

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ASSAINISSEMENT

THEME :

CONCEPTION DU RESEAUX D'ASSAINISSEMENT DES LOCALITES NORD DE ZIGHOUD YUCEF – POS 10 ET LA ZONE D'ACTIVITES COMMERCIALES (W.CONSTANTINE)

Présenté Par :

LARABA SOFIANE

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
Mme BELLABES Salima	M.A.A	Examinatrice
Mr BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.A	Examinateur
Mme DERNOUNI Fouzia	M.A.A	Examinatrice
Mme SADOUNE Samra	M.C.B	Promotrice

Session Juin- 2018

Dédicace

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

***M**on cher père et **M**a chère mère. **P**our tous les sacrifices qu'ils
ont consentis pour que je réussisse.*

***M**es deux frères et **M**a sœur.*

***T**oute ma famille.*

***T**ous mes amis sans exception.*

Remerciements

*Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage et de patience pour achever mes études.*

*Puis, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à ma promotrice **M^{me} S.SADOUNE** pour m'avoir ouvert ses portes et qui a contribué à l'élaboration de ce mémoire.*

Je remercie aussi tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin

Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce travail.

ملخص :

تشهد ولاية قسنطينة عدة تجمعات سكانية بدون شبكة للصرف الصحي وصرف مباشر في البيئة الطبيعية. إن الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة شبكة التطهير للتجمع السكني الشمالي لمدينة زيغود يوسف قسنطينة، حيث تعرضنا إلى تقدير كمية المياه المستعملة ومياه الأمطار ثم حددنا مخطط وضع هذه الشبكة آخذين بعين الاعتبار كل المعطيات المتعلقة بالمنطقة (طبوغرافيا، مناخ ومخطط العمران...) وذلك بغية صرف المياه خارج المدينة في ظروف حسنة وفقا للمقاييس المعمول بها مع مراعاة الشروط الضرورية للحفاظ على البيئة والمحيط.

Résumé :

La wilaya de Constantine connaît des agglomérations et localités sans réseaux d'assainissement et/ou des rejets directs dans le milieu naturel.

L'objectif principal de notre mémoire est l'étude du réseau d'assainissement des localités nord de la ville de ZIGHOUD YUCEF wilaya de Constantine. C'est dans ce sens que nous avons évalué les différents débits usés et pluviaux, tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données de la ville (topographie, plan d'urbanisation, climat) et assurer une évacuation de ces eaux en dehors de la ville et leurs rejets qui nuisent à l'environnement.

Abstract:

The wilaya of Constantine knows cities and towns without sanitation networks and/or direct discharges into the natural environment.

The main aim of our dissertation is to study the sewage network of the North agglomeration of the city ZIGHOUD YUCEF of CONSTANTINE. Our study is based on the assessment of the amount of wastewater and the drainage system to identify the design of the network taking into consideration all data that are related to the region. Thus, we have used topography, weather and urbanization maps to direct

the water outside the city in good circumstances and according to the needed measures in a way that serves our environment.

SOMMAIRE

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

I.1 Introduction :	3
I.2 Présentation générale de la région d'étude	3
I.2.1 Situation géographique et administrative	3
I.2.2 Relief	4
I.2.3 Hydrographie	5
I.2.4 Situation géologique	5
I.2.5 Climat et précipitations	5
I.2.6 Situation démographique :	6
I.2.7 Situation actuelle de l'alimentation en eau potable	7
I.2.8 Industries	8
I.3 Conclusion	8

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

II.1 Introduction :	10
II.2 Les averses :	10
II.3 Choix de la période de retour :	10
II.4 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	10
II.5 Analyse des données pluviométriques :	11
II.6 Choix de la loi d'ajustement :	14
II.7 Loi de GUMBEL :	14
II.8 Loi de Galton (Log Normal) :	18
II.9 Comparaison entre les deux lois d'ajustement :	20
II.10 Pluie de courte durée :	21
II.11 Conclusion :	22

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE

III.1 introduction :	24
III.2 Différents Systèmes D'évacuation :	24
III.2.1 Système unitaire :	24
III.2.2 Système séparatif :	25
III.2.3 Système pseudo séparatif :	26
III.3 Choix du système d'assainissement :	26
III.4 Différents schémas d'évacuation :	27
III.4.1 Schéma Perpendiculaire :	27
III.4.2 Schéma par Déplacement Latéral :	28
III.4.3 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique :	28
III.4.4 Schéma à Collecteur Etagé :	28
III.4.5 Schéma Type Radial :	29

III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation :	29
III.6 Découpage de site d'étude en surface élémentaires :	30
III.7 Choix du coefficient de ruissellement :	30
III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :	31
III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	32
III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	32
III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :	33
III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	33
III.7.6 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :	34
III.8 Estimation de la population :	35
III.8.1 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	36
III.9 Conclusion :	37

CHAPITRE IV : ESTIMATION DES DEBITS

IV.1 Introduction	39
IV.2 Évaluation des débits d'eaux usées	39
IV.2.1 Origine des eaux usées :	39
IV.2.2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :	40
IV.2.3 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :	40
IV.2.4 Estimation du débit des équipements :	41
IV.3 Évaluation du débit d'eau pluviale :	42
IV.3.1 Méthode rationnelle :	43
IV.3.2 Méthode superficielle :	44
IV.3.3 Choix de la méthode de calcul :	47
IV.4 Conclusion :	48

CHAPITRE V : CALCUL HYDRAULIQUE

V.1 Introduction :	49
V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :	49
V.3 Conception du réseau :	49
V.4 Mode de calcul : [09]	50
V.5 COLLECTEURS TERTIAIRES	53
V.6 COLLECTEURS SECONDAIRES	57
V.7 COLLECTEUR PRINCIPAL	64
V.8 Conclusion :	66

CHAPITRE VI : ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET SES OUVRAGES ANNEXES

VI.1 Introduction :	79
VI.2 Les ouvrages principaux :	79

VI.2.1 Canalisations :	79
VI.2.2 Type de canalisation :	79
VI.2.3 Choix du type de canalisation :	80
VI.2.4 Les joints des conduites en béton armé :	81
VI.2.5 Différentes actions supportées par la conduite :	82
VI.3 Ouvrages annexes :	82
VI.3.1 Ouvrages normaux :	83
VI.3.2 Ouvrages spéciaux :	87
VI.4 Conclusion :	90

CHAPITRE VII : STATION DE POMPAGE

VII.1 Introduction.....	92
VII.2 Les stations de pompages en assainissement.....	92
VII.2.1 Rôle des stations de pompage.....	92
VII.2.2 Particularités des stations de pompage d'eaux usées.....	93
VII.2.3 Conception générale	93
VII.2.4 Intégration des stations dans l'environnement	93
VII.2.5 Bruits et vibrations.....	94
VII.2.6 Odeurs	94
VII.2.7 Groupes électropompes	94
VII.2.8 Choix de nombre et du type de pompe	95
VII.2.9 Critère du choix d'une pompe	95
VII.3 Dimensionnement de la Conduite de refoulement.....	95
VII.3.1 Choix du matériau de la conduite	95
VII.3.2 Diamètre économique de la conduite de refoulement	96
VII.4 Dimensionnements des pompes pour la station de pompage	102
VII.4.1 Choix des pompes pour notre station.....	103
VII.4.2 Choix de l'emplacement et du type de la station de pompage.....	103
VII.4.3 Données de base initiales.....	104
VII.4.4 Type de bâtiment de la station	104
VII.4.5 Equipements du poste de refoulement	105
VII.4.6 Détermination Du Volume De La Bâche D'eau :	105
VII.4.7 Surface De La Bâche (S)	105
VII.4.8 Détermination de la hauteur manométrique totale.....	106
VII.5 Dimensionnement de la Conduite à écoulement a surface libre.....	107
VII.6 Conclusion	110

CHAPITRE VIII : POSE CANALISATION

VIII.1 Introduction :	113
-----------------------	-----

VIII.2 Exécution des travaux :	113
VIII.2.1 Manutention et stockage des conduites :	113
VIII.2.2 Décapage de la couche de terre végétale :	114
VIII.2.3 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :	114
VIII.2.4 Exécution des tranchées :	114
VIII.2.5 Aménagement du lit de pose :	115
VIII.2.6 Protection contre les effondrements :	115
VIII.2.7 Pose des canalisations en tranchée :	117
VIII.2.8 Mise en place des conduites :	117
VIII.2.9 Assemblage des conduites	117
VIII.2.10 Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints :	118
VIII.2.11 Exécution des regards	118
VIII.2.12 Remblaiement des tranchées :	119
VIII.3 Choix des engins :	120
VIII.3.1 Pour le décapage de la couche de la terre végétale :	120
VIII.3.2 La niveleuse :	120
VIII.3.3 Pour l'excavation des tranchées :	121
VIII.3.4 Pour le remblaiement des tranchées :	122
VIII.3.5 Pour le compactage :	122
VIII.4 Devis quantitatif et estimatif :	123
VIII.4.1 Détermination des différents volumes :	123
VIII.5 Conclusion :	126

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Tableau I.1 : Température moyenne mensuelle	5
Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations.....	6
Tableau I.3 : Population actuelle et future.....	6
Tableau I.4 : Inventaire des stations de pompage et production en eau potable de la ville de ZIGHOUD YUCEF	7
Tableau I.5 : Ouvrages de stockage de la ville de ZIGHOUD YUCEF	7

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Tableau II. 1 -coordonné de la station	11
Tableau II.2 : Précipitations maximales journalière (mm) 1970-2010.....	12
Tableau II .3 : Ajustement à la loi de Gumbel	17
Tableau II.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel pour la période de retour de 10ans	18
Tableau I I . 5 : Ajustement à la loi de Galton	19
Tableau II.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour la période de retour de 10ans	20

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE.....

Tableau III.1 : Surface des sous bassins de la zone d'étude.....	29
Tableau III.2 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	31
Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :.....	31
Tableau III 4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population : ..	32
Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	32
Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	33
Tableau III.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	33
Tableau III.8 : Population actuelle et future	35
Tableau III.9 : nombre d'habitants :	36

CHAPITRE IV : ESTIMATION DES DEBITS

Tableau. IV-1 : Estimation du débit des équipements.....	40
Tableau. IV-2 : Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin	41
Tableau. IV-3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins. ...	45
Tableau. IV-4 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.....	46
Tableau. IV-5 : Calcul du débit total pour chaque sous bassin	47

CHAPITRE V : CALCUL HYDRAULIQUE

Tableau.V.1 : Collecteurs tertiaire.....	54
Tableau.V.2 : Collecteurs secondaire.....	58
Tableau.V.3 : Collecteurs principal	65

CHAPITRE VII : STATION DE POMPAGE	78
Tableau VII.1 : Dimension et prix des tuyaux en PEHD (fourniture et pose)	95
Tableau VII.2 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre refoulement.....	99
Tableau VII.3 : Frais d'amortissement en fonction du diamètre refoulement	100
Tableau VII.4 : Bilan des frais d'exploitations et d'amortissements refoulement.....	100
Tableau VII.5 : Caractéristiques techniques de la pompe choisie.....	102
Tableau VII.6 : résultats de calcule des pertes charge linéaire.....	106
Tableau VII.7 : Dimensionnement de la conduite à écoulement à surface libre.....	108
CHAPITRE IV : POSE CANALISATION.....	116
Tableau VIII.1 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	129

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'AGGLOMERATION

Figure I.1 : Plan de situation de Zighoud Youcef wilaya de Constantine. (DRE)	3
---	---

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Figure II.1 : Ajustement à la loi de Gumbel	18
Figure II.2 : Ajustement à la droite de Galton	20

CHAPITRE III : CALCUL DE BASE

Figure III.1 : Représentation schématique d'un réseau unitaire	24
Figure III.2 : Représentation schématique d'un réseau séparatif.....	25
Figure III.3 : Schéma perpendiculaire	26
Figure III.4 : Schéma à déplacement latéral	27
Figure III.5 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	27
Figure III.6 : Schéma à Collecteur Etagé.....	28
Figure III.7 : Schéma Type Radial.....	28

CHAPITRE V : CALCUL HYDRAULIQUE

Organigramme du programme- V.1.....	52
-------------------------------------	----

CHAPITRE IV : ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU

ET SES OUVRAGES ANNEXES

Figure VI.1 Joint type Rocla	80
Figure VI.2 Joint à demi-emboîtement	80
Figure VI.3 Joint à collet	81
Figure VI.4 bouches à accès latéral	83
Figure VI.5 bouches à accès par ledessus	83

CHAPITRE VII : STATION DE RELEVAGE

Figure VII-1 : diamètre économique.....	101
---	-----

CHAPITRE IV : POSE CANALISATION

Figure.VIII.1- Entreposage en pile	118
Figure VIII.3- talus avec parois verticale	120

Figure VIII.5- protection avec blindage	121
Figure VIII.6- pose de conduite avec une pelle	122
Figure VIII.7- Assemblage des conduites.....	123
Figure VIII.8-Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite	124
Figure VIII-9 : Bulldozer	125
Figure VIII-10 : Niveleuse automotrice.....	125
Figure VIII-11 : Pelle équipée en rétro	126
Figure VIII-12 : Chargeur	127
Figure VIII-13 : compacteur	127

LISTE DES PLACHES

Planche N°1 : Plan de masse et réseau projeté des localités nord ZIGHOUD YUCEF

W.CONSTANTINE

Planche N°2 : Profil en long du collecteur principal

Planche N°3 : Levé topographique avec tracé en plan de la conduite de refoulement et de la conduite gravitaire

Planche N°4 : Profil en long de la conduite de refoulement

Planche N°5 : Profil en long de la conduite gravitaire

INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement est un ancien art qui s'est énormément développé avec le temps pour devenir récemment une science essentielle, qui grâce à ses procédés et de voie hydraulique permet d'évacuer rapidement différents déchets provenant d'une agglomération humaine ou plus généralement d'un centre d'activité économique.

La croissance démographique et le développement des villes ainsi que le changement du niveau de vie traduit par un accroissement des déchets en quantité et qualité, et d'autres facteurs ont permis le développement de cette science ainsi que d'autres moyens pour la rendre moins nocive à l'environnement.

La wilaya de Constantine connaît plusieurs agglomérations et localisées sans réseaux d'assainissement et/ou des rejets directs dans le milieu naturel.

Dans notre mémoire de fin d'étude, notre but est le dimensionnement du réseau d'assainissement des localisées nord de ZIGHOUD YUCEF wilaya de Constantine, pour l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales vers la station d'épuration qui se situe plus au Sud de la ville ZIGHOUD YUCEF, ainsi que le dimensionnement des accessoires formants ce réseau.

I. CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'AGGLOMERATION



I.1 Introduction :

Au cours de ces dernières années, le développement urbain de la wilaya de Constantine a connu un effort considérable. Constantine l'une des plus importantes agglomérations du pays. La ville qui reprend son droit de ville touristique s'investit depuis quelques années pour renouveler la qualité urbaine notamment par des projets d'embellissement minutieux pouvant léguer à cette ville historique son visage coutumier.

I.2 Présentation générale de la région d'étude

I.2.1 Situation géographique et administrative

La ville de ZIGHOUD YUCEF est situé à environ **25km** au nord de la ville de Constantine sur la route nationale **RN 03**, Constantine - Skikda, appartenant administrativement à la wilaya de Constantine sur une surface de **23596 hectares** elle est limitée :

A l'Est ; Par la ville de Skikda ;

A l'Ouest ; Par la commune de BENHIDENE ;

Au Nord ; Par la commune de BENI WELDANE (wilaya de Skikda) ;

Au Sud ; Par la commune de DIDOUCHE MOURAD ;

Au Sud Est ; Pas la commune de BEN BADIS.

