of Tenes's cities purification system.

Sommaire

SOMMAIRE

Chapitre1 : Présentation de la commune de TENES

INTRODUCTION……...2

I-1 Situation géographique.…….2

I -2 Données naturelles du site ……...3

I-2-1 Analyse géologique……3

I -2-2 Sismicité ……...3

I-2-3 Géographie :……3

I-2-4 Climatologie ……...3

I-2-4-1 Pluviométrie……...3

I-2-4-2 Les vents…….4

I-2-4-3 Température……...4

I-2-4-5 Humidité ……5

I-2-4-6 Hydrologie……..5

I-3 Données démographiques …….5

I-3-1 Population ……..5

I-4 Encombrement du sous-sol ……...……5

I-5 Conclusion …….6

Chapitre2:Etude hydrologique

II-1 Introduction…….…….7

II-2 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement…….11

II-2-1 : analyse des données statistiques ……...11

II – 2 – 2 : Choix de la loi d'ajustement ……12

II – 2 – 3 Calcul des paramétrés de la loi choisie……..12

II–2–3–1 Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gumbel ……..12

II–2–3–2 : Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Galton ……..15

II – 2 – 4 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minute…….17

II – 5 Conclusion:……..17

Chapitre 3 : Calcul de base

III– 1 Introduction…….23

III– 2 Situation démographique……....23

III-2-1 Evolution de la population…….23

III– 3 Systèmes d'assainissement……..24

III– 3 – 1 Système unitaire ……24

III– 3 – 2 Système séparatif……..24

III– 3 – 3 Système pseudo-séparatif……..25

III– 4 choix du système d'assainissement ……27

III–5 Différents schémas d'évacuation…….27

III–5 – 1 Schéma perpendiculaire…….27

III– 5 – 2 Schéma par déplacement latéral……28

III– 5 – 3 Schéma de collecteur par zones étagées……...28

III– 5 – 4 Schéma radial ……...28

III– 5 – 5 Schéma à collecte transversale oblique ……29

III– 6 Principe du tracé du réseau ……29

III– 7 Choix des limites des sous bassins…….30

III– 8 Choix du coefficient de ruissellement……30

III – 9 calcul de la population de chaque sous bassin……...32

III – 9 – 1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré ……..32

III – 9 – 2 calcul de la densité partielle ……33

III – 9 – 3 Calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassin……..33

III – 10 Conclusion : Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :…….34

Chapitre 4 : Evaluation des débits

IV– 1 Introduction ……33

IV– 2 Evaluation des débits des eaux usées……..33

IV – 2 – 1 Généralités……...33

IV – 2 – 2 Origine et nature des eaux usées……..33

IV – 2 – 2 – 1 Eaux usées d'origine domestique…….33

IV – 2 – 2 – 2 Eaux usées de service public……33

IV – 2 – 2 – 3 Eaux industrielles…….33

IV – 2 – 2 – 4 Eaux d'équipements…….33

IV – 2 – 3 Consommation en eau potable…….34

IV – 2 – 4 Estimation du débit d'eau usée……34

IV – 2 – 4 – 1 Eaux usées des équipements et eau de service public……...34

IV –2 – 4 – 2 Eaux usées d'origine domestique……..34

IV – 3 Evaluation du débit d'eau pluviale……35

IV– 3 – 1 Généralités……35

IV – 3 – 1–1 Méthode rationnelle……36

IV – 3 – 1 – 2 Temps de concentration……...36

IV – 3 – 1 –3 Méthode superficielle……37

IV – 3 – 1 – 4 Validité de la méthode superficielle…….38

IV – 4 Choix de la méthode de calcul……...38

IV – 5 Calcul des débits pluviaux…….38

IV – 6 Coefficient d'allongement…….39

IV – 7 Pente moyenne……...40

IV -8 Conclusion……46

Chapitre5 : Calcul hydraulique du réseau

V-A) Dimensionnement de la conduite de refoulement……48

V-1 Introduction ...……48

V-2 Choix du tracé ……...48

V-3 Choix du matériau de la conduite ……....48

V-4 Diamètre économique de la conduite (Partie refoulement) ……..49

V-4-1 Conditions économiques……49

V-4-2 Calcul du diamètre……..49

V-4-2-1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……50

V–5 Détermination du diamètre de refoulement de SR01 vers SR 02…….53

V–5–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……54

V–6 Détermination du diamètre de refoulement de SR02 vers R253…….…….56

V–6–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……57

V–7 Détermination du diamètre de refoulement de SR03 vers SR4……59

V–7–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……60

V – 8 Détermination du diamètre de refoulement de SR4 vers SR5…….62

V–8–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……63

V–9 Détermination du diamètre de refoulement de SR5 vers SR6 …….65

V–9–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……66

V–10 Détermination du diamètre de refoulement de SR6 vers SR7……67

V–10–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……..69

V –11 Détermination du diamètre de refoulement de SR7 vers R1292……...71

V–11–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……..72

V–12 Détermination du diamètre de refoulement de SR8 vers R1373…….73

V–12–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique……..74

V–13 Calcul du débit……75

V–13–1 Formules d'écoulements……..75

V–14 Mode de calcul……77

V-14-1 Résultats de calcul……78

V-15 Conclusion...…….86

Chapitre6 : Dimensionnement des ouvrages annexes

VI-1 Introduction …..……....87

VI-1 la station de refoulement :[SR8]…….. 87

VI-1-1 Exigences principales soumises à la station de refoulement ……87

VI-1-2 choix de l'emplacement de la station de refoulement ……..87

VI-1-3 Données de base initiales ……...88

VI-1-4 Dimensionnement de la bâche de stockage ……..88

VI-1-5 Volume de la bâche ……...88

VI-1-6 Surface de la chambre ……..89

VI-1-7 Longueur et largeur de la chambre ……89

VI-1-8 Calcul de la hauteur manométrique totale ……89

VI-1-9 Choix de nombre et de type de pompes ……90

VI-1-11 Critères de choix de type de pompe ……..90

VI-1-12 Type de moteur 266XG ……91

VI-2 Déversoir d'orage ……92

VI-2-1 Emplacement des déversoirs d'orages ……..92

VI-2-2 Les type de déversoirs……...93

VI-2-3 Déversoir à seuil latéral et à conduite aval étranglée ……...93

VI-2-4 Déversoir à seuil latéral et à conduite aval libre ……..93

VI-2-5 Déversoir d'orage à ouverture de fond ……93

VI-2-6 Dimensionnement des déversoirs d'orage ……...93

VI-2-7 Mode de calcul ……93

VI-2-8 Déversoir N°3 ……..94

IV-3 Conclusion ……98

Chapitre7 : Les éléments du réseau d'égout

VII-1Generalites ……...99

VII – 1 : Les ouvrages principaux ……99

VII – 1 – 1 : Canalisation ……..99

VII – 1 – 2 : Choix de type de conduite ……..104

VII – 1 – 3 : différents actions supportées par la canalisation ……104
VII – 1 – 4 : Moyens de protection de la conduite ……..105
VII – 1 – 5 : Epreuves sur les canalisations en béton ……105
VII – 2 : Les ouvrages annexes ……...106
VII – 2 - 1 : Les branchements ……...106
VII – 2 – 2 : Les caniveaux ……106
VII – 2 – 3 : Les regards ……106
VII – 2 – 3 – 1 : Espacement et emplacement des regards ……107
VII – 2 – 3 – 2 : Types des regards ……107
VII – 2 – 4 : Les bouches d'égout ……...108
VII -2 -5 : Dessableur ……..109
VII – 2 – 6 : Déversoir d'orage ……109
VII -2 -6 – 1 : Emplacement des déversoirs d'orage ……111
VII – 2 -6 – 2 : Différents types de déversoirs d'orage ……112
VII – 2 -6 – 3 : Choix des types de déversoirs ……112

Chapitre 8 : Pose de canalisation

VIII-1/ Emplacement des canalisations ……..113
VIII-2/ Exécution des travaux……..113
VIII-2-1/ Décapage de la couche végétale ……..113
VIII-2-2/ Implantation des regards et des axes des tranchées ……114
VIII-2-3/ Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards ……...114
VIII-2-4/ Aménagement du lit de pose……117
VIII-2-5/ Mise en place des canalisations ……...117
VIII-2-6/ Essais des joints des canalisations ……...117
VIII-2-7/ Remblai des tranchées ……117
VIII-2-7-1/ Contrebutée latérale ……117

VIII-2-7-2/ Les remblais supérieurs…….118

VIII-2-8/ Construction des regards ……118

VIII-3/ Conclusion ……..119

Chapitre 9 : Entretien et gestion du réseau

IX-1/ Organisation de l'entretien des réseaux ……120

IX-2/ Surveillance des réseaux d'assainissement ……...120

IX-3/ Les moyens d'exploitation ……120

XI-3-1/ Curage mécanique des égouts visitables ……..121

IX-3-2/Curage des ouvrages non visitables ……..……122

IX-4/ Ventilation des égouts …….……..123

IX-5/ Entretien des joint …….123

IX-6/ Protection du milieu naturel et de l'environnement ……..123

IX-7Conclusion …….……..124

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre1 : Présentation de la commune de TENES

Tableau : I – 1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie …….....4

Tableau I – 2 : vents moyens annuels…….4

Tableau I – 3 : températures moyennes annuelles……..5

Tableau I – 4 : variation annuelle de l'humidité……5

Chapitre2:Etude hydrologique

Tableau II-1 : Précipitations mensuelles maximales journalières……...9

Tableau II-2 : Totaux des précipitations mensuelles…….10

Tableau II.3 ……..19

Tableau II.4 ……..21

Chapitre 3 : Calcul de base

Tableau III – 1 : Estimation de la population pour différents horizons de calcul…..……..23

Tableau III – 2 : Avantages et inconvénients des différents systèmes ……..…..24

Tableau III – 3 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée ……29

Tableau III – 4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation…...30

Tableau III – 5 : Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin……..32

Chapitre 4 : Evaluation des débits

Tableau N°IV– 1 : calcul des débits usées domestiques……...43

Tableau N°IV– 2 : calcul des débits usées des équipements……...…….44

Tableau N° IV – 3 : Calcul de la pente moyenne de chaque sous bassin …….……...46

Tableau IV – 4 Calcul des débits pluviaux……...……47

Chapitre5 : Calcul hydraulique du réseau

a)-Prix de la conduite : TableauV-1 : Prix unitaire de la conduite……...…50

Tableau V-2 : le prix unitaire du kWh……..53

Tableau V-3 : Frais d'investissement…….…….54

TtableauV-4 : Frais d'exploitation……55

Tableau V-5 : Frais d'investissement……..……..57

Tableau V-6 : Frais d'exploitation……...…….58

Tableau V-7 : Frais d'investissement……..……..60

Tableau V-8 : Frais d'exploitation……....61

Tableau V-9 : Frais d'investissement……..……..63

Tableau V-10 : Frais d'exploitation……...……...64

Tableau V-11 : Frais d'investissement……..……66

Tableau V-12 : Frais d'exploitation……...……...67

Tableau V-13 : Frais d'investissement …….……69

Tableau V-14 : Frais d'exploitation……...……...70

Tableau V-15 : Frais d'investissement……..……72

Tableau V-16 : Frais d'exploitation……...……...72

Tableau V-17 : Frais d'investissement……..……74

Tableau V-18 : Frais d'exploitation……...……...74

Tableau V-19 : Dimensionnement de la conduite gravitaire [R96-SR2] ; [R252-SR2]……78

Tableau N° V-20 : Paramètres hydrauliques de la conduite grav [R96-SR2] ; [R252-SR2….79

Tableau V-21 : Dimensionnement de la conduite gravitaire [R253-SR3]……...80

Tableau V-22 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire [R253-SR3]……..81

Tableau V-23 : Dimensionnement de la conduite gravitaire [R451-SR3]……...82

Tableau V-24 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire [R451-SR3]…….82

Tableau V-25 : Dimensionnement de la conduite gravitaire [R1292-SR8]……..82

Tableau V-26 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire[R1292-SR8]……83

Tableau V-27 : Dimensionnement des conduites gravitaires à l'entrée de LA STEP…….83

Tableau V-28 : Paramètres hydrauliques des conduites gravitaires à l'entrée…….83

Tableau V-29 : Dimensionnement de la conduite gravitaire [R1373-STEP]…...……84

Tableau V-30 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire……...……..85

Chapitre6 : Dimensionnement des ouvrages annexes

Tableau VI-1 : Dimensions de la bâche d'aspiration……...89

Tableau VI-2 : Variantes pour le choix du nombre de pompes……...…….…….91

Tableau VI-3 : Calcul d'autre déversoir……97

Liste des figures

Chapitre1 : Présentation de la ville de TENNES

Figure1 : situation géographique de la ville de TENES [9]……2

Chapitre3 : Calcul de base

Figure I : Schéma perpendiculaire....…….……26

Figure II : Schéma par déplacement latéral……..……...……...…..…….……27

Figure III : Schéma de collecteur par zones étagées…….…27

Figure IV : Schéma radial ……...….27

Figure V : Schéma a collecte transversale oblique. ……...……..28

Chapitre7 : Elément du réseau d'égout

figure VII-5 : Joint plastique (matière plastique)……..103

figure VII-4 : Joint à collet (bourrage en ciment)……..…….103

figure VII-2 : Joint à demi emboîtement…….103

figure VII-1 : Joint ROCLA……..……..103

figure VII-9 : Point de raccordement avec inclinaison……..…….110

figure VII-8 : Point de raccordement avec élargissement…….…….110

figure VII-7 : Absorption par le haut…….110

figure VII-6 : Absorption du coté latéral……..110

figure VII-10 : Emplacement des bouches d'égout……...……111

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan de situation de la ville de TENES.

Planche N°2 : Plan de masse du réseau existant se la ville de TENES.

Planche N°3 : Plan de masse du réseau final la ville de TENES.

Planche N°4 : Plan de masse N°1 du réseau final la ville de TENES.

Planche N°5 : Plan de masse N°2 du réseau final la ville de TENES.

Planche N°6 : Plan de masse N°3 du réseau final la ville de TENES.

Planche N°7 : Plan de masse N°4 du réseau final la ville de TENES.

Planche N°8 : Profil en long du collecteur intercepteur.

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'eau sur terre c'est la vie. C'est un bien commun à toute la population, mais, aussi il est du devoir de chacun de protéger et de veiller à une utilisation plus rationnelle de cette ressource dans l'intérêt de tout le monde.

A cet égard, dans le domaine d'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'assainissement et l'alimentation en eau potable entre autres Par ailleurs, l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci bien évidemment se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Et pour cela L'homme est toujours concepteurs et ça évolué dans le temps, il a toujours cherché des solutions pour des problèmes qu'il a rencontrés au cours de son développement, parmi ces problèmes, le problème de relevage (Assainissement) pour cela il a inventé la pompe.

Donc, notre présent projet est un dimensionnement d'un système de relevage d'eau usée d'un puisard vers un collecteur d'assainissement. Ces eaux usées proviennent de la ville de TENES, donc une station de refoulement entre en jeu, les caractéristiques hydrauliques et techniques de cette installation seront étudiées dans ce mémoire.

Enfin, on opte pour le choix le plus optimum des éléments de ce projet afin d'avoir un rapport qualité prix ou bien l'étude technico-économique la plus rentable.

Chapitre I

Présentation de la ville

Chapitre1 : Présentation de la commune de TENES

INTRODUCTION

Le centre de la commune de TENES a connu un développement considérable, tout le réseau d'assainissement rejette les eaux usées vers les oueds et la mer sans aucun traitement ce qui cause des dégâts considérables à l'environnement, Pour face à cette situation, nous proposons de faire une réalisation d'une étude d'un schéma directeur d'assainissement de la ville de TENES pour assainir cette ville dans les normes techniques en vigueur et pour l'unification des rejets dans le quel les eaux usées seront acheminées directement vers la station d'épuration en cours de réalisation.

I-1 Situation géographique:

La ville de TENES est située sur le littoral à 200 Km d'ALGER. D'une superficie de 500,54 km^2, elle est située a mi chemin de deux grandes villes ALGER et ORAN. Elle est entourée d'un ensemble de montagnes appartenant à la chaîne Dahra, on note SIDI MEROUANE où cap Ténès, montagne de BISSA plus de 1157 m (à l'est), montagne de KESSAR (au sud) et la montagne SIDI ABDERRAHMEN (à l'ouest), elle est limitée par:

- Au Nord par la mer méditerranée.
- Au sud par la commune de sidi Akkacha.
- A l'Est par la commune de Oued Goussine.
- A l'Ouest par la commune de Sidi Abderrahmane.

Figure1 : Vue en aire de la ville de TENES **[9]**

I -2 Données naturelles du site :

I-2-1 Analyse géologique

Le sol de la commune de TENES se caractérise par les textures suivantes :

- Sable argileux : plus ou moins rubéfiés, l'épaisseur de cette couche est très variable.
- Faciès argileux : est entrecoupé par une formation éruptive.
- Faciès calcaire ou calcairo-gresseux : avec ou sans galets, typiquement mollassique.
- Alluvions actuelles : formant les terrasses inférieures des oueds et aussi répandues par étalement des vallées composées de limon argileux et sableux avec ou sans cailloutis, l'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 30 m.

I -2-2 Sismicité :

La ville de TENES se trouve dans la zone territoriale ou l'activité sismique n'est pas négligeable, car elle se situe au dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité

I-2-3 Géographie :

La ville de TENES présente des reliefs montagneux couverts avec une pente élevée, (40 à 60 %) dont les altitudes varie de 200 à 300 m dans le sens EST-OUEST.

Relief : Relief montagneux couvert

Climat : Méditerranéen **Massif**

forestier : 5010 Ha. **Surface**

Agricole Utile : 1106 Ha.

Potentialités : Touristiques - Culturelles et pêches.

I-2-4 Climatologie :

Par rapport à la plaine De CHLEF, Le climat de ce territoire est un peu humide, de type Montagneux. Ce climat est caractérise par deux périodes distinctes:

.l'une froide, S'étendant de mois de novembre au mois d'avril.

. L'autre chaude, s'étendant de mois de mai au mois d'octobre.

I-2-4-1 Pluviométrie:

Le régime moyen des précipitations de l'année est analysé à partir des informations mensuelles de la station de CHLEF, et des données de

L'A.N.R.H, on constate que les précipitations les plus fortes sont enregistrées pendant les mois octobre à février, juin à Août sont habituellement les mois les plus secs.

La commune de TENES est une zone humide reçoit annuellement une moyenne de 600 mm de pluie.

Tableau : I – 1 : Répartition moyenne mensuelle de la pluviométrie **[1]**

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aoû	Sep	Oct	Nov	Dec
Pluviométrie (mm)	22.5	19	0.1	47.5	4.6	0.3	0	0	3.5	45.2	16.8	10.8
%	11.4	9.7	0.1	24.1	2.3	0.2	0	0	1.8	23	16.8	10.8

I-2-4-2 Les vents:

Les vents dominants sont généralement modérés et faible ayant respectivement des directions ouest et nord-est.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents, le tableau I – 1 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau I – 2 : vents moyens annuels **[1]**

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	mai	jui	jui	août	sep	oct	nov	dec
Vitesse (m/s)	5.55	13.88	13	13.5	2.77	3	2.4	2.4	2.2	1.2	2.4	1.9

. Les vents sont chauds et secs en été, froid en hiver.

I-2-4-3 Température:

La saison chaude avec des moyennes mensuelles supérieures a 25 °c s'étend du mois de juin à septembre, des maximas sont enregistrés aux mois de juin et août.

La saison froide allant du mois de novembre à février. Les moyennes Les plus basses sont enregistrées au mois de novembre, décembre, janvier avec un minimum au février.

Le tableau I – 2 nous donne un aperçu sur la variation des températures moyennes durant l'année.

Tableau I – 3 : températures moyennes annuelles **[1]**

mois	Jan	Fev	Mar	avr	Mai	jui	jui	août	sep	oct	nov	dec
Températures °c	10.8	12.7	12.7	13.9	19.5	22	25.1	28.5	22	20.2	16.6	14.1

I-2-4-5 Humidité :

La variation de l'humidité dans l'air est assez considérable comme l'illustre le tableau I – 3

Tableau I – 4 : variation annuelle de l'humidité

mois	Jan	Fev	Mar	avr	mai	jui	jui	août	sep	oct	nov	dec
Humidité %	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

I-2-4-6 Hydrologie:

Le réseau hydrographique englobe l'ensemble des ressources en eau et il compose : des sources, nappes souterraines, et des oueds.

Eaux souterraines:

La formation géologique de la région est constituée d'un réservoir d'eau appréciable

Les eaux de pluie s'infiltrent pour donner naissance à des points d'eau.

Couverture végétale:

L'aspect communal de TENES est constitué d'une couverture végétale montagneuse située à l'est sud.

I-3 Données démographiques :

I-3-1 Population :

D'après l'APC de TENES, la population a été évaluée à partir du dernier recensement (recensement de l'année 2008) ; La commune de Ténès compte 34188 habitants.

I-4 Encombrement du sous sol :

Le sous sol de la ville de TENES dispose de plusieurs réseaux divers (gaz, électricité, alimentation en eau potable, assainissement).

I-5 Conclusion :

La ville de TENES est une ville de taille moyenne, mais d'une grande importance du point de vue historique et touristique, on y trouve certains monuments qui sont classées monument historique.

Chapitre II

Etude hydrologique

Chapitre 2 : Etude hydrologique

II-1 Introduction :

L'étude hydrologique est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement. Cette partie prend toute son ampleur lorsqu'il s'agit de déterminer la quantité des eaux pluviales d'un bassin donné. Pour une étude hydrologique, qui à pour but le dimensionnement d'un réseau de collecte et d'évacuation des eaux pluviales, on est contraint de passer par certaines étapes qui seront illustrées ultérieurement. A cette fin, on défini les notions et termes suivant :

II-1-1 Les petites pluies :

Les petites pluies sont généralement caractérisées par des précipitations comprises entre les averses orageuses et les bruines dont la hauteur d'eau sont très faibles et n'entrainent pas de ruissellement, c'est la caractéristique essentielle des petites pluies.

II-1-2 Les averses :

Elles sont constituées par l'ensemble des précipitations issues d'une même perturbation météorologique; la durée de ce phénomène varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Ces averses sont caractérisées par une forte intensité et un ruissellement important.

Le volume d'eau qui tombe est déterminé sur un hydrograme suite au dépouillement d'un pluviographe enregistrant la variation de la lame d'eau dans le temps.

Les averses les plus dangereuses sont les orages, car ces dernières sont caractérisées par une forte intensité de pluie dans un espace de temps réduit, d'où résulte un ruissellement important et bref d'une eau qui est généralement très chargée.

II-1-3 Période de retour :[2]

Une période de retour c'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 au moins.

Pour les projets d'assainissement, on opte généralement pour une pluie décimale, le choix d'une période de retour de 10 ans (cas d'Algérie) est issue d'un compromis entre les données techniques et économiques, d'un coté, et que la durée de vie de la plu part des ouvrages projetés en assainissement n'ont pas une durée de vie très importante à cela s'ajoute le phénomène de l'extension et de réaménagement des agglomérations qui ne suit pas les schémas de développement préconisés au préalable.

II-1-4 Etude des précipitations :

Pour l'étude de précipitations en assainissement on a besoin d'une série comportant les précipitations maximales journalières pour une période la plus longue possible.