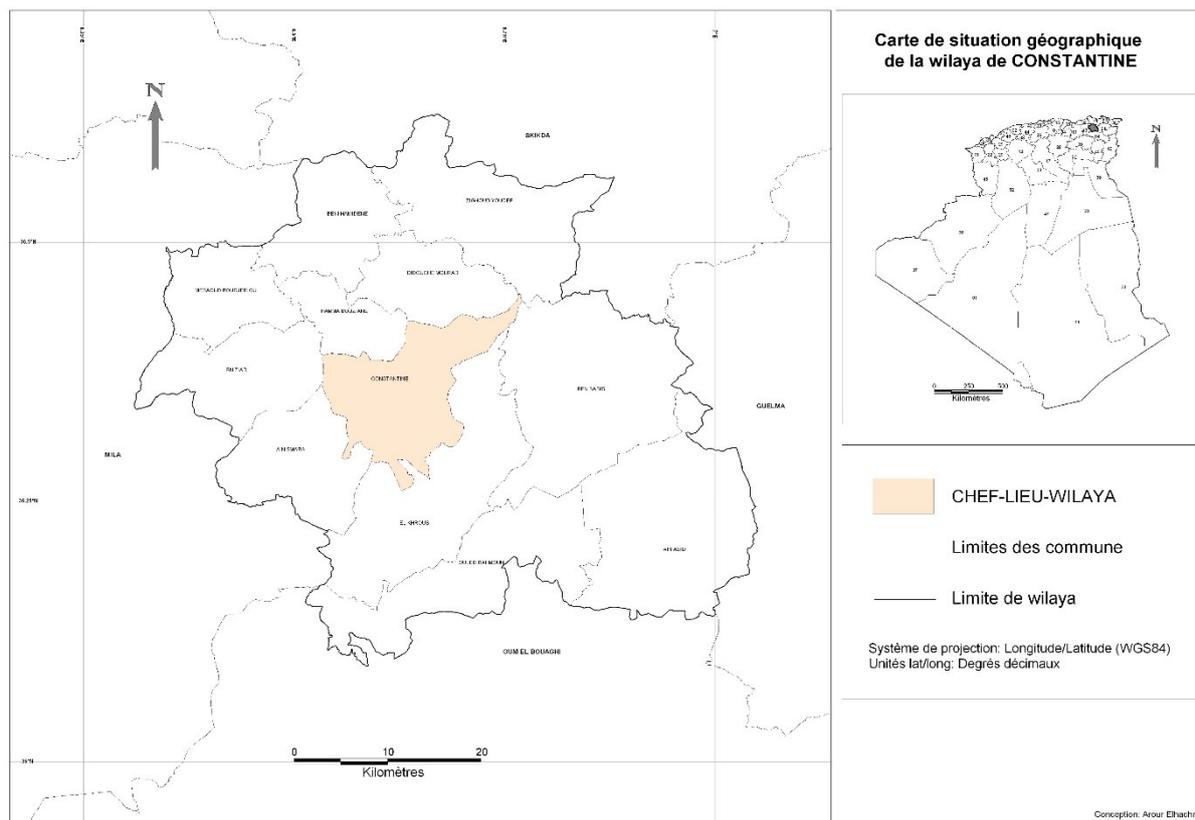


Figure I.1 : Plan de situation de Zighoud Youcef wilaya de Constantine. (decoupage administratifalgerie.blogspot.com)

I.2.2 Relief

Zighoud Youcef est une zone alternative entre les hauts plateaux et les séries montagneuses côtières, elle se caractérise par une topographie dure et elle contient deux catégories de relief :

La première : on la trouve dans les limites Est et Nord, dans les extrémités de la commune, on trouve un style montagneux et un relief pouvant atteindre l'altitude de 800 m. l'ensemble des surfaces que compte cette catégorie de relief représente un quart (1/4) de la surface totale de la commune.

La deuxième : on la trouve à l'intérieure des bassins au long des plaques séparées l'une de l'autre par des plateaux à fortes pentes entre 3% et 25%. La moyenne d'altitude dans la commune est de 700 m entre Djebel Wahch 1200 m et oued Rrahim.



I.2.3 Hydrographie

Vue la situation topographique de la région, le bassin de Zighoud Youcef est un passage de réseau hydrographique dense et contient plusieurs grand bassins, les cours d'eau les plus important de Zighoud Youcef sont :

- Oued Zighoud Youcef (Smandou) qui commence dans Djebel Wahch et se dirige vers le Nord- Ouest et qui traverse la ville.
- Oued Beni Brahim qui se situe à l'Est de la ville et que se dirige vers le Sud-Est.
- Oued Elkhanga à proximité de Douar M'jadria et se connecte avec Oued Beni Brahim.
- Oued Sbikha au Nord de la ville.

I.2.4 Situation géologique

La zone concernée par cette étude contient des caractéristiques géomorphologiques géologiques et géotechniques différentes et la possibilité d'aménagement dépend essentiellement de l'équilibre et les conditions d'écoulement et l'évacuation des eaux et en tenant compte de ces données on remarque :

Terrains aménageables: on distingue deux catégories, le premier se situe au Nord-Ouest et au Sud Est de la ville avec des pentes allant de 3% à 15% le sol est constitué de marne et de marne limoneuse, la deuxième catégorie se situe au Sud-ouest de l'Oued Beni Brahim à l'Est de la route nationale N°3 de pente allant de 5% à 8% le sol de cette deuxième catégorie est constitué de marne limoneuse grise et rouge brique. ^[12]

Terrains peu aménageables: les terrains situés au Nord de la ville montrent la présence de couches de lignite et des galeries de mines qui remontent aux années quarante de plus une nature instable du sol qui la rend sujet au glissement ce qui rend cette partie de la ville plus difficile à aménager. ^[12]

Terrains non aménageables : ce sont une sorte de terrains qu'il faut éviter vu le danger que peut engendrer leur aménagement, ils se situent au Nord, au Sud, au Sud Est et à l'extrême Nord Est, et ce danger est la cause de glissement de terrains vu l'absence de la stabilité de ses composants et sa nature molle. ^[12]

I.2.5 Climat et précipitations

La région appartient au climat continental qui est caractérisé par un été chaud et sec où la température peut atteindre 34.7°C au mois de juillet et un hiver froid et humide alors que la



température baisse jusqu'à 2.5°C en janvier, et les vents qu'on trouve sont les vents Nord Est et les vents Nord-Ouest.

1) Températures :

Tableau I.1 : Température moyenne mensuelle

mois		Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
T°C	TM	12.3	13.4	16.7	19.7	25.6	31.3	34.7	34.2	28.6	24.4	17	12.9
	Tm	2.5	2.8	4.9	7.2	11.5	15.7	18.5	18.8	15.4	11.8	6.6	3.8
	Tmoy	7.4	8.1	10.8	13.5	18.6	23.5	26.6	26.5	22	18.1	11.8	8.4

(Source ANRH Constantine, période 1970/2010 station de Ain el bey)

TM : Température maximale moyenne

Tm : Température minimale moyenne

Tmoy : Température moyenne (TM + Tm) /2.

2) Précipitations :

Il est très important de préciser la pluie moyenne annuelle qui tombe sur la région étudiée. Pour cela on a contacté le service climatologique de l'Agence Nationale des ressources Hydrauliques pour nous informer sur les stations pluviométriques qui sont proches et qui conviennent à notre zone d'étude ; on nous a donné les informations suivantes :

Tableau I.2 : Répartition mensuelle moyenne des précipitations

mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mars	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
P (mm)	37.05	11	8.43	13.98	39.93	22.55	37.78	56.45	18.53	37.18	58.15	48.07

(Source ANRH Constantine, période 1970/2010 station de Ain el bey)

I.2.6 Situation démographique :

L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n \dots\dots\dots (I.1)$$

Où :

P : Population future.

P_0 : Population de l'année de référence.

t : Taux d'accroissement démographique.

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

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1.83 % d'après APC de CONSTANTINE à partir de l'année de référence 2008.

Tableau I.5 : Population actuelle et future.

Horizons	2008	2018	2048
Ville de Zighoud Youcef	9852	11811	20350

I.2.7 Situation actuelle de l'alimentation en eau potable

1) Production :

La ville de ZIGHOUD YUCEF, en question d'eau potable et selon les données reçues de la direction de l'hydraulique, la production de l'eau est réalisée par la source de HAMMAM SOUKHNA commune de HAMMA BOUZIANE ; à partir de deux (02) forages constituant les seules ressources qui alimentent actuellement la ville de ZIGHOUD YUCEF. Pour les stations de pompage, sont tabulés dans le tableau I.6

Tableau I.6 : Inventaire des stations de pompage et production en eau potable de la ville de ZIGHOUD YUCEF

Nombre de stations	Heures de pompage (h)	Volume produit (m ³ /j)
06	16	6412

(Source DRE- Constantine, 2016)

2) Stockage :

Pour assurer une bonne distribution, la ville de ZIGHOUD YUCEF a de multiples ouvrages de stockages assurant chacun l'alimentation d'une partie des localités, comme indiqué dans les tableaux I.8.

Tableau I.8 : Ouvrages de stockage de la ville de ZIGHOUD YUCEF



nombre de réservoirs	Capacité (m3)	Observation
18	4670	Existants
01	2000	En cours de réalisation
Total	6670	

(Source DRE- Constantine, 2016)

3) Dotation :

La dotation théorique a été fixée par les services de la direction des ressources en hydraulique de wilaya de Constantine à 160 l/hab/j. Le réseau actuel est un réseau maillé avec quelques ramifications. Le taux de raccordement en eau potable est de 100%, car la grande majorité des habitations sont collectives et relativement récentes.

I.2.8 Industries

La ville de ZIGHOUD YUCEF abrite quelques ateliers de fabrication artisanale comme la tapisserie, le tissage et les produits de décoration. Ainsi que plusieurs abattoirs et entrepôts de stockage

I.3 Conclusion

Ce chapitre nous a permis de connaître plus clairement les caractéristiques de notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique. On a pu constater que le climat de la région est continental avec des précipitations qui varient entre 400mm et 600mm par ans, ainsi qu'une dotation de 160 l/hab/j soit un volume moyen de 1576.32m³/j. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du projet qui consiste à l'étude de dimensionnement du réseau d'assainissement de la dite agglomération.

II. CHAPITRE II : ETUDE **HYDROLOGIQUE**



II.1 Introduction :

Dans notre domaine le but principal de l'étude hydrologique est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses qui revêt une importance capitale en hydrologie dont l'intérêt est d'évaluer la quantité des eaux pluviales pour un bassin versant donné.

II.2 Les averses :

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

II.3 Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix d'une période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance. ^[1]

II.4 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

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

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



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

$$I_t = \frac{h}{t} \quad (\text{II.1})$$

I_t : Intensité moyenne maximales en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

Pour le calcul de l'intensité, on doit Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats, calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation, et en fin calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.5 Analyse des données pluviométriques :

Dans notre étude on prend une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre. La station de Constantine est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le Tableau II.1 :

Tableau II.1 -coordonné de la station de Ain el bey

Code station :	100410
X :	850,350 km
Y :	344,750 km
Z :	595 m

Le traitement statistique des données pluviométriques consiste à déterminer non seulement les Caractéristiques empiriques de la série de précipitations maximales journalières, mais aussi son quantile de période de retour de 10ans.

La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le Tableau II.2 :

Tableau II.2 : Précipitations maximales journalière (mm) 1970-2010

n	Année	P_{jmax} (mm)	n	Année	P_{jmax} (mm)
1	1970--71	35,5	21	1990-91	130,0
2	1971-72	44,1	22	1991-92	72,3
3	1972-73	53	23	1992-93	53,2
4	1973-74	27	24	1993-94	63,9
5	1974-75	37,7	25	1994-95	37,8
6	1975-76	33,5	26	1995-96	29,2
7	1976-77	62,2	27	1996-97	39,6
8	1977-78	25,5	28	1997-98	49,8
9	1978-79	53	29	1998-99	36,1
10	1979-80	37	30	1999-00	35,0
11	1980-81	43,6	31	2000-01	45
12	1981-82	29	32	2001-02	23,6
13	1982-83	64,9	33	2002-03	50,2

Tableau II.2: Précipitations maximales journalière (mm) (1970-2010) (Suite)

n	Année	P _{jmax} (mm)	n	Année	P _{jmax} (mm)
14	1983-84	102,7	34	2003-04	40,5
15	1984-85	29,1	35	2004-05	72,3
16	1985-86	49,1	36	2005-06	35,4
17	1986-87	28,0	37	2006-07	35,7
18	1987-88	49,6	38	2007-08	57,8
19	1988-89	37,6	39	2008-09	31,1
20	1989-90	40,5	40	2009-10	75,6

(Source ANRH Constantine code 100410)

II.6. Les caractéristiques empiriques :

➤ La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{max,j}}$ durant 40 ans d'observations est donnée comme suit :

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

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} = 47mm$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 40 ans).

➤ L'écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ »

Pour n Supérieur à 30 ans on a :

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



D'où :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^{29} (P_{\max,j} - 44)^2} \right] = 21.2$$

➤ Coefficient de variation : « Cv » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} = \frac{21,20}{47} \quad (\text{II.4})$$

$$C_V = 0.45$$

II.6 Choix de la loi d'ajustement :

Après avoir calculé les caractéristiques empiriques, il faut choisir une loi de probabilité susceptible de s'ajuster d'une manière adéquate à la série d'observation. Cette pratique revient donc à ajuster une loi théorique de répartition des fréquences à un échantillon. Les critères de choix sont liés d'abord à un ajustement graphique. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi.

II.7 Loi de GUMBEL :

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II-5})$$

$$\text{Tel que :} \quad y = a(x - x_0) \quad (\text{II-6})$$

Avec :

y : variable réduite de GUMBEL

x : précipitation maximale journalière (mm)

x_0 : ordonnée à l'origine en (mm)

$$\text{On peut écrire : } y_i = -\ln(-\ln(F(x_i))) \quad (\text{II-7})$$

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

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3...m.



- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \quad (\text{II-8})$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

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

$$Y_i = - \ln (-\ln(F(x_i))) \quad (\text{II-9})$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x₀ »

- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL

➤ **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel : [08]**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$x = (1/a)y + x_0 \quad (\text{II-10})$$

Avec :

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x \quad (\text{II-11})$$

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

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = (0,78)(21.20) = 16.53 \text{ mm}$$

Et x₀ représente l'ordonnée à l'origine

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{y} \quad (\text{II-12})$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=40} y_i}{N} \quad (\text{II-13})$$



$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=40} y_i}{N} = 0,57mm$$

$$X_0 = 47 - (16.53) \cdot (0,57) = 39.26$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$X = 16.53 y + 39.26$$

$$P_{\max,j} (p\%) = 16.53 y + 39.26$$

- Coefficient de corrélation r : [08]

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II-14})$$

Donc r=0.96

On voit que r = 0.96 > 0.8 donc la corrélation est acceptable.

Tableau II.3 : Ajustement à la loi de Gumbel

T	F	P _{moy} (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000.0	0.9999	189	25.6	139 - 240
2000.0	0.9995	163	21.2	121 - 205
1000.0	0.9990	151	19.3	114 - 189
200.0	0.9950	125	15.0	95.5 - 154
100.0	0.9900	113	13.1	87.7 - 139
50.0	0.9800	102	11.3	79.8 - 124
20.0	0.9500	86.5	8.83	69.2 - 104
10.0	0.9000	74.65	6.99	60.9 - 88.3
5.0	0.8000	62.3	5.17	52.1 - 72.4

Suite tableau II.3 : Ajustement à la loi de Gumbel

3.0	0.6667	52.4	3.90	44.7 - 60.0
2.0	0.5000	43.5	3.07	37.5 - 49.6

Avec :

T : période de retour (ans)

F(x) : probabilité au non dépassement

$P_{p\%}$: précipitations maximales journalières (mm) pour une probabilité P%

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel Hyfran on a obtenu :

Tableau II.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	$P_{10\%}$ (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	74.65	6.99	60.9 - 88.3

Tableau N°II.5 -Résultat du test d'adéquation (X^2)

X^2	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	X^2 Théo
4.55	0.3365	4	7	9.49

L'ajustement de la série pluviométrique par la loi de Gumbel est montré dans le graphe suivant

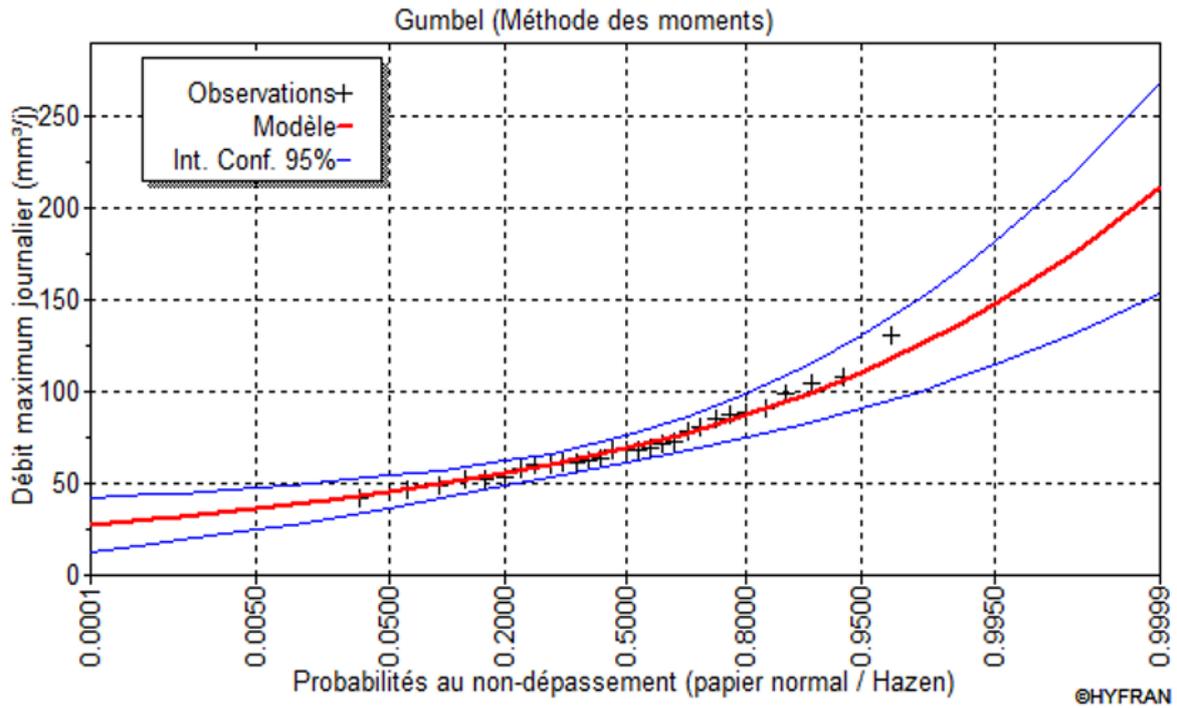


Figure II.1 : Ajustement à la loi de Gumbel de P_{jmax}

II.8 Loi de Galton (Log Normal) :

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (II.15)$$

Ou :

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

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

$$\overline{\text{Log } x(p \%)} = \overline{\text{Log } x} + \sigma_x \text{Log } u(p \%) \quad (II.16)$$

$$\overline{\text{Log } x} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log } x}{N} \quad (II.17)$$

$$\overline{\text{Log } x} = 1,64$$

$$\sigma_x \log X_i = 0,163$$

$$P_{\max,j} (10\%) = 10^{\overline{\text{Log} \lambda} + \sigma_x \text{Log } u(p \%)} = 10^{1.64+0,163 (u(p \%))}$$

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel Hyfran on a obtenu :

Tableau II.6: Ajustement à la loi de Galton

T	F	P _{moy} (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
10000	0.9999	177	30.1	118 - 237
2000	0.9995	151	23.1	106 - 196
1000	0.999	140	20.3	100 - 180
200	0.995	115	14.4	86.9 - 144
100	0.99	105	12.2	81.0 - 129
50	0.98	94.6	10.1	74.9 - 114
20	0.95	81.1	7.48	66.4 - 95.8
10	0.9	70.7	5.73	59.5 - 81.9
5	0.8	59.9	4.17	51.7 - 68.0
3	0.6667	51.3	3.2	45.0 - 57.5
2	0.5	43.6	2.6	38.5 - 48.7

Tableau N°II 7-Résultat du test d'adéquation (X2)

X ²	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	X ² Théo
3.10	0.5407	4	7	9.49

L'ajustement de la série pluviométrique par la loi de Galton est montré dans le graphe suivant

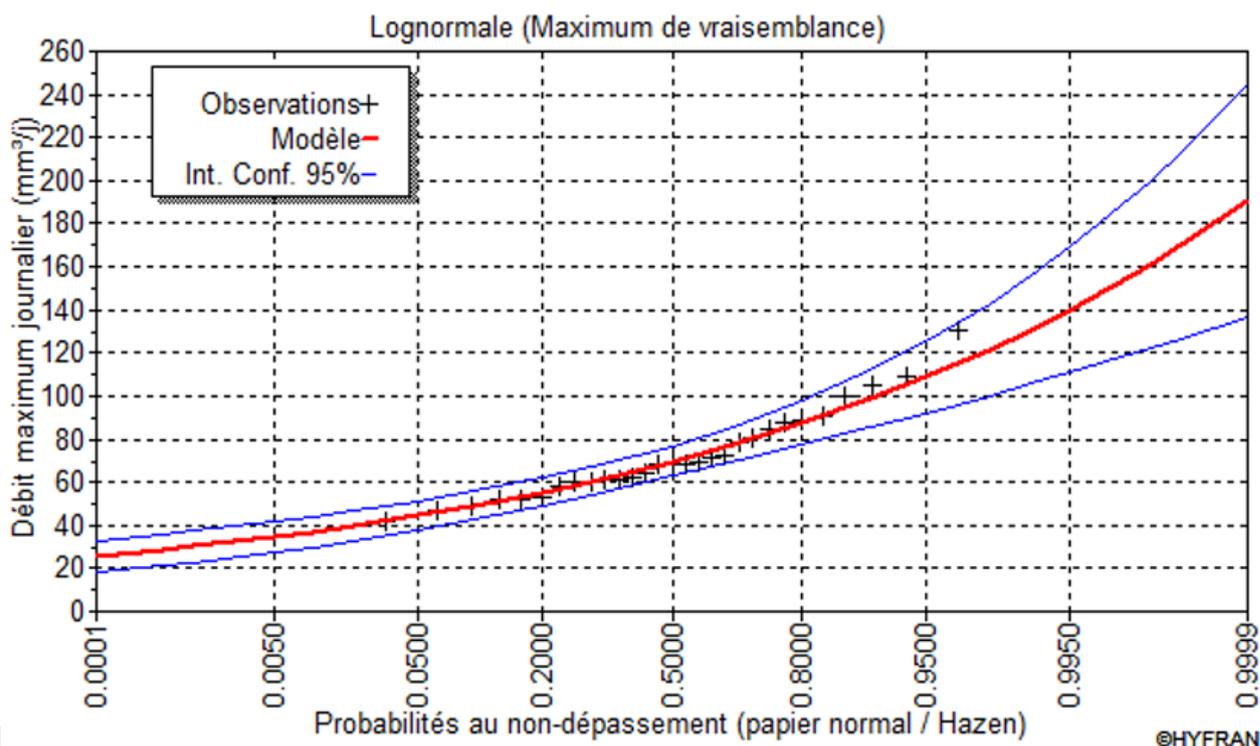


Figure II.2 : Ajustement à la droite de Galton de P_{jmax}

Tableau II.7 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	$P_{10\%}$ (mm)	Ecart-type (mm)	Intervalle de confiance mm) (95%)
10.0	0.9000	70.7	5.73	59.5 - 81.9

II.9 Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

La comparaison entre les deux lois d'ajustement va être faite en se basant sur le logiciel « Hyfran » et cela en traçant sur un même graphe les deux lois d'ajustement Gumbel et Galton. Le graphique obtenu en faisant la comparaison est illustré dans la figure qui suit :

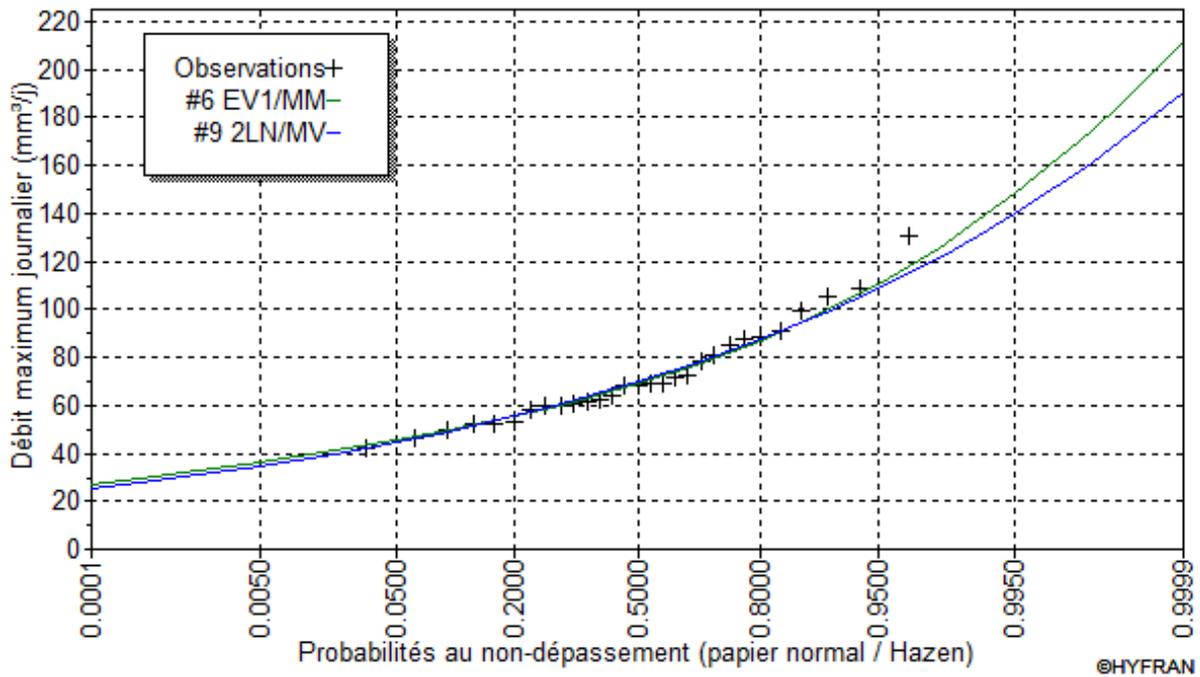


Figure N°II 5 -Comparaison entre les deux lois d'ajustement

Remarque :

On remarque que les deux méthodes nous donnent des résultats très proche, d'après le test de X^2 on remarque que la loi de Gumbel donne le bon résultat par rapport à la loi de Log normal on a remarqué aussi que le nuage de points des valeurs de la loi Gumbel est plus proche à la droite d'ajustement théorique par rapport au nuage des points ajusté par la loi de Log normal, donc on utilise la loi de Gumbel.

II.10 Pluie de courte durée :

La connaissance des pluies de courte durée est indispensable dans de domaine de l'assainissement. L'intensité moyenne maximale de durée de 15min, pour une période de retour de 10ans $\bar{i}_{15mn,10\%}$ entre dans le calcul des débits pluviaux doivent passer dans le collecteur.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence 15 min nous utilisons la formule (II.18) ^[08] :



$$\bar{i}_{15\text{mn},10\%} = \frac{P_{\text{max},15\text{mn},10\%}}{15\text{min}} \quad (\text{II.18})$$

$\bar{i}_{15\text{mn},10\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 10% et une durée de 15min.

$$P_{\text{max},t,10\%} = P_{\text{max},j,10\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II.19})$$

b : Exposant climatique de la région de Constantine (b=0,35).

Avec

$P_{\text{max},j,10\%}$ est donnée par la droite de Gumbel

$$\bar{i}_{t,10\%} = \frac{P_{\text{max},t,10\%}}{t} [\text{mm/h}] \quad (\text{II.20})$$

$$P_{\text{max},t,10\%} = 74.65 \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.35} = 15.109\text{mm}$$

$$\bar{i}_{15\text{mn},10\%} = \frac{15.09}{15\text{min}} = 60.44\text{mm/h}$$

D'où le débit spécifique est :

$$i = \frac{60.44 \times 10000}{3600} = 167.9 \text{ l/s/ha}$$

Donc l'intensité est : $i=167.9 \text{ l/s/ha}$

II.11 Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale des précipitations et cela en faisant l'ajustement de notre série pluviométrique avec la loi de Gumbel et la loi de Galton.

D'après les résultats obtenus par l'ajustement on a opté pour la loi de Gumbel car c'est la loi qui ajuste le mieux, et après calcul on a trouvé une intensité de :

$$i_{15\text{min},10\%} = 167.9 \text{ l/s/ha}$$

III. CHAPITRE III : CALCUL DE **BASE**



III.1 introduction :

Dans ce chapitre on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, à l'estimation du nombre d'habitants, au choix du système de réseau, au schéma d'évacuation, au Découpage de l'aire d'étude en surface élémentaire et à la répartition de la population pour chaque surface.

III.2 Différents Systèmes D'évacuation :

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

-Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduelles industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoulant généralement gravitairement.

-Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses.

Trois systèmes d'évacuations susceptibles d'être mis en service qui sont :

- Système unitaire
- Système séparatif
- Système pseudo séparatif

III.2.1 Système unitaire :

Un collecteur assure le transport des eaux usées et des eaux pluviales. Ce système est intéressant économiquement puisqu'il n'y a qu'un seul réseau à construire et à gérer.

Avec ce système, il est impératif de tenir compte d'éventuelles variations brutales de débits des eaux pluviales dans la conception, le dimensionnement des collecteurs et des ouvrages de traitement. Des déversoirs ou bassin d'orage sont ainsi repartis tout au long du réseau pour limiter les risques d'inondation, d'autre part les eaux en excédant peuvent dérégler la bonne gestion de la station d'épuration et de faire minorer ses performances épuratoires. Les déversoirs d'orage permettent ainsi à la station d'épuration de ne pas recevoir un débit supérieur à sa capacité. La figure III.1 démontre une représentation schématique d'un réseau unitaire.

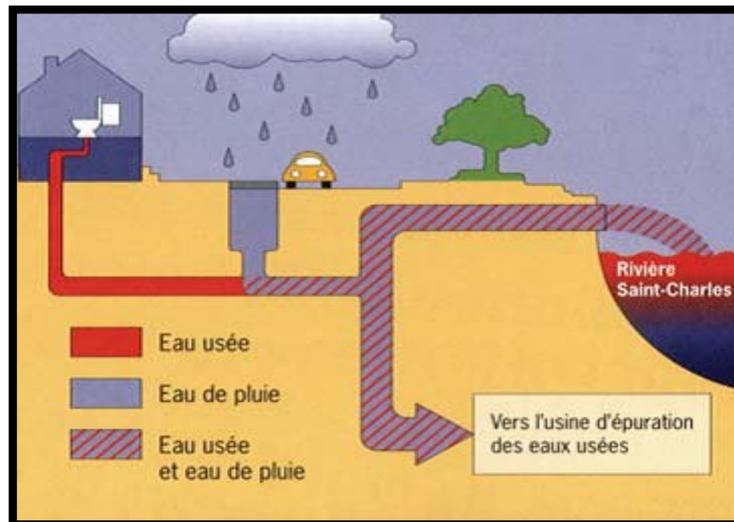


Figure III.1 : Représentation schématique d'un réseau unitaire

III.2.2 Système séparatif :

Ils sont constitués de deux réseaux, le premier collectant les eaux domestiques, le second les eaux pluviales. Les eaux pluviales vont en général vers le milieu naturel le plus souvent sans avoir subi de traitement. Des polluants éventuellement présents dans cette eau intègrent alors le milieu naturel dont elle est issue. Les aménagements les plus récents consistent à stocker cette eau dans des bassins de retenue, l'eau étant filtrée en amont et débarrassée d'une partie de ses polluants. Le principal avantage des réseaux séparatifs est l'absence de débordement d'eaux usées dans le milieu naturel lorsqu'il pleut, ainsi qu'une meilleure maîtrise du flux et de la concentration en pollution. D'autre part avec ce type de réseau, il est plus aisé de dimensionner la capacité de la station d'épuration.

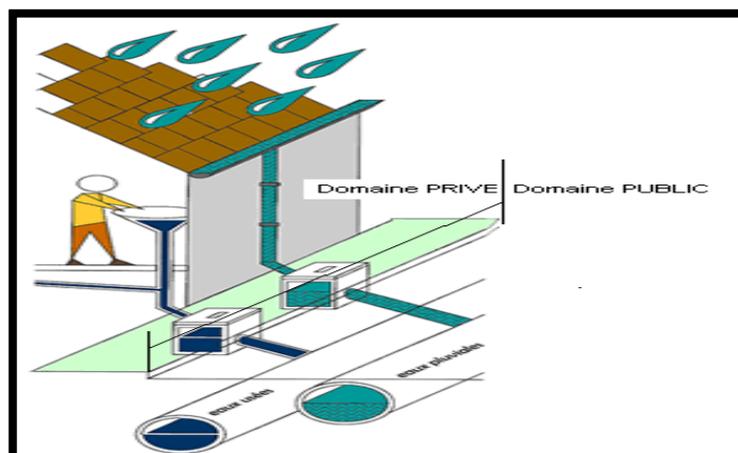


Figure III.2 : Représentation schématique d'un réseau séparatif.



III.2.3 Système pseudo séparatif :

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

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

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

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

III.3 Choix du système d'assainissement :

Pour le choix du système d'assainissement il faut respecter les paramètres suivants :

- Une étude technico-économique doit être établit avec la comparaison de plusieurs variantes du point de vue système (séparatif, unitaire, ou pseudo séparatif)
- Il faut prendre en considération les conditions de rejet car la station d'épuration ou le milieu naturel influence beaucoup sur le choix.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain par exemple, un système séparatif exige une forte pente pour le réseau pluvial et une faible pente pour le réseau domestique.
- Le nombre d'habitants joue un rôle primordial dans le choix car si on a une forte densité d'habitation il vaut mieux favoriser un système séparatif.
- L'encombrement du sous-sol.
- Une dilution exigée par la station d'épuration pour un certain débit demandé donc il faut favoriser le système unitaire ou prévoir une connexion directe. ^[03]

Remarque :

Pour notre projet, le réseau adopté est le réseau unitaire car il est le mieux adapté pour notre zone compte tenue des conditions sur le terrain.

III.4 Différents schémas d'évacuation :

Dans les réseaux d'assainissement l'écoulement est en général, gravitaire, sauf dans des cas particuliers, ils sont en fonction du relief et de la topographie, on distingue quatre schémas d'évacuations.