Comme base de données pluviométriques on se refait aux informations recueillies par la station pluviométrique de TENES phare ; code 20205. Dont les coordonnées sont les suivantes :

X = 377 km

Y = 359 km

Z = 5 m

Pour cette station on dispose d'une série de données comportant les maximums journaliers et les totaux des précipitations mensuelles et pour 21 années d'observation. Les valeurs de cette série sont reportées dans les tableaux II -1et II-2

Tableau II-1 : Précipitations mensuelles maximales journalières **[1]**

an	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec
1989	20.6	24.2	20.8	6.8	30.7	0	27.2	55	15.5	0	7.5	0
1990	6.5	22.8	34	24.5	13.2	15.7	53	1.5	18.2	23.4	1.2	28.78
1991	1.2	42	29.8	7.8	43.2	22.3	23	14.2	47.3	25	-3.02	37.02
1992	0	5.6	10.2	21.3	10.5	14.58	3.8	24	10.4	0	0	0
1993	6.4	21	12.3	10	68.5	12	2.8	19.2	10	0	0	0
1994	27.5	76.3	43.8	15.8	21	44.5	25	10.3	0	3.2	0	51.2
1995	43.8	8	37	35.2	10.3	21	20.5	20.5	7.3	7.8	6.5	0
1996	14.3	8.8	3.7	12.4	23.3	6.3	1.8	48.5	4.3	0	1	-12.4
1997	7.2	23.7	25.8	10	4.8	7.7	43.8	41	24	0	0	1.4
1998	15	3.1	14.9	13.7	60.6	22.3	8	0	0	5.5	-3.26	2.7
1999	21.3	7.7	40	34.4	17	1.1	4.4	6.2	44.7	0.3	0	2.309
2000	92	67.5	11.3	3	10.5	8	0	9	12	0	0	0
2001	13.1	2.4	48.6	25.5	11.5	3	40.1	18.7	26	1.9	1.3	2.5
2002	0	10.8	12.4	18.7	18	16.4	4.6	23	29.51	2.6	0	2.5
2003	2.5	8.3	32.1	21.4	10	6.1	12.5	35.9	34.9	3.2	0	0
2004	0.2	15.4	23.7	32.2	5.9	30.3	22.9	5.4	1.3	0	0	0
2005	14.3	9.4	32.9	35.2	17.2	20.7	14	11.5	62.5	3.8	0	1.3
2006	0	2.7	4.5	46.6	8	24.2	1.7	27.2	1.7	0	1.2	1.4
2007	24.8	25	78.3	14.2	8	15.9	16	4.3	33.4	12.8	3.4	0
2008	20	17.8	33.2	21	21.8	7.3	13	18	6.5	0	0	3.8
2009	18.7	0	35	30	26	29	35	33	21	2.5	0.5	25
2010	11.5	32.5	25.6	11	20.5	60	10.5	50	23.9	0.5	1.5	0

Tableau II-2 : Totaux des précipitations mensuelles**[1]**

an	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou	Sept	Oct	Nov	Dec
1989	35.5	24.2	38	15.4	106.2	0	46	94.7	35.8	0	8.5	0
1990	10.8	60.8	95.6	85.8	49	56.4	110	1.5	33.5	38.6	1.2	47.43
1991	1.2	58.7	60.4	9.3	70.2	28.5	81.5	31	64	36.4	2.266	31.18
1992	0	13.1	21.7	61.5	13.5	49.66	9.5	63.2	10.4	0	0	0
1993	10.6	41.3	60.6	20	111.2	44	2.8	36.6	10	0	0	0
1994	33.9	127.3	58.8	40	60	74.5	80	15.1	0	6.4	0	63.2
1995	56.5	13.8	75.6	57.8	34.5	107	61	52.5	10.1	7.8	6.5	0
1996	27.1	16	6.7	30.9	43.3	9.5	1.8	131.9	7.9	0	1	-21.8
1997	16.2	30.3	83.5	11	7.2	17.5	58.1	53.3	89.5	0	0	1.4
1998	35.3	8.2	31.7	27	148.4	94.7	23.1	0	0	8.2	0.536	2.7
1999	27.3	15.6	151.3	155.8	26.8	1.1	5.9	13.3	44.7	0.3	0	-10.7
2000	95	91.6	30.7	8.1	32.7	20.7	0	17	14	0	0	0
2001	13.8	2.4	82.5	76.5	15.5	5.8	80.4	42.2	38.8	1.9	1.3	2.9
2002	0	16.5	34.7	21	88.1	68.5	7.7	53	41.1	2.6	0	2.5
2003	4.2	24.3	73.1	66.6	20.4	18.4	23.5	59.5	74.4	4	0	0
2004	0.2	43.5	57.8	134.8	18.1	100	68.1	11.1	2.6	0	0	0
2005	19	23.3	95.3	97.2	75.7	84.6	17.9	15.4	108.8	4.1	0	1.3
2006	10	3.2	9.2	267.3	14.4	52.6	5.7	106.1	1.7	0	1.2	1.9
2007	36.4	82.8	213.5	33.8	23.2	29.6	41.5	4.9	77	25.2	8.9	0
2008	27.8	36.7	151	81.1	83.6	13	44	49	7.7	0	0	5.2
2009	31.7	0	51.3	86	90.5	85	86	48.5	32	2.5	0.5	31.5
2010	23	112.6	104.2	49.5	68.5	102	21	102.4	76.4	0.5	1.5	0

II- 1- 5 Les précipitations maximales journalières [2]

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

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Classer la série des précipitations par ordre croissant.
- Calcul de la fréquence expérimentale.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série de donnée.
- Ajuster graphiquement la loi choisie.
- Calculer le quantile et son intervalle de confiance.

II-2 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement :

II-2-1 : analyse des données statistiques :

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale dont le code 20205, qui nous a été fournie par l'A.N.R.H de BLIDA.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à calculer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitation mensuelle et maximale journalière, de la période de 1989 – 2010 soit 22 années.

Les paramètres à déduire de cette série sont :

- **La somme des précipitations maximales journalières durant 22 ans d'observation : [2]**

$$\sum_{i=1}^{N=22} Xi = 1119 mm$$

Xi **:** Précipitation maximale journalière de l'année i

- **La moyenne des précipitations maximales journalière : [2]**

$$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=22} Xi}{N} = \frac{1119}{22} = 50.86 mm$$

$\overline{X}$: moyenne des précipitations maximales journalières

Xi : Précipitation maximale journalière de l'année i

N : le nombre d'années d'observation (N = 22 ans).

- **L'écart type « $б_x$ » : [2]**

Pour N ≤ 30 ans on a :

$$\sigma_X = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{22} \left(X_i - \overline{X}\right)^2}{22 - 1}} \right] = 17.226 \text{ mm}$$

❖ Coefficient de variation :(« Cv ») :

$$C_V = \frac{\sigma}{\overline{X}} = \frac{17.226}{50.88} = 0{,}34$$

❖ L'exposant climatique :

Selon les études régionales de l'A.N.R.H on a **b=0.45**

II – 2 – 2 : Choix de la loi d'ajustement : [2]

Vu que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, la série pluviométrique obéit à une loi dissymétrique, les deux généralement utilisées sont :

- la loi de GUMBEL
- la loi de GALTON

II – 2 – 3 Calcul des paramétrés de la loi choisie et vérification de son adéquations :

II–2–3–1 Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gumbel : [2]

Cette loi à une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivante :

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

Telle que $y = a\,(x - x_0)$

Avec :

Y : variable réduite de GUMBEL

X : précipitation maximale journalière (mm)

X_0 : ordonnée à l'origine

En peut écrire : $y = -\ln(-\ln(F(x))$

Remarque :

Pour l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

✓ classer les valeurs de précipitation par ordre croissant

- ✓ calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN

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

m : rang de précipitation

n : nombre d'observation ou taille d'échantillon (n=22)

- ✓ calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par :
  y = - ln (-ln(F(x)))
- ✓ calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- ✓ représenter graphiquement les couples (xi , yi) sur papier GUMBEL

(Voir toutes ces étapes dans le tableau N°II.3)

- ♦ **Calcul des paramètres d'ajustement de la loi de GUMBEL : [2]**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule : $x=(1/a)y + x_0$

Avec :

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

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right)\sigma_x = (0{,}78)(17{,}226) = 13{,}44mm$$

et x_0 l'ordonnée à l'origine

$$X_0 = \overline{X} - \frac{1}{a}\overline{Y}$$

$\overline{y}$: Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\overline{Y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=22} Y}{N} = 0{,}564mm$$

$X_0 = 50.86 - (13.44).(0.564) = 43.13$

Donc la droite de GUMBEL devient :

X = 13.44 y + 43.13

$P_{max,j}$ (p %) = 13.44 y + 43.13

- **Coefficient de corrélation : [2]**

$$r = \frac{\sum_{i=1}^{N=22}(Xi - \overline{X})(Yi - \overline{Y})}{\sqrt{\sum (Xi - X)^2 \sum (Yi - \overline{Y})^2}} = 0.985$$

Le tracé de la droite est sur papier GUMBEL (voir graphe N°II.2) à l'aide du logiciel (hydrolab).

On voit que r = 0.985 > 0.8, donc la corrélation est bonne entre la variable réduite de GUMBEL et les précipitations maximales journalières.

A partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%.

Y = - ln (- ln F(90%))) = 2.2 5

Par projection sur le papier de GUMBEL, la valeur de précipitation(max.j) qui correspond à cette fréquence est :

$P_{max,j}$ (10 %) = 73.361 mm

Et on calcul analytiquement par l'équation de GUMBEL :

$P_{max,j}$ (10 %) = 13.44 y + 43.13

$P_{max,j}$ (10 %) = 13.44 (2.25) + 43.13 = 73.37 mm

Les deux valeurs sont presque égales, pour un dimensionnement optimal du réseau, nous choisissons la valeur la plus défavorable qui est la plus grande

$P_{max,j}$ (10%) = 73.37 mm.

L'intervalle de confiance du quantile :

$P_{max,j}$ (10%)

P (62.239 < 73.37 < 99.436) = 95 %

(Voir tableau N°II.2).

II–2–3–2 : Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Galton (LOI LOG NORMAL) : [2]

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

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

ou : $u = \frac{X_i - \bar{x}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS)

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

$\text{Logx}(p\%) = \overline{\text{Logx}} + \sigma \text{Logu}(p\%)$

On trace un tableau avec les $\log_{xi}$ ainsi que les fréquences correspondantes

(voir tableau II.4)

$$\overline{LogX} = \frac{\sum_{i=1}^{22} \log Xi}{N} = 1,68\text{mm}$$

$\sigma \log Xi = 0.15$mm

$$P_{max,j}\ (10\%) = 10^{\overline{\log\ x} + \sigma\ \log\ u\ (p\ \%)}$$

$$= 10^{1,68+0,15(u(p\%))}$$

Donc

$P_{max,j(10\%)} = 10^{1,68+0,15(1,282)} = 74,52 mm$

Après avoir tracé la droite de GALTON (voir graphe N°II.2), nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10 %, nous trouvons

$P_{max,j}$ (10 %) = 74.48 mm

Les deux valeurs sont presque égales, nous prenons

$P_{max,j}$ (10 %) = 74.52 mm

L'intervalle de confiance du quantile

$P_{max,j}$ (10 %) : p (62.94 < 77.02 < 95.81)

(Voir tableau N°II.2)

II – 2 – 4 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minute et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI : [2]

On a la formule suivante de MONTANARI :

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

Où :

I_t (15 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 min pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région (b=0.45), il est donnée par l'A.N.R.H

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

Nous aurons donc :

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

- D'après la loi de **GUMBEL :**

$$I_{15\,\min}(10\%) = \frac{73.37}{24}(\frac{0.25}{24})^{0.45-1} = 37.63\,mm/h$$

$$I_{15\min}(10\%) = 37.63 mm/h$$

- D'après la loi de **GALTON** :

$$I_{15\,\min}\ (10\ \%)\ =\ \frac{74\ .52}{24}(\frac{0\ .25}{24})^{0.45\ -1}\ =\ 38\ .22\ mm\ \ /h$$

($I_{15\min}$**(10%)=38.22 mm/h)**

II – 5 Conclusion:

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

D'après la droite de **GUMBEL** qui est la meilleure loi d'ajustement de précipitation maximale journalière, il a été conclu la valeur $\mathbf{I_{15mn,10\%}}$**=37.63mm/h**. Pour le dimensionnement optimal de

notre réseau il convient de retenir la valeur donnée par la loi de **GUMBEL** qui est **($I_{15mn,10\%}$=37,63mm/h).** D'où on déterminera la valeur de l'intensité pluviale qui est tout simplement un débit spécifique

$$i = \frac{37,63\ (10000\quad)}{3600} = 104,53 \qquad l/s.ha$$

I ≈ 104.53 l/s.ha

Tableau II.3 : [11]

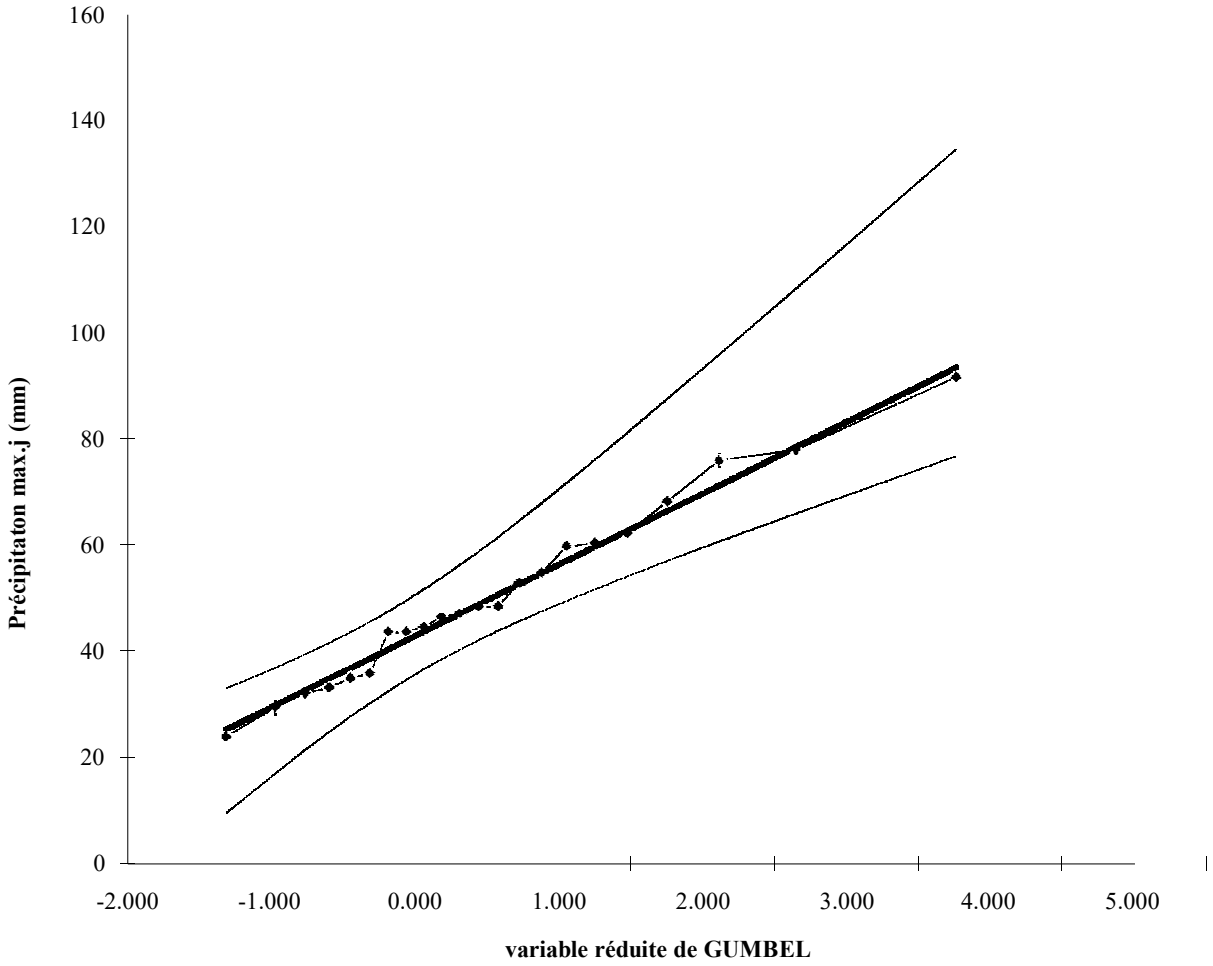
Ajustement à une loi de Gumbel

Taille n= 22 Xo= 43.13

1/a= 13.44 I.C. à (en%)= 95 GaussU= 1.9604

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de Classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne Supérieure
55	24	1	0.023	-1.331	24	25.24395	9.44241	33.08025
53	29.51	2	0.068	-0.988	29.51	29.85166	16.9539	36.9788
47.3	32.2	3	0.114	-0.777	32.2	32.68642	21.4089	39.54343
24	33.2	4	0.159	-0.609	33.2	34.94482	24.8318	41.71297
68.5	35	5	0.205	-0.462	35	36.92001	27.7107	43.72521
76.3	35.9	6	0.250	-0.327	35.9	38.73642	30.2472	45.68671
43.8	43.8	7	0.295	-0.198	43.8	40.4617	32.5463	47.65983
48.5	43.8	8	0.341	-0.073	43.8	42.13917	34.6721	49.6879
43.8	44.7	9	0.386	0.050	44.7	43.80049	36.6688	51.8051
60.6	46.6	10	0.432	0.175	46.6	45.47172	38.5709	54.04147
44.7	47.3	11	0.477	0.302	47.3	47.17683	40.4084	56.42634
92	48.5	12	0.523	0.433	48.5	48.94014	42.2098	58.99141
48.6	48.6	13	0.568	0.570	48.6	50.7887	44.0044	61.77429
29.51	53	14	0.614	0.717	53	52.75498	45.8247	64.82315
35.9	55	15	0.659	0.875	55	54.88065	47.7082	68.20338
32.2	60	16	0.705	1.049	60	57.22283	49.7029	72.00853
62.5	60.6	17	0.750	1.246	60.6	59.86511	51.8746	76.37988
46.6	62.5	18	0.795	1.475	62.5	62.93964	54.3226	81.5453
78.3	68.5	19	0.841	1.753	68.5	66.67714	57.2154	87.90767
33.2	76.3	20	0.886	2.115	76.3	71.54301	60.8868	96.28547
35	78.3	21	0.932	2.650	78.3	78.73712	66.1898	108.7972
60	92	22	0.977	3.773	92	93.81564	77.0484	135.2772

Fréqence	U.Gumbel	Val.théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.9	2.250	73.361	62.239	99.436	73.361	0.90	10.00



Graphe N° II-1 Ajustement à une loi de GUMBEL [11]

Tableau II.4 :[11]

Ajustement à une loi de GALTON

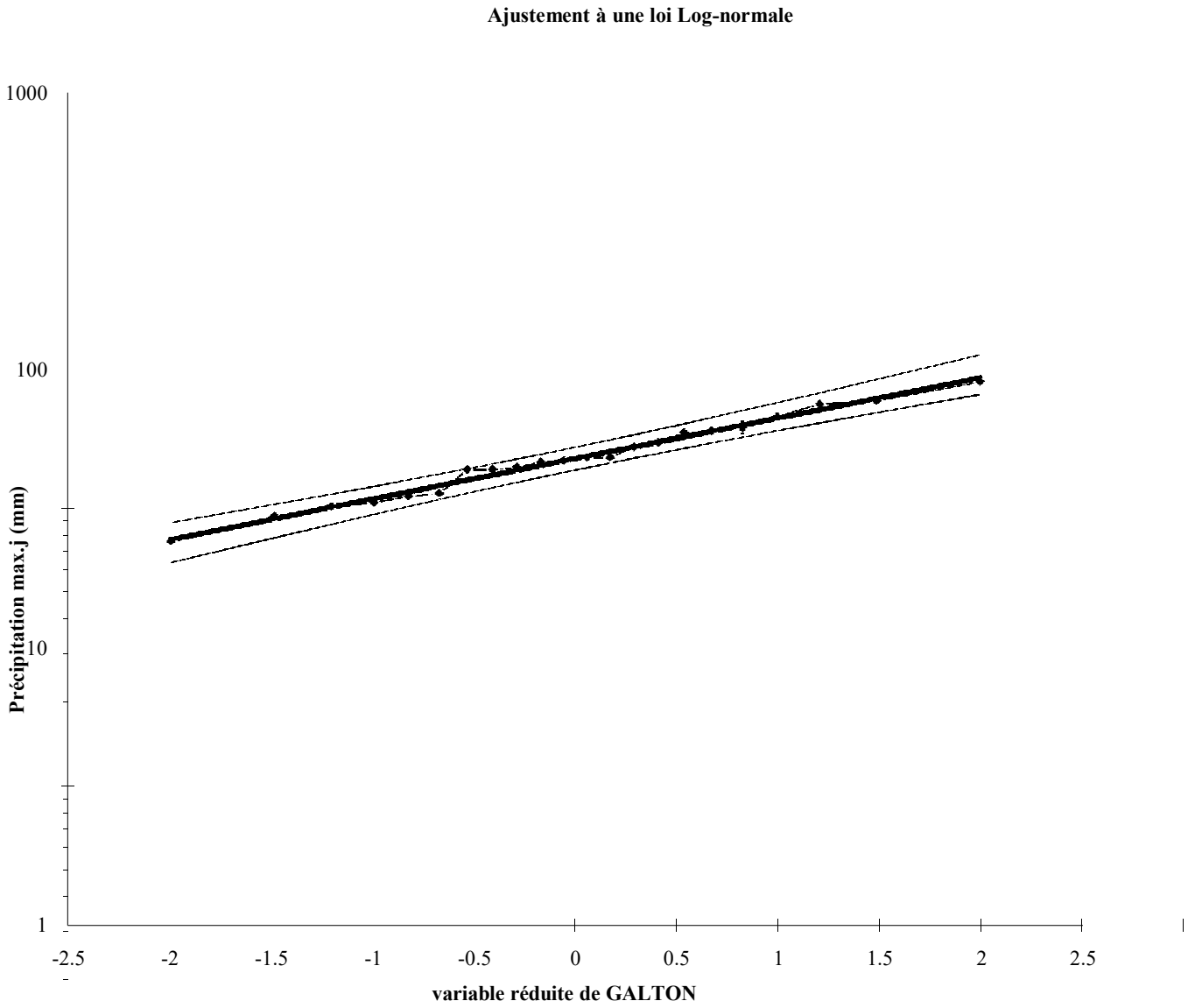
Taille

n= 22 Moy.log(x-xo)= 1.682914766

xo= 0 E.T. log(x-xo)= 0.147598106 I.C. à (en%)= 95 UGauss= 1.960

Valeurs de départ	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
55	24	1	0.023	-2.001	24	24.4113	17.467	29.952809
53	29.51	2	0.068	-1.490	29.51	29.0421	22.0702	34.686704
47.3	32.2	3	0.114	-1.208	32.2	31.9657	25.0464	37.714517
24	33.2	4	0.159	-0.998	33.2	34.3231	27.4633	40.199602
68.5	35	5	0.205	-0.825	35	36.3999	29.5923	42.432985
76.3	35.9	6	0.250	-0.674	35.9	38.3183	31.5501	44.541414
43.8	43.8	7	0.295	-0.537	43.8	40.1454	33.3998	46.596499
48.5	43.8	8	0.341	-0.410	43.8	41.9244	35.1812	48.646635
43.8	44.7	9	0.386	-0.288	44.7	43.6868	36.9226	50.729638
60.6	46.6	10	0.432	-0.171	46.6	45.4586	38.6462	52.878974
44.7	47.3	11	0.477	-0.057	47.3	47.2633	40.3713	55.127583
92	48.5	12	0.523	0.057	48.5	49.1254	42.1173	57.51182
48.6	48.6	13	0.568	0.171	48.6	51.0756	43.9083	60.079064
29.51	53	14	0.614	0.288	53	53.147	45.7686	62.883557
35.9	55	15	0.659	0.410	55	55.3812	47.7284	65.996143
32.2	60	16	0.705	0.537	60	57.8354	49.8283	69.516167
62.5	60.6	17	0.750	0.674	60.6	60.5932	52.1273	73.591693
46.6	62.5	18	0.795	0.825	62.5	63.7867	54.7175	78.460324
78.3	68.5	19	0.841	0.998	68.5	67.6461	57.7574	84.542824
33.2	76.3	20	0.886	1.208	76.3	72.6349	61.5632	92.701079
35	78.3	21	0.932	1.490	78.3	79.9468	66.937	105.20186
60	92	22	0.977	2.001	92	95.1125	77.5161	132.92613

Fréquence	U de Gauss	Valeur théo.	Borne inf.	Borne sup.	Valeur	Fréq. théo.	Pér. Ret.
0.9	1.282	74.48957608	62.94721	95.81312783	74.4896	0.900	10.0



Graphe N° II-2 Ajustement à une loi de GALTON [11]

Chapitre III

Calcul de base

Chapitre III : Calcul de base

III– 1 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 fait 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.

III– 2 Situation démographique :

III-2-1 Evolution de la population :

L'évaluation de la population a été faite pour l'horizon 2038 sur la base des statistiques de l'année 2008 avec un taux d'accroissement pris égale à 1,74 %. (Source APC TENES).

Pour l'évaluation des populations, à court, moyen et long terme on utilise la relation suivante :

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

Où :

Pn : population projetée à l'an 2038.

Po : population de référence (2008), P_0 = 34188 hab.

α : Taux d'accroissement pris égal 1,74 %.

n : période de saturation du projet (n = 30 ans).

Les résultats des estimations de la population à différents horizon sont reportés dans le tableau III – 1

Tableau N° : III – 1 : Estimation de la population pour différents horizons de calcul **[1]**

Année	2008	2013	2018	2023	2028	2033	2038
Population (ha)	34188	37268	40625	44284	48273	52622	57362

Remarque : Pour le dimensionnement de notre futur réseau d'assainissement l'horizon de calcul est fixé à 2038.

III– 3 Systèmes d'assainissement :

Pour la collecte et l'évacuation des eaux usées et pluviales on à trois système d'évacuation qui se présentent :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo-séparatif.

III– 3 – 1 Système unitaire :

Dans le système unitaire les eaux usées domestique, les eaux pluviales avec ou sans stockage préalable, et certaine effluents industriels ou certaine eau de refroidissement, sont évacuées par un réseau unique.

III– 3 – 2 Système séparatif :

Ce système à la particularité d'un dédoublement des conduites ; telle qu'on a une conduite qui véhicule les eaux domestiques d'origine ménagère, les eaux des équipements, les de service public et certaines eaux industrielles, et une autre conduite achemine les eaux de ruissellement vers le cours d'eau le plus proche.

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

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

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

III– 3 – 3 Système pseudo-séparatif :

Ce système reçoit les eaux usées en partie, les eaux de ruissellement en provenance des habitations, tandis que les eaux de ruissellement des voiries et toitures sont reprises par une conduite qui les deverse dans le milieu naturel. C'est un système qui s'adapte aux zones rurales, les habitations desservies par un tel réseau ne possèdent qu'un seul branchement.