III.4.1 Schéma Perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales. ^[04]

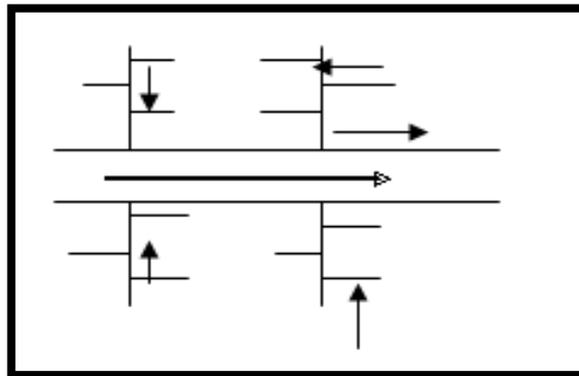


Figure III.3 : Schéma perpendiculaire

*Domaines d'utilisation du schéma perpendiculaire :

- Lorsque la pollution est minimale.
- Lorsque le coût du projet est élevé on utilise plusieurs points de rejet pour économiser des tronçons (intercepteur).
- Il est utilisé dans le système séparatif car il est considéré la comme meilleure solution pour son rejet direct au milieu récepteur. ^[04]

III.4.2 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. ^[04]

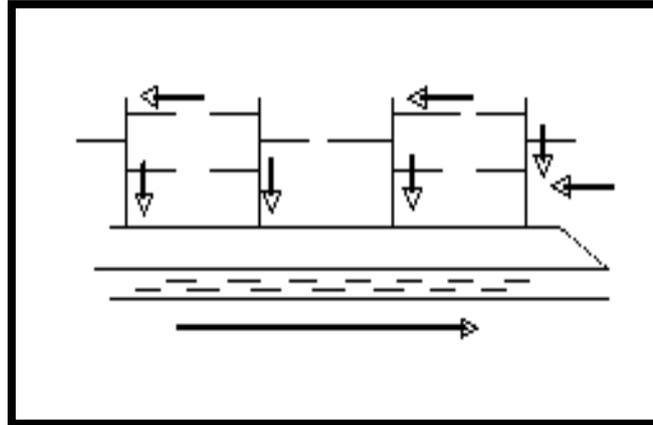


Figure III.4 : Schéma à déplacement latéral

III.4.3 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique :

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière. ^[04]

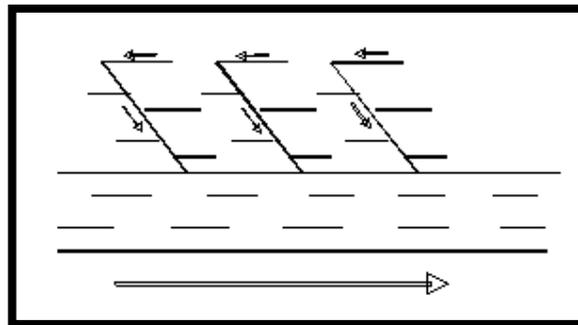


Figure III.5 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.4.4 Schéma à Collecteur Etagé :

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux. ^[04]

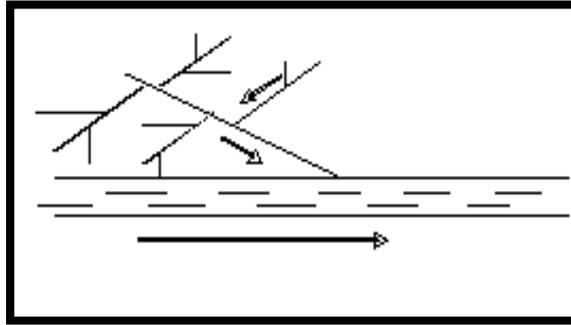


Figure III.6 : Schéma à Collecteur Etagé

III.4.5 Schéma Type Radial :

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration. ^[04]

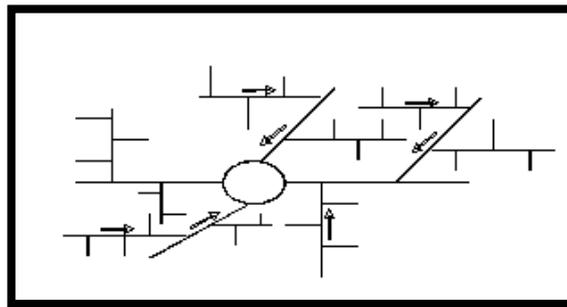


Figure III.7 : Schéma Type Radial

III.5 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public. ^[04]

Remarque :

Pour notre projet, le schéma adopté est schéma latéral.

III.6 Découpage de site d'étude en surface élémentaires :

Le découpage du site en surface élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols
- La densité des habitations
- Les courbes de niveaux
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes

Le tableau III.1 représente le découpage des sous bassins de la zone d'étude :

Tableau III.1 : Surface des sous bassins de la zone d'étude.

Num du sous bassin	Surface (ha)
1	6.52
2	8.13
3	7.13
4	8.57
5	9.25
6	8.08
7	7.68
8	6.06
9	8.96
10	9.9
11	9.65
12	9.8
13	9.73

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C = A' / A \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2$$



Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule Environ 20 % de la superficie de cette zone. Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement. Il dépend de plusieurs facteurs :

La nature du sol.

La pente du terrain.

Le mode d'occupation du sol.

La densité de la population.

La durée de pluie.

L'humidité de l'air.

III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad (III.1)$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin (i=1...16).



III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

Tableau III.2 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

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	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	

III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

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

Tableau III 4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population :

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

III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

Tableau III.5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

III.7.6 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

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

Remarque :

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

Tableau III.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	6.52	0.65
2	8.13	0.62
3	7.13	0.68
4	8.57	0.61
5	9.25	0.7
6	8.08	0.71
7	7.68	0.65

Suite tableau III.7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

8	6.06	0.68
9	8.96	0.65
10	9.9	0.62
11	9.65	0.61
12	9.8	0.63
13	9.73	0.71

III.8 Estimation de la population :

L'évolution démographique en Algérie obéit à la loi de l'accroissement géométrique donnée par la formule suivante :

$$P = P_0 (1 + t)^n \dots\dots\dots (III.2)$$

Où :

P : Population future.

P_0 : Population de l'année de référence.

t : Taux d'accroissement démographique.

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

L'accroissement de la population sera calculé avec un taux de 1.83 % d'après APC de CONSTANTINE à partir de l'année de référence 2008.

Tableau III.8 : Population actuelle et future.

Horizons	2008	2048
Ville de Zighoud Youcef	9852	20350



III.8.1 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

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

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

III.8.1.1 Coefficient de ruissellement pondéré :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = 0,65$$

III.8.1.2 Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad (III.3)$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab/ ha).

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) $A=109.46ha$.

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon **2048** = 20350 **hab**.

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau suivant.

Tableau III.9 : nombre d'habitants :

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Di	Nbre d'habitant
1	6,52	0,65	185	1204
2	8,13	0,62	176	1432
3	7,13	0,68	193	1378
4	8,57	0,61	173	1486
5	9,25	0,7	199	1840
6	8,08	0,71	202	1630
7	7,68	0,65	185	1419
8	6,06	0,68	193	1171
9	8,96	0,65	185	1655
10	9,9	0,62	176	1744
11	9,65	0,61	173	1673
12	9,8	0,63	179	1755

III.9 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de regrouper les renseignements suivants :

-Le système adopté pour notre agglomération est le système unitaire avec un schéma par déplacement latéral.

-Le découpage de l'aire d'étude nous avons permis d'avoir 13 sous bassins.

- un nombre d'habitants 20350 pour l'horizon 2048.

IV. CHAPITRE IV :
ESTIMATION DES DEBITS



IV.1 Introduction

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées et des eaux pluviales est de connaître la quantité et la qualité des rejets provenant des habitations et lieux d'activités afin de dimensionner les collecteurs de notre réseau.

IV.2 Évaluation des débits d'eaux usées

IV.2.1 Origine des eaux usées :

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

On distingue :

- a) Les eaux usées d'origine domestique.
- b) Les eaux usées du service public.
- c) Les eaux parasites.
- d) Les eaux usées d'origine industrielle.

a) Les eaux usées domestiques :

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

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

b) Les eaux des services publics

Généralement les différents services publics sont : 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

c) Les eaux claires parasites :

C'est les eaux d'infiltration dans le collecteur qui changent parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement, lorsque ce dernier n'est pas étanche à 100% la remontée de la nappe qui est



considéré comme eaux claires parasites permanentes modifiant les propriétés hydrauliques tel que la vitesse...etc.

Dans notre cas le débit d'infiltration est estimé à 0,15l/s/ha.

IV.2.2 Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

Les quantités des eaux usées sont plus importantes pendant la journée que pendant la nuit et ils sont en fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée.

IV.2.3 Estimation des débits d'eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, il faut définir la dotation d'eau potable qui est de 250 l/j hab. et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

IV.2.3.1 Évaluation du débit moyen journalier :

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

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

Avec :

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

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

D : dotation journalière prise égale à 160 l/j hab.

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié.

IV.2.3.2 Évaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule IV -2 :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moyj}} \quad (\text{IV -2})$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe (l/s)

$Q_{\text{moy,j}}$: débit moyen journalier (l/s)

K_p : coefficient de pointe

Coefficient de pointe est calculé par la formule IV-3 :

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

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

IV.2.4 Estimation du débit des équipements :

Les équipements existant dans notre site sont mentionnés dans le tableau IV-1 :

Tableau. IV-1 : Estimation du débit des équipements

N° du S,B	Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j,h ou l/j,m2	Qmoy (m³/j)	Qequi usée (m³/j)	Qequi total (m³/j)	Qequi total (l/s)
5	stade	m²	3664.49	5	 	14.66	14.66	0.64
	jardin	m²	5047.95	10	 	40.38	40.38	
9	marché	m²	5557.49	15	 	66.69	66.69	1.54
	parking	m²	8253.68	10	 	66.03	66.03	
10	polyclinique	Fonctionnaire	62	30	1.86	1.49	1.49	2.39
	jardin	m²	25314.48	10	 	202.52	202.52	
	Lycée	eleve	300	10	3	2.40	2.40	
11	cimetier	m²	36824	 	2	1.60	1.60	0.02
	tribunal	Fonctionnaire	40	15	0.60	0.48	0.48	
12	mosqué	Fidele	1200	30	36	28.80	28.80	0.36
	ecole	eleve	250	10	2.50	2	2	
	complexe sportif	Sportifs	60	10	0.60	0.48	0.48	
13	4 abatoir	ovin	50	150	7.50	6	89.60	1.59
		bovin	30	150	4.50	3.60		
		Volail	2000	50	100	80		
	20 entrepot de stockage	entrepot	20	50	1	0.80	0.80	
	Atelier de couture	employer	12	10	0.12	0.10	0.10	
	elevage de betail	bovin	300	40	12	9.60	47.20	
		ovin	200	10	2	1.60		
poule		9000	5	45	36			

Tableau. IV-2 : Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin

N° de SB	Aire (ha)	Nombre d'habitant	$Q_{moy,j}$ (l/s)	K_p	$Q_{pte,usé}$ (l/s)	Q_{equip} (l/s)	Q_{inf} (l/s/ha)	Q_{inf} (l/s)	Q_{total} (l/s)	Q_{total} (m ³ /s)
1	6.52	1204	1.784	3	5.35	0	0.15	0.98	6.33	0.006
2	8.13	1432	2.121	3	6.36	0	0.15	1.22	7.58	0.008
3	7.13	1378	2.041	3	6.12	0	0.15	1.07	7.19	0.007
4	8.57	1486	2.201	3	6.60	0	0.15	1.29	7.89	0.008
5	9.25	1840	2.726	3	7.81	0.64	0.15	1.39	9.83	0.010
6	8.08	1630	2.415	3	7.24	0	0.15	1.21	8.46	0.008
7	7.68	1419	2.102	3	6.31	0	0.15	1.15	7.46	0.007
8	6.06	1171	1.735	3	5.20	0	0.15	0.91	6.11	0.006
9	8.96	1655	2.452	3	6.75	1.54	0.15	1.34	9.63	0.010
10	9.90	1744	2.584	3	6.77	2.39	0.15	1.49	10.65	0.011
11	9.65	1673	2.479	3	7.44	0.02	0.15	1.45	8.91	0.009
12	9.80	1755	2.600	3	7.68	0.36	0.15	1.47	9.51	0.010
13	9.73	1963	2.908	3	7.79	1.59	0.15	1.46	10.84	0.011
Total	109.460	20350	30.148		87.43	6.54		16.42	110.39	0.110

A : la surface de sous bassin

$Q_{moy,j}$: débit domestique moyen journalier (l/s)

Q_{equip} : débit des équipements (l/s)

K_p : coefficient de pointe

$Q_{pteusé}$: débit de pointe

Q_{inf} : débit d'infiltration (l/s)

IV.3 Évaluation du débit d'eau pluviale :

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

- La méthode superficielle
- La méthode rationnelle



IV.3.1 Méthode rationnelle :

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

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule IV-4 :

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \quad (l/s) \quad (IV-4)$$

Avec :

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

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

Cr : coefficient de ruissellement

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

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du sous bassin. ^[04]

IV.3.1.1 Hypothèses de la méthode rationnelle :

Les hypothèses de base sont par conséquent les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fraction du débit précipité.
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe Q_p est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i .
- le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre ^[04]



IV.3.1.2 Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

IV.3.1.3 Temps de concentration :

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

On considère que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations différents :

t_1 , t_2 et t_3 :

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

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

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

(Minute)

Où :

L : Longueur de la conduite (m).

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

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

IV.3.2 Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par M.CAQUOT en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation IV -5 :

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

Où :

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

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

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

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



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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \quad (\text{IV -6})$$

$$v = -0,41b(f) \quad (\text{IV -7})$$

$$u = 1 + 0,287b(f) \quad (\text{IV -8})$$

$$w = 0,95 + 0,507b(f) \quad (\text{IV -9})$$

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

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \quad (\text{IV -10})$$

Ou :

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

$f = 90$ %.

La pente moyenne du collecteur de sous bassin considéré est donnée par la relation IV -11 :

$$I = \frac{C_{tnam} - C_{tnav}}{L} \quad (\text{IV -11})$$

C_{am} : Cote amont du collecteur (m)

C_{av} : Cote aval du collecteur (m)

L : Longueur du collecteur (m)

Dans le cas où le tracé présente des pentes, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule (IV -12) :

$$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2 \quad (\text{IV -12})$$

L_i : Distance partielle du tronçon i (m)

I_i : Pente du tronçon i

N : Nombre des tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \quad (IV -13)$$

I_i : Pente du tronçon i

Q_i : Débit du tronçon i m³/s

N : Nombre des tronçons.

Tableau. IV-3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.

Paramètres Equivalents	A _{eq}	C _{eq}	I _{eq}	Meq
Bassin en série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left[\frac{L(Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$

IV.3.2.1 Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour les limites d'application suivantes :

- Une superficie totale <200ha ;
- la pente doit être comprise entre (0.2 < I < 5) % ;
- le coefficient de ruissellement (0.2 < Cr < 1) ;
- le coefficient d'allongement (M > 0.8).^[03]

IV.3.3 Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération c'est-à-dire : La bonne connaissance du terrain du point de vue homogénéité et de la bonne estimation du coefficient de ruissellement équivalent nous optons pour l'application de la méthode rationnelle.

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

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	i	Qplv (l/s)	Qplv (m ³ /s)
1	6,52	0,65	167,9	711,6	0,712
2	8,13	0,62	167,9	846,3	0,846
3	7,13	0,68	167,9	814,0	0,814
4	8,57	0,61	167,9	877,7	0,878
5	9,25	0,7	167,9	1087,2	1,087
6	8,08	0,71	167,9	963,2	0,963
7	7,68	0,65	167,9	838,2	0,838
8	6,06	0,68	167,9	691,9	0,692
9	8,96	0,65	167,9	977,8	0,978
10	9,9	0,62	167,9	1030,6	1,031
11	9,65	0,61	167,9	988,3	0,988
12	9,8	0,63	167,9	1036,6	1,037
13	9,73	0,71	167,9	1159,9	1,160

Tableau. IV-5 : Calcul du débit total pour chaque sous bassin

N° : S-B	Q _{usée} (m ³ /s)	Q _{pluv} (m ³ /s)	Q _{tot} (m ³ /s)
1	0.006	0.712	0.718
2	0.008	0.846	0.854
3	0.007	0.814	0.821
4	0.008	0.878	0.886
5	0.010	1.087	1.097
6	0.008	0.963	0.972
7	0.007	0.838	0.846
8	0.006	0.692	0.698
9	0.010	0.978	0.987
10	0.011	1.031	1.041
11	0.009	0.988	0.997
12	0.010	1.037	1.046
13	0.011	1.160	1.171

IV.4 Conclusion :

Dans nos calculs des débits on adoptera paramètres suivants :

- Notre agglomération ne comporte pas de unités industrielles, donc les débits d'eau usée d'origine industrielle est nulle.
- 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 des eaux usées on adopte une dotation de consommation en eau potable de 160 l/j/hab.

L'estimation des eaux pluviales on adopte la méthode rationnelle.

V. CHAPITRE V : CALCUL
HYDRAULIQUE



V.1 Introduction :

Dans ce chapitre nous allons entamer le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception.

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

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

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système unitaire. Ce dernier est caractérisé par un écoulement uniforme et à surface libre, il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage tout en évitant la dégradation des conduites.

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable dans les collecteurs est de l'ordre de :

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.

- 0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.

-La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au-dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées. ^[09]

V.3 Conception du réseau :

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

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres (intérieur et extérieur).
 - Pente.
 - Leur joints et confection.



- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côte

V.4 Mode de calcul : [09]

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

$$Q = V \cdot S \quad (V.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

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

Où :

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

R (m) : Rayon hydraulique.

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

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

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

Q_t (m³/s) : Débit d'eau total.



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

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

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

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

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

$$R = \frac{D_{nor}}{4} \quad V_{PS} = K_s \cdot (D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \quad (V.5)$$

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

- Rapport des débits $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}}$

- Rapport des vitesses $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$

- Rapport des hauteurs $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$ [09]

Pour le calcul hydraulique, on a utilisé COVADIS 10.1. Le programme de calcul est basé sur les relations précédentes.

Avec :

Coll : collecteur

D_{cal} : diamètre calculé (mm)

Tron : tronçon

D_{nor} : diamètre normalise (mm)

CT_{am} : cote terrain amont (m)

R_q : rapport des débits

CT_{av} : cote terrain aval (m)

R_h : rapport des hauteurs

CP_{am} : cote projet amont (m)

$R_{h,min}$: rapport des hauteurs minimal

CP_{av} : cote projet aval (m)

R_v : rapport des vitesses

L : longueur de conduite entre deux regards (m)

$R_{v,min}$: rapport des vitesses minimal

I : pente (m/m)

V_{min} : vitesse minimal (m/s)



Q_{tot} : debit total

$Q_{\text{usée}}$:debit d'eaux usées

Q_{ps} : débit à pleine section (l/s)

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

H_{min} : hauteur minimal

V : vitesse réel d'écoulement (m/s)

D_{cal} : diamètre calculé (mm)

D_{nor} : diamètre normalise (mm)



V.5 COLLECTEURS TERTIAIRES



Tableau.V.1 : Collecteurs tertiaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L(m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	H min (mm)
2	R187	R188	499.51	499.38	497.51	497.31	25.33	0.8	0.057	0.000	242	300	1.43	0.101	0.56	0.005	1.03	0.24	0.53	0.05	1.48	0.34	160.0	14.4
	R188	R190	499.38	498.96	497.31	497.13	44.5	0.8	0.114	0.001	314	400	1.73	0.218	0.52	0.004	1.01	0.23	0.51	0.05	1.76	0.40	204.6	18.5
	R190	R192	498.89	498.81	496.95	496.83	34.51	0.8	0.171	0.001	365	400	1.73	0.218	0.78	0.006	1.11	0.26	0.67	0.06	1.92	0.44	266.9	22.8
	R192	R193	498.64	498.88	496.68	496.51	21.13	0.8	0.228	0.002	407	600	2.27	0.643	0.35	0.003	0.91	0.22	0.41	0.04	2.07	0.49	246.8	22.8
	R193	R195	498.88	497.97	496.01	495.8	42.46	0.8	0.285	0.002	442	600	2.27	0.643	0.44	0.004	0.96	0.22	0.47	0.04	2.19	0.51	280.2	25.5
	R195	R182	497.8	497.67	495.67	495.54	48.18	0.8	0.342	0.003	474	600	2.27	0.643	0.53	0.004	1.02	0.23	0.52	0.05	2.32	0.53	309.8	28.0
4	R277	R280	503.41	503.13	501.41	501.17	60.52	0.8	0.078	0.001	272	300	1.43	0.101	0.77	0.006	1.10	0.25	0.66	0.06	1.58	0.36	197.5	17.0
	R280	R282	502.77	502.6	500.93	500.69	54.51	0.8	0.151	0.001	349	400	1.73	0.218	0.69	0.006	1.07	0.25	0.61	0.05	1.86	0.43	243.5	21.4
	R282	R284	502.25	502.08	500.49	500.35	46.35	0.8	0.224	0.002	404	600	2.27	0.643	0.35	0.003	0.91	0.21	0.41	0.04	2.06	0.49	244.3	22.7
	R284	R287	501.78	501.45	500.12	499.88	75.42	0.8	0.297	0.002	449	600	2.27	0.643	0.46	0.004	0.98	0.23	0.48	0.04	2.22	0.51	286.7	26.1
	R287	R290	501.04	500.83	499.02	498.78	75.5	0.8	0.37	0.003	488	600	2.27	0.643	0.58	0.005	1.04	0.24	0.54	0.05	2.36	0.54	324.1	29.2
	R290	R237	500.13	499.67	497.91	497.67	39.46	0.8	0.443	0.004	522	600	2.27	0.643	0.69	0.006	1.07	0.25	0.61	0.05	2.44	0.56	364.0	32.0
3	R271	R272	500.31	500.05	498.61	498.42	23.83	0.8	0.033	0.000	197	300	1.43	0.101	0.33	0.003	0.90	0.21	0.39	0.04	1.28	0.30	117.5	11.0
	R272	R273	500.05	499.84	498.42	498.24	22.09	0.8	0.063	0.001	251	300	1.43	0.101	0.62	0.005	1.06	0.24	0.57	0.05	1.51	0.34	169.9	15.2
	R273	R274	499.84	499.71	498.24	498.14	12.74	0.8	0.093	0.001	291	300	1.43	0.101	0.92	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	1.63	0.38	224.6	18.6
	R274	R241	499.71	499.26	497.64	497.4	69.6	0.8	0.123	0.001	323	400	1.73	0.218	0.56	0.005	1.03	0.24	0.53	0.05	1.79	0.41	213.5	19.2
3	R259	R263	499.3	498.88	497.3	497.15	73.34	0.8	0.032	0.000	196	300	1.43	0.101	0.33	0.003	0.90	0.21	0.39	0.04	1.28	0.30	117.5	11.0
	R263	R267	498.59	498.43	496.71	496.54	93.3	0.8	0.062	0.001	250	300	1.43	0.101	0.62	0.005	1.06	0.24	0.57	0.05	1.51	0.34	169.9	15.2
	R267	R269	497.63	497.53	495.96	495.83	34.18	0.8	0.097	0.001	294	300	1.43	0.101	0.92	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	1.63	0.38	224.6	18.6
	R269	R250	497.32	497.14	495.69	495.53	38.2	0.8	0.126	0.001	326	400	1.73	0.218	0.56	0.005	1.03	0.24	0.53	0.05	1.79	0.41	213.5	19.2
5	R461	R464	505.91	505.58	503.91	503.67	83.64	0.8	0.054	0.000	237	300	1.43	0.101	0.53	0.004	1.02	0.23	0.52	0.05	1.46	0.33	155.1	14.0

Chapitre V

Suite tableau.V.1 : Collecteurs tertiaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
5	R464	R466	505.09	504.81	503.24	503	49.73	0.8	0.109	0.001	308	400	1.73	0.218	0.50	0.004	1.00	0.23	0.50	0.05	1.74	0.40	199.6	18.1
	R466	R468	504.63	504.36	502.84	502.6	45.29	0.8	0.164	0.001	360	400	1.73	0.218	0.75	0.006	1.09	0.25	0.65	0.06	1.90	0.44	258.7	22.3
	R468	R449	504.1	503.79	502.48	502.24	101.43	0.8	0.219	0.002	401	600	2.27	0.643	0.34	0.003	0.90	0.21	0.40	0.04	2.05	0.49	241.1	22.4
5	R441	R445	504.92	504.79	502.92	502.68	90.65	0.8	0.094	0.001	292	300	1.43	0.101	0.93	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	1.63	0.38	226.5	18.7
	R445	R449	504.04	503.85	502.2	501.96	93.57	0.8	0.188	0.002	378	400	1.73	0.218	0.86	0.007	1.13	0.26	0.72	0.06	1.97	0.45	286.1	24.0
	R449	R453	503.1	502.88	500.95	500.71	104.31	0.8	0.501	0.004	547	600	2.27	0.643	0.78	0.006	1.10	0.25	0.66	0.06	2.51	0.58	398.4	34.1
	R453	R457	502.1	502.09	500.12	499.95	89.53	0.8	0.595	0.005	583	600	2.27	0.643	0.93	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	2.59	0.61	451.8	37.3
	R457	R458	501.18	500.75	498.4	498.2	24.36	0.8	0.908	0.007	683	800	2.75	1.384	0.66	0.005	1.06	0.24	0.59	0.05	2.93	0.67	469.0	41.6
	R458	R459	500.75	500.76	498.2	498.08	15.78	0.8	1.002	0.008	709	800	2.75	1.384	0.72	0.006	1.08	0.25	0.63	0.05	2.98	0.69	502.8	43.8
	R459	R429	500.76	500.39	498.08	497.84	46.92	0.8	1.096	0.009	733	800	2.75	1.384	0.79	0.006	1.11	0.26	0.67	0.06	3.05	0.70	537.5	45.9
5	R472	R474	502.94	502.99	501.24	501	35.13	0.8	0.054	0.000	237	300	1.43	0.101	0.53	0.004	1.02	0.23	0.52	0.05	1.46	0.33	155.1	14.0
	R474	R476	502.9	502.35	500.96	500.72	35.13	0.8	0.109	0.001	308	400	1.73	0.218	0.50	0.004	1.00	0.23	0.50	0.05	1.74	0.40	199.6	18.1
	R476	R478	502.25	502.17	500.68	500.44	47.4	0.8	0.164	0.001	360	400	1.73	0.218	0.75	0.006	1.09	0.25	0.65	0.06	1.90	0.44	258.7	22.3
	R478	R457	501.91	501.46	499.8	499.56	59.68	0.8	0.219	0.002	401	600	2.27	0.643	0.34	0.003	0.90	0.21	0.40	0.04	2.05	0.49	241.1	22.4
11	R542	R532	489.11	488.98	487.41	487.25	38.58	1	0.1	0.001	286	300	1.60	0.113	0.88	0.007	1.14	0.26	0.73	0.06	1.82	0.42	218.4	18.2
11	R544	R546	489.46	489.39	487.46	487.22	53.96	0.8	0.089	0.001	286	300	1.43	0.101	0.88	0.007	1.14	0.26	0.73	0.06	1.63	0.38	217.6	18.2
	R546	R549	488.94	488.9	487.03	486.79	81.26	0.8	0.179	0.001	372	400	1.73	0.218	0.82	0.007	1.12	0.26	0.69	0.06	1.94	0.45	276.1	23.4
	R549	R552	487.89	488.09	485.88	485.7	64.82	0.8	0.269	0.002	433	600	2.27	0.643	0.42	0.003	0.95	0.22	0.45	0.04	2.16	0.50	271.3	24.8
	R552	R554	487.23	487.4	485.36	485.21	43.76	0.8	0.359	0.003	482	600	2.27	0.643	0.56	0.004	1.03	0.23	0.53	0.05	2.35	0.53	318.5	28.7
	R554	R541	487.05	486.7	485.01	484.77	61.03	0.8	0.449	0.004	525	600	2.27	0.643	0.70	0.006	1.08	0.25	0.61	0.05	2.44	0.56	367.5	32.3
12	R514	R517	492.6	492.13	490.6	490.3	73.09	1	0.069	0.001	249	300	1.60	0.113	0.61	0.005	1.05	0.24	0.56	0.05	1.68	0.38	167.8	15.0
	R517	R519	491.52	491.32	489.67	489.37	43.39	1	0.139	0.001	324	400	1.94	0.244	0.57	0.005	1.04	0.24	0.54	0.05	2.01	0.46	214.9	19.4
	R519	R497	491.08	490.83	489.23	488.99	23.65	1	0.209	0.002	378	400	1.94	0.244	0.86	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	2.20	0.51	284.9	23.9
12	R520	R524	490.25	489.76	488.25	487.95	93.22	1	0.068	0.001	248	300	1.60	0.113	0.60	0.005	1.05	0.24	0.55	0.05	1.68	0.38	166.2	14.9
	R524	R526	489.3	489.11	487.31	487.1	42.08	1	0.138	0.001	323	400	1.94	0.244	0.57	0.005	1.04	0.24	0.53	0.05	2.01	0.46	214.0	19.3



Suite tableau.V.1 : Collecteurs tertiaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m ³ /s)	Qusée (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
12	R526	R507	488.89	488.63	486.89	486.65	48.89	1	0.208	0.002	377	400	1.94	0.244	0.85	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	2.19	0.51	284.0	23.8



V.6 COLLECTEURS SECONDAIRES



Tableau.V.2 : Collecteurs secondaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
6	R413	R416	504.18	504.03	502.18	501.94	81.71	0.8	0.066	0.001	256	300	1.43	0.101	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	1.52	0.35	175.2	15.6
	R416	R420	503.37	503.31	501.53	501.29	101.66	0.8	0.136	0.001	335	400	1.73	0.218	0.62	0.005	1.06	0.24	0.57	0.05	1.83	0.42	226.9	20.3
	R420	R424	502.37	502.17	500.72	500.48	93.64	0.8	0.206	0.002	392	400	1.73	0.218	0.95	0.008	1.14	0.27	0.77	0.06	1.98	0.47	306.2	25.1
	R424	R427	501.42	501.23	499.47	499.23	67.49	0.8	0.276	0.002	437	600	2.27	0.643	0.43	0.003	0.96	0.22	0.46	0.04	2.17	0.51	275.2	25.1
	R427	R429	501.06	500.53	498.93	498.76	44.55	0.8	0.346	0.003	476	600	2.27	0.643	0.54	0.004	1.02	0.23	0.52	0.05	2.32	0.53	311.9	28.2
7	R429	R431	500.3	500.54	497.57	497.33	47.4	0.8	1.582	0.013	841	1000	3.19	2.509	0.63	0.005	1.06	0.24	0.57	0.05	3.38	0.77	571.1	51.0
	R431	R433	499.81	499.97	497.19	497.03	40.82	0.8	1.638	0.013	852	1000	3.19	2.509	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	3.40	0.78	584.2	51.9
	R433	R435	499.36	499.13	496.86	496.68	44.39	0.8	1.696	0.014	863	1000	3.19	2.509	0.68	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	3.42	0.78	598.3	52.9
	R435	R437	498.91	498.81	496.51	496.27	44.4	0.8	1.754	0.014	874	1000	3.19	2.509	0.70	0.006	1.08	0.25	0.61	0.05	3.44	0.79	612.6	53.8
	R437	R439	498.51	498.44	495.65	495.41	55.15	0.8	1.812	0.014	885	1000	3.19	2.509	0.72	0.006	1.08	0.25	0.63	0.05	3.46	0.80	627.3	54.7
	R439	R113	497.97	497.48	495.21	494.97	55.15	0.8	1.87	0.015	896	1000	3.19	2.509	0.75	0.006	1.09	0.25	0.64	0.06	3.49	0.80	642.0	55.6
7	R400	R403	498.13	497.73	496.43	496.19	69.98	0.8	0.067	0.001	257	300	1.43	0.101	0.66	0.005	1.07	0.24	0.59	0.05	1.53	0.35	176.9	15.7
	R403	R407	497.44	496.94	495.37	495.19	90.82	0.8	0.135	0.001	334	400	1.73	0.218	0.62	0.005	1.05	0.24	0.56	0.05	1.83	0.42	225.9	20.2
	R407	R411	496.5	496.52	494.64	494.4	86.07	0.8	0.203	0.002	389	400	1.73	0.218	0.93	0.007	1.14	0.27	0.76	0.06	1.98	0.46	302.6	24.9
	R411	R121	495.66	495.31	493.95	493.76	41.37	0.8	0.271	0.002	434	600	2.27	0.643	0.42	0.003	0.95	0.22	0.45	0.04	2.16	0.50	272.4	24.9
9	R380	R382	495.1	494.95	493.4	493.26	38.91	0.8	0.037	0.000	206	300	1.43	0.101	0.37	0.003	0.92	0.22	0.42	0.04	1.31	0.31	125.6	11.6
	R382	R384	494.71	494.58	493.09	492.97	25.71	0.8	0.074	0.001	267	300	1.43	0.101	0.73	0.006	1.09	0.25	0.63	0.06	1.55	0.36	189.9	16.5
	R384	R386	494.45	494.38	492.68	492.61	24.9	0.8	0.111	0.001	311	400	1.73	0.218	0.51	0.004	1.01	0.23	0.50	0.05	1.74	0.40	201.6	18.3
	R386	R128	494.24	493.99	492.48	492.32	20.37	0.8	0.148	0.001	346	400	1.73	0.218	0.68	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	1.86	0.43	240.1	21.2
9	R394	R396	496.05	495.77	494.35	494.14	52.6	0.8	0.037	0.000	206	300	1.43	0.101	0.37	0.003	0.92	0.22	0.42	0.04	1.31	0.31	125.6	11.6
	R396	R398	495.52	495.46	493.93	493.76	42.15	0.8	0.111	0.001	311	400	1.73	0.218	0.51	0.004	1.01	0.23	0.50	0.05	1.74	0.40	201.6	18.3
	R398	R123	495.16	495.37	493.59	493.46	29.61	0.8	0.148	0.001	346	400	1.73	0.218	0.68	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	1.86	0.43	240.1	21.2
9	R354	R356	496.42	496.16	494.72	494.54	41.05	0.8	0.037	0.000	206	300	1.43	0.101	0.37	0.003	0.92	0.22	0.42	0.04	1.31	0.31	125.6	11.6
	R356	R358	496	495.81	494.4	494.24	40.23	0.8	0.074	0.001	267	300	1.43	0.101	0.73	0.006	1.09	0.25	0.63	0.06	1.55	0.36	189.9	16.5
	R358	R361	495.57	495.29	493.87	493.63	42.09	0.8	0.111	0.001	311	400	1.73	0.218	0.51	0.004	1.01	0.23	0.50	0.05	1.74	0.40	201.6	18.3