Tableau III – 2 récapitule les particularités de chaque système.

Tableau N° : III – 2 : Avantages et inconvénients des différents systèmes : **[3]**

Système	Domaine d'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	- milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.	- conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement.	- 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.	- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	- petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure naturel préservé	- encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement.	- Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales)
Pseudo séparatif	- petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche.	- Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension	- le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité	- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements.

Dans certaines agglomérations on peut rencontrer un système mixte. Dans ce type de système, une zone peut être assainie en partie par le système unitaire, et l'autre partie par le système séparatif.

III– 4 choix du système d'assainissement :

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

- L'aspect économique : Une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- L'impact provoqué sur le milieu naturel à savoir que :
  - Une station d'épuration est obligatoire pour un système unitaire.
  - En un système séparatif, les eaux pluviales sont rejetées directement dans le milieu naturel, mais ces eaux peuvent porter un préjudice majeur à ce dernier.
- S'il s'agit d'une extension de réseau il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

Conclusion : Notre choix s'est porté sur un système unitaire avec déviation des eaux pluviales venantes de l'amont de l'agglomération.

III–5 Différents 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 suivantes :

III–5 – 1 Schéma perpendiculaire :

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

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

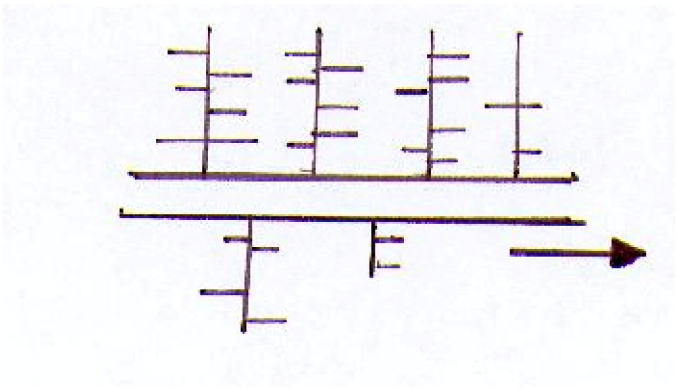
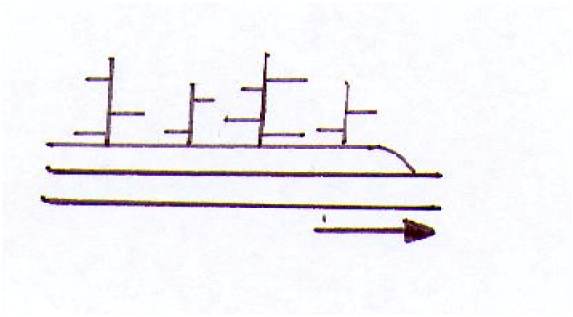


Figure I : Schéma perpendiculaire.

III– 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.



FigureII : Schémapardéplacement lateral

III– 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.

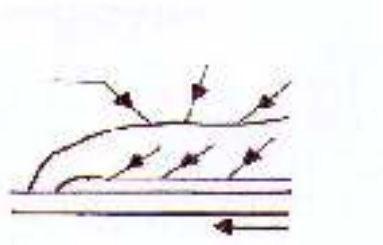


Figure III : Schéma de collecteur par zones étagées.

III– 5 – 4 Schéma radial :

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

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

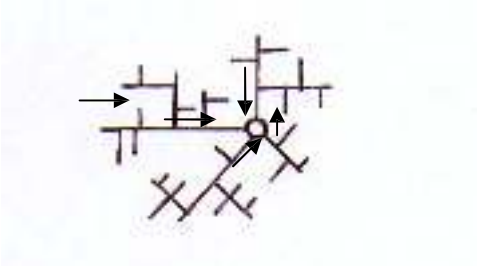


Figure IV : Schéma radial.

III– 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.

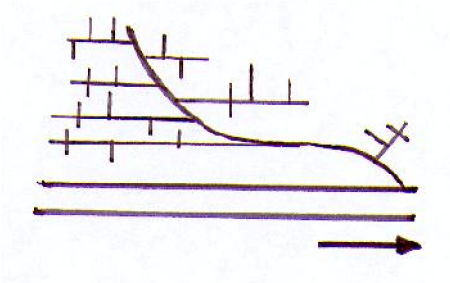


Figure V : Schéma a collecte transversale oblique.

Conclusion : Tenant compte de la disposition des voiries et de la topographie de la ville de TENES on adopte le **schéma de collecte par zones étagées.**

III– 6 Principe du tracé du réseau :[3]

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

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

La profondeur des canalisations doit elle aussi répondre à certain critères comme :

- La profondeur des caves avoisinantes.
- La résistance de la canalisation aux efforts physique et au gel.

III– 7 Choix des limites des sous bassins :[3]

Le découpage des sous bassins ce fais en tenant compte des paramètres suivants :

- Topographie du terrain.
- Les routes et voiries existantes.
- Nature d'occupation du sol, pour avoir des coefficients de ruissellement aussi proche que possible.
- Limites naturelles : oueds, talweg, collines,…etc.

III– 8 Choix du coefficient de ruissellement :[3]

L'action des précipitations commence par le mouillage en surface correspondant à environ 0.5 mm de pluie qui ne traduit pas d'écoulement. Dés que la pluie tombée dépasse le seuil de mouillage le ruissellement commence.

Le coefficient de ruissellement est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombé sur le bassin considéré. Ce coefficient à la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soit aussi homogène que possible, pour que le coefficient de ruissellement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

$$C_{rp} = \frac{\sum c_i a_i}{A} \qquad \text{(III – 2)}$$

Ou :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

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

a_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin

A : Surface totale de l'agglomération.

a) Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :[4]

Tableau III – 3 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

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

b) Coefficient de ruissellement relatif à la catégorie d'urbanisation :[4]

Tableau III – 4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

III – 9 calcul de la population de chaque sous bassin :[3]

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

- On estime le coefficient de ruissellement.
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin.
- On déduit le nombre d'habitants de chaque sous bassin.

III – 9 – 1 Calcul du coefficient de ruissellement pondéré

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

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} A_i}{A} \quad \text{(III – 4)}$$

Avec :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin (dans le tableau III-5) .

A_i : Surface élémentaire de chaque sous bassin (ha).

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

Application numérique : $C_{rp} = \frac{367.415}{554.27} = 0.66288$

C_{rp} = 0.66288

III – 9 – 2 calcul de la densité partielle :

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

$$D_i = \frac{C_{ri} P}{C_{rp} A} \quad \text{(III – 5)}$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sou bassin considéré.

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

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

P : Population globale à l'horizon de calcul (hab).

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

III – 9 – 3 Calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassin [3]

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

$$P_i = D_i . A_i \quad \text{(III – 6)}$$

Avec :

D_i : Densité partielle du sou bassin considéré.

P : Population globale à l'horizon de calcul (hab).

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

les résultats de calcul sont reportés dans le tableau IV – 5.

III – 10 *Conclusion :* Pour notre agglomération on a fixé les choix suivants :

- On fixe l'horizon de calcul à 2038, soit une population future de 57362 habitants.
- Le système d'assainissement adopté pour la zone urbaine est le système unitaire, muni d'une déviation des eaux pluviales venant de l'amont de l'agglomération.
- Le schéma d'évacuation adopté est le schéma de collecte par zones étagée.
- Le découpage de la zone urbaine en sous bassin nous conduis à distinguer 12 sous bassins.

Tableau III – 5 – Calcul du nombre d'habitant de chaque sous bassin

Sous bassin	Surface (ha)	C_{ri}	A C_{ri}	D_i [hab/ha]	N^{bre} d'habitant
1	31.77	0.3	9.53	46.84	1462
2	35.69	0.6	21.41	93.67	3343
3	62.37	0.7	43.66	109.29	6816
4	21.69	0.6	13.01	93.67	2032
5	100.13	0.85	85.11	132.70	13832
6	34.35	0.45	15.46	70.26	2413
7	38.53	0.8	30.82	124.90	4812
8	40.25	0.7	28.18	109.29	4400
9	97.74	0.7	68.42	109.29	10682
10	6.84	0.7	4.79	109.29	747
11	24.58	0.7	17.21	109.29	2686
12	19.44	0.4	7.78	62.45	1214

Chapitre IV

Evaluation des débits

Chapitre IV : Evaluation des débits

IV– 1 Introduction :

Un réseau d'égout est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux d'origine domestique et les eaux de ruissellement. La nature, la quantité ainsi que les différents paramètres qui influent sur cette estimation, qui seront illustrés dans ce chapitre.

IV– 2 Evaluation des débits des eaux usées :

IV – 2 – 1 Généralités

Le but principal de la conception d'un réseau d'assainissement est la collecte et l'évacuation hors les limites (vers la step) de la ville des eaux usées. 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 sur.

D'ou ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

IV – 2 – 2 Origine et nature des eaux usées :

On distingue les eaux d'origines suivantes :

IV – 2 – 2 – 1 Eaux usées d'origine domestique

a) Nature et origine :

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout. Ces eaux sont de provenances différentes :

- Eaux de vannes.
- Eaux de ménage, de bains et de douches.
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée.

b) Quantités à évacuer :

Les quantités des eaux à évacuer dépend du nombre des consommateurs d'eau potable et qui à leur tours dépendent de :

- Evaluation de la consommation actuelle.

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

  - Type d'habitants et leur degré de confort.
  - Dotation en eaux potable.
  - Conditions climatiques.
  - Niveau de vie des habitants.

- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

IV – 2 – 2 – 2 Eaux usées de service public :

On appelle eaux usées de service public les eaux de lavage des rues, marchés, et les eaux utilisées pour les incendies.

Ces eaux sont généralement de nature chargée de matières grasse.

IV – 2 – 2 – 3 Eaux industrielles :

En terme de quantité d'eau rejetée par les industries on fait la classification suivante :

- Industrie de production : on considère la nature et la quantité des produits industriels.
- Industrie de transformation : on considère le nombre de travailleurs employé par l'industrie

Cette quantification est adoptée en l'absence de compteurs, mais 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 corrosive, solide ou toxique. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieure de l'unité industrielle.

IV – 2 – 2 – 4 Eaux d'équipements :

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

IV – 2 – 3 Consommation en eau potable :

D'après les services de l'hydraulique de la commune de TENES la dotation actuelle adoptée en eau potable est de **200 l/j/ha.**

IV – 2 – 4 Estimation du débit d'eau usée :

Comme on la cite précisément le débit d'eau est la somme de plusieurs eaux de provenances différentes :

IV – 2 – 4 – 1 Eaux usées des équipements et eau de service public :

Les débits des équipements seront comptabilisés dans le débit d'eau usée d'origine domestique, ainsi que pour les eaux rejetées par les sévices publics.

IV –2 – 4 – 2 Eaux usées d'origine domestique :[3]

a) Evaluation du débit moyen journalier :

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable, à la quelle on ajoute un coefficient de rejet (K_r ; $K_r < 1$).

Avec : $$Q_{moy} = K_r.M.N \quad \text{l/j} \qquad \text{(IV – 1)}$$

Q_{moy} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement.

K_r : Coefficient de rejet, on estime que **80%** de l'eau potable consommée et rejetée.

M : Dotation journalière en eau potable, estimée à **200 l/ j / hab.**

N : Nombre d'habitants total, **N = 57362 personnes.**

b) Evaluation du débit de pointe :

Le régime du rejet est conditionné par le train de vie des citadins, ce qui nous donne des heures ou on à un pic et des heures creuses ou le débit est presque nul (par exemple la nuit).

Pour estimer le coefficient de pointe, on à plusieurs méthodes parmi lesquelles on citera :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir du débit moyen.

Ou : $K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}}$ Si $Q_{moy} > 2.8$ l/s. (IV – 2)

$K_p = 3$ Si $Q_{moy} \leq 2.8$ l/s.

Avec :

K_p : Coefficient de pointe.

Q_{moy} : Débit moyen journalier exprimé en l/s.

Les débits d'eaux usées domestique sont reportés dans le tableau N° IV – 1 et pour les équipements dans le tableau N° IV – 2.

IV – 3 Evaluation du débit d'eau pluviale :[3]

IV– 3 – 1 Généralités

Si on fait une comparaison entre la quantité d'eaux usées et d'eaux pluviales issues d'une agglomération, on constatera une nette différence entre les deux, telle que les eaux pluviales représentent la majeure partie.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

IV – 3 – 1–1 Méthode rationnelle :[4]

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit a 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 à été généraliser, elle est connue

aussi par la méthode de LIOYD DAVIS*, c'est une méthode qui à fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains a faible surface (≤ 10 ha).

La méthode est définie sous la forme : $Q = CiAK$.(IV – 3)

Avec :

Q: Débit maximal [m^3/s].

A : Surface du bassin versant [h].

i : Intensité de pluie [mm/h].

C : Coefficient de ruissellement.

K : Coefficient de répartition de pluie dans l'espace du bassin.

Remarque : Cette évaluation reste valable que pour les pluies de durée $t \geq t_e$

Ou t_e : Temps d'écoulement dans le sous bassin.

la méthode rationnelle est fondée sur les hypothèses suivantes :

- L'intensité de pluie reste constante dans le temps.
- Les surfaces dites imperméables (rues, toitures,…etc.) sont uniformément répartie sur le bassin.
- La surface du sou bassin s'apparente à un rectangle.
- La capacité d'emmagasinement du sous bassin n'est pas prise en considération.

Tous ces paramètres nous conduisent généralement à une surestimation du débit pluvial issu d'un bassin versant.

IV – 3 – 1 – 2 Temps de concentration :[3]

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

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

$t_1 = \frac{1}{60.v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)

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

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

Ou :

L : Longueur de la conduite (m).

v : Vitesse d'écoulement de l'eau des la conduite. (m/s).

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

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

IV – 3 – 1 –3 Méthode superficielle :[3]

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

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C_r^{\frac{1}{u}} . A^{\frac{w}{u}} \quad \text{(V – 4)}$$

Ou :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f ; f=90%. (m^3/s)

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

I : Pente moyenne du collecteur du sou 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 :

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)}.a(f)}{6.6} \quad \text{(IV – 5)}$$

$$v = -0,41b(f) \quad \text{(IV – 6)}$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \quad \text{(IV – 7)}$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \quad \text{(IV – 8)}$$

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

$$i(t, f) = a(f).t^{b(f)} \quad \text{(IV – 9)}$$

Ou :

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

f = 90 %.

IV – 3 – 1 – 4 Validité de la méthode superficielle :[4]

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.0.
- Le coefficient d'allongement M doit être supérieur à 0.8.
-

IV – 4 Choix de la méthode de calcul

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface, pente et coefficient de ruissellement la méthode superficielle est la plus approprier à ce cas de figure.

IV – 5 Calcul des débits pluviaux

a)

b) Calcul des coefficients a (f) et b (f).

L'intensité moyenne de pluie peut être représentée approximativement par la formule :

$$i(t,f) = a(f).t^{b(f)}$$

Alors que la formule de MONTANARI s'est comme suit :

$$i_{t(f)} = \frac{i_{24(f)}}{60}.\left(\frac{t}{24.60}\right)^{b-1} \quad \text{(IV – 10)}$$

Par analogie entre les deux formules on tire :

$$b(f) = b - 1 = 0.45 - 1 = -0.55 \quad \text{(IV – 11).}$$

$$a(f) = \frac{i_{24(f)}}{60}.\left(\frac{t}{24.60}\right)^{b-1} = \frac{73{,}37}{24.60} \frac{1}{(24.60)^{0.45-1}} = 2.78 \quad \text{(IV – 12).}$$

Application numérique : **a (f) = 2,78 mm/ min**

b (f) = - 0,55

c) Calcul des coefficients d'expressions

$$K = \frac{(0{,}5)^{b(f)}.a(f)}{6.6} = 0.617$$

$$v = -0{,}41b(f) = 0.226$$

$$u = 1 + 0{,}287b(f) = 0.842$$

$$w = 0{,}95 + 0{,}507b(f) = 0.671$$

Ce qui nous amène à avoir la formule de MONTANARI sous la forme :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}}.I^{\frac{v}{u}}.C_r^{\frac{1}{u}}.A^{\frac{w}{u}} = 0.5635.I^{0.2684}.C_r^{1.1876}.A^{0.7969} \qquad (m^3/s)$$

Le débit exprimé par la formule de MONTANARI est un débit brut, à ce dernier on attribut un coefficient (m) correcteur qui tien compte de la forme du sou bassin, tel que :

$$m = \left[\frac{M}{2}\right]^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left[\frac{M}{2}\right]^{b} \quad \text{(IV – 13).}$$

M : Coefficient d'allongement du sous bassin

IV – 6 Coefficient d'allongement :[3]

Le coefficient d'allongement d'un sous bassin est définie comme étant le rapport du plus long parcourt hydraulique (L) par le coté du carré ayant une surface équivalente à celle du bassin en question, d'ou on à :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \quad \text{(IV – 14).}$$

M : Coefficient d'allongement du sou bassin.

L : Longueur du plus long parcourt hydraulique (m).

A : Surface du sou bassin considéré (m²).

Dans le cas où on a plusieurs sous bassins leur coefficient d'allongement diffère selon qu'ils soient en série ou en parallèles

Sous bassin en série : $M = \frac{\sum L_k}{\sqrt{A_k}}$ (IV – 15).

Sous bassin en parallèle : $M = \frac{L_{Q.\max}}{\sqrt{A_k}}$ (IV –16).

$\sum L_k$: Somme des parcours hydrauliques des sous bassins.

$\sum A_k$: Somme des surfaces des sous bassins.

$L_{Q.\max}$: Longueur du parcours hydraulique qui nous donne le débit maximal

IV – 7 Pente moyenne :[3]

La pente moyenne d'un sous bassin est prise généralement égale à la pente moyenne du collecteur qui le dessert.

Quand le parcours de l'eau ruisselante ne présente pas de déclivité, la pente serra calculée comme étant le rapport entre la différence des cotes amont et aval sur la longueur de ce parcours.

$$I = \frac{C_{ava} - C_{amon}}{L} \quad \text{(m/m)} \qquad \text{(IV – 17)}$$

C_{ava} : Côte aval du parcours (m)

C_{amon} : Côte amont du parcours (m).

Dans le cas ou on à plusieurs sous bassins qui présente des pentes partielles différente, la pente moyenne équivalente sera.

Sous bassins en séries : $$I_{équi} = \left[\frac{\sum L_i}{\sum \frac{L_i}{\sqrt{I_i}}} \right]^2 \qquad \text{(IV – 18)}$$

Sous bassins en parallèles : $$I_{équi} = \frac{\sum L_i Q_i}{\sum A_i} \qquad \text{(IV – 19).}$$

- Les résultats de calcul des pentes moyennes et des coefficients d'allongements sont reportés dans le tableau N° V – 3.
- Les résultats de calcul des débits pluviaux sont reportés dans le tableau N° IV –4.

Tableau N°IV– 1 : calcul des débits usées domestiques

N° SB	Surface [ha]	D_i [hab/h]	N^{bre} habitant	$Q_{moy\ (ep)}$ [l/s]	Q_m [l/s]	K_p	$Q_{p(eu)}$ [l/s]
1	31.77	156.12	1462	9.68	7.744	2.40	18.57
2	35.03	312.25	3343	18.56	14.848	2.15	31.91
3	62.37	468.37	6816	33.60	26.88	1.98	53.28
4	21.69	624.49	2032	12.48	9.984	2.29	22.88
5	100.13	780.62	13832	62.17	49.736	1.85	92.23
6	34.35	1092.86	2413	14.29	11.432	2.24	25.60
7	38.53	1248.99	4812	25.05	20.04	2.06	41.25
8	40.25	1405.11	4400	23.26	18.608	2.08	38.70
9	97.74	1561.23	10682	49.52	39.616	1.90	75.16
10	6.84	1717.36	747	5.88	4.704	2.65	12.48
11	24.58	1873.48	2686	15.56	12.448	2.21	27.49
12	19.44	2185.73	1214	8.41	6.728	2.46	16.58

Tableau N°IV– 2 : calcul des débits usées des équipements

N° SB	Equipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation L/j/unité	$Q_{potable\ équi}$ (m^3/j)	$Q_{usée\ équi}$ (m^3/j)	$Q_{usée\ équi\ tot}$ (m^3/j)
1	port de péche	m²	4250	5	21.25	17	39.304
	r.t privée	personne	300	80	24	19.2	
	école de péche	éléve	100	25	2.5	2	
	poissonerie	m²	240	5	1.2	0.96	
	sécurité urbaine	personne	12	15	0.18	0.144	
2	société dessoute	personne	en arrét				30.4
	CEM	éléve	420	25	10.5	8.4	
	stat.de service	personne	2000	5	10	8	
	marché	m²	3500	5	17.5	14	
3	école	éléve	420	25	10.5	8.4	44.4
	maison de jeunes	personne	300	50	15	12	
	CFPA	éléve	200	50	10	8	
	CEM	éléve	420	25	10.5	8.4	
	centre de santé	personne	10	150	1.5	1.2	
	mosquée	fidéle	400	20	8	6.4	
4	institut de musique	éléve	100	25	2.5	2	9.6
	centre de santé	personne	10	150	1.5	1.2	
	mosquée	fidéle	400	20	8	6.4	
5	garde cominal	personne	10	15	0.15	0.12	179.708
	justice	personne	30	15	0.45	0.36	
	hopital	lit	114	150	17.1	13.68	
	musée	m²	260	5	1.3	1.04	
	abatoire	personne	20	150	3	2.4	
	caserne	personne	1000	40	40	32	
	3CEM	éléve	1260	25	31.5	25.2	
	stade	personne	1000	10	10	8	
	société	personne	20	10	0.2	0.16	
	2école	éléve	840	25	21	16.8	
	2lycée	éléve	2100	25	52.5	42	
	centre de commerce	locale	19	20	0.38	0.304	
	douche	chambre	30	200	6	4.8	
	douane	personne	15	15	0.225	0.18	
	CNAS	personne	20	15	0.3	0.24	
	marché	m²	3500	5	17.5	14	
	hotel	personne	150	80	12	9.6	
	sécureté urbaine	personne	12	15	0.18	0.144	
	stat d'essence	m²	2000	5	10	8	
	centre culturel	personne	10	10	0.1	0.08	
	sonelgaz	employer	20	15	0.3	0.24	
	siége DAIRA	employer	30	15	0.45	0.36	

Suite tableau N°IV– 2 :

6	école	éléve	420	25	10.5	8.4	12.12
	sale de sport	personne	95	30	2.85	2.28	
	gendarmerie	personne	45	40	1.8	1.44	
7	APC de TENES	employer	40	15	0.6	0.48	1.08
	douane	personne	15	15	0.225	0.18	
	PTT	employer	15	15	0.225	0.18	
	sonelgaz	employer	20	15	0.3	0.24	
8	banque	employer	10	15	0.15	0.12	16.92
	CEM	éléve	420	25	10.5	8.4	
	école	éléve	420	25	10.5	8.4	
9	école	éléve	420	25	10.5	8.4	8.64
	CNEP	personne	20	15	0.3	0.24	
10	école	éléve	420	25	10.5	8.4	32.8
	mosquée	fidéle	400	20	8	6.4	
	Orphelina	personne	150	150	22.5	18	
11	Stade	personne	1000	10	10	8	8
12	centre de santé	personne	10	150	1.5	1.2	16
	école	éléve	420	25	10.5	8.4	
	mosquée	fidéle	400	20	8	6.4	

Tableau N° IV – 3 : Calcul de la pente moyenne de chaque sous bassin

N° de sous bassin	A	L	M	Côte TN		Côte collecteur		P part	P moy
				Amont	Aval	Amont	Aval		
1	31.77	1077	1.91	60.21	23.99	59.21	22.99	0.034	0.036
		750		64.36	34.55	63.36	34.55	0.038	
2	35.69	1079.5	1.81	35.18	21.04	34.38	16.64	0.016	0.018
		833.5		33.58	21.04	32.78	16.64	0.019	
3	62.37	1304.5	1.65	39.17	18.41	38.39	14.81	0.018	0.018
4	21.69	517	1.14	20.58	18.41	19.78	14.81	0.010	0.012
		529		22.99	18.41	22.19	14.81	0.014	
5	100.13	1458	1.46	105.78	0	104.68	0	0.072	0.082
		1266		117.61	0	116.61	0	0.092	
6	34.35	1496	2.55	162.65	0	161.65	0	0.108	0.108
7	38.53	290	0.47	31.97	0	30.97	0	0.107	0.126
		222		33.16	0	31.36	0	0.141	
		248		33.48	0	32.48	0	0.131	
8	40.25	1258.6	1.98	80.43	0	79.43	0	0.063	0.059
		1239		68.8	0	67.8	0	0.055	
9	97.74	496.65	0.5	51.03	0	48.53	0	0.098	0.098
10	6.84	449.57	1.72	41.23	0	39.63	0	0.088	0.092
		444.95		43.41	0	42.31	0	0.095	
11	24.58	860.22	1.74	44.3	0	41.8	0	0.049	0.049
12	19.44	386.12	0.89	52.51	35.1	51.41	34.3	0.044	0.099
		393		66.25	35.1	95	34.3	0.154	

Tableau IV – 4 Calcul des débits pluviaux

N° (S.B)	Surface (ha)	Cr_i	I (%)	Q_{Brute} (m^3/s)	m	Q_{Pluv} (m^3/s)
1	31.77	0.3	0.036	0.870	1.026	0.892
2	35.69	0.6	0.018	1.805	1.056	1.906
3	62.37	0.7	0.018	3.381	1.112	3.758
4	21.69	0.6	0.012	1.088	1.362	1.483
5	100.13	0.85	0.082	9.328	0.891	8.23
6	34.35	0.45	0.108	2.012	0.875	1.760
7	38.53	0.8	0.126	4.551	1.218	5.54
8	40.25	0.7	0.059	3.280	1.006	3.298
9	97.74	0.7	0.098	7.622	1.144	8.72
10	6.84	0.7	0.092	0.900	1.086	0.978
11	24.58	0.7	0.049	2.106	1.080	2.274
12	19.44	0.4	0.099	1.086	1.561	1.695

IV – 7 ***Conclusion :*** pour nos calculs des débits on adoptera les paramètres suivants :

- Notre agglomération ne comporte pas de grandes unités industrielles, donc les débits d'eau usée d'origine industrielle ne seront pas quantifiés.
- Les eaux usées d'origine publique, seront prises en compte dans la quantification des eaux usées d'origine domestique.
- Pour le calcul de la quantité d'eaux usées on adopte une dotation de consommation en eau potable de 200 l/j/habitant.
- L'estimation des eaux pluviales on adopte la méthode superficielle, pour les raisons évoquées précédemment.

Chapitre V
Calcul hydraulique du réseau

Chapitre5 : Calcul hydraulique du réseau

V-A) Dimensionnement de la conduite de refoulement

V-1 Introduction :

Généralement le dimensionnement de la conduite de refoulement est basé sur deux aspects qui sont liés entre eux, le premier aspect est un aspect technique et le deuxième est un aspect économique. Et dans cette partie du travail, nous examinerons les conditions dans lesquelles devra être établie cette conduite de point du vue les deux aspects.

V-2 Choix du tracé : [6]

Le choix du tracé doit être fait en fonction de plusieurs critères topographiques et géologiques :

- Respecter les impératifs du profil en long avec le moins possible de sur profondeurs.
- Plan d'urbanisation (situation et importance des constructions).
- Doit être le plus court possible.
- Doit présenter le strict minimum de détours (ouvrages des singularités : traversée de rivières, routes importantes, chemin de fer etc...)
- Suivre les accotements des routes pour faciliter l'acheminement du matériel pendant la réalisation (terrassement) et la gestion (accès facile aux regards de visite).
- Eviter dans la mesure du possible la traversée des massifs boisés.

Certains terrains accidentés nous obligent à avoir un tracé où le refoulement sera du type mixte (refoulement – gravitaire). Dans ce cas nous devrons toujours raccourcir le tronçon de refoulement s'il y a lieu.

V-3 Choix du matériau de la conduite : [6]

Le choix entre les différents types de matériaux des tuyaux est basé sur des critères techniques à savoir : le diamètre, la pression de service, les conditions de pose et sur des critères économiques qui englobent le prix, la fourniture et le transport. Le choix aussi doit répondre aux trois points :

- Résistance aux actions chimiques du sol.
- Bonne étanchéité (fuites d'eaux usées augmentant l'agressivité du terrain
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

Pour notre projet on opte pour les matériaux, pour la partie de refoulement vers les tuyaux en PEHD et le béton pour la partie gravitaire.

Les tuyaux en PEHD sont caractérisés par :

- La légèreté
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement)
- Non corrosif.

V-4 Diamètre économique de la conduite (Partie refoulement) :

V-4-1 Conditions économiques :[6]

L'étude consiste à la détermination du diamètre économique des conduites reliant les stations de relevage entre eux jusqu'à LA STEP.

Nous savons que les investissements sont proportionnels aux diamètres, mais l'énergie consommée pour un même débit avec des différents diamètres est inversement proportionnelle. Notre but consiste à la détermination du diamètre qui engendre le moins frais. C'est qu'on appelle le diamètre économique.

Il existe un diamètre résultant d'un compromis entre les deux paramètres :

- Les frais d'exploitation qui décroissent quand le diamètre augmente par suite de la diminution des pertes de charge
- Les frais d'amortissement de la conduite qui augmentent avec le diamètre de la canalisation.

V-4-2 Calcul du diamètre :[6]

En première approximation, on détermine le diamètre économique d'après les formules ci-dessous. et Par la suite on le détermine par une étude technico-économique.

Le diamètre approximatif calculé par la formule de BONIN :

$$\mathbf{D = K.\ (Q)^{1/2}\ ;\ K = 1} \quad \text{(V-1)}$$

Le diamètre approximatif est calculé par la formule de BRESS :

$$\mathbf{D = K.\ (Q)^{1/2}\ ;\ K = 1.5} \quad \text{(V-2)}$$

Où : D est le diamètre de la conduite en (m)

Q : est le débit véhiculé en (m^3/s).

V-4-2-1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

A/ Calcul des frais d'investissement : [6]

Consiste a :

a)-Prix de la conduite : TableauV-1 : Prix unitaire de la conduite

$Ø_{ext}$(mm)	e_{moy}	Prix du ml (DA)
63	4.7	198.7
75	5.6	281.31
90	5.4	335.47
110	6.6	495.4
125	7.4	631.13
160	9.5	1033.79
200	11.9	1617.42
250	14.8	2510.95
315	18.7	4003.95
400	23.7	6424.42
500	29.7	10021.19
630	37.4	15153.49

b)-Le déblai :[6]

$$V_{déblai}=(1.2+Ø+p)*0.5*L \ (m^3) \quad \text{(V-3)}$$

Tq :

1.2 : profondeur du tranché (m).

Ø : diamètre intérieur de la **conduite** ($Ø = Ø_{ext}-(2*e_{moy})$)(m).

P : épaisseur de lit de pose (10cm).

0.5 : largeur du tranché (m).

L : longueur de la conduite de refoulement (m).

-*prix déblai :* 300DA pour le m^3.

c)-Le remblai :[6]

$$V_{remblai}=1.2+Ø+A_{conduite} \ (m^3) \quad \text{(V-4)}$$

Tq :

$A_{conduite}$: aire de la conduite (m^2)

-*prix remblai* : 300DA pour le m^3.

d)-Lit de pose :[6]

$$V_{lit\ de\ pose} = p*0.5*L\ (m^3) \quad \text{(V-5)}$$

P : épaisseur de lit de pose (10cm).

0.5 : largeur du tranché (m).

L : longueur de la conduite de refoulement (m).

-*prix de lit de pose* : 300DA pour le m^3.

e)-La réfection :[6]

$$A_{réfect} = e*L\ \ (m^2) \quad \text{(V-6)}$$

Tq :

e : épaisseur du goudron (m).

L : longueur de la conduite de refoulement (m).

-*prix de la réfection* : 400DA pour le m^2.

f)-Excavation des terres excédentaires (E.T.E) :[6]

$$V_{ETE} = (V_{déblai} * C_F) - V_{remblai} \quad \text{(V-7)}$$

C_F : coefficient de foisonnement **(C_F=0.2)**.

-*prix de l'E.T.E* : 200DA pour le m^3.

g)-Grillage avertisseur:[6]

-*prix de* grillage avertisseur : 200DA pour le ml.

B/ Calcul les frais d'exploitation :[6]

Consiste a :

a)Perte de charge unitaire :[6]

Par la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\sum h_p = \frac{8 \lambda LQ^2}{\pi^2 g D^5} \quad \text{..... (V-8)}$$

Le coefficient des pertes de charge λest évalué par la formule :

λ= [1,14 – 0,86 x Ln (ε /$\varnothing$)]$^{-2}$
Où :
λ **:** rugosité de la conduite. (**ε = 0.01 m ; pour conduite en PEHD).**
$\varnothing$**:** diamètre de la conduite.

b) La hauteur d'élévation :[6]

$$\mathbf{H=H_g+\sum h_{pt}+P_{ex}} \text{ (m)..... (V-9)}$$

Tq :

H_g : hauteur géométrique.

$\sum$**h_{pt} :**perte de charge totale.

P_{ex} :pression d'exor(1 à 1.5)m

c)puissance absorbée par l'installation du pompage :[6]

$$Pabs = \frac{9810.Q.H}{\eta p} \text{ (KW) ..... (V-10)}$$

Tq :

Q : le débit à refouler.

H : hauteur d'élévation.

η_p **:** le Rendement de pompage (0.83).

d) KWh annuel :[6]

KWh annuel = P_{abs}*365*nbre d'heure de pompage..... (V-11)

Pour le prix (E) d'un kWh est donné dans le tableau suivant :[6]

Tableau V-2 : le prix unitaire d'energie(DA/KWh).

Heures de pompage	*Prix unitaire (kWh)*
en heures de pointe	7.26 DA
en heures creuses	0.853 DA
en heures pleines	1.61 DA

Remarque :

On a besoin du débit pluvial dans le calcul des paramètres hydrauliques du déversoir d'orage, et on refoule a LA STEP que les débits usées.

V–5 Détermination du diamètre de refoulement de SR01 vers SR 02

tronçon	**I_m %**	**$Q_{E.PLUV}$ (m^3/s)**	**Equipement**	**$Q_{équi}$ (m^3/j)**	**$Q_{équi.Usée}$ (m^3/s)**	**$Q_{dom\ Usée}$ (m^3/s)**	**$Q_{Total\ Usée}$ (m^3/s)**	**$Q_{tot\ ref}$ (m^3/s)**
62--63	0.8	0.222	port de pèche	17	2.33E-04	0.001	0.001	0.002
			école de pèche	2				
			poissonnerie	0.96				
			sécurité urbaine	0.144				
77--63	0.7	0.110	0	0	0	0.001	0.001	

Nous avons Q = 2 l/s =0.002 m^3/s ;

D1 = $(Q)^{1/2}$ = 0,044 m soit un diamètre normalisé de 63 mm en **PEHD PN 10**.

D2=1,5. $(Q)^{1/2}$=0,067 m soit un diamètre normalisé de 75 mm en **PEHD PN 10**.

V–5–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

a)Calcul des frais d'investissement :

Tableau V-3 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR1-SR2

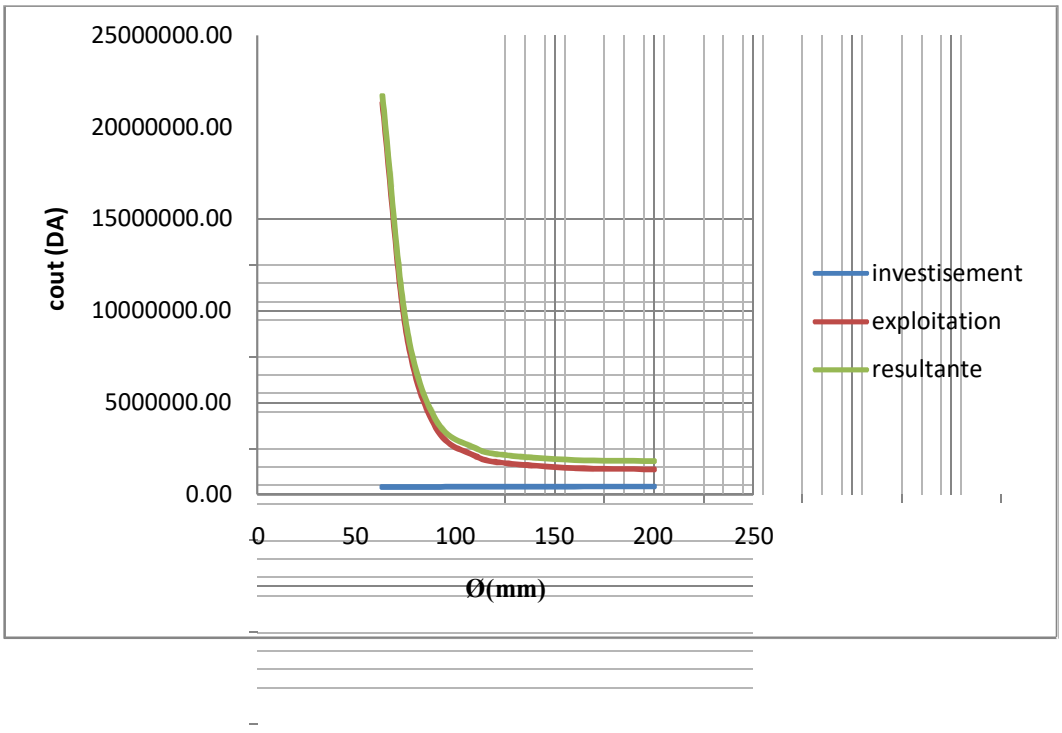
D(mm)	emoy (mm)	Dint (mm)	prix ml (DA)	l(m)	prix tot c (DA)	v deblai (m3)	prix deblai (DA)	v remblai (m^3)	prix remblai (DA)	v lit de pose(m3)	prix de lit(DA)	Réfect. (m2)	prix réfect. (DA)	V E.T.E(m3)	prix E.T.E (DA)	Grillage (DA)	cout tot(DA)
63	4.7	53.6	198.97	728	198.97	492.71	147813.12	454.67	136400.57	36.4	10920	72.8	29120	356.126481	71225.30	13104	408781.95
75	5.6	63.8	281.31	728	281.31	496.42	148926.96	457.70	137309.11	36.4	10920	72.8	29120	358.412385	71682.48	13104	411343.85
90	5.4	79.2	335.47	728	335.47	502.03	150608.64	462.04	138613.23	36.4	10920	72.8	29120	361.638352	72327.67	13104	415029.01
110	6.6	96.8	495.4	728	495.4	508.44	152530.56	466.68	140004.09	36.4	10920	72.8	29120	364.993255	72998.65	13104	419172.70
125	7.4	110.2	631.13	728	631.13	513.31	153993.84	469.97	140991.82	36.4	10920	72.8	29120	367.310164	73462.03	13104	422222.82
160	9.5	141.0	1033.79	728	1033.79	524.52	157357.20	476.76	143028.72	36.4	10920	72.8	29120	371.857606	74371.52	13104	428935.23
200	11.9	176.2	1617.42	728	1617.42	537.34	161201.04	483.19	144958.31	36.4	10920	72.8	29120	375.72702	75145.40	13104	436066.18

b) Calcul les frais d'exploitation :

Tableau V-4 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR1-SR2

D(mm)	Emoy (mm)	Dint (mm)	PDC unitaire(m)	l(m)	PDC totale(m)	H(m)	Pabs (KW)	KWh(annuel)	cout tot(DA)
63	4.7	53.6	0.1008656	431	43.473072	48.4731	1118.873	8167769.59	13150109.03
75	5.6	63.8	0.037923	431	16.344805	21.3448	492.688	3596624.79	5790565.907
90	5.4	79.2	0.011567	431	4.9853848	9.9854	230.486	1682549.09	2708904.033
110	6.6	96.8	0.0037962	431	1.6361683	6.6362	153.178	1118202.17	1800305.495
125	7.4	110.2	0.0018557	431	0.7997921	5.7998	133.873	977271.79	1573407.583
160	9.5	141	0.0004779	431	0.2059807	5.2060	120.166	877213.87	1412314.333
200	11.9	176.2	0.000141	431	0.0607912	5.0608	116.815	852749.28	1372926.335

Les résultats représentés dans le graphe suivant :



Donc :d'après le graphe de l'étude technico-économique on voit que le diamètre économique pour la conduite de refoulement SR1-SR2 est **D=125mm** , qui correspond a une vitesse $\mathbf{V_{ref}=0.16m/s}$, et cette dernière n'atteint pas la vitesse de refoulement admissible en assainissement qui est égale **0.5m/s** ; pour cela on prend le diamètre qui convient avec la vitesse admissible .

Alors :

$\mathbf{Ø_{SR1-SR2}=63mm}$ (après la normalisation).

Avec : **V=0.64m/s.**

V–6 Détermination du diamètre de refoulement de SR02 vers R253 :

tronçon	$I_{m\ \%}$	Q E.PLUV (m^3/s)	Equipement	$Q_{équi\ Usée}$ (m^3/j)	Q équi.Usée (m^3/s)	$Q_{dom\ Usée}$ (m^3/s)	Q Total Usée (m^3/s)	$Q_{tot\ ref}$ (m^3/s)
82--83	0.7	0.069	aucun	0	0	0.00009	0.00009	0.01229
33--34	2.8	2.203	r.t privée	19.2	0.0002	0.00191	0.00211	
95--96	1.5	1.132	CEM	8.4	0.0004	0.00736	0.00776	
			stat.de service	8				
			marché	14				
252--SR2	0.9	0.677	aucun	0	0	0.00033	0.00033	

Nous avons Q = 12.29 l/s =0.01229 m^3/s ;
D1 = $(Q)^{1/2}$ = 0,110 m soit un diamètre normalisé de 110 mm en **PEHD PN 10**.
D2=1,5. $(Q)^{1/2}$=0,166 m soit un diamètre normalisé de 200 mm en **PEHD PN 10**.

V–6–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

a)Calcul des frais d'investissement :

Tableau V-5 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR2-R253

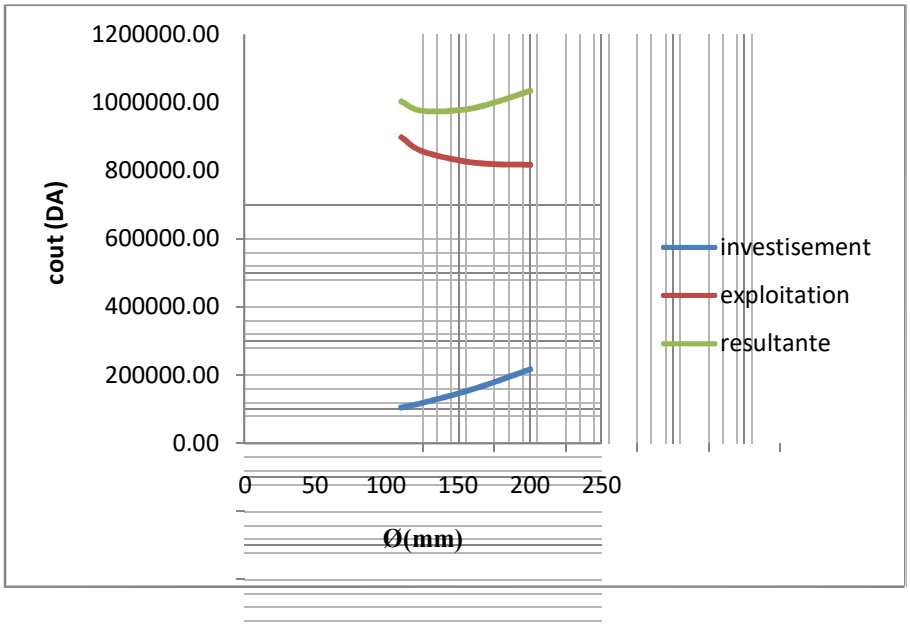
D (mm)	e_{moy}	Dint	prix ml (DA)	L (m)	prix tot c (DA)	v deblai (m3)	prix deblai	v remblai (m^3)	prix remblai (DA)	v lit de pose (m^3)	prix de lit (DA)	Réfection (m2)	prix réfect. (DA)	V E.T.E (m3)	prix E.T.E (DA)	Grillage (DA)	cout tot(DA)
110	4.7	100.6	495.4	98	48549.2	68.63	20588.82	62.95	18885.25	4.9	1470	9.8	3920	49.2249607	9844.99	1764	105022.26
125	5.6	113.8	631.13	98	61850.74	69.28	20782.86	63.38	19013.98	4.9	1470	9.8	3920	49.5246827	9904.94	1764	118706.51
160	5.4	149.2	1033.79	98	101311.42	71.01	21303.24	64.40	19319.49	4.9	1470	9.8	3920	50.196129	10039.23	1764	159127.37
200	6.6	186.8	1617.42	98	158507.16	72.85	21855.96	65.27	19580.64	4.9	1470	9.8	3920	50.6981461	10139.63	1764	217237.39

b) Calcul les frais d'exploitation :

Tableau V-6 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR2-R253

D(mm)	e_{moy} (mm)	Dint (mm)	PDCunitaire (m)	l(m)	PDC totale (m)	H(m)	Pabs(KW)	KWh(annuel)	cout tot(DA)
110	4.7	100.6	0.0031314	98	0.307	3.3069	76.330	557212.59	897112
125	5.6	113.8	0.0015801	98	0.155	3.1549	72.821	531596.62	855870
160	5.4	149.2	0.0003602	98	0.035	3.0353	70.062	511452.33	823438
200	6.6	186.8	0.0001053	98	0.010	3.0103	69.485	507242.68	816660

Les résultats représentés dans le graphe suivant :



Donc :d'après le graphe de l'étude technico-économique on voit que le diamètre économique pour la conduite de refoulement SR2-R253 est **D=125mm** , qui correspond a une vitesse V_{ref}**=1m/s ,** et cette dernière est supérieure a la vitesse de refoulement admissible en assainissement qui est égale **0.5m/s** , donc elle est acceptable.

Alors :

$$Ø_{SR1\text{-}SR2}=125mm$$

V–7 Détermination du diamètre de refoulement de SR03 vers SR4 :

tronçon	I_m %	$Q_{E.PLUV}$ (m^3/s)	Equipement	$Q_{équi\ Usée}$ (m^3/j)	$Q_{équi.Usée}$ (m^3/s)	$Q_{dom\ Usée}$ (m^3/s)	$Q_{Total\ Usée}$ (m^3/s)	Q_{tot} ref (m^3/s)
358-SR3	0.2	1.502	école	8.4	0.000426	0.0104	0.0109	0.0286
			maison de jeunes	12				
			CFPA	8				
			CEM	8.4				
455-SR3	0.2	0.863539	centre de santé	1.2	0.000088	0.00531	0.0054	
			mosquée	6.4				

Nous avons Q = 28.6 l/s =0.0286 m^3/s ;

D1 = $(Q)^{1/2}$ = 0,169 m soit un diamètre normalisé de 200 mm en **PEHD PN 10**.

D2=1,5. $(Q)^{1/2}$=0,253 m soit un diamètre normalisé de 315 mm en **PEHD PN 10**.

V–7–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

a)Calcul des frais d'investissement :

Tableau V-7 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR3-SR4

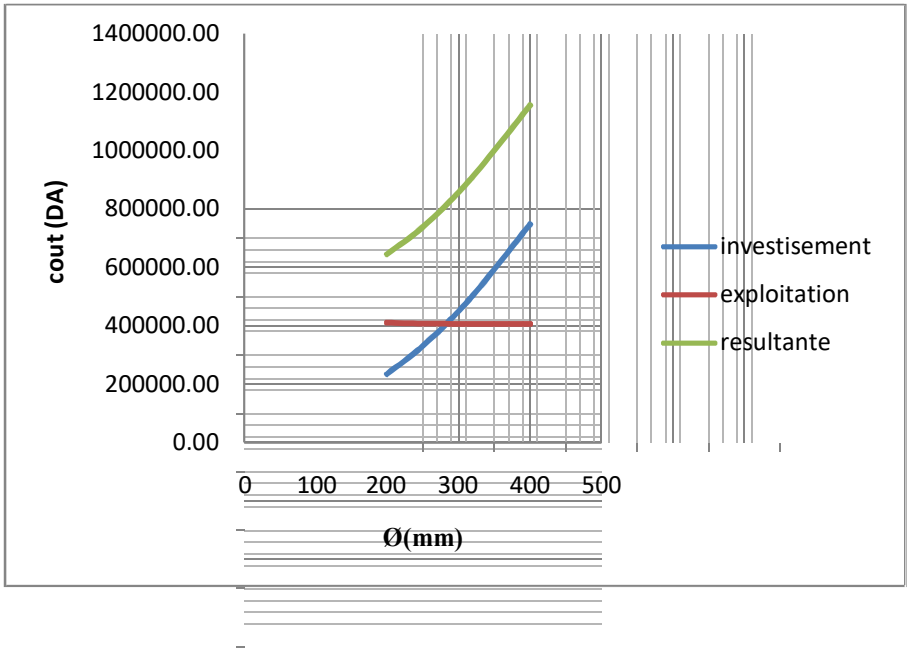
D (mm)	emoy	Dint (mm)	prix ml (DA)	L (m)	prix tot c (DA)	v deblai (m3)	prix deblai	v remblai	prix remblai (DA)	v lit de pose (m3)	prix de lit (DA)	Réfection (m2)	prix réfect. (DA)	V E.T.E (m3)	prix E.T.E (DA)	Grillage (DA)	cout tot(DA)
200	11.9	176.2	1617.42	106	171446.52	78.24	23471.58	70.36	21106.567	5.3	1590	10.6	4240	54.7075057	10941.50	1908	234704.17
250	14.8	220.4	2510.95	106	266160.7	80.58	24174.36	71.24	21371.753	5.3	1590	10.6	4240	55.1229377	11024.59	1908	330469.40
315	18.7	277.6	4003.95	106	424418.7	83.61	25083.84	71.90	21570.147	5.3	1590	10.6	4240	55.177931	11035.59	1908	489846.27
400	23.7	352.6	6424.42	106	680988.52	87.59	26276.34	71.94	21582.771	5.3	1590	10.6	4240	54.4250103	10885.00	1908	747470.63

b) Calcul les frais d'exploitation :

Tableau V-8 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR3-SR4

D(mm)	emoy	Dint	PDCunitaire	l(m)	PDC totale	H(m)	Pabs(KW)	KWh(annuel)	cout tot(DA)
200	11.9	176.2	0.000141	106	0.014951	1.5150	34.969	255271.02	410986.3449
250	14.8	220.4	4.165E-05	106	0.0044148	1.5044	34.725	253495.66	408128.012
315	18.7	277.6	1.19E-05	106	0.0012612	1.5013	34.653	252964.28	407272.4875
400	23.7	352.6	3.264E-06	106	0.000346	1.5003	34.632	252810.07	407024.2053

Les résultats représentés dans le graphe suivant :



Donc :d'après l'étude technico-économique (le graphe) on voit que le diamètre économique pour la conduite de refoulement SR3-SR4 est **D=200mm** , qui correspond avec une vitesse $\mathbf{V_{ref}=0.91m/s}$ **,** est cette dernière est supérieure a la vitesse de refoulement admissible en assainissement qui est égale **0.5m/s** ; donc elle acceptable.