Suite tableau.V.2 : Collecteurs secondaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
9	R361	R363	495.19	495.11	493.54	493.49	14.7	0.8	0.148	0.001	346	400	1.73	0.218	0.68	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	1.86	0.43	240.1	21.2
	R363	R365	495.01	494.86	493.42	493.29	33.37	0.8	0.185	0.001	376	400	1.73	0.218	0.85	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	1.96	0.45	282.8	23.8
	R365	R367	494.69	494.54	492.95	492.82	40.86	0.8	0.222	0.002	403	600	2.27	0.643	0.35	0.003	0.91	0.21	0.41	0.04	2.06	0.49	243.0	22.6
	R367	R369	494.26	494.17	492.63	492.55	25.21	0.8	0.259	0.002	427	600	2.27	0.643	0.40	0.003	0.94	0.22	0.44	0.04	2.13	0.50	265.5	24.3
	R369	R137	494.05	493.87	491.92	491.81	218.14	0.8	0.296	0.002	449	600	2.27	0.643	0.46	0.004	0.98	0.23	0.48	0.04	2.22	0.51	286.1	26.0
9	R387	R389	495.67	495.54	494.17	494.03	22.38	1	0.024	0.000	168	300	1.60	0.113	0.21	0.002	0.79	0.20	0.31	0.03	1.27	0.32	93.1	9.1
	R389	R391	495.45	495.31	493.94	493.79	29.6	1	0.049	0.000	219	300	1.60	0.113	0.43	0.003	0.96	0.22	0.46	0.04	1.53	0.36	138.2	12.6
	R391	R393	495.16	495.04	493.65	493.48	33.44	1	0.074	0.001	256	300	1.60	0.113	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	1.70	0.39	175.5	15.6
	R393	R124	494.82	494.78	493.31	493.24	6.81	1	0.099	0.001	285	300	1.60	0.113	0.88	0.007	1.14	0.26	0.72	0.06	1.82	0.42	216.8	18.1
6	R88	R91	503.33	503.34	501.33	501.09	81.73	0.8	0.066	0.001	256	300	1.43	0.101	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	1.52	0.35	175.2	15.6
	R91	R93	502.52	502.4	500.67	500.43	59.13	0.8	0.136	0.001	335	400	1.73	0.218	0.62	0.005	1.06	0.24	0.57	0.05	1.83	0.42	226.9	20.3
	R93	R95	502.38	502.35	500.2	499.96	45.07	0.8	0.206	0.002	392	400	1.73	0.218	0.95	0.008	1.14	0.27	0.77	0.06	1.98	0.47	306.2	25.1
	R95	R99	501.43	501.33	499.84	499.66	91.05	0.8	0.276	0.002	437	600	2.27	0.643	0.43	0.003	0.96	0.22	0.46	0.04	2.17	0.51	275.2	25.1
	R99	R100	500.55	500.43	498.61	498.53	10.61	0.8	0.346	0.003	476	600	2.27	0.643	0.54	0.004	1.02	0.23	0.52	0.05	2.32	0.53	311.9	28.2
	R100	R103	500.43	500.14	498.53	498.29	82.72	0.8	0.416	0.003	510	600	2.27	0.643	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	2.41	0.55	348.6	31.0
	R103	R104	499.6	499.44	497.86	497.74	15.17	0.8	0.486	0.004	540	600	2.27	0.643	0.76	0.006	1.10	0.25	0.65	0.06	2.49	0.57	389.5	33.6
7	R104	R106	499.44	499.44	497.74	497.5	45.54	0.8	0.542	0.004	563	600	2.27	0.643	0.84	0.007	1.13	0.26	0.70	0.06	2.56	0.59	422.3	35.6
	R106	R109	499.44	499.43	497.38	497.2	68.8	0.8	0.6	0.005	585	600	2.27	0.643	0.93	0.007	1.14	0.27	0.76	0.06	2.59	0.61	454.8	37.5
	R109	R113	498.33	498.07	496.33	496.09	90.19	0.8	0.774	0.006	643	800	2.75	1.384	0.56	0.004	1.03	0.23	0.53	0.05	2.84	0.65	424.9	38.3
	R113	R121	497.4	497.38	494.77	494.53	218.6	0.8	2.644	0.021	1020	1200	3.61	4.080	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	3.83	0.88	697.7	62.0
9	R121	R123	495.21	494.9	492.02	491.92	34.2	0.8	2.915	0.023	1058	1200	3.61	4.080	0.71	0.006	1.08	0.25	0.62	0.05	3.90	0.90	746.8	65.3
	R123	R125	494.78	494.78	491.75	491.65	31.37	0.8	3.063	0.025	1078	1200	3.61	4.080	0.75	0.006	1.09	0.25	0.65	0.06	3.94	0.91	774.6	67.0
	R125	R127	494.6	494.47	491.5	491.41	34.19	0.8	3.199	0.026	1095	1200	3.61	4.080	0.78	0.006	1.11	0.26	0.67	0.06	3.99	0.92	800.2	68.5
	R127	R128	494.23	493.99	491.22	491.04	23.22	0.8	3.236	0.026	1100	1200	3.61	4.080	0.79	0.006	1.11	0.26	0.67	0.06	4.00	0.92	807.1	68.9
	R128	R130	493.99	493.82	491.04	490.8	46.95	0.8	3.384	0.027	1119	1200	3.61	4.080	0.83	0.007	1.12	0.26	0.70	0.06	4.05	0.93	834.3	70.5



Suite tableau.V.2 : Collecteurs secondaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
9	R130	R132	493.5	493.26	490.66	490.46	50.79	0.8	3.421	0.027	1123	1200	3.61	4.080	0.84	0.007	1.13	0.26	0.70	0.06	4.06	0.94	840.9	70.9
	R132	R134	492.96	493.03	490.26	490.02	50.81	0.8	3.495	0.028	1132	1200	3.61	4.080	0.86	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	4.08	0.94	854.0	71.7
	R134	R137	492.5	492.4	489.85	489.65	67.22	0.8	3.532	0.028	1137	1200	3.61	4.080	0.87	0.007	1.13	0.26	0.72	0.06	4.09	0.95	860.5	72.1
	R137	R49	491.85	491.68	489.31	489.16	228.93	0.8	3.902	0.031	1180	1200	3.61	4.080	0.96	0.008	1.14	0.27	0.77	0.06	4.11	0.97	927.6	75.8
1	R150	R153	500.5	500.32	498.5	498.34	74.73	0.8	0.09	0.001	287	300	1.43	0.101	0.89	0.007	1.14	0.26	0.73	0.06	1.63	0.38	219.3	18.3
	R153	R157	499.83	499.91	497.9	497.73	83.34	0.8	0.18	0.001	372	400	1.73	0.218	0.83	0.007	1.12	0.26	0.69	0.06	1.95	0.45	277.2	23.4
	R157	R159	498.87	498.68	497.23	497.05	47.53	0.8	0.27	0.002	433	600	2.27	0.643	0.42	0.003	0.95	0.22	0.45	0.04	2.16	0.50	271.9	24.8
	R159	R12	498.41	498.29	496.85	496.7	35.33	0.8	0.359	0.003	482	600	2.27	0.643	0.56	0.004	1.03	0.23	0.53	0.05	2.35	0.53	318.5	28.7
2	R161	R169	502.16	501.86	499.66	499.42	206.87	0.8	0.087	0.001	283	300	1.43	0.101	0.86	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	1.62	0.37	214.1	18.0
	R169	R174	500.09	500.12	498.01	497.77	135.84	0.8	0.172	0.001	366	400	1.73	0.218	0.79	0.006	1.11	0.26	0.67	0.06	1.92	0.44	268.1	22.9
	R174	R177	498.72	498.53	496.92	496.68	78.82	0.8	0.257	0.002	426	600	2.27	0.643	0.40	0.003	0.94	0.22	0.44	0.04	2.13	0.50	264.4	24.2
	R177	R180	497.91	497.79	495.79	495.66	43.08	0.8	0.342	0.003	474	600	2.27	0.643	0.53	0.004	1.02	0.23	0.52	0.05	2.32	0.53	309.8	28.0
	R180	R182	497.49	497.39	495.44	495.36	15.96	0.8	0.427	0.003	515	600	2.27	0.643	0.66	0.005	1.07	0.24	0.59	0.05	2.42	0.56	354.8	31.4
	R182	R183	497.59	497.27	495.28	495.23	11.11	0.49	0.854	0.007	732	800	2.15	1.083	0.79	0.006	1.11	0.26	0.67	0.06	2.39	0.55	535.8	45.8
	R183	R19	497.27	497.16	495.23	495.06	99.38	0.8	0.854	0.007	668	800	2.75	1.384	0.62	0.005	1.05	0.24	0.56	0.05	2.90	0.66	450.7	40.3
3	R198	R200	497.55	497.52	495.55	495.31	59.47	0.8	0.033	0.000	197	300	1.43	0.101	0.33	0.003	0.90	0.21	0.39	0.04	1.28	0.30	117.5	11.0
	R200	R202	496.98	496.69	495.07	494.83	45.75	0.8	0.063	0.001	251	300	1.43	0.101	0.62	0.005	1.06	0.24	0.57	0.05	1.51	0.34	169.9	15.2
	R202	R203	496.5	496.28	494.7	494.5	25.22	0.8	0.093	0.001	291	300	1.43	0.101	0.92	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	1.63	0.38	224.6	18.6
	R203	R20	496.28	495.99	494	493.78	26.88	0.8	0.123	0.001	323	400	1.73	0.218	0.56	0.005	1.03	0.24	0.53	0.05	1.79	0.41	213.5	19.2
3	R204	R208	497.5	497.59	495.5	495.26	89.93	0.8	0.033	0.000	197	300	1.43	0.101	0.33	0.003	0.90	0.21	0.39	0.04	1.28	0.30	117.5	11.0
	R208	R211	496.61	496.42	494.78	494.54	49.18	0.8	0.063	0.001	251	300	1.43	0.101	0.62	0.005	1.06	0.24	0.57	0.05	1.51	0.34	169.9	15.2
	R211	R214	496.12	495.98	494.38	494.3	56.44	0.8	0.093	0.001	291	300	1.43	0.101	0.92	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	1.63	0.38	224.6	18.6
	R214	R23	495.52	495.3	492.93	492.75	22.31	0.8	0.123	0.001	323	400	1.73	0.218	0.56	0.005	1.03	0.24	0.53	0.05	1.79	0.41	213.5	19.2



Suite tableau.V.2 : Collecteurs secondaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
4	R215	R217	504.53	504.63	502.53	502.29	53.03	0.8	0.078	0.001	272	300	1.43	0.101	0.77	0.006	1.10	0.25	0.66	0.06	1.58	0.36	197.5	17.0
	R217	R223	503.96	503.88	502.1	501.9	138.1	0.8	0.151	0.001	349	400	1.73	0.218	0.69	0.006	1.07	0.25	0.61	0.05	1.86	0.43	243.5	21.4
	R223	R228	502.6	502.41	501	500.76	121.95	0.8	0.224	0.002	404	600	2.27	0.643	0.35	0.003	0.91	0.21	0.41	0.04	2.06	0.49	244.3	22.7
	R228	R232	501.39	501.04	499.52	499.32	82.96	0.8	0.297	0.002	449	600	2.27	0.643	0.46	0.004	0.98	0.23	0.48	0.04	2.22	0.51	286.7	26.1
	R232	R235	500.7	500.56	498.86	498.74	41.95	0.8	0.37	0.003	488	600	2.27	0.643	0.58	0.005	1.04	0.24	0.54	0.05	2.36	0.54	324.1	29.2
	R235	R237	500.14	499.99	498.02	497.9	25.76	0.8	0.443	0.004	522	600	2.27	0.643	0.69	0.006	1.07	0.25	0.61	0.05	2.44	0.56	364.0	32.0
3	R237	R239	499.88	499.63	497.32	497.12	51.04	0.8	0.94	0.008	692	800	2.75	1.384	0.68	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	2.95	0.68	480.2	42.4
	R239	R241	499.36	499.15	496.91	496.75	33.63	0.8	0.994	0.008	707	800	2.75	1.384	0.72	0.006	1.08	0.25	0.62	0.05	2.98	0.69	499.8	43.6
	R241	R246	499.02	498.82	496.64	496.4	135.19	0.8	1.171	0.009	751	800	2.75	1.384	0.85	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	3.11	0.72	564.4	47.5
	R246	R248	497.64	497.53	495.06	494.95	35.88	0.8	1.225	0.010	764	800	2.75	1.384	0.89	0.007	1.14	0.26	0.73	0.06	3.13	0.73	582.9	48.6
	R248	R250	497.33	497.19	494.77	494.59	39.51	0.8	1.279	0.010	777	800	2.75	1.384	0.92	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	3.14	0.74	601.6	49.7
	R250	R254	496.91	496.6	494.45	494.21	96.17	0.8	1.402	0.011	804	1000	3.19	2.509	0.56	0.004	1.03	0.23	0.53	0.05	3.30	0.75	530.8	47.9
	R254	R25	495.98	495.88	493.68	493.61	115.02	0.8	1.46	0.012	816	1000	3.19	2.509	0.58	0.005	1.04	0.24	0.54	0.05	3.33	0.76	543.5	48.9
8	R292	R294	497.57	497.29	495.77	495.56	49.11	0.8	0.049	0.000	229	300	1.43	0.101	0.48	0.004	0.99	0.23	0.49	0.04	1.42	0.33	147.0	13.3
	R294	R298	497.1	496.81	495.38	495.14	84.22	0.8	0.095	0.001	293	300	1.43	0.101	0.94	0.008	1.14	0.27	0.76	0.06	1.63	0.38	228.4	18.8
	R298	R300	496.22	495.97	494.71	494.5	43.33	0.8	0.141	0.001	340	400	1.73	0.218	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	1.84	0.42	232.3	20.7
	R300	R302	495.82	495.59	493.86	493.69	38.91	0.8	0.187	0.001	378	400	1.73	0.218	0.86	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	1.96	0.45	285.0	23.9
	R302	R304	495.42	495.18	493.55	493.35	39.93	0.8	0.233	0.002	410	600	2.27	0.643	0.36	0.003	0.92	0.22	0.42	0.04	2.08	0.49	249.9	23.1
	R304	R29	495.69	494.92	492.73	492.61	121.24	0.8	0.279	0.002	439	600	2.27	0.643	0.43	0.003	0.96	0.22	0.46	0.04	2.18	0.51	276.9	25.2
8	R310	R315	495.48	495.29	493.68	493.44	103.71	0.8	0.048	0.000	227	300	1.43	0.101	0.47	0.004	0.98	0.23	0.48	0.04	1.41	0.32	145.4	13.2
	R315	R319	494.43	494.38	492.85	492.68	77.82	0.8	0.094	0.001	292	300	1.43	0.101	0.93	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	1.63	0.38	226.5	18.7
	R319	R31	493.65	493.38	491.73	491.53	25.06	0.8	0.14	0.001	339	400	1.73	0.218	0.64	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	1.84	0.42	231.2	20.6