Alors :

$$\mathbf{Ø_{SR3\text{-}SR4}=200mm}$$

V – 8 Détermination du diamètre de refoulement de SR4 vers SR5 :

tronçon	$I_{m\ \%}$	$Q_{E.PLUV}$ (m^3/s)	équipement	$Q_{équi\ Usée}$ (m3/j)	$Q_{équi\ Usée}$ (m^3/s)	$Q_{dom\ Usée}$ (m^3/s)	Qtot ref(m^3/s)
504--504'	0.6	1.104287	institut de musique	2	0.0001	0.0333	0.0334
			centre de santé	1.2			
			mosquée	6.4			

Nous avons Q = 33.4 l/s =0.0334 m^3/s ;

D1 = $(Q)^{1/2}$ = 0,183 m soit un diamètre normalisé de 200 mm en **PEHD PN 10**.

D2=1,5. $(Q)^{1/2}$=0,274 m soit un diamètre normalisé de 315 mm en **PEHD PN 10**.

V–8–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

a)Calcul des frais d'investissement :

Tableau V-9 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR4-SR5

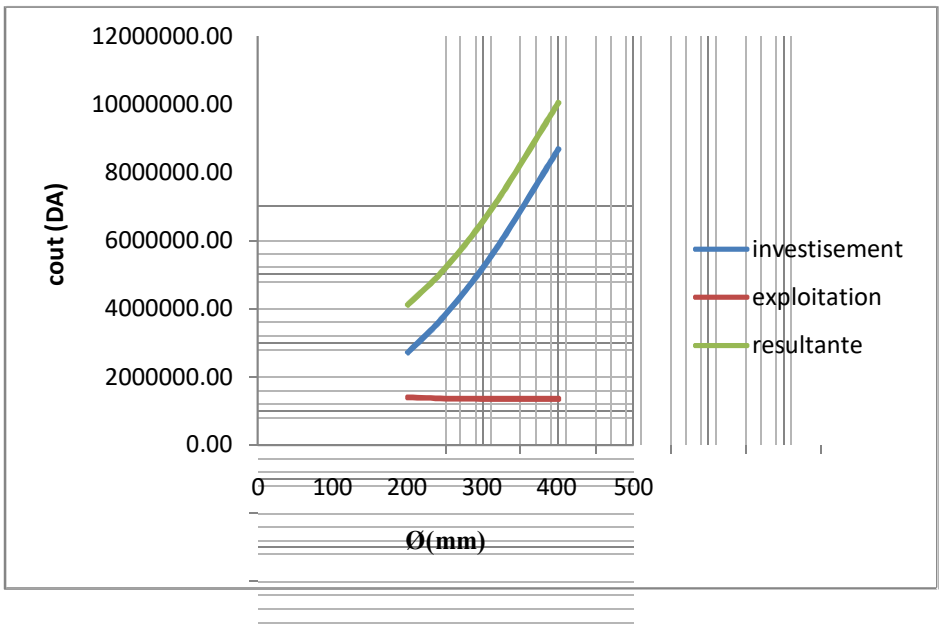
D (mm)	Emoy (mm)	Dint (mm)	prix ml (DA)	l(m)	prix tot c (DA)	v deblai (m3)	prix deblai (DA)	v remblai (m^3)	prix remblai (DA)	v lit (m^3)	prix de lit(DA)	réf(m^2)	prix réfect. (DA)	V E.T.E (m3)	prix E.T.E(DA)	Grillage (DA)	cout tot(DA)
200	11.9	176.2	1617.42	1230	1989426.6	907.86	272359	816.39	244916	61.5	18450	123	49200	634.8	126962.70	22140	2723454
250	14.8	220.4	2510.95	1230	3088468.5	935.05	280514	826.64	247993	61.5	18450	123	49200	639.6	127926.82	22140	3834692
315	18.7	277.6	4003.95	1230	4924858.5	970.22	291067	834.32	250295	61.5	18450	123	49200	640.3	128054.44	22140	5684065
400	23.7	352.6	6424.42	1230	7902036.6	1016.35	304905	834.81	250442	61.5	18450	123	49200	631.5	126307.10	22140	8673480

b) Calcul les frais d'exploitation :

Tableau V-10 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR4-SR5

D(mm)	e_{moy} (mm)	Dint (mm)	PDCunitaire (m)	l(m)	PDC totale (m)	H(m)	Pabs(KW)	KWh(annuel)	cout tot(DA)
200	11.9	176.2	0.000141	1230	0.1734877	5.1735	119.416	871738.77	1403499.42
250	14.8	220.4	4.165E-05	1230	0.0512281	5.0512	116.594	851137.87	1370331.971
315	18.7	277.6	1.19E-05	1230	0.0146346	5.0146	115.750	844971.84	1360404.659
400	23.7	352.6	3.264E-06	1230	0.0040149	5.0040	115.504	843182.39	1357523.648

Les résultats représentés dans le graphe suivant :



Donc : d'après le graphe l'étude technico-économique on vois que le diamètre économique pour la conduite de refoulement SR4-SR5 est **D=200mm** , qui correspond avec une vitesse $\mathbf{V_{ref}=1.06m/s}$ **,** qui est supérieure a la vitesse de refoulement admissible en assainissement qui est égale **0.5m/s** ; donc elle est acceptable.

Alors :

$$\mathbf{Ø_{SR4\text{-}SR5}=200mm}$$

V–9 Détermination du diamètre de refoulement de SR5 vers SR6 :

collecteur	I_m %	$Q_{E.PLUV}$ (m^3/s)	équipement	$Q_{équi\ usée}$ (m^3/j)	$Q_{équi\ usée}$ (m^3/s)	$Q_{dom\ usée}$ (m^3/s)	$Q_{Total\ usée}$ (m^3/s)	Qtot ref (m^3/s)
871--SR5	**3.3**	**8.23**	**tous les équipements du sb5 sauf la justice et garde communal**	**179.228**	**0.0020744**	**0.0301**	**0.032267**	**0.0636**

Nous avons Q = 63.6 l/s =0.0636 m^3/s ;

D1 = $(Q)^{1/2}$ = 0,252 m soit un diamètre normalisé de 250 mm en **PEHD PN 10**.

D2=1,5. $(Q)^{1/2}$=0,378 m soit un diamètre normalisé de 400 mm en **PEHD PN 10**.

V–9–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

a)Calcul des frais d'investissement :

Tableau V-11 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR5-SR6

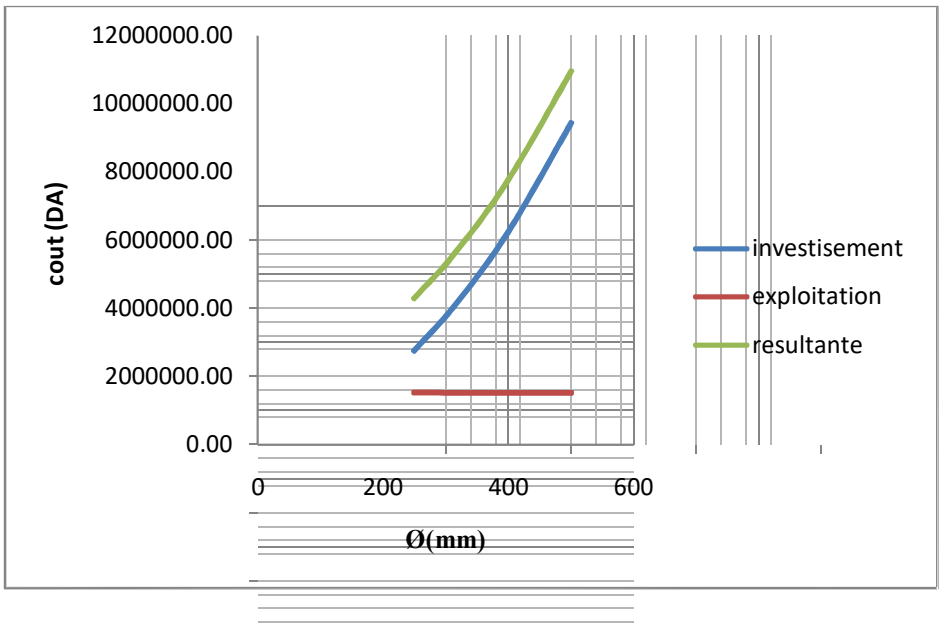
D (mm)	e_{moy} (mm)	Dint (mm)	prix ml (DA)	L (m)	prix tot c (DA)	v deblai (m3)	prix deblai (DA)	v remblai (m^3)	prix remblai (DA)	v lit de pose (m3)	prix de lit (DA)	Réfect (m2)	prix réfect. (DA)	V E.T.E (m3)	prix E.T.E (DA)	Grillage (DA)	cout tot (DA)
250	14.8	220.4	2510.95	885	2222190.8	672.78	201833.10	594.78	178433.98	44.25	13275	88.5	35400	460.224	92044.91	15930	2759107.73
315	18.7	277.6	4003.95	885	3543495.8	698.09	209426.40	600.30	180090.38	44.25	13275	88.5	35400	460.684	92136.73	15930	4089754.26
400	23.7	352.6	6424.42	885	5685611.7	731.28	219382.65	600.65	180195.78	44.25	13275	88.5	35400	454.397	90879.50	15930	6240674.63
500	29.7	440.6	10021.19	885	8868753.2	770.22	231064.65	591.10	177329.90	44.25	13275	88.5	35400	437.057	87411.32	15930	9429164.02

b) Calcul les frais d'exploitation :

Tableau V-12 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR5-SR6

D(mm)	emoy (mm)	Dint (mm)	PDCunitaire (m)	l(m)	PDC totale (m)	H(m)	Pabs(KW)	KWh(annuel)	cout tot(DA)
250	14.8	220.4	4.165E-05	885	0.0368592	5.6369	130.112	949817.41	1529206.028
315	18.7	277.6	1.19E-05	885	0.0105298	5.6105	129.504	945380.87	1522063.206
400	23.7	352.6	3.264E-06	885	0.0028887	5.6029	129.328	944093.34	1519990.284
500	29.7	440.6	9.821E-07	885	0.0008691	5.6009	129.281	943753.04	1519442.388

Les résultats représentés dans le graphe suivant :



Donc : d'après le graphe de l'étude technico-économique on vois que le diamètre économique pour la conduite de refoulement SR5-SR6 est **D=250mm** , qui correspond avec une vitesse V_{ref}**=1.3m/s ,** qui est supérieure a la vitesse de refoulement admissible en assainissement qui est égale **0.5m/s** ; donc elle est acceptable.

Alors :

$$Ø_{SR3\text{-}SR4}=250mm$$

V–10 Détermination du diamètre de refoulement de SR6 vers SR7 :

tronçon	I_m %	Q E.PLUV (m^3/s)	équipement	$Q_{équi\ usée}$ (m3/j)	$Q_{équi\ usée}$ (m^3/s)	$Q_{dom\ usée}$ (m^3/s)	$Q_{Total\ usée}$ (m^3/s)	Qtot ref
1056-SR6	0.7	1.76	équipement du sb6	12.12	0.00014028	0.00558	0.005726	0.07139

Nous avons Q = 71.39 l/s =0.07139 m^3/s ;

D1 = $(Q)^{1/2}$ = 0,267 m soit un diamètre normalisé de 315 mm en **PEHD PN 10**.

D2=1,5. $(Q)^{1/2}$=0,4 m soit un diamètre normalisé de 400 mm en **PEHD PN 10**.

V–10–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

a)Calcul des frais d'investissement :

Tableau V-13 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR6-SR7

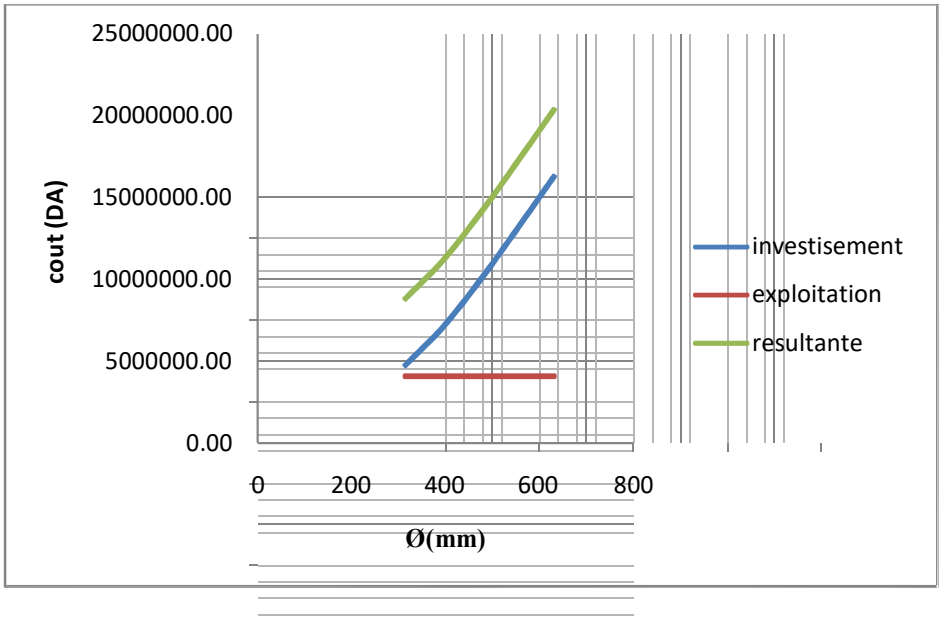
D(mm)	Emoy (mm)	Dint (mm)	prix ml (DA)	l(m)	prix tot c (DA)	v deblai(m^3)	prix deblai (DA)	v remblai (m^3)	prix remblai (DA)	v lit de pose(m^3)	prix de lit(DA)	Réfect (m^2)	prix réfect. (DA)	V E.T.E(m^3)	prix E.T.E(DA)	Grillage (DA)	cout tot (DA)
315	18.7	277.6	4003.95	1030	4124068.5	812.46	243739.20	698.66	209596.71	51.5	15450	103	41200	536.162914	107232.58	18540	4759827
400	23.7	352.6	6424.42	1030	6617152.6	851.09	255326.70	699.06	209719.38	51.5	15450	103	41200	528.846798	105769.36	18540	7263158
500	29.7	440.6	10021.19	1030	10321826	896.41	268922.70	687.95	206383.95	51.5	15450	103	41200	508.664715	101732.94	18540	10974055
630	37.4	555.2	15153.43	1030	15608033	955.43	286628.40	654.69	196408.46	51.5	15450	103	41200	463.609256	92721.85	18540	16258981

b) Calcul les frais d'exploitation :

Tableau V-14 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR6-SR7

D(mm)	emoy (mm)	Dint (mm)	PDCunitaire (m)	l(m)	PDC totale (m)	H(m)	Pabs (KW)	KWh (annuel)	cout tot(DA)
250	14.8	277.6	1.19E-05	885	0.0105298	15.0105	346.478	2529291.93	4072160.011
315	18.7	352.6	3.264E-06	885	0.0028887	15.0029	346.302	2528004.40	4070087.088
400	23.7	440.6	9.821E-07	885	0.0008691	15.0009	346.255	2527664.09	4069539.193
500	29.7	555.2	2.835E-07	885	0.0002509	15.0003	346.241	2527559.93	4069371.485

Les résultats représentés dans le graphe suivant :



Donc : d'après le graphe de l'étude technico-économique on vois que le diamètre économique pour la conduite de refoulement SR6-SR7 est **D=315mm** , qui correspond avec une vitesse $\mathbf{V_{ref}=1.45m/s}$ **,** est cette dernière est supérieure a la vitesse de refoulement admissible en assainissement qui est égale **0.5m/s** ; pour cela on l'accepte ;

Alors :

$$\mathbf{Ø_{SR3\text{-}SR4}=315mm}$$

V –11 Détermination du diamètre de refoulement de SR7 vers R1292 :

tronçon	$I_{m\,\%}$	$Q_{E.PLUV}$ (m^3/s)	équipement	$Q_{équi\ usée}$ (m3/j)	$Q_{équi\ usée}$ (m^3/s)	$Q_{dom\ usée}$ (m^3/s)	$Q_{Total\ usée}$ (m^3/s)	Qtot ref (m^3/s)
1246-SR7	6	3.30	équipement du sb9	1.08	0.0000125	0.01	0.010198	0.107
1291-SR7	6	8.72	équipement du sb10	16.92	0.000195833	0.024	0.0249	

Nous avons Q =107 l/s =0.107 m^3/s ;

D1 = $(Q)^{1/2}$ = 0,327 m soit un diamètre normalisé de 400 mm en **PEHD PN 10**.

D2=1,5. $(Q)^{1/2}$=0,49 m soit un diamètre normalisé de 500 mm en **PEHD PN 10**.

V–11–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

a)Calcul des frais d'investissement :

Tableau V-15 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR7-R1292

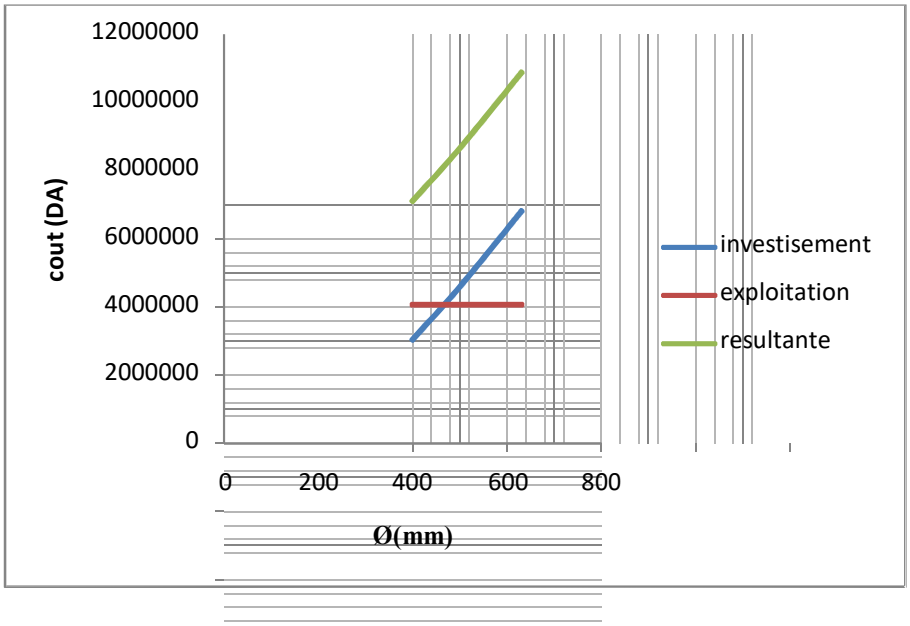
D(mm)	e_{moy} (mm)	Dint (mm)	prix ml (DA)	l(m)	prix tot c (DA)	v deblai(m^3)	prix deblai (DA)	v remblai (m^3)	prix remblai (DA)	v lit de pose(m^3)	prix de lit(DA)	Réfect. (m^2)	prix réfect.(DA)	V E.T.E (m^3)	prix E.T.E(DA)	Grillage (DA)	cout tot(DA)
400	23.7	376.3	6424.42	268	1721744.6	224.624	67387	181.43	54430.21	13.4	4020	26.8	10720	136.509196	27301.8	4824	1890428
500	29.7	470.3	10021.19	268	2685678.9	237.220	71166	177.29	53186.37	13.4	4020	26.8	10720	129.843872	25968.8	4824	2855564
630	37.4	592.6	15153.49	268	4061135.3	253.608	76083	166.33	49898.47	13.4	4020	26.8	10720	115.606574	23121.3	4824	4229802

b) Calcul les frais d'exploitation :

Tableau V-16 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR7-R1292

D(mm)	e_{moy} (mm)	Dint (mm)	PDCunitaire (m)	l(m)	PDC totale (m)	H(m)	Pabs(KW)	KWh(annuel)	cout tot(DA)
400	23.7	376.3	2.358E-06	268	0.0006319	15.0006	346.250	2527624.12	4069474.835
500	29.7	470.3	7.087E-07	268	0.0001899	15.0002	346.240	2527549.65	4069354.94
630	37.4	592.6	2.047E-07	268	5.485E-05	15.0001	346.237	2527526.89	4069318.292

Les résultats représentés dans le graphe suivant :



Donc : d'après le graphe de l'étude technico-économique on vois que le diamètre économique pour la conduite de refoulement SR7-R1292 est **D=400mm** , qui correspond avec une vitesse $\mathbf{V_{ref}}$**=0.85m/s ,** est cette dernière est supérieure a la vitesse de refoulement admissible en assainissement qui est égale **0.5m/s** ; donc elle est acceptable.

Alors :

$$\mathbf{Ø_{SR7\text{-}R1292}=400mm.}$$

V–12 Détermination du diamètre de refoulement de SR8 vers R1373 :

tronçon	I_m %	$Q_{E.PLUV}$ (m^3/s)	équipement	$Q_{équi\ usée}$ (m3/j)	$Q_{équi\ usée}$ (m^3/s)	$Q_{dom\ usée}$ (m^3/s)	$Q_{Total\ usée}$ (m^3/s)	Qtot ref (m^3/s)
1343-SR8	5	0.830351	équipement du sb11	8.64	0.0001	0.00173	0.00183	0.115
1537-SR8	5.5	2.345607	équipement du sb12	32.8	0.00037963	0.00622	0.0066	

Nous avons Q =115 l/s =0.115 m^3/s ;

D1 = $(Q)^{1/2}$ = 0,339 m soit un diamètre normalisé de 400 mm en **PEHD PN 10**.

D2=1,5. $(Q)^{1/2}$=0,509 m soit un diamètre normalisé de 630 mm en **PEHD PN 10**.

V–12–1 Etude économique pour déterminer le diamètre économique :

a)Calcul des frais d'investissement :

Tableau V-17 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR8-R1373

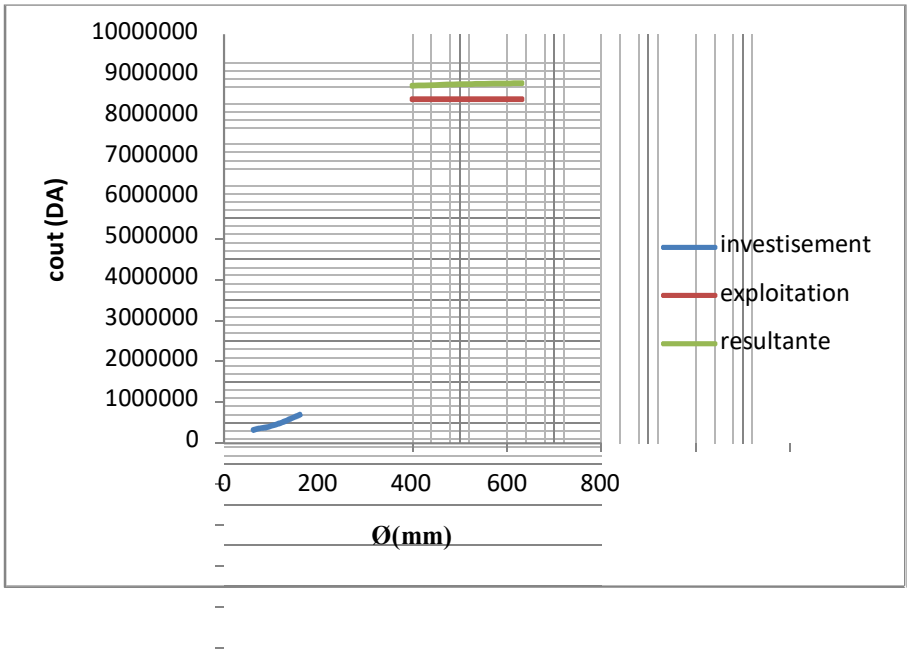
D(mm)	e_{moy} (mm)	Dint (mm)	prix ml (DA)	l(m)	prix tot c (DA)	v deblai(m3)	prix deblai (DA)	v remblai	prix remblai (DA)	v lit de pose(m3)	prix de lit(DA)	Réfect. (m2)	prix réfect.(DA)	V E.T.E(m3)	prix E.T.E(DA)	Grillage (DA)	cout tot (DA)
400	23.7	376.3	6424.42	431	2768925	361.243	108373	291.78	87535.15	21.55	6465	43.1	17240	219.53	43907.1	7758	3040203
500	29.7	470.3	10021.19	431	4319132.9	381.500	114450	285.12	85534.80	21.55	6465	43.1	17240	208.816	41763.2	7758	4592344
630	37.4	592.6	15153.49	431	6531154.2	407.855	122357	267.49	80247.18	21.55	6465	43.1	17240	185.92	37183.9	7758	6802405

b) Calcul les frais d'exploitation :

Tableau V-18 : Calcul des frais d'investissement de la conduite SR8-R1373

D(mm)	e_{moy} (mm)	Dint (mm)	PDC unitaire (m)	l(m)	PDC totale (m)	H(m)	Pabs(KW)	KWh(annuel)	cout tot(DA)
400	23.7	376.3	2.358E-06	431	0.0010162	31.0010	715.576	5223707.70	8410169.401
500	29.7	470.3	7.087E-07	431	0.0003055	31.0003	715.560	5223587.94	8409976.586
630	37.4	592.6	2.047E-07	431	8.821E-05	31.0001	715.555	5223551.33	8409917.648

Les résultats représentés dans le graphe suivant :



Donc : d'après le graphe de l'étude technico-économique on vois que le diamètre économique pour la conduite de refoulement SR8-R1373 est **D=400mm** , qui correspond avec une vitesse $\mathbf{V_{ref}}$**=0.92m/s ,** est cette dernière est supérieure a la vitesse de refoulement admissible en assainissement qui est égale **0.5m/s** ; pour cela on l'accepte ;**Alors :**

$Ø_{SR8\text{-}R1373}$=400mm.

V-B) Dimensionnement des conduites (dont l'écoulement est à surface libre)

V–13 Calcul du débit :

V–13–1 Formules d'écoulements : [5]

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulements qui ont été développés par des chercheurs scientifiques parmi ces formules on a :

1-Formule de CHEZY :[5]

$$V = C\sqrt{R_h . I} \quad \text{……(V-10)}$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

R_h : Rayon hydraulique (m).

C: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C» est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}} \quad \text{…….. ……..} \quad \text{(V-11)}$$

γ : Coefficient de BAZIN qui varie suivant les matériaux employés et la nature des eaux transportées. Dans laquelle :

γ = 0.06 pour les collecteurs d'eaux pluviales.

γ = 0.16 pour les collecteurs d'eaux usées. [16]

2 -Formule de MANNING :[5]

$$V = \frac{\alpha}{n} R_h^{2/3} I^{1/2} \quad \text{…….. ……..} \quad \text{(V-12)}$$

Ou :

α **:** est un coefficient d'unité qui vaut 1 en système international et 1,486 en système anglo-saxon.

n : coefficient de MANNING il dépend des parois des conduite.

R_h : Rayon hydraulique (m).

I : Pente du collecteur (m/m).

3 -Formule de MANNING-STRICKLER :[5]

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad \text{…….. ……..} \quad \text{(V-13)}$$

Avec : Ks : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

$$K_S = 26\left(\frac{1}{d_{35}}\right)^{1/6} \quad \text{…….. ……..} \quad \text{(V-14)}$$

Où : D_{35} : est le diamètre en mètre correspondant à 35 % passant en poids.

V–14 Mode de calcul :[3]

Avant de procéder au calcul hydraulique des débits du réseau d'assainissement en gravitaire, qui vont vers les stations de refoulement, on considère l'hypothèse suivante :

-L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.

-La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

A cet égard, nous avons suivi les étapes suivantes pour faciliter les taches du dimensionnement.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \quad \text{……... (V-15)}$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

S : Section mouillée (m^2).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions.

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = K_s.R^{\frac{2}{3}}.\sqrt{I}_m \quad \text{……... (V-16)}$$

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 , (cf. table annexe II).

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s.S.R^{\frac{2}{3}}.\sqrt{I_m} \quad \text{..... (V-17)}$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3{,}2036 * Q_t}{K_S * \sqrt{I}}\right)^{\frac{3}{8}} \quad \text{..... (V-18)}$$

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

$$Q_{ps} = Vps * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad \text{.....(V-19)}$$

V-14-1 Résultats de calcul :

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants : les dimensions et les paramètres hydrauliques des collecteurs sont reportés dans les tableaux suivants :

Tableau N°V-19 :Dimensionnement de la conduite gravitaire [R96-SR2] ; [R252-SR2]

Tronçon	C TN (m)		Cotes de projet		L(m)	Pente projet %	Débit total (m3/s)	Diamètre calculé (mm)	Diamètre normalisé (mm)
	amont	aval	amont	aval					
R96-R230	20.36	19.96	16.64	16.16	40	1.2	0.0078	114	300
R230-SR2	20.36	19.96	16.16	15.96	42	0.5	0.0078	134	300
R252-SR2	20.00	19.96	17.50	15.96	9.5	0.9	3.31E-04	36.73	300

Tableau N° V-20 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire [R96-SR2] ; [R252-SR2]

tronçon	Qt (m3/s)	I(%)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H (mm)	V_{min}
R96- R230	0.0078	1.2	300	1.46	0.103	0.076	0.594	0.191	0.87	36	0.85
R230-SR2	0.0078	0.5	300	0.94	0.067	0.234	0.828	0.332	0.93	54	0.78
R252-SR2	3.31E-04	0.9	300	0.75	0.086	0.184	0.641	0.258	0.85	39	0.75

Tableau N° V-21 : Dimensionnement de la conduite gravitaire [R253-SR3]

tronçon	$I_{m\ \%}$	Q E.PLUV	équipement	$Q_{équi\ usée}$(m3/j)	$Q_{équj\ usée}$ (m^3/s)	Nbre d'hab	Dot_{dom} (l/j)	Qdom (m^3/s)	Q_{Total} (m^3/s)	D(mm)	D normalisé(mm)
R253--R254	0.7	0	/	/	/	/	/	/	0.01	149.31	300
R254-- R290	1.9	0.0675	mosquée	6.4	7.41E-05	96	200	2.22E-04	0.08	287.67	300
R290-- R296	0.3	0.5247	/	0	0	1825	200	4.22E-03	0.61	756.38	800
R296-- R297	0.2	0.0881	CFPA	8	9.26E-05	223	200	5.16E-04	0.70	858.82	1000
R297-- R298	0.2	0.0839	maison de jeunes	12	0.000139	209	200	4.84E-04	0.78	896.47	1000
R298-- R299	1.1	0.0546	/	0	0	122	200	2.82E-04	0.84	919.57	1000
R299-- R300	0.2	0.0245	/	0	0	48	200	1.11E-04	0.86	929.63	1000
R300-- R309	0.2	0.0231	/	0	0	42	200	9.72E-05	0.89	938.93	1000
R309-- R310	0.3	0.0704	/	0	0	168	200	3.89E-04	0.96	966.43	1000
R310-- R311	1.1	0.0155	/	0	0	25	200	5.79E-05	0.97	972.28	1000
R311-- R342	0.3	0.0301	école	8.4	9.72E-05	58	200	1.34E-04	1.00	983.56	1000
R343-- R344	0.4	0.1258	/	0	0	349	200	8.08E-04	1.13	1 028.18	1200
R344-- R345	0.4	0.0627	/	0	0	145	200	3.36E-04	1.19	1 049.36	1200
R345-- R346	0.3	0.0459	/	0	0	98	200	2.27E-04	1.24	1 064.42	1200
R346-- R347	0.3	0.0455	/	0	0	97	200	2.25E-04	1.28	1 079.01	1200
R347-- R348	0.4	0.0283	/	0	0	54	200	1.25E-04	1.31	1 087.91	1200
R348-- R356	0.4	0.0259	/	0	0	60	200	1.39E-04	1.34	1 095.98	1200
R356-- R356'	0.3	0.133	/	0	0	374	200	8.66E-04	1.47	1 135.91	1200
R356'-- R357	0.2	0.0216	/	0	0	105	200	2.43E-04	1.49	1 142.21	1200
R357-- R358	0.4	0.0165	/	0	0	27	200	6.25E-05	1.51	1 146.96	1200
R358--SR3	0.9	0	/	0	0	/	/	/	0.02	175.47	300

Tableau N°V-22 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire [R253-SR3]

tronçon	Qt (m3/s)	I(%)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(mm)	V_{min}
253--254	0.01	0.7	300	1.08	0.07607	0.13	0.6	0.2	0.65	60	0.65
254--290	0.08	0.9	300	1.22	0.08625	0.93	1.125	0.76	1.37	228	0.73
290--296	0.61	0.3	800	1.35	0.68023	0.9	1.12	0.74	1.51	592	0.81
296--297	0.7	0.2	1000	1.19	0.76003	0.92	1.122	0.75	1.34	675	0.71
297--298	0.78	0.2	1000	1.28	1.00644	0.78	1.1	0.67	1.41	670	0.77
298--299	0.84	0.2	1000	1.28	1.00644	0.83	1.11	0.7	1.42	700	0.77
299--300	0.86	0.2	1000	1.28	1.00644	0.85	1.11	0.71	1.42	710	0.77
300--309	0.89	0.2	1000	1.28	1.00644	0.88	1.116	0.73	1.43	730	0.77
309--310	0.96	0.2	1000	1.28	1.00644	0.95	1.13	0.77	1.45	770	0.77
310--311	0.97	0.2	1000	1.28	1.00644	0.96	1.13	0.78	1.45	780	0.77
311--342	1	0.2	1000	1.28	1.00644	0.99	1.135	0.8	1.45	800	0.77
343--344	1.13	0.2	1200	1.37	1.29722	0.87	1.115	0.72	1.53	792	0.82
344--345	1.19	0.2	1200	1.37	1.29722	0.92	1.122	0.75	1.54	825	0.82
345--346	1.24	0.2	1200	1.37	1.29722	0.96	1.13	0.78	1.55	858	0.82
346--347	1.28	0.2	1200	1.37	1.29722	0.99	1.135	0.8	1.55	880	0.82
347--348	1.31	0.2	1200	1.46	1.65353	0.79	1.1	0.67	1.61	804	0.88
348--356	1.34	0.2	1200	1.46	1.65353	0.81	1.104	0.69	1.61	828	0.88
356--356'	1.47	0.2	1200	1.46	1.65353	0.89	1.118	0.74	1.63	888	0.88
356'--357	1.49	0.2	1200	1.46	1.65353	0.9	1.12	0.74	1.64	888	0.88
357--358	1.51	0.2	1200	1.46	1.65353	0.91	1.12	0.75	1.64	900	0.88
358--SR3	0.02	0.9	300	1.22	00.8625	0.23	0.75	0.28	0.92	84	0.73

Tableau N° V-23 : Dimensionnement de la conduite gravitaire [R451-SR3]

tronçon	I_m %	Q $_{E.PLUV}$(m^3/s)	équip	Qéqui (m3/j)	$Q_{équi}$ (m^3/s)	Nbre d'hab	Dot(l/j)	Q_{dom}(m^3/s)	Q $_{Total\ usée}$	D(mm)	D norm(mm)
R451-R452	0.2	0.3712	/	0	0	1355	200	3.14E-03	3.74E-01	679.98	800
R452-R453	0.2	0.01963	/	0	0	34	200	7.87E-05	3.94E-01	693.19	800
R453-R454	0.2	0.01758	/	0	0	30	200	6.95E-05	4.12E-01	704.68	800
R454-R455	0.2	0.02309	/	0	0	42	200	9.72E-05	4.35E-01	719.30	800
R455-SR3	0.7	0	/	0	0	835	200	1.93E-03	5.32E-03	109.04	300

Tableau N° V-24 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire [R451-SR3]

tronçon	Qt (m3/s)	I_m(%)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(mm)	Vmin
R451-R452	3.74E-01	0.2	800	1.01	0.38897	0.96	1.13	0.78	1.14	546	0.61
R452-R453	3.94E-01	0.2	800	1.1	0.55541	0.71	1.07	0.62	1.18	496	0.66
R453-R454	4.12E-01	0.2	800	1.1	0.55541	0.74	1.09	0.64	1.2	512	0.66
R454-R455	4.35E-01	0.2	800	1.1	0.55541	0.78	1.1	0.67	1.21	536	0.66
R455-SR3	5.32E-03	0.7	300	1.08	0.07607	0.07	0.45	0.11	0.49	33	0.65

Tableau N° V-25 :Dimensionnement de la conduite gravitaire [R1292-SR8]

tronçon	I_m %	Q $_{E.PLUV}$	équipement	Qéqui (m3/j)	Qéqui (m^3/s)	Nbre d'hab	dot_{dom} (l/j)	Q_{dom} (m^3/s)	Q $_{Total}$ (m^3/s)	D(mm)	D nor(mm)
R1292-R1293	0.5	0.087	école	8.4	9.72E-05	95	200	2.20E-04	1.07E-01	363.32	400
R1293-R1294	0.4	0.027	/	0	0	24	200	5.56E-05	1.35E-01	413.34	500
R1294-R1336	0.5	0.024	/	0	0	2	200	4.63E-06	1.58E-01	420.5	500
R1336-R1337	3.6	0.526	CNEP	0.24	2.78E-06	609	200	1.41E-03	6.86E-01	503.66	600
R1337-R1338	3.8	0.099	/	0	0	57	200	1.32E-04	7.85E-01	524.43	600
R1338-R1343	0.5	0.084	/	0	0	92	200	2.13E-04	8.69E-01	796.89	800
R1343-SR8	5	/	/	/	/	/	/	/	1.83E-03	50.56	300

Tableau N° V-26 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire[R1292-SR8]

tronçon	Qt (m3/s)	I(%)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(mm)	V_{min}
1292-1293	1.07E-01	0.5	400	1.1	0.13842	0.77	1.1	0.66	1.21	264	0.66
1293-1294	1.35E-01	0.4	500	1.14	0.22439	0.6	1.03	0.56	1.17	280	0.68
1294-1336	1.58E-01	0.5	500	1.28	0.25088	0.63	1.04	0.58	1.33	290	0.77
1336-1337	6.86E-01	3.6	600	3.87	0.109439	0.63	1.04	0.58	4.02	348	2.32
1337-1338	7.85E-01	3.8	600	3.98	0.112438	0.7	1.07	0.61	4.26	366	2.39
1338-1343	8.69E-01	0.5	800	1.75	0.87818	0.99	1.135	0.8	1.99	640	1.05
1343-SR8	1.83E-03	5	300	0.91	0.06429	0.03	0.2	0.05	0.18	25	0.65

Tableau N° V-27 : Dimensionnement des conduites gravitaires a l'entrée de LA STEP MONO BLOC du sous bassin 12

Tronçon	C TN (m)		Cotes de projet		L(m)	Pente projet %	Débit total (m3/s)	D cal (mm)	D nor (mm)
	amont	aval	amont	aval					
1634-STEP M	43.22	43.42	41.42	41.22	31.5	0.6	0.00837	135.03	300
1598-STEP M	43.88	43.42	43.08	42.62	50	0.9	0.00837	125.15	300

Tableau N° V-28 : Paramètres hydrauliques des conduites gravitaires a l'entrée de LA STEP MONO BLOC du sous bassin 12

tronçon	Qt (m^3/s)	I(%)	D_{nor} (mm)	Vps (m/s)	$Q_{ps}(m^3/s)$	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(mm)	V_{min}
1634-STEP M	0.00837	0.6	300	1	70.43	0.12	0.57	0.18	0.57	54	0.6
1598-STEP M	0.00837	0.9	300	1.22	86.25	0.1	0.54	0.16	0.66	48	0.73

Tableau N° V-29 : Dimensionnement de la conduite gravitaire[R1373-STEP]

Collecteur	C TN (m)		Cotes de projet		L(m)	Pente projet %	Débit total (m3/s)	D cal (mm)	D nor (mm)
	amont	aval	amont	aval					
1373-1374	44	42.61	42.8	41.41	38.5	3.6	0.143	279.75	300
1374-1375	42.61	41.22	41.41	40.02	38.5	3.6	0.155	288.33	300
1375-1376	41.22	40.28	40.02	39.08	29.5	3.2	0.165	301.76	400
1376-1377	40.28	39.65	39.08	38.45	27.5	2.3	0.173	326.79	400
1377-1378	39.65	39.43	38.45	38.23	31	0.7	0.18	414.57	500
1378-1379	39.43	39.24	38.23	38.04	31	0.6	0.192	437.18	500
1379-1380	39.24	38.94	38.04	37.74	50.5	0.6	0.201	444.75	500
1380-1381	38.94	38.72	37.74	37.52	44	0.5	0.207	465.32	500
1381-1382	38.72	38.58	37.52	37.38	28	0.5	0.212	469.51	500
1382-1383	38.58	38.26	37.38	37.06	40	0.8	0.239	472.67	500
1383-1384	38.26	37.77	37.06	36.57	45	1.1	0.259	486.57	500
1384-1385	37.77	37.50	36.57	36.30	45	0.6	0.280	503.62	600
1385-1386	37.5	36.92	36.3	35.72	45	1.3	0.323	517.07	600
1386-1387	36.92	36.47	35.72	35.27	45	1	0.329	522.81	600
1387-1388	36.47	36.07	35.27	34.87	45	0.9	0.338	532.44	600
1388-1389	36.07	35.53	34.87	34.33	45	1.2	0.359	536.58	600
1389-1390	35.53	34.81	34.33	33.61	45	1.6	0.368	542.08	600
1390-1391	34.81	34.18	33.61	32.98	45	1.4	0.388	553.29	600
1391-1392	34.18	33.68	32.98	32.48	45	1.12	0.396	459.66	600
1392-1393	33.68	33.05	32.48	31.85	45	1.4	0.402	463.29	600
1393-1394	33.05	32.38	31.85	31.18	45	1.5	0.402	567.46	600
1394-1395	32.38	31.98	31.18	30.78	45	0.9	0.417	569.44	600
1395-1396	31.98	31.67	30.78	30.47	45	0.7	0.423	571.2	600
1396-1397	31.67	31.40	30.47	30.20	45	0.6	0.435	573.34	600
1397-1398	31.4	31.18	30.2	29.98	45	0.5	0.451	579.82	600
1398-1399	31.18	30.73	29.98	29.53	45	1	0.470	581.81	600
1399-1400	30.73	30.06	29.53	28.86	45	1.5	0.485	585.46	600
1400-1401	30.06	29.43	28.86	28.23	45	1.4	0.491	587.29	600
1401-1402	29.43	28.85	28.23	27.65	45	1.3	0.495	589.63	600
1402-1403	28.85	28.63	27.65	27.43	45	0.5	0.501	591.82	600
1403-1404	28.63	28.36	27.43	27.16	45	0.6	0.522	593.34	600
1404-1405	28.36	28.00	27.16	26.80	45	0.8	0.531	596.44	600
1405-1406	28	27.42	26.8	26.22	45	1.3	0.531	599.63	600
1406-1407	27.42	27.31	26.22	26.11	19	0.6	0.544	601.34	800
1407-STEP	27.31	27.23	26.11	26.03	13	0.6	0.544	601.34	800

Tableau N° V-30 : Paramètres hydrauliques de la conduite gravitaire

troncon	Qt (m3/s)	I(%)	Dnor(mm)	Vps (m/s)	Qps(m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(mm)	Vauto
1373-1374	0.143	3.6	300	1.21	0.15163	0.95	1.13	0.77	2.71	210	1.46
1374-1375	0.155	3.6	300	2.44	0.17251	0.9	1.12	0.74	2.73	222	1.46
1375-1376	0.165	3.2	400	1.56	0.19575	0.84	1.11	0.7	2.73	252	1.67
1376-1377	0.173	2.3	400	2.36	0.29687	0.58	1.03	0.55	2.43	270	1.42
1377-1378	0.180	0.7	500	1.51	0.29684	0.61	1.04	0.57	1.57	285	0.91
1378-1379	0.192	0.6	500	1.4	0.27482	0.7	1.07	0.61	1.50	305	0.84
1379-1380	0.201	0.6	500	1.4	0.27482	0.73	1.08	0.63	1.51	315	0.84
1380-1381	0.207	0.5	500	1.28	0.25088	0.83	1.11	0.7	1.42	350	0.77
1381-1382	0.213	0.5	500	1.4	0.27482	0.77	1.1	0.66	1.42	355	0.77
1382-1383	0.239	0.8	500	1.4	0.27482	0.87	1.115	0.72	1.77	325	0.97
1383-1384	0.259	1.1	500	1.4	0.27482	0.94	1.128	0.76	2.03	305	1.14
1384-1385	0.280	0.6	600	1.58	0.44678	0.63	1.04	0.58	1.64	358	0.95
1385-1386	0.300	1.3	600	1.58	0.44678	0.67	1.06	0.6	2.25	320	1.24
1386-1387	0.323	1	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.03	375	1.09
1387-1388	0.323	0.9	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.93	390	1.03
1388-1389	0.323	1.2	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.20	350	1.19
1389-1390	0.323	1.6	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.47	315	1.37
1390-1391	0.323	1.4	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.35	330	1.28
1391-1392	0.323	1.12	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.12	355	1.15
1392-1393	0.323	1.4	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.35	330	1.28
1393-1394	0.323	1.5	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.41	320	1.33
1394-1395	0.323	0.9	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.93	390	1.03
1395-1396	0.323	0.7	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.81	360	1.03
1396-1397	0.323	0.6	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.71	378	0.95
1397-1398	0.323	0.5	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.58	402	0.86
1398-1399	0.323	1	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.03	375	1.09
1399-1400	0.323	1.5	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.41	320	1.33
1400-1401	0.323	1.4	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.35	330	1.28
1401-1402	0.323	1.3	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.27	340	1.24
1402-1403	0.323	0.5	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.58	402	0.86
1403-1404	0.323	0.6	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.71	378	0.95
1404-1405	0.323	0.8	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.89	348	1.09
1405-1406	0.323	1.3	600	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	2.27	340	1.24
1406-1407	0.323	0.6	800	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.71	378	0.95
1407-STEP	0.323	0.6	800	1.58	0.44678	0.72	1.08	0.63	1.71	378	0.95

Remarque :

D'après les résultats obtenus, on remarque que la vitesse ne dépasse pas la gamme admissible. Alors on peut dire que la vitesse vérifie les conditions d'écoulement dans chaque tronçon de la conduite gravitaire.

Pour le bon fonctionnement de notre station, on place des vannes de vidange et des venteuses au niveau des conduites de refoulement.

V-15 Conclusion :

D'après le travail que nous avons fait et les résultats que nous avons obtenus, on peut dire que :

- la première partie pour le dimensionnement de la conduite en charge, le dimensionnement est fait par une méthode technico-économique en fonction du frais d'exploitation et du frais d'amortissement.
- La deuxième partie pour le dimensionnement de la conduite gravitaire (écoulement à surface libre), le dimensionnement est fait à partir des abaques de MANING STRICKLER.

Chapitre VI
Dimensionnement des ouvrages annexes

Chapitre6 : Dimensionnement des ouvrages annexes

Introduction :

En se basant sur les données existantes, cette partie permet de faire le dimensionnement d'une la station de refoulement, que ce soit les pompes, les moteurs et la bâche d'aspiration, Ainsi que le dimensionnement des déversoirs d'orages pour chaque station.

VI-1 la station de refoulement :[SR8] [6]

VI-1 Exigences principales soumises à la station de refoulement :

Pour tout projet de station de refoulement, on doit tenir compte des recommandations suivantes :

- Diminution possible du coût de génie civil.
- Organisation de l'exécution des travaux en phases.
- Utilisation des matériaux de conception récente.
- Normalisation des solutions techniques.
- Utilisation des projets-types.
- Il faut éviter les zones inondables.

VI-1-1 choix de l'emplacement de la station de refoulement :[6]

L'implantation et le type de la station de relevage sont établis suivant des normes techniques et économiques, vérifient bien certains critères et conditions d'établissement du bâtiment de la station notamment conditions topographique et géologiques.

- L'emplacement de la station et les ouvrages doit assurer les conditions de fonctionnement les plus adéquates avec le minimum possible de surface occupée.
- Assurant l'accès des voitures, des engins, des pompiers, à tout le bâtiment et à tout ouvrage (visite et réparation).

- Il dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique ; des conditions géologiques.

- Prévoir les moyens de dérivation des eaux pluviales.

- Prévoir de la verdure autour de la station.

VI-1-2 Données de base initiales : [6]

Les données nécessaires à l'élaboration de notre station de relevage sont les suivantes :

1. Le plan topographique : qui permet de faire le choix de l'emplacement de la station de relevage et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.

2. La source d'énergie électrique : Elle permet de faire le choix technico-économique de certains équipements .

3. La nature du sol : permet de faire le choix du bâtiment de la station.

Donc le débit demandé par la station de relevage égal à 115 l/s et qui est orientée vers un collecteur . (Voir plan de masse N3).

VI-1-3 Dimensionnement de la bâche de stockage : [6]

Sachant que le débit arrivé **à la station de refoulement [SR8]** est un débit d'eaux usées de toute l'agglomération (sauf vieux TENES) **Q = 0,115m^3/s.**

Pour notre station la bâche à une fonction d'être une bâche d'aspiration pour les pompes de relevage.