Suite tableau.V.2 : Collecteurs secondaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
8	R320	R324	497.2	497.02	495	494.76	100.2	0.8	0.049	0.000	229	300	1.43	0.101	0.48	0.004	0.99	0.23	0.49	0.04	1.42	0.33	147.0	13.3
	R324	R327	496.16	496.07	494.19	494.01	60.62	0.8	0.095	0.001	293	300	1.43	0.101	0.94	0.008	1.14	0.27	0.76	0.06	1.63	0.38	228.4	18.8
	R327	R331	495.58	495.52	493.71	493.47	84.29	0.8	0.141	0.001	340	400	1.73	0.218	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	1.84	0.42	232.3	20.7
	R331	R334	494.76	494.43	493.03	492.79	74.66	0.8	0.187	0.001	378	400	1.73	0.218	0.86	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	1.96	0.45	285.0	23.9
	R334	R336	493.99	493.86	492.44	492.34	35.29	0.8	0.233	0.002	410	600	2.27	0.643	0.36	0.003	0.92	0.22	0.42	0.04	2.08	0.49	249.9	23.1
	R336	R32	493.65	493.55	491.65	491.53	36.22	0.8	0.279	0.002	439	600	2.27	0.643	0.43	0.003	0.96	0.22	0.46	0.04	2.18	0.51	276.9	25.2
10	R338	R339	493.78	493.55	491.98	491.82	20.23	0.8	0.068	0.001	258	300	1.43	0.101	0.67	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	1.53	0.35	178.7	15.8
	R339	R340	493.55	493.4	491.82	491.68	16.66	0.8	0.134	0.001	333	400	1.73	0.218	0.61	0.005	1.05	0.24	0.56	0.05	1.83	0.42	224.8	20.1
	R340	R341	493.4	493.26	491.68	491.57	14.11	0.8	0.2	0.002	387	400	1.73	0.218	0.92	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	1.98	0.46	299.2	24.7
	R341	R342	493.26	493	491.57	491.4	21.02	0.8	0.266	0.002	431	600	2.27	0.643	0.41	0.003	0.95	0.22	0.45	0.04	2.15	0.50	269.6	24.6
	R342	R34	493	492.89	490.4	490.30	12.3	0.8	0.332	0.003	468	600	2.27	0.643	0.52	0.004	1.01	0.23	0.51	0.05	2.30	0.52	304.8	27.6
10	R343	R345	494.83	494.78	492.83	492.63	43.72	0.8	0.068	0.001	258	300	1.43	0.101	0.67	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	1.53	0.35	178.7	15.8
	R345	R347	494.41	494.19	492.48	492.3	38	0.8	0.142	0.001	341	400	1.73	0.218	0.65	0.005	1.06	0.24	0.58	0.05	1.84	0.42	233.4	20.7
	R347	R351	494.01	493.74	492.18	491.94	103.6	0.8	0.216	0.002	399	400	1.73	0.218	0.99	0.008	1.14	0.27	0.80	0.06	1.98	0.47	320.2	25.7
	R351	R353	492.97	492.84	491.35	491.23	33.64	0.8	0.29	0.002	445	600	2.27	0.643	0.45	0.004	0.97	0.22	0.47	0.04	2.20	0.51	282.9	25.7
	R353	R37	492.67	492.43	490.58	490.15	19.8	0.8	0.364	0.003	485	600	2.27	0.643	0.57	0.005	1.04	0.24	0.54	0.05	2.35	0.54	321.0	28.9
10	R481	R485	492.15	491.62	490.15	489.91	94.65	0.8	0.088	0.001	285	300	1.43	0.101	0.87	0.007	1.13	0.26	0.72	0.06	1.62	0.38	215.8	18.1
	R485	R489	491.15	491.05	489.39	489.27	73.36	0.8	0.173	0.001	367	400	1.73	0.218	0.79	0.006	1.11	0.26	0.67	0.06	1.93	0.44	269.2	23.0
	R489	R490	490.46	490.3	488.3	488.18	15.57	0.8	0.259	0.002	427	600	2.27	0.643	0.40	0.003	0.94	0.22	0.44	0.04	2.13	0.50	265.5	24.3
	R490	R46	490.3	490.14	487.68	487.56	15.57	0.8	0.345	0.003	475	600	2.27	0.643	0.54	0.004	1.02	0.23	0.52	0.05	2.32	0.53	311.4	28.1
12	R491	R494	492.34	492.43	490.54	490.3	72.46	0.8	0.06	0.000	247	300	1.43	0.101	0.59	0.005	1.05	0.24	0.55	0.05	1.50	0.34	164.9	14.8
	R494	R495	492.15	491.31	489.96	489.79	21.29	0.8	0.123	0.001	323	400	1.73	0.218	0.56	0.005	1.03	0.24	0.53	0.05	1.79	0.41	213.5	19.2
	R495	R497	491.31	490.91	489.29	489.16	44.56	0.8	0.186	0.001	377	400	1.73	0.218	0.85	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	1.96	0.45	283.9	23.8
	R497	R500	490.83	490.51	488.93	488.69	78.64	0.8	0.458	0.004	528	600	2.27	0.643	0.71	0.006	1.08	0.25	0.62	0.05	2.45	0.57	372.8	32.6
	R500	R502	490.06	489.65	487.81	487.57	47.88	0.8	0.521	0.004	555	600	2.27	0.643	0.81	0.006	1.12	0.26	0.68	0.06	2.54	0.58	410.2	34.8



Suite tableau.V.2 : Collecteurs secondaire :

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
12	R502	R504	489.6	489.14	487.42	487.21	51.16	0.8	0.584	0.005	579	600	2.27	0.643	0.91	0.007	1.14	0.27	0.74	0.06	2.59	0.60	445.6	36.9
	R504	R506	489	488.8	487.01	486.84	42.79	0.8	0.647	0.005	602	800	2.75	1.384	0.47	0.004	0.98	0.23	0.48	0.04	2.70	0.62	384.6	34.9
	R506	R507	488.64	488.4	486.17	485.98	24.31	0.8	0.71	0.006	623	800	2.75	1.384	0.51	0.004	1.01	0.23	0.51	0.05	2.78	0.63	404.8	36.6
	R507	R509	488.4	488.3	485.98	485.86	41.02	0.8	0.981	0.008	703	800	2.75	1.384	0.71	0.006	1.08	0.25	0.62	0.05	2.97	0.68	495.1	43.3
	R509	R60	487.97	487.67	485.65	485.41	119.72	0.8	1.044	0.008	720	800	2.75	1.384	0.75	0.006	1.09	0.25	0.65	0.06	3.01	0.69	518.3	44.8
11	R528	R532	489.87	489.61	487.87	487.63	117.51	0.8	0.089	0.001	286	300	1.43	0.101	0.88	0.007	1.14	0.26	0.73	0.06	1.63	0.38	217.6	18.2
	R532	R534	488.71	488.36	486.93	486.69	56.87	0.8	0.279	0.002	439	600	2.27	0.643	0.43	0.003	0.96	0.22	0.46	0.04	2.18	0.51	276.9	25.2
	R534	R537	487.89	487.73	485.98	485.79	73.7	0.8	0.369	0.003	487	600	2.27	0.643	0.57	0.005	1.04	0.24	0.54	0.05	2.36	0.54	323.6	29.1
	R537	R538	487.4	487.19	485.39	485.24	19.35	0.8	0.459	0.004	529	600	2.27	0.643	0.71	0.006	1.08	0.25	0.62	0.05	2.46	0.57	373.4	32.6
	R538	R541	487.19	486.96	485.24	485	77.55	0.8	0.549	0.004	566	600	2.27	0.643	0.85	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	2.57	0.59	426.2	35.8
	R541	R62	486.42	486.27	483.61	483.46	18.54	0.8	0.998	0.008	708	800	2.75	1.384	0.72	0.006	1.08	0.25	0.63	0.05	2.98	0.69	501.3	43.7
13	R556	R557	485.86	485.58	484.16	483.95	26.34	0.8	0.116	0.001	316	400	1.73	0.218	0.53	0.004	1.02	0.23	0.52	0.05	1.77	0.40	206.6	18.7
	R557	R559	485.58	485.33	483.95	483.74	42.9	0.8	0.233	0.002	410	600	2.27	0.643	0.36	0.003	0.92	0.22	0.42	0.04	2.08	0.49	249.9	23.1
	R559	R561	485.15	484.95	483.1	482.91	46.22	0.8	0.35	0.003	478	600	2.27	0.643	0.54	0.004	1.03	0.23	0.52	0.05	2.33	0.53	313.9	28.3
	R561	R563	484.72	484.48	482.73	482.54	44.38	0.8	0.467	0.004	532	600	2.27	0.643	0.73	0.006	1.08	0.25	0.63	0.05	2.46	0.57	378.1	32.9
	R563	R565	484.27	484.07	482.38	482.21	39.02	0.8	0.584	0.005	579	600	2.27	0.643	0.91	0.007	1.14	0.27	0.74	0.06	2.59	0.60	445.6	36.9
	R565	R567	483.88	483.68	481.57	481.4	39.34	0.8	0.701	0.006	620	800	2.75	1.384	0.51	0.004	1.00	0.23	0.50	0.05	2.76	0.63	402.0	36.4
	R567	R568	483.49	483.26	481.25	481.04	26.57	0.8	0.818	0.007	657	800	2.75	1.384	0.59	0.005	1.05	0.24	0.55	0.05	2.88	0.65	438.9	39.4
	R568	R570	483.26	483.06	481.04	480.88	36.72	0.8	0.935	0.007	691	800	2.75	1.384	0.68	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	2.94	0.68	478.5	42.3
	R570	R571	482.9	482.62	480.74	480.56	23.06	0.8	1.052	0.008	722	800	2.75	1.384	0.76	0.006	1.10	0.25	0.65	0.06	3.02	0.70	521.3	44.9
	R571	R81	482.62	482.21	480.56	480.32	104.12	0.8	1.169	0.009	751	800	2.75	1.384	0.84	0.007	1.13	0.26	0.70	0.06	3.11	0.72	563.7	47.4



V.7 COLLECTEUR PRINCIPAL



Tableau.V.3 : Collecteurs principal

SB	Tronçon		CTam	CTav	CPam	CPav	L (m)	I (%)	Qtot (m³/s)	Qusée (m³/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	RQ	Rqmin	RV	Rvmin	RH	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
1	R1	R3	500.88	500.74	497.38	497.14	46.91	0.8	0.09	0.001	287	300	1.43	0.101	0.89	0.007	1.14	0.26	0.73	0.06	1.63	0.38	219.3	18.3
	R3	R5	500.36	500.2	497	496.76	45.56	0.8	0.18	0.001	372	400	1.73	0.218	0.83	0.007	1.12	0.26	0.69	0.06	1.95	0.45	277.2	23.4
	R5	R7	499.92	499.75	496.64	496.4	53.58	0.8	0.27	0.002	433	600	2.27	0.643	0.42	0.003	0.95	0.22	0.45	0.04	2.16	0.50	271.9	24.8
	R7	R12	499.51	499.21	496.21	495.97	135.28	0.8	0.359	0.003	482	600	2.27	0.643	0.56	0.004	1.03	0.23	0.53	0.05	2.35	0.53	318.5	28.7
	R12	R19	498.06	497.72	493.97	493.73	184.89	0.8	0.718	0.006	626	800	2.75	1.384	0.52	0.004	1.01	0.23	0.51	0.05	2.78	0.64	407.3	36.9
	R19	R20	496.23	495.99	492.49	492.31	23.09	0.8	1.572	0.013	839	1000	3.19	2.509	0.63	0.005	1.06	0.24	0.57	0.05	3.38	0.77	568.7	50.8
	R20	R23	495.99	495.7	492.31	492.07	67.86	0.8	1.695	0.014	863	1000	3.19	2.509	0.68	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	3.42	0.78	598.0	52.8
	R23	R25	495.3	495.17	491.76	491.58	50.58	0.8	1.818	0.015	886	1000	3.19	2.509	0.72	0.006	1.08	0.25	0.63	0.05	3.46	0.80	628.8	54.8
8	R25	R29	494.81	494.55	491.36	491.12	98.86	0.8	3.278	0.026	1105	1200	3.61	4.080	0.80	0.006	1.11	0.26	0.68	0.06	4.02	0.93	814.9	69.4
	R29	R31	493.83	493.42	490.57	490.33	42.46	0.8	3.557	0.028	1140	1200	3.61	4.080	0.87	0.007	1.14	0.26	0.72	0.06	4.09	0.95	864.9	72.3
	R31	R32	493.38	493.29	490.23	490.13	12.27	0.8	3.697	0.030	1156	1200	3.61	4.080	0.91	0.007	1.14	0.27	0.74	0.06	4.11	0.96	889.2	73.8
10	R32	R34	493.29	493.05	490.13	489.95	36.26	0.5	3.976	0.032	1298	1500	3.31	5.848	0.68	0.005	1.07	0.25	0.60	0.05	3.54	0.81	901.0	79.5
	R34	R37	492.89	492.76	489.84	489.66	46.47	0.5	4.308	0.034	1338	1500	3.31	5.848	0.74	0.006	1.09	0.25	0.64	0.06	3.60	0.83	954.7	82.9
	R37	R46	492.43	492.18	489.47	489.26	230.97	0.5	4.672	0.037	1379	1500	3.31	5.848	0.80	0.006	1.11	0.26	0.68	0.06	3.68	0.85	1014.4	86.4
	R46	R49	490.14	489.78	487.12	486.97	53	0.5	5.017	0.040	1416	1500	3.31	5.848	0.86	0.007	1.13	0.26	0.71	0.06	3.75	0.87	1068.7	89.7
11	R49	R60	489.6	489.31	486.2	486.05	281.38	0.5	8.919	0.071	1757	1800	3.74	9.510	0.94	0.008	1.14	0.27	0.76	0.06	4.26	1.00	1369.1	112.6
	R60	R62	486.78	486.46	483.29	483.14	54.8	0.45	9.963	0.080	1868	2000	3.80	11.948	0.83	0.007	1.13	0.26	0.70	0.06	4.28	0.99	1395.9	117.8
	R62	R81	486.27	486.04	483.02	482.87	466.27	0.45	10.961	0.088	1936	2000	3.80	11.948	0.92	0.007	1.14	0.27	0.75	0.06	4.33	1.01	1495.6	123.7
	R81	R87	481.59	481.39	478.18	478.03	168.08	0.5	12.13	0.097	1972	2000	4.01	12.595	0.96	0.008	1.14	0.27	0.78	0.06	4.57	1.08	1555.7	126.8



V.8 Conclusion :

D'après le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales on peut conclure que :

- Les diamètres des collecteurs principaux varient de 300mm jusqu'à 2000 mm
- Les regards de chutes sont placés dans les sous bassin à forte pente et des regards de jonction au niveau des raccordements
- La vitesse d'auto curage est vérifiée dans tous les tronçons.

VI. CHAPITRE VI : ELEMENTS
CONSTITUTIFS DU RESEAU ET
SES OUVRAGES ANNEXES



VI.1 Introduction :

Un réseau d'assainissement doit être équipé de plusieurs éléments comme les conduites, les regards et les déversoirs. Ces éléments ont pour but d'assurer le bon fonctionnement du réseau qui conduit à une bonne évacuation des eaux usées et pluviales.

VI.2 Les ouvrages principaux :

Ces ouvrages correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

VI.2.1 Canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et des ouvrages visitables.

VI.2.2 Type de canalisation :

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

Les principaux matériaux disponibles sur le marché sont :

1) Conduites en béton :

Les canalisations en béton constituent la majeure partie du réseau d'assainissement. Elles sont rigides et peuvent, suivant la classe de résistance adoptée, reprendre des efforts importants liés aux remblais et aux charges roulantes. Il existe 2 types de canalisations en béton : les canalisations en béton armé (d'usage le plus courant), les canalisations en béton non armé.

Ces canalisations sont soumises à des fissures circulaires et longitudinales. Elles peuvent néanmoins être durables dans le temps lorsque les eaux véhiculées ne sont pas trop acides. ^[09]



2) Conduites en PEHD :

Le tube PEHD est utilisé dans de multiples domaines, comme l'adduction d'eau, le passage de câbles électriques ou fibres optiques, le gaz, l'assainissement gravitaire, l'assainissement sous pression

Ces canalisations peuvent se présenter sous un aspect extérieur lisse ou annelé, l'intérieur étant toujours lisse, les conduites en polyéthylènes sont robustes, résistantes aux fluides agressifs à l'abrasion, et elles résistent également très bien aux influences mécaniques, ces conduites sont légères et flexibles, ce qui permet une pose économique. ^[09]

3) Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) :

Le PVC est une résine synthétique résultante de la polymérisation de vinyle monomère. La matière de base est une poudre de résine additionnée de produit approprié. Une fois confectionné, le tube est refroidi puis coupé. Les tuyaux en PVC sont présentés dans une gamme de diamètres allant de 110mm à 700mm.