VI-1-4 Volume de la bâche : [6]

Le volume d'accumulation souterraine de la station de relevage est égal au débit des eaux usées arrivant en un temps déterminé.

On a : $$Vt = Q.t \qquad \text{(IV.1)}$$

Avec :

Vt : volume de la bâche en (m^3)

Q : débit des eaux usées arrivant a la station.

t : temps de stockage des eaux dans la bâche pendant l'arrêt des pompes, pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min. Donc : on fixe t = 15 minutes.

$Vt = 0{,}115 \times 15 \times 60 = 103.5 m^3$

Le volume total de la bâche sera : **V = 104 m^3**

VI-1-5 Surface de la chambre : [6]

On a : $$S = \frac{V}{H} \qquad (IV.2)$$

S : surface de la chambre en (m^2)

V : volume de la chambre en (m^3)

H : la hauteur de la chambre en (m), on fixe cette hauteur à H = 6,5 m

La surface de la chambre : $S = \frac{104}{4} = 16 m^2$

VI-1-6 Longueur et largeur de la chambre : [6]

On suppose que notre bâche est de forme carré : S = B*B (IV.3)

Avec B = Le coté de la chambre : B = $\sqrt{S}$ = 4 m.

Tableau V-1 : Dimensions de la bâche d'aspiration

Dimensions	Chambre
Volume (m^3)	104
Hauteur (m)	6,5
Surface (m^2)	16
Coté (m)	4

VI-1-7 Calcul de la hauteur manométrique totale : [6]

$$HMT = Hg^{moy} + \sum hp \qquad (IV.4)$$

Avec :

HMT : hauteur manométrique totale en (m).

D'après le chapitre précédent (calcul hydraulique) HMT=31m.

VI-1-8 Choix de nombre et de type de pompes : [6]

La station de relevage doit être équipée d'un nombre suffisant des pompes assurant le débit demandé tel que : $Np_{ins} = np+nps$

Où : Np_{ins} : nombre de pompes installées

np : nombre de pompe de fonctionnement

nps : nombre de pompe de secours

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre de pompes principales,

Si $np < 4$ le nombre de pompes de secours est égal à 1.

Si $4 \leq np \leq 6$ le nombre de pompes de secours est égal à 2

Si $np > 6$ le nombre de pompes de secours est égal à 3

Compte tenu des exigences d'exploitation, il est conseillé de projeter le minimum de groupes possible dans la station, ce qui rendra les dimensions de la station plus raisonnables et le fonctionnement de pompes se fait avec une souplesse.

VI-1-9 Critères du choix du nombre de pompes : [6]

- nombre minimale de pompes.
- puissance absorbée minimale.
- $(NPSH)_r$ minimal.
- meilleur rendement.
- la vitesse de rotation élevée.

VI-1-10 Critères de choix de type de pompe : [6]

- assurer H_{MT} et Q (débit totale).
- doit être facile à l'entretien et anti-cavitationnelle.
- vitesse de rotation élevée.
- meilleur rendement et la puissance absorbée minimale.
- encombrement faible et un poids faible.
- elle doit répondre à la construction du bâtiment la plus économique.

Pour le choix du type de pompe dans notre projet, on utilise le logiciel **KSB** (après quand lui introduit le débit est l'HMT).

Le logiciel utilisé destiné à toute personne, dont le travail est la conception de réseaux de relevage .

On est besoin des pompes pour refouler un débit total d'eaux usées de 414 m^3/h sur une hauteur de 31 m et d'une longueur de 431 m , le choix se fait à partir des variantes présentées dans le tableau VI.2.

Tableau VI-2 : Variantes pour le choix du nombre de pompes

Var	N_P ins	Q (m3/h)	HMT (m)	Pompe choisie	Ƞ (%)	N (tr/min)	Pabs (Kw)	$(NPSH)_r$ (m)
1	**1**	**414**	**31**	**A m a r e x KRT K151 - 401 / 606 XNG-D**	**78,9**	**1160**	**44.3**	**2.25**
2	2	207	31	Amarex KRT K151 - 401 / 606 XNG-D	64.5	1160	27	1,99
3	3	138	31	Amarex KRT K100-316/234X1-S	61	1750	16.8	4,82

Les pompes choisies sont des pompes immergées de type Amarex KRTE.

La première variante possède des bonnes caractéristiques, donc il faut équiper la station par deux groupes électropompes submersibles (une fonctionne et une pompe de secours), de désignation (Amarex KRT K151-401/606XNG-D), sachant que ce groupe refoule un débit de 114 m^3/h .

VI-1-11 Type de moteur 266XG :

Moteur asynchrone triphasé à cage d'écureuil.

Constructeur moteur : KSB.

Température max. du liquide refoulé: 40 °C (104 °F)

Profondeur max d'immersion: 30 m

Nombre max de démarrages par heure: 10

Carter de moteur: Sec, résistant à la pression, blindé.

Mode de démarrage : Direct (connexion étoile-triangle doit être possible)

Tension de réseau: 460 V, courant triphasé. Fréquence de réseau: 60 Hz.

Puissance nominale max du moteur : 23,9 kW

Intensité nominale 12,1A ; Vitesse nominale1160 tr/min ; Couple au démarrage 4,6 ; Intensité de démarrage 55,66A.

Tension maxi 460V ; Tension mini 200V.

Moteur électrique : protection IP 68, isolation casse F, Imprégnation par distillation,

Polyester sans monomères de la classe H. Facteur minimal de bobinage: 95%.

VI-2 Déversoir d'orage :

VI-2-1 Emplacement des déversoirs d'orages : [3]

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

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

- ✓ Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façons à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.
- ✓ La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- ✓ Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.
- ✓ Topographie du site et variation des pentes**.**

VI-2-2 Les type de déversoirs : [3]

On distingue plusieurs types de déversoirs :

VI-2-3 Déversoir à seuil latéral et à conduite aval étranglée : [3]

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

VI-2-4 Déversoir à seuil latéral et à conduite aval libre : [3]

Ce type de déversoir diffère du précèdent essentiellement par le fait que la conduite aval a un écoulement libre, si pour le débit maximal d'orage la charge sur la crête aval et nulle ; ce type de déversoir assurera un débit aval contant quelque soit le débit déversé.

VI-2-5 Déversoir d'orage à ouverture de fond : [3]

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

On a d'autres types de déversoirs comme :

- ✓ Les déversoirs à seuil frontal.
- ✓ Les déversoirs siphoïdes.
- ✓ Les déversoirs automatiques.

Remarque :

Dans notre cas nous allons utiliser les déversoirs d'orage à seuil latéral et à conduite aval libre.

VI-2-6 Dimensionnement des déversoirs d'orage : [3]

Pour notre cas on a opté pour la double dilution, donc le débit qui transitera vers la STEP par l'intermédiaire du déversoir d'orage sera deux fois le débit en temps sec, le débit restant sera rejeté vers l'exutoire par caniveaux ou par conduites.

VI-2-7 Mode de calcul : [3]

Pour le calcul des déversoirs d'orage on doit adopter :

- Le débit totale de dimensionnement qui est égale au débit en temps sec et le débit pluvial.
- Le débit de pointe qui doit transiter à partir du déversoir d'orage.
- Le débit rejeté.
- On détermine la lame d'eau rejetée (H_d).
- On détermine la longueur du seuil déversant (L).

VI-2-8 Déversoir N°3 :

Le déversoir N°3 se trouve au niveau de la station de refoulement N°03 à l'amont du tronçon [357-358].

- ✓ Diamètre d'entrée D_e = 1200 mm.
- ✓ Le débit total à l'entrée Qe = 1530.9 l/s.
- ✓ Le débit à pleine section Q_{ps} = 1653.53 l/s.
- ✓ Débit de pointe transite par l'intercepteur N°1 Q_i = 10.9 l/s.
- ✓ Débit rejeté vers l'exutoire Q_r=1520 l/s.
- ✓ Hauteur d'eau à l'entrée H_e= 900 mm.

- La hauteur d'eau allant vers l'intercepteur H_i :

$$R_Q = \frac{Q_i}{Q_{ps}} = \frac{10.9}{4128} = 0{,}007$$

De l'abaque on tire la valeur de R_h ($R_h = 0{,}0175$)

$R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$ donc $H_{st} = D_e . R_h = 1200 .0{,}0175 = 21$ mm

$$H_{st} = 21 \text{ mm.}$$

- La hauteur de la lame déversante :

$$H_d = \frac{H_e - H_{st}}{2} = \frac{900 - 21}{2} = 439{,}5 \text{ mm.}$$

$$H_d = 439{,}5 \text{ mm.}$$

- La hauteur du seuil déversant :

$H = H_e - H_{st} = 900 - 21 = 879$ mm

$$H = 879\text{mm.}$$

- La longueur du seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_r = m.L.H_d . (2gH_d)^{0,5}.$$

Avec :

- m : coefficient de débit dont la valeur en fonction du type de déversoir [($m = \frac{2}{3} . \mu$),tq : μ est compris entre 0,41 et 0,52 si l'on applique la formule de BAZIN].

Pour notre cas : $\mu = 0{,}45$.

- L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversante) exprimée en mètres.
- g : La pesanteur ($g = 9{,}81$ m/s^2).

- H_d : La hauteur de charge en [m] au dessus du seuil du déversoir.

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \frac{Q_r}{\mu (2g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} = \frac{3}{2} \frac{1,52}{0,45(2.9,81)^{0,5} (0,4395\ )^{1,5}} = 4 \text{ m}$$

L = 4 m

Tableau VI-3 : Calcul pour d'autres déversoirs

N° de la station	*Reg Dév N°*	De(l/s)	Qe(l/s)	Qps(l/s)	Qi(l/s)	Qr(l/s)	He(mm)	Rq	Rh	Hst(mm)	Hd (mm)	H (mm)	L (m)
SR 01	63	400	223	317	1	222	205	0.00315	0.01	3.15	100.92	201.85	5.21
		300	111	163.78	1	110	140	0.00611	0.02	4.58	67.71	135.42	4.7
SR 02	252	400	500	673.72	0.23	499.77	248	0.00034	0	0.34	123.83	247.66	8.63
		300	190	250.88	0.1	189.9	125	0.0004	0	0.3	62.35	124.7	9.18
SR 04	504'	600	1140	1316.42	33.3	1106.7	448	0.0253	0.06	37.94	205.03	410.06	8.97
SR 05	871	1000	5200	6355.4	20	5180	759	0.00315	0.01	7.87	375.57	751.13	16.94
		1000	3062.3	4092.91	12.3	3050	685	0.00301	0.01	7.51	338.74	677.49	11.64
SR 06	1056	300	55.73	76.07	0.93	54.8	189	0.01223	0.03	9.17	89.92	179.83	1.53
		800	1710	2134.98	4.8	1705.2	580	0.00225	0.01	4.5	287.75	575.5	8.31
SR 07	1246	800	3310.2	4162.88	10.2	3300	189	0.00245	0.01	4.9	92.05	184.1	8.89
	1291	800	8744.9	9492.84	24.9	8720	580	0.00262	0.01	5.25	287.38	574.75	4.26
SR 08	1537	800	2352.2	2614.46	6.6	2345.6	688	0.00252	0.01	5.05	341.48	682.95	8.85
	1343	800	869	878	0.213	868.787	640	0.00024	0	0.49	319.76	639.51	3.62

Conclusion :

A partir de ce résulta, on peut dire que nous avons pu déterminer le type de pompe favorable aux conditions de refoulement (pour la station N8) ainsi que les dimensions des différents déversoirs en amont de chaque station, on se basant sur les données des chapitres précédents.

Chapitre VII
Les éléments du réseau d'égout

Chapitre7 : Les éléments du réseau d'égout

GENERALITES :

Les ouvrages utilisés au niveau du réseau d'assainissement devront assurent :

- Une évaluation correcte, rapide et sans stagnation des eaux de pluies.
- Le transport des eaux usées, susceptibles de provoquer des pétrifications (oueds), dans des conditions d'hygiènes favorables.

On distingue :

- ouvrages principaux

- ouvrages annexes

VII – 1 : LES OUVRAGES PRINCIPAUX :

Correspondants aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet, ou vers la STEP. Ils comprennent les conduites, joints et ouvrages visitables.

VII – 1 – 1 : CANALISATION : [5]

Les canalisations constituants les collecteurs principaux et secondaires sont de sections circulaires, désigner par leur diamètre normalisé intérieur exprimé en millimètres, les conduites ovoïde sont désignées par leur hauteur intérieur, dite normale exprimée en centimètre.

Du point de vue matériau, on distingue plusieurs types :

- Conduites en fonte
- Conduites en amiante ciment
- Conduites en béton armé, conduites en P.E.H.D

A / Conduites en fonte : [5]

Ce type de conduite est rarement utilisée en assainissement sauf pour des cas spéciaux tels que :

- les cas de refoulement

- traversée des oueds par conduites siphon.

B / Conduite en amiante ciment : [5]

L'amiante ciment est constitué d'amiante et de ciment, le ciment utilisé est du ciment portland normal ou bien du ciment portland de fer, pour donner au matériau des propriétés spécifiques, ce genre de tuyau se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage :

- tuyau avec emboîtement
- tuyau sans emboîtement avec deux bouts lisses.

Les diamètres utilisés variants entre 80 mm et 500 mm pour les longueurs de 0.5m à 5 m selon le diamètre.

L'assemblage de cette conduite se fait par un joint roulant pour des tuyaux avec un emboîtement de diamètre variant entre 100 et 600 mm, il se fait aussi par un joint glissant pour des tuyaux sans emboîtement de diamètre variant entre 700 et 800 mm.

Ces conduites résistent bien à la corrosion électrochimique, mais l'inconvénient réside dans leurs non disponibilités sur le marché pour des diamètres importants.

C / Conduite en grés : [5]

Ce type de tuyau est obtenu par un mélange d'argile contenant de la silice, l'alumine et des fondants du sable. Il possède des avantages d'êtres très imperméable et inattaquable par les agents chimiques sauf l'acide fluorhydrique.

L'inconvénient c'est qu'il résiste mal aux tassements.

L'assemblage se fait par :

- Joint au mortier de ciment
- Joint avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joint à doubles anneaux
-

D / Conduite en matières plastique : [8]

Les matières plastiques sont classées en deux catégories principales :

- les conduites en matières thermodurcissables
- les conduites en matières thermoplastiques

Elles présentent les caractéristiques suivantes :

- ✓ Résistances aux chocs
- ✓ Résistances au gel
- ✓ Résistances à l'attaque des agents chimiques
- ✓ Adaptation à la déformation
- ✓ Facilité de pose et de transport

Ces conduites ne sont pas disponibles pour les grands diamètres donc on ne va pas les utiliser dans notre projet.

L'assemblage de ces types des tuyaux se fait par collage, soit par bagues d'étanchéité.

E / Conduite en béton armé : [5]

Une conduite en béton est dite armée si elle contienne en plus du béton deux séries d'armatures, génératrice et des cercles soudés à écartement maximal de 15 cm, ou bien disposés en hélice à pas de 15 cm au maximum.

Ce sont les plus utilisés en pratique.

E – 1 / Fabrication : [10]

Les tuyaux en béton sont fabriqués selon les procèdes suivantes :

- ✓ **vibration : [10]**

Les conduites obtenues par vibration sont en béton armé, leurs diamètres sont compris entre 200 et 1200 mm

- ✓ **captage : [8]**

En générale, ces procédés ne sont utilisés que pour des tuyaux ayant de longueurs inférieures à 4 m, avec des diamètres variants entre 100 et 1200 mm.

- ✓ **centrifugation : [8]**

Les tuyaux centrifugés sont armés, ils sont obtenus par collage de béton dans un moule à vitesse variable.

E – 2 / classification :

Les tuyaux en béton sont classés selon trois critères à savoir :

- leur utilisation : tuyaux circulaires ou ovoïde, pour la réalisation du réseau d'assainissement ou à usage divers (drainage, transfert……)
- leur nature : tuyaux armes ou non
- leur résistance à l'écoulement

E – 3 / L'assemblage :

L'assemblage des conduites en béton se fait par les joints suivants :

- **Joint type ROCLA:**

C'est un joint à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité de cet anneau dans son logis.

Le jeu de 1 cm permet la non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres.

- **Joint torique :**

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevé, il est utilisée pour des diamètres 700 - 900 mm.

- **Joint à collet :**

C'est un joint à emboîtement rigide, avec collage en ciment, il est utilisé que dans les bons sols et terrains à pente faible, à éviter dans les terrains argileux.

Divers joints sur tuyau en béton :

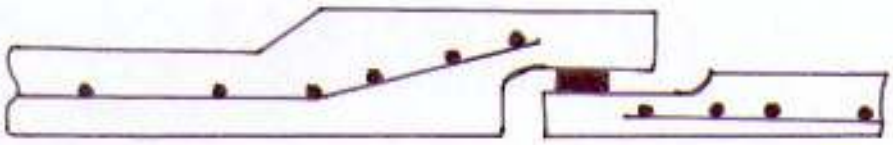


figure VII-1 : Joint ROCLA

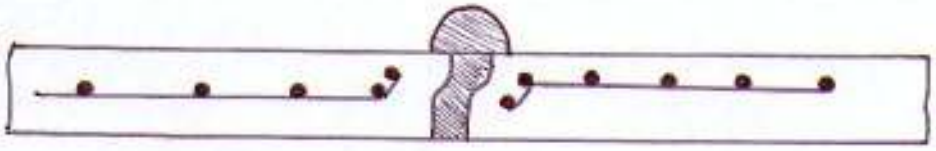


figure VII-2 : Joint à demi emboîtement

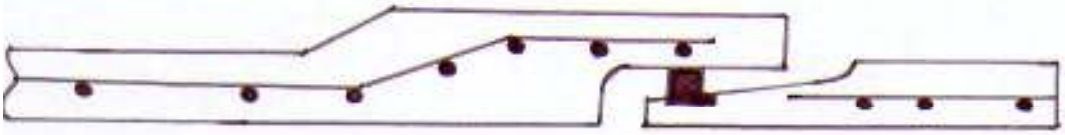


figure VII-3 : Joint torique

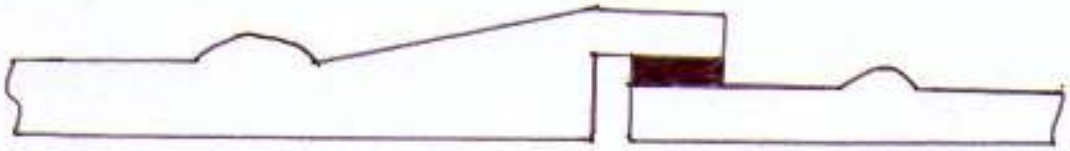


figure VII-4 : Joint à collet (bourrage en ciment)

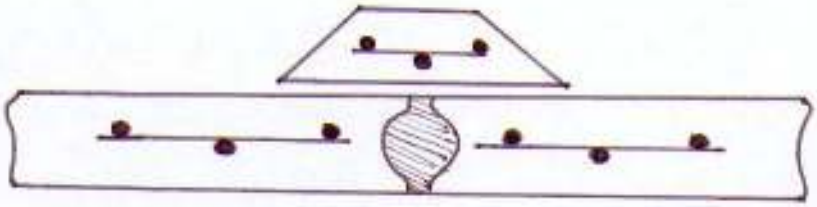


figure VII-5 : Joint plastique (matière plastique)

- **Joint plastique :**

Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon du butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribuent à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

VII – 1 – 2 : CHOIX DE TYPE DE CONDUITE :

Le choix de la conduite à utiliser doit être fait en tenant compte des données suivantes :

- De la nature du sol traversée
- Du volume des effluents (réseau unitaire) qui véhicule des eaux usées et pluviaux
- Des diamètres utilisées
- Des efforts dus au remblai
- De la nature chimique des eaux usées

Remarque :

Pour notre projet, les conduites utilisées sont en béton armées de profil circulaire qui s'adaptent, vu les avantages qu'elles présentent :

- Etanchéité primordiale
- Résistance aux efforts mécanique et aux attaques chimiques
- Pose et assemblage facile
- La disponibilité dans le marché et ayant une large durée de vie

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joints qui en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis-à-vis de la stabilité du sol, et en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur), donc nous opterons pour des joints type ROCLA, vue leur avantage appréciable.

VII – 1 – 3 : DIFFERENTS ACTIONS SUPPORTEES PAR LA CANALISATION :

Du fait que les canalisations sont sujettes à différents actions (extérieures et intérieures), le choix des matériaux de fabrication doit être approprie, ces actions sont :

A / Actions mécanique : elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentés dans l'eau évacuée, contre les parois intérieures de la canalisation, ces actions engendrent l'érosion des ces derniers.

B / Action statique : elles sont dues aux surcharges des trafics, le remblai, le mouvement de l'eau dans la conduite.

C / Action chimique : elles se passent généralement à intérieures de la conduite et elles sont dues à des agents chimique présents dans les eaux d'origine industrielle.

Une baisse de PH favorise le développement des bactéries anaérobique qui produisent de l'acide sulfurique (H2S) très corrosif et néfaste aux conduites.

VII – 1 – 4 : MOYENS DE PROTECTION DE LA CONDUITE :

A / Protection contre les effets corrosifs de H2S :

Pour protéger les conduites contre les effets corrosifs H2S on doit :

- Réduire le temps de rétention des eaux dans les conduites
- Addition des réactifs chimique
- Assurer une bonne aération pour réduire la teneur en H2S
- Elimination régulière des dépôts
- Faire des revêtements intérieurs des conduites par du ciment lumineux ou le ciment sulfaté

B / Protection contre les effets corrosifs des sables :

Les sables et gravillons pénètrent dans le réseau avec les eaux pluviaux des voiries, à travers les bouches d'égouts, pour éviter qu'ils soient véhiculés le long des conduites on devra les maintenir au niveau des bouches d'égouts grâce à des décanteurs, on prévoit aussi un dessableur à l'amont du réseau.

VII – 1 – 5 : Epreuves sur les canalisations en béton :

Les conduites provenant des usines peuvent être soumise à des essais obligatoires tels que les essais d'étanchéité et d'écrasement

A / Essai à l'étanchéité :

L'essai d'étanchéité se fait avec de l'eau, avec une pression d'eau de 1 bar maintenu durant 30 munîtes, aucun soutènement n'est toléré surtout au niveau des joints.

Pour assurer une bonne étanchéité, il faut utiliser les joints type « ROCLA » ou les joints plastiques, en fonction de la nature du sols.

B / Essai à l'écrasement :

Les conduites doivent être soumise à l'essai d'écrasement avec enregistrement des efforts qui doivent être repartis uniformément sur la génératrice supérieur de la canalisation.

La mise en charge est effectuée jusqu'à rupture par écrasement à une vitesse de 1000 da N / m de la longueur et par minute, cet essai permet de déterminer la charge de rupture par mètre de longueur utile.

VII – 2 : Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes sont nécessaires pour l'entretien et exploitation du réseau d'égout.

VII – 2 - 1 : Les branchements :

Ce sont des conduites de diamètre inférieur au diamètre de canalisation publique (environ 7 / 10) reliant le réseau vertical d'eau usée et pluvial des immeubles à cette dernière.

Le raccordement du cote égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en 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.

VII – 2 – 2 : Les caniveaux :

Ils sont destinés à véhiculer jusqu'à aux bouches d'égouts les eaux de ruissellement de voiries, chaussées et parkings, ou évacuer les eaux pluviales directement dans le milieu national. Ils sont constitués par une bordure et une surface pavée ou une dalle préfabriquée.

VII – 2 – 3 : LES REGARDS :

Les regards sont les ouvrages d'accès au réseau, qui permettrent au personnel d'assurer l'entretien et la surveillance, ils assurent aussi l'aération des canaux, un débordement et un nettoyage des ouvrages.

VII – 2 – 3 – 1 : Espacement et emplacement des regards :

Selon la topographie du site et la nature des ouvrages, la distance entre deux regards successifs varie comme suit :

- Dans les terrains plats, l'espacement entre deux regards arrive jusqu'à 80 m.
- Pour les ouvrages visitables (grands diamètres) on peut laisser une distance de l'ordre de 200 à 300 m.
- Pour les canalisations non visitables en terrains à pente régulière, elle varie de 50 à 80 m.

Un regard doit être installé sur les canalisations :

- A tous les points de jonction

- Changement de direction

- Changement de pente

- Aux points de chute

- Pour les canalisations plus petites et non praticables.

VII – 2 – 3 – 2 : Types des regards :

On distingue différents types qui sont :

A / Regard de chute :

C'est l'ouvrage le plus répondu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas ou le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

Ils sont utilisés généralement pour deux différents types de chutes :

* la chute verticale profonde

* la chute toboggan.

B / Regard de visite :

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de 50 à 100 m.

C / Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts et la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux, la ventilation s'opère par :

- les tampons des regards munis d'orifices appropries
- les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre
- les cheminées placées sur l'axe de la canalisation

D / Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différent 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.

E /Regard de chasse :

Le regard de chasse jouant le rôle du réservoir périodique lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante, ces regards sont places aux points ou les dépôts tentent a s'accumuler au risque d'obturer la conduite.

VII – 2 – 4 : Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout, servent a l'introduction dans un égout des eaux de pluie et lavage des chaussées, et permettent une meilleure aération du réseau.

Les bouches d'égout peuvent être classées selon deux chiffres :

- Le mode du recueil des eaux, bouche d'accès latérale et bouche a accès sur le dessus.
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire avec un ou sans décantation.
  La distance entre les bouches d'égout est en moyenne 50 mètres, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les bouches, afin d'absorber tout le flot d'orage venant de l'amont.

VII -2 -5 : Dessableur :

En principe, les sables devraient être retenus par les bouches avec décantation, il pourra néanmoins être nécessaire de disposer des dessaleurs sur le réseau, en particulier les collecteurs secondaires avant leur raccordement au collecteur général (principal).

Bouche d'égout

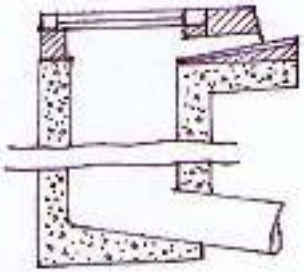


figure VII-6 : Absorption du coté latérale

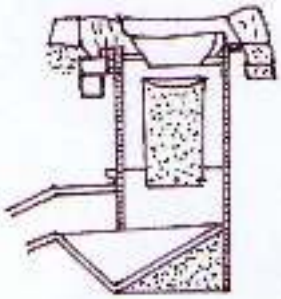


figure VII-7 : Absorption par le haut

Les branchements

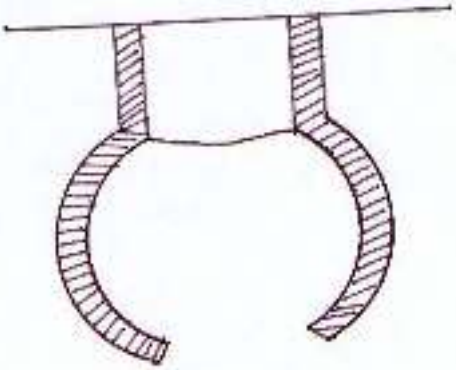


figure VII-8 : Point de raccordement avec élargissement

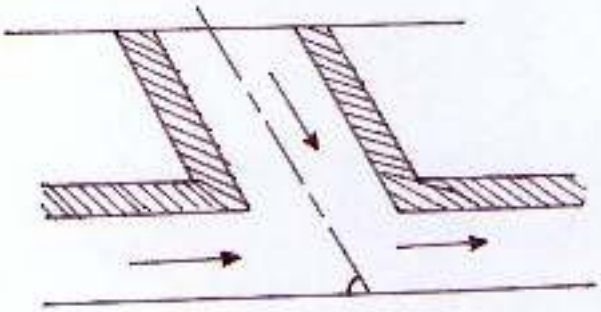


figure VII-9 : Point de raccordement avec inclinaison

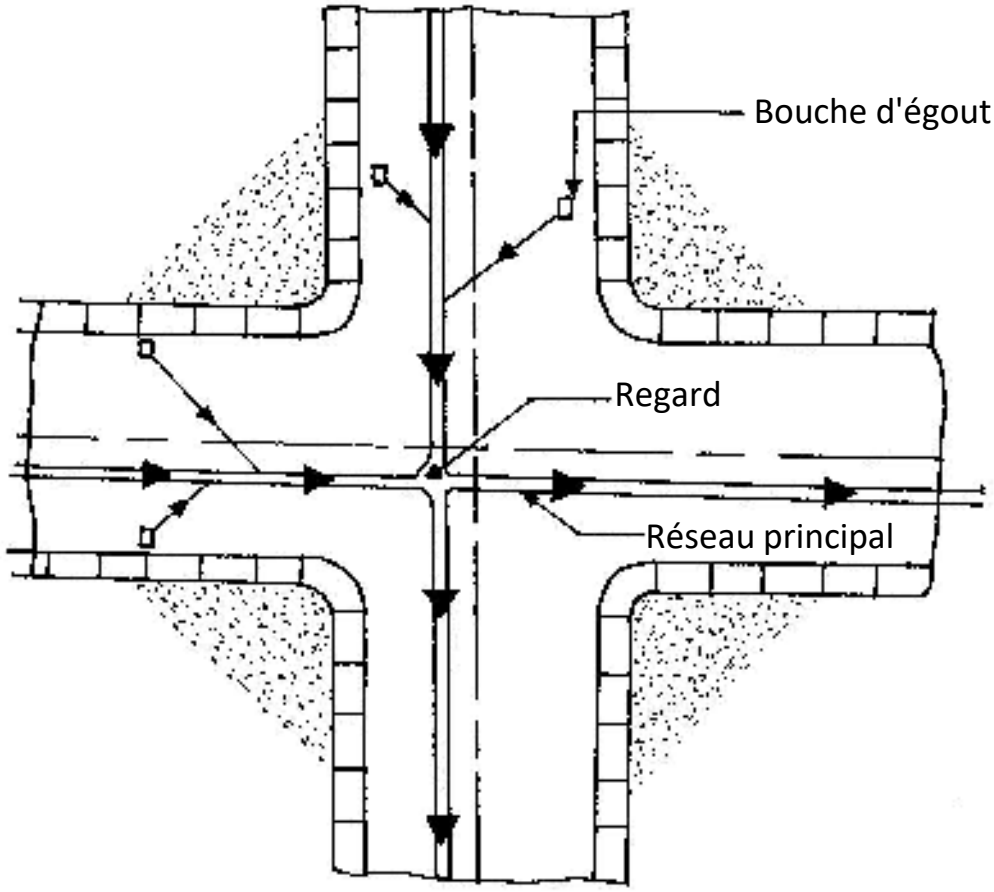


figure VII-10 : **Emplacement des bouches d'égout**

VII -2 -6 – 1 : Emplacement des déversoirs d'orage :

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage, il faut savoir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après les rejets effluents dont il faut établir un degrés de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur des milieux récepteurs.
- Les valeurs du débit compatible avec les valeurs de dilution et avec l'économie générale des projets, c'est-à-dire rechercher le facteur de probabilité.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et les mauvais fonctionnements.
- Le régime d'écoulement du niveau d'eau dans la canalisation amant et aval.

- La topographie des sites et la variation des pentes.

VII – 2 -6 – 2 : Différents types de déversoirs d'orage :

On distingue différents types des déversoirs :

- Les déversoirs a seuil latéral.
- Les déversoirs a seuil frontal.
- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphoïdes.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs a barrage gonflable.

A / Les déversoirs a seuil latéral : ce type de déversoirs convient pour les terrains relativement plats, le seuil peut être place d'un cote ou de chaque cote de l'émissaire d'amenée.

La conduite avale peut être également étranglée a condition que l'écoulement amont soit fluvial, ou que la présence du seuil élevé pour empêcher la pénétration des eaux de l'émissaire dans le réseau d'assainissement.

La conduite avale peut être aussi libre a condition que la charge sur la crête avale soit nulle.

B / Déversoir d'orage frontal : Ce genre de déversoir est utilisé dans les terrains a pente.

C / Les déversoirs avec ouverture du radier : Ce type de déversoir est utilise dans le cas de terrains trop accidentes, les débits d'eaux usées en temps sec auxquels s'ajoutent le débit critique chutent a travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation, le régime d'écoulement en amont sera obligatoirement torrentiel.

VII – 2 -6 – 3 : Choix des types de déversoirs :

Le choix du type de déversoir ne se fera pas à la base de connaissances de son mode de calcul, mais en tenant compte des régimes d'écoulement des niveaux d'eau de l'émissaire et de la topographie du terrain.

Chapitre VIII
Pose de la canalisation

Chapitre 8 : Pose de canalisation

Introduction :

Après avoir obtenu toutes les données concernant le réseau (les diamètres, les dimensions des déversoirs et leur emplacement, le tracé du réseau...).

On passe à une étape très importante qui est la pose de canalisation du réseau d'assainissement .A cet effet il faut toutes les dispositions utiles pour qu'aucun problème ne se pose en ce qui concerne les canalisations.

Les réseaux d'évacuation des eaux usées sont constitués des conduites soumises à de nombreuses contraintes dont on cite :

- ✓ Le poids propre du remblai.
- ✓ Le poids de liquide contenu, les charges abrasives transportées.
- ✓ Les charges fixes et mobiles sur le remblai
- ✓ Les tassements différentiels du terrain
- ✓ L'action des racines des arbres
- ✓ Les variations du niveau de la nappe phréatique
- ✓ Les chocs lors de la mise en œuvre
- ✓ Les tassements et vibrations dus au trafic routier

La canalisation doit être enterré sous une couverture d'au moins 80 cm au départ portée à 1m dans le cas des diamètres supérieurs à 400 mm.

VIII-1/ Emplacement des canalisations : [8]

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue sous trottoir.

Dans la pratique les canalisation sont enterrées dans le sous sol du domaine public, pour le cas des intercepteurs ils passent dans des milieux non urbanisés.

VIII-2/ Exécution des travaux : [10]

Les principales opérations pour la réalisation du réseau d'égout est par ordre chronologique sont comme suit :

- ✓ Décapage de la couche végétale.
- ✓ Implantation des axes des canalisations sur terrain.
- ✓ Excavation des tranchées et des fouillés pour les regards.
- ✓ Aménagement du lit de pose des conduites.
- ✓ Pose des joints et des conduites essai hydraulique.
- ✓ Remblaiement des tranchées.
- ✓ Exécution des regards.

VIII-2-1/ Décapage de la couche végétale : [8]

Le décapage se fait par un bulldozer ou angledozer, le volume de la couche végétale est calculée comme suit :

$$V = b .h . L \quad (m^3)$$

Avec :

b: longueur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche végétale (h = 0.2 m)

L : longueur des tranchées de même diamètre (m)

VIII-2-2/ Implantation des regards et des axes des tranchées : [8]

On matérialise l'axe des tranchées sur le terrain par des jalons ou des piquet suivant les tracés du plan de masse, les jalons doivent être placées aussi dans chaque point d'emplacement d'un regard, c'est-à-dire à chaque changement de direction ou pente, et à chaque branchement ou jonction de canalisation, pour cela on a besoin les instruments suivantes : les jalons, les niveaux, les théodolites, les mires ……

VIII-2-3/ Excavation des tranchées et des fouilles pour les regards : [8]

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profonde (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée. Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée reste un espace libre.

A/ Profondeur de la tranchée : [8]

Il faut avoir une profondeur de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites, la profondeur est donnée par :

$$H = e + D + h \quad (m)$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée (m)

e : hauteur des lits de pose (m)

D : diamètre de la conduite (mm)

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

B/ Largeur de la tranchée : [8]

La section transversale de la tranchée peut être trapézoïdal ou bien rectangulaire selon la nature de terrain et la profondeur de la tranchée.

- ✓ Rectangulaire si la profondeur de la tranchée est inférieure ou égale à 2 m.
- ✓ trapézoïdal si la profondeur de la tranchée est supérieure où égale à 2 m. La largeur de la tranchée elle est donnée par la formule suivante :

$$B = D + 2a \quad (m)$$

Avec :

a = 0.3

D : diamètre de la conduite (m)

C/ Volume des déblais des tranchées : [6]

- Forme rectangulaire :
  $V = b \cdot H \cdot L \qquad (m^3)$

  Ou : L : longueur total de la tranchée.

- forme trapézoïdale :
  $V = S \cdot L \qquad (m^3)$

  Ou : S : aire de la section transversale de la fouillé (m^2).

D/ Profondeur des regards : [10]

La profondeur des regards est la différence entre la cote tampon du regard et le site départ de conduite de ce regard.

$$H = Ct - Cd \quad (m)$$

Avec :

H : profondeur du regard (m)

Ct : cote tampon (m)

Cd : cote de départ de la conduite (m)

Dans la plupart des cas on ajoutera 20 cm pour permettre le dépôt des corps solides véhiculés.

$$H : Ct - Cd + 0.2 \quad (m)$$

La pente entre les regards est :

$$p = \frac{Cd^{ram} - Ca^{rav}}{d}$$

Avec :

P : pente entre deux regards consécutifs (m/m)

Cd^{ram} : cote d'arrivée du regard amont (m)

Ca^{rav} : cote de départ du regard aval (m)

D : distance entre deux regards (m)

E/ Volume des déblais des regards : [10]

- la cote du regard est : $a = D + 0.6$ (m)

Avec :

a : cote du regard (m)

D : le diamètre le plus grand arrivant ou partant du regard (m)

0.6 m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite.

- la profondeur d'excavation des regards est :

$$H = h + e_r + 0.1 \quad (m)$$

Avec :

H : profondeur d'excavation (m)

h : profondeur du regard (m)

e_r : épaisseur du radier du regard (m)

0,1: marge de sécurité

- le volume d'excavation pour chaque regard sera donc :

$$V = a^2 H \quad (m^3)$$

Avec :

a : cote du regard (m)

H : profondeur du regard (m)

F/ **Choix des engins de terrassement : [8]**

Afin d'avoir rendement et une rentabilité meilleur des travaux, on utilisera pour l'excavation des tranchée et des fouillés des regards, une pelle équipé en rétro.

Les avantages de la pelle en 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 ;

VIII-2-4/ Aménagement du lit de pose : [8]

Le lit de pose de 0.15 à 0.2 m, au fond de la tranchée, il sera fait de façon que la conduite soit rectiligne.

Pour ça il faut que le lit soit bien pilonné et bien nivelé.

- ✓ du sable ou de gravier pour les terrains ordinaires.
- ✓ De la pierre cassée pour les terrains imperméable et rocheux.
- ✓ Du béton maigre dans les parties rocheuses à très fortes pentes.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé, chaque tuyau repose sur deux briques placées sur le fond, le vide doit être rempli de sable.

VIII-2-5/ Mise en place des canalisations : [8]

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Avant la mise en place des conduites en fouillées on procède à un triage des conduite de façon à éliminer celles qui on subie des chocs importants, ou des fissuration, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites.

On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux. Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points pour évacuer l'aire entraîné, soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites.

Les tuyaux seront posés en fouillés au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre.

- ✓ Il faut vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.
- ✓ Il faut aligner les tuyaux pour les coller, en coulant dans les terres meubles seulement.
- ✓

VIII-2-6/ Essais des joints des canalisations : [8]

- ✓ L'épreuve de joint permet de détecter les fuites d'eau, l'épreuve à l'eau s'avère nécessaire pour les conduites de faibles diamètres (jusqu'à 500 mm).
- ✓ Lors de l'essai à l'eau les conduites seront obtenues des deux cotes, avec des robinets à l'extrémité basse pour le remplissage, et un autre à récupérer l'eau d'essai pour sa réutilisation.
- ✓ L'épreuve consiste en un remplissage total du tronçon, sans que le niveau d'eau diminue, la pression d'essai est de 1 bar maintenu pendant 30 minutes.
- ✓ Dans le cas des grands diamètres (> 500 mm), on utilise de l'air et on mesure la variation de pression, il ne faut pas que cela dépassé 0.1 à 0.2 bars.

VIII-2-7/ Remblai des tranchées : [8]

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- ✓ L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- ✓ Le matériau utilisé est constitué par des déblais expurgés des pierres grossières ;
- ✓ A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais ;

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VIII-2-7-1/ Contrebutée latérale : [8]

C'est une opération très délicate pour la stabilité du tuyau.

Le remblayage latéral s'effectue sur toute la largeur, le matériau de remblayage doit être compactable et exempt de pierres et blocs, il peut être du sable ou du gravier contenant moins de 12 % d'éléments inférieurs à 0.1 mm et ne contenant pas d'élément supérieure à 30 mm.

La mise en place d'un tel remblai réclame beaucoup de soin et se fait symétriquement par couches soigneusement damé à la main, afin de ne pas mettre en péril la stabilité du tuyau et ceux jusqu'à obtenir une couche de 0.2 m au dessous de la génératrice supérieure de la conduite.

VIII-2-7-2/ Les remblais supérieurs : [10]

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

L'épaisseur maximale de chaque couche de remblai ne doit pas excéder 0.30 m, le compactage jusqu'à 75 cm au dessous de la génératrice supérieure du tuyau doit être effectue par damage manuel, l'utilisation d'un engin de compactage nécessite des couches de remblai supérieur à 0.75 m.

VIII-2-8/ Construction des regards : [8]

Les regards sont généralement de forme cubique dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

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

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

Conclusion :

Nous avons exposé les différentes façons de pose selon les cas ainsi que les condition à respecter.

Pour assurer le bon fonctionnement de notre réseau, la pose de canalisation doit être d'une manière correcte.

Pour que les conduites résistent aux forces dues au charges fixes où mobiles ainsi qu'au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ces derniers.

Chapitre IX
Entretien et gestion du réseau

Chapitre 9 : Entretien et gestion du réseau

Introduction :

Pour la réalisation d'un réseau d'assainissement et les ouvrages annexes, des investissements très importants sont consentis, donc le bon fonctionnement de ce réseau est recherché, cela ne sera acquis que si ce réseau est bien entretenu et bien géré.

IX-1/ Organisation de l'entretien des réseaux : [10]

L'organisation de l'entretien des réseaux doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement.

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

IX-2/ Surveillance des réseaux d'assainissement : [10]

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

1. Les caractéristiques géographiques et géométriques

- ✓ pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes etc.…
- ✓ Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.

2. Les caractéristiques hydrauliques :

- ✓ Pluviométrie ;
- ✓ Consommation d'eau ;
- ✓ Débit entrant dans le réseau ;

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- ✓ La sécurité du personnel ;
- ✓ La maintenance du réseau ;
- ✓ La protection du milieu urbain et de l'environnement ;

IX-3/ Les moyens d'exploitation : [10]

Dés que l'on parle d'exploitation, il convient de séparer deux cas :

- ✓ Celui des ouvrages visitables.

- ✓ Celui des ouvrages non visitables.

Par ailleurs, exploiter un égout, c'est le débarrasser de tout ce qui peut entraver son bon fonctionnement. C'est à dire de tout ce qui peut empêcher le transit de l'effluent vers la station d'épuration ou vers le milieu naturel.

XI-3-1/ Curage mécanique des égouts visitables : [10]

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

A– les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire)

B –les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

A/ Curage mécanique en présence d'eau : [10]

A-1/ Périodicité des travaux de curage : [10]

La périodicité du curage est fonction :

- ✓ Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,...) ;
- ✓ De l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas ;
- ✓ Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres;
- ✓ De la nature du roulage et des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...) ;

A-2/ Principe de curage : [3]

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajustage de section réglable par où s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part,

de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

Lorsque le radier est propre devant l'appareil, on débloque la vanne qui se déplace alors sous l'effet de la pression pour le caler à nouveau au contact des déblais et l'opération recommence.

B/ Curage mécanique sans présence d'eau : **[10]**

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

IX-3-2/Curage des ouvrages non visitables : [10]

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:

A - Procédé manuel.

B - Procédé hydrodynamique.

A)- Les procédés manuels de curage : **[10]**

L'entretien réalisé selon ces procédés met le personnel en contact directement avec l'effluent.

A-1/ La chasse d'eau : [3]

Ce procédé consiste à la réalisation d'une retenue en amont par obstruction de la canalisation par le bâtard d'eau. L'ouverture rapide de ce retenu crée en aval une chasse qui entraîne une grande partie des dépôts existants.

Ce procédé présente un certain nombre d'inconvénients ; mise en charge du réseau se répercutant sur les branchements particuliers et le dépôt dans la partie amont pendant la retenue.

A-2/ Le curage par la boule : [10]

A-2-1/ La boule flottante : [10]

Ce procédé est utilisé pour le curage du siphon ou de grands émissaires non visitables, car constamment en charge, une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer est introduite par un ouvrage spécial.. Cette boule, suit la génératrice supérieure du tuyau et se met en rotation du fait de la poussée amont et de la pression de l'eau sous la boule. Le courant d'eau, ainsi crée, entraîne les dépôts gênants l'avancement de la boule jusqu'à l'ouvrage de sortie qui permettra de la récupérer et d'éliminer les matières entraînées.

A-2-2/ La boule roulante : [10]

Elle active l'auto curage du collecteur. La boule a un diamètre de l'ordre de 50 cm et comporte des bourrelets en forme de (S). Le lâchage quotidien d'une boule dans les collecteurs entraînée par le courant remet en suspension et entraîne les dépôts.

B/ Le procédé hydrodynamique : [10]

Le curage hydrodynamique est généralement exécuté par une aspiratrice. Ces équipements, montés sur châssis camion, se composent d'une cuve d'un volume de 4 à 25 m^3 mise en dépression par une pompe à vide, d'un débit variant entre 500 et 1000 m^3/h. Les matières déposées sur le radier de l'ouvrage sont ainsi aspirées par l'intermédiaire d'un tuyau souple raccordé à l'arrière de la cuve.

Les aspiratrices sont principalement utilisées pour le nettoyage des bouches d'engouffrement, des bacs de dessablement.

Elles sont également, utilisées lors du curage des collecteurs visitables, car leur puissance d'aspiration permet d'aller chercher les sables assez loin par allongement des tuyaux d'aspiration.

IX-4/ Ventilation des égouts : **[8]**

Pour éviter la formation des matières dans les collecteurs, il faut la présence de l'air dans les égouts. Cette présence est due à une inspection régulière où les tuyaux de chute et de descente des immeubles ont une ventilation primaire à l'air libre.

IX-5/ Entretien des joint : [10]

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol, vibration dues à la circulation lourde et dues aux agressions chimiques.

Les défauts généralement se manifestent au niveau des join ts. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

IX-6/ Protection du milieu naturel et de l'environnement : [10]

Les réseaux d'assainissement sont susceptibles d'apporter des nuisances au milieu naturel. Les ouvrages pluviaux en système séparatif, les déversoirs d'orage en système unitaire, déversent toujours, dés qu'ils fonctionnent, une certaine pollution dans

les milieux récepteurs. Cette pollution, provient du lessivage des chaussées, de la remise en suspension des particules déposées dans les ouvrages du mélange avec les eaux usées.Le contrôle du fonctionnement de ces ouvrages et du réglage de leurs organes de manœuvre peut entraîner des améliorations très sensibles sur la qualité, La quantité d'effluents déversés,l'amélioration de l'exploitation des ouvrages notamment au niveau du curage et du dessablement répondrant au même souci mais gaiement elle évitera que le réseau rappelle sa présence par démonstration Subtile mais désagréable. Le déversement des matières entraîne des perturbations graves à l'activité des bactéries dans les stations d'épurations ainsi que des déversements d'eaux usées dans les milieux naturels. Pour pouvoir respecter ces objectifs on doit surveiller :

- L'intégrité physique des ouvrages : la surveillance est réalisée par des visites périodiques des ouvrages visitables et par télévision pour les canalisations. Ces visites pourront être complétées par l'examen de la déformation des chaussées, par le contrôle des ouvrages annexes et par les réseaux

- Le fonctionnement hydraulique : la surveillance est essentielle pour assurer une évacuation meilleure des eaux usées ou pluviales vers les lieux de destination. La surveillance est faite par l'observation des phénomènes purement hydrauliques en plusieurs points du réseau. Les paramètres hydrauliques sont obtenus par la mesure des hauteurs d'eau et les vitesses des effluents. Donc la comparaison entre l'hydrogramme théorique et de celui mesuré est un moyen de surveillance de bon fonctionnement hydraulique des ouvrages d'assainissement.

- la quantité des effluents : la surveillance est faite par un contrôle général des effluents par station de prélèvement mise en place pour de longues durée. Ces postes de mesure devraient permettre de constater toute évolution dans la qualité des effluents par un contrôle ponctuel notamment au niveau des branchements particuliers.

CONCLUSION :

Afin d'assurer le bon fonctionnement des ouvrages et augmenter la durée de vie de notre réseau, il faut prendre les mesures suivantes :

-Limitation maximale de l'entrée des déchets dans les égouts avec généralisation des bouches d'engouffrement a grilles.

-Etablir un programme de nettoyage du réseau (regards), ces travaux d'entretien nécessitent un effectif de 40 a 50 personnes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Cette étude nous a permis d'étudier l'état actuel des rejets du réseau d'assainissement existant de la ville de TENES et nous avons évalué le nombre d'habitants pour l'horizon (2038).

Pour l'élaboration de cette étude, nous avons étudié a plusieurs variantes, et après le calcul nous avons opté pour la solution la plus adéquate qui prend en considération des conditions locales ; réseau existant, densité d'habitat et la topographie.

Cependant les solutions apportées sont les plus adéquates, avec :

- projection des nouveaux collecteurs.
- changement de certains collecteurs existants.
- projection du collecteur qui va vers la step.

Référence bibliographique

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] ANRH. Données Pluviométrique. Document interne, BLIDA/2013,4p.

[2] Bénina Touaïbia. Manuel pratique d'hydrologie, Blida(Algérie)/2004,22p.

[3] Boualem Salah. Cours d'assainissement, ENSH, Blida/1993,31p.

[4] François G, Brière. Hydraulique urbaine, université LAVAL/2004,7p.

[5] Jacques Bonnin. Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris (France)/1986,2p.

[6] Mustapha Boukhelifa. Cours pompe et station de pompage /2013,16p.

[7]François G, Brière. Distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal p187/1997,3p.

Site Web

[8] http://**www.startimes2.com**

[9] http://**maps.google.com/maps**

[10] http://**www.wikipedia.com**

Logiciel hydraulique

[11] HYDRAULAB. Jaque Laborde/2003.