Ils ont une longueur utile de 4m à 6m selon les fabricants, les avantages sont :

- Caractéristiques favorables à l'eau ménagère
- Résistance mécanique suffisante
- Poids léger montage facile
- Haute résistance à l'abrasion

Et leur inconvénient est la sensibilité à la température. ^[09]

VI.2.3 Choix du type de canalisation :

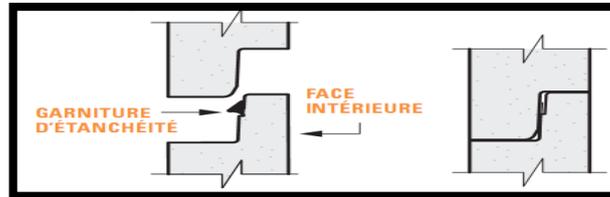
Pour faire le choix des différents types de conduite on doit tenir compte de :

- Des pentes du terrain
- Des diamètres utilisés
- De la nature du sol traversé
- De la nature chimique des eaux usées
- Des efforts extérieurs dus au remblai. ^[09]

Dans notre projet, les conduites utilisées seront béton armé.

VI.2.4 Les joints des conduites en béton armé :

1) Joint type Rocla :



Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures. Ce joint est valable pour tous les diamètres

Figure VI.1 Joint type Rocla

2) Joint à demi emboîtement :

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables.

Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

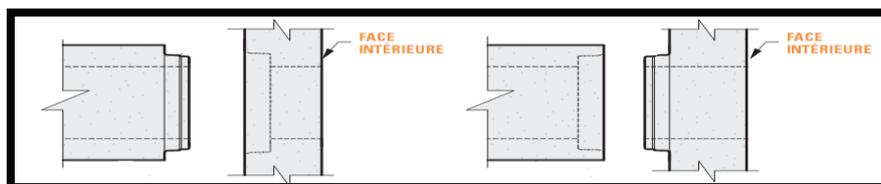


Figure VI.2 Joint à demi-emboîtement

3) Joint à collet :

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

La figure VI.3 :

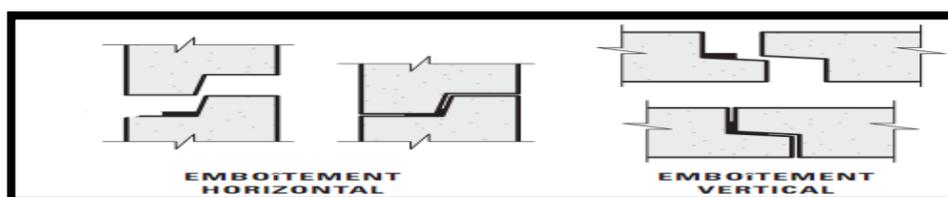


Figure VI.3 Joint à collet



VI.2.5 Différentes actions supportées par la conduite :

En général il existe trois actions supportées par la conduite :

- ✓ Les actions mécaniques
- ✓ Les actions chimiques
- ✓ Les actions statiques

1) Actions mécaniques :

Les canalisations d'assainissement, qui sont le plus souvent enterrées, sont soumises en service à un grand nombre d'actions d'ordre mécanique : poids propre, poids de l'effluent, charge due au remblai, charges de surface, etc.....^[03]

2) Actions chimiques :

La présence d'H₂S dans les réseaux d'assainissement présente de réelles nuisances odeur très désagréable pour les riverains mais surtout, risques d'intoxication et d'asphyxie pour le personnel d'entretien tout cela est provoqué par un temps de séjour plus long et qui amène la formation de gaz H₂S. Ces gaz se mélangent à la condensation qui s'opère à la partie supérieure du tuyau où des bactéries peuvent les transformer en acide sulfurique.

Ce phénomène se manifeste surtout :

- Au niveau du rejet de conduites de refoulement dans les réseaux gravitaire
- Dans les longs réseaux à faible pente
- En cas de faibles débits
- En cas de hautes températures^[03]

3) Actions statiques :

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

VI.3 Ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien,



du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Ouvrages normaux
- Ouvrages spéciaux

VI.3.1 Ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.3.1.1 Ouvrages des surfaces :

Ce type d'ouvrages est destiné au recueil des eaux pluviales. On distingue deux catégories :

- A- Ouvrages de collecte et de transport.
- B- Ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

A) Ouvrages de collecte et de transport :

1) Les caniveaux :

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

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout. ^[03]

2) Les fossés :

Les fossés sont destinés à la collecte des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique ^[03]

B) Les bouches d'égout :

Ce sont des ouvrages destinés à collecter en surface les eaux de ruissellement. Ils permettent par l'intermédiaire d'une canalisation d'acheminer ces eaux jusqu'à l'égout.

Elles peuvent être classées d'après deux critères principaux :

1) La façon dont on recueille les eaux :

- bouches à accès latéral aménagées au bord des trottoirs.
- bouches à accès par le dessus comme dans les parcs de stationnement ou sous caniveaux dans le cas de trottoirs étroits ou particulièrement encombrés de câbles et de canalisations diverses ou en bordure des voies à forte pente.

2) La façon dont les déchets sont retenus :

- sans décantation (dans ce cas les bouches doivent être sélectives, c'est-à-dire comporter un panier amovible permettant d'arrêter les déchets).
- avec décantation.

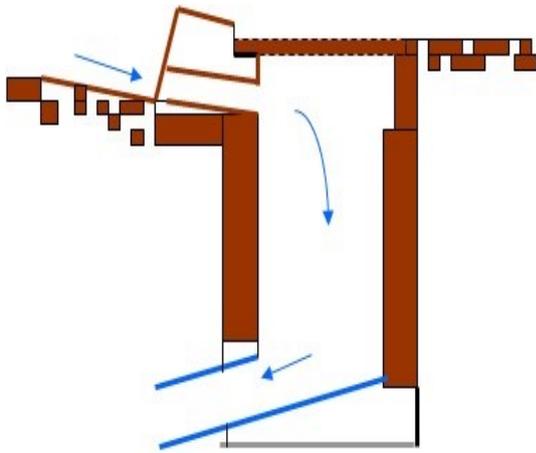


Figure VI.4 bouches à accès latéral

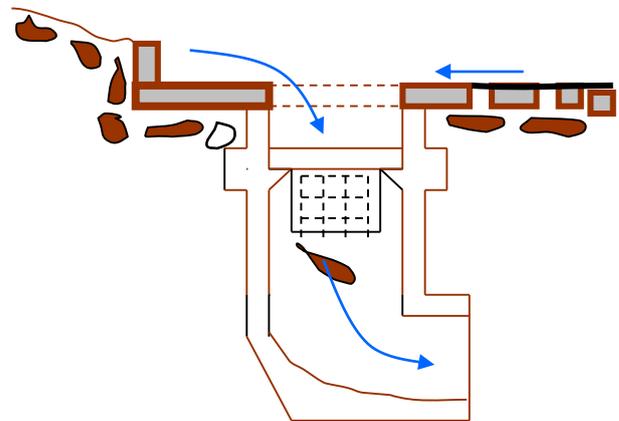


Figure VI.5 bouches à accès par le dessus

VI.3.1.2 Branchements :

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10). Pour dire que c'est un bon branchement il faut vérifier les conditions suivantes :

- ✓ La pente souhaitable est au minimum de 3%
- ✓ La conduite de branchement suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public ^[03]

VI.3.1.3 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Les regards sont des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. ^[03]



- Regard simple : pour raccordement des collecteurs de mêmes ou de diamètres différents.
- Regard latéral : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- Regard double : pour système séparatif
- Regard toboggan : en cas d'exhaussement de remous
- Regard de chute : à forte pente

La distance entre deux regards est variable

- 20 à 50 m en terrain accidenté.
- 50 à 80 m en terrain plat.

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

Remarque

Dans notre projet ont utilisé les types de regards suivants :

- ❖ Regard simple (de jonction)
- ❖ Regard chute pour casser la forte pente

A) Dimensionnement des regards de chute :

Les dimensions de ce type de regards seront standards

B) Dimensionnement des regards de chute :

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

$$x = Vt \quad (\text{VI.1})$$

$$y = \frac{1}{2} gt^2 \quad (\text{VI.2})$$



Ou : x : La longueur du regard (m).

y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du plan d'eau.

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

Des deux équations on aura : $x = \sqrt{\frac{2y}{g} \cdot V}$ (m) (VI.3)



VI.3.2 Ouvrages spéciaux

1) Déversoirs d'orage :

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau aval d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire. ^[11]

a) Emplacement des déversoirs d'orage :

Ils sont placés :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur

Avant leurs projections il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- La topographie du site et La variations des pentes. ^[11]

b) Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs selon la pente, l'écoulement, la position de la STEP.

- Les déversoirs à seuil latéral.
- Les déversoirs à seuil frontal.
- Les déversoirs avec ouverture du radier.
- Les déversoirs siphoniques.
- Les déversoirs automatiques.
- Les déversoirs à barrage gonflable. ^[11]



c) Dimensionnement des déversoirs d'orage :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral ou frontal

On doit déterminer :

Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P)

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$

Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = d \times Q_{US}$$

d : représente la dilution ($d=5$).

Le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST}$$

La hauteur de la lame déversée (H_r)

La longueur du seuil, déversant (L). ^[11]

Déversoirs d'orage type frontal :

Ce déversoir d'orage se placé au nord de l'agglomération, il est chargé de déverser les pointes de ruissellement dans une chaaba et d'évacuer les eaux usées avec une dilution vers la station de relevage.

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 2000$ mm
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 12.13$ m³/s
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 15.931$ m³/s
- Débit de pointe allant vers la station :

$$Q_{STEP} = 3 \times Q_{US} = 3 \times 0.104 = 0.312 \text{ m}^3/\text{s}$$



- Calcul du coefficient de retardement

Le coefficient de retardement est un facteur qui traduit la diminution des débits pluviaux par retardement, cette diminution doit être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage.

$$(V-1) 100 t - 1Z c \square$$

t_c = temps de concentration (mn) $t_c = 15$ mn

$$\text{Donc } Z = 0.85$$

- Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Z * Q_{tot} = 0.85 * 12.13 = 10.31 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit critique : $Q_{cr} = 10.31 \text{ m}^3/\text{s}$

Débit rejeté vers l'oued : $Q_d = 10.31 - 0.312 = 9.998 \text{ m}^3/\text{s}$

Pente égale à 0.005m/m

$$R_{QCR} = 0.82$$

$$R_{HCR} = 0.69$$

$$H_{CR} = 1.3771 \text{ m}$$

-Hauteur d'eau allant vers la station d'épuration :

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$R_Q = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad R_h = \frac{H_{st}}{D_e}$$

D'après l'abaque :

$$R_Q = 0,025 \text{ et } R_h = 0,109$$

$$H_{st} = 217.8 \text{ mm}$$

Hauteur de la lame d'eau déversée :

$$H_d = H_{cr} - H_{step} = 1.3771 - 0.5 = 0.877 \text{ m} \square \square \square \square$$

Avec :

H_{cr} : hauteur de remplissage du débit critique dans la conduite amont (m).

H_{step} : hauteur du seuil (m).



Détermination de seuil déversant :

On applique la formule de BAZIN :

$$Qd = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (VI.4)$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

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

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,60 (2.g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (VI.5)$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{9.998}{0,6(2.9,81)^{0,5}(0.887)^{1,5}} = 6.74m \quad \square$$

VI.4 Conclusion :

On a pu voir dans ce chapitre les différents éléments constitutifs du réseau d'assainissement de notre projet ainsi que ses ouvrages annexes, ces éléments ont pour but de faciliter les opérations de curage et d'assurer la meilleure sécurité possible.

Vu l'état du terrain très accidenté, des regards de chute se sont avérés nécessaires pour briser l'effet de la forte pente.

Le type de canalisation utilisée est le béton armé pour tous les diamètres.

VII. CHAPITRE VII : STATION
DE POMPAGE



VII.1 Introduction

L'assainissement des agglomérations doit se faire de préférence gravitairement, mais parfois on se trouve face à des contraintes, qui nous obligent à utiliser d'autres systèmes spéciaux d'évacuation, dont le fonctionnement hydraulique, n'est pas gravitaire, parmi ces systèmes, on trouve l'assainissement sous pression. Après avoir choisi le tracé et dimensionné les collecteurs gravitaires, on utilise des pompes spéciales pour le refoulement des eaux usées. On dimensionnera dans ce chapitre les pompes de la station de pompage ainsi que la conduite de refoulement, qui a un rôle primordial pour acheminer les eaux usées vers un regard récepteur, puis une conduite dans laquelle l'écoulement est à surface libre, cette dernière acheminera les eaux usées vers un émissaire existant qui à son tour acheminera ces eaux vers la station d'épuration de la ville de Zighoud Youcef.

VII.2 Les stations de pompages en assainissement

Pour atteindre le but de ce projet (transfert des rejets), on doit compléter notre système d'évacuation par le dimensionnement de la station de refoulement (pompage), ainsi que tous les équipements auxiliaires. L'étude des stations de pompage doit prendre en compte l'analyse des données, le choix des pompes et des équipements, le rendement, la sécurité...etc.

VII.2.1 Rôle des stations de pompage

Pour transférer un volume d'eau, on cherche toujours un itinéraire à écoulement gravitaire, pour des raisons économiques, techniques et d'exploitation. Cependant des contraintes peuvent être rencontrées sur le terrain (terrain accidenté, terrain plat...ect.) où l'évacuation ne pourra pas se faire gravitairement, on a donc recours à des systèmes de pompage.

Il existe des stations de :

- Relevage : c'est un refoulement de longueur très réduite (quelques mètres) ;
- Refoulement : qui comporte une canalisation de refoulement en sortie de station et sur des distances importantes.



VII.2.2 Particularités des stations de pompage d'eaux usées

Les stations de pompage en assainissement (eaux usées et eaux pluviales) présentent les particularités suivantes :

- Les stations sont très souvent implantées en milieu urbanisé ;
- Le niveau d'aspiration des pompes se situe en général à quelques mètres au-dessous du niveau du sol ;
- Les possibilités de stockage des eaux à pomper sont généralement relativement réduites pour limiter les risques de dépôts dans les bâches de pompage. Les conditions de régularisation de ces stations sont différentes de celles des stations de pompage des systèmes d'alimentation en eau potable.
- Les eaux pompées présentent des caractéristiques très différentes des eaux traitées du fait que ces eaux peuvent contenir des déchets de toutes natures, des matières flottantes, en suspension ou en charriage, une partie de ces matières étant susceptibles de se déposer et de fermenter en dégageant de l'hydrogène sulfuré H₂S.

VII.2.3 Conception générale

En liaison avec la nature des eaux pompées, deux ensembles de point sont essentiel dans la conception des stations de pompage assainissement :

- La bêche d'aspiration doit permettre une alimentation hydrauliquement satisfaisante des groupes électropompes, et limiter les possibilités de dépôts.
- Les équipements doivent être adaptés au type de stations (types de pompes).

VII.2.4 Intégration des stations dans l'environnement

La plupart des stations de pompage d'assainissement se situent en milieu urbanisé. La nature des eaux pompées peut être une source supplémentaire de nuisances, donc des dispositions particulières doivent être prises au niveau de leur conception générale et de leurs équipements.



VII.2.5 Bruits et vibrations

Le niveau de l'eau à pomper se trouve généralement au-dessous du niveau du sol. Les bruits et les vibrations des stations proviennent des groupes électropompes qui sont installés avec une aspiration en charge et disposés par conséquent au-dessous de niveau du sol.

Cette disposition des groupes de pompes est favorable pour limiter le risque de propagation des bruits et des vibrations. L'utilisation de groupes électropompes immergés dans la fosse d'aspiration réduit aussi les bruits et les vibrations. Des manchons souples antivibrations et des supports élastiques sont installés pour limiter leurs diffusions par les canalisations au génie civil.

VII.2.6 Odeurs

Le développement des fermentations des eaux et des dépôts à l'intérieur de la station et dans le réseau amont peut être la source d'émission de mauvaises odeurs. Ces fermentations sont dangereuses pour le personnel d'exploitation (gaz pouvant être mortel) et pour les installations (corrosion). Des mesures et des dispositions doivent se prendre pour limiter leurs effets.

VII.2.7 Groupes électropompes

Trois types de groupes électropompes sont utilisés actuellement en assainissement :

- Les groupes électropompes de types submersibles : Ils peuvent suivant leur conception, être immergés dans la bache d'aspiration ou disposés dans une fosse sèche accolée à cette bache.
- Les groupes à vis d'Archimède : conçus pour les faibles hauteurs et les grands débits. Ils sont utilisés aux extrémités des réseaux pour des relèvements vers une station d'épuration des eaux usées ou pour des rejets dans le milieu récepteur (cas fréquent des eaux pluviales).
- Les groupes électropompes classiques en fosse sèche : Utilisés pour les eaux traitées ou les eaux brutes (pour les grands débits). Ces types de groupes électropompes classiques en fosse sèche ne sont plus utilisés actuellement dans les nouveaux projets, car souvent ils ne s'adaptent pas à la problématique du pompage des eaux usées et surtout pour des raisons de couts liés à la conception de ce type de station (infrastructure d'exploitation...)



VII.2.8 Choix de nombre et du type de pompe

La station de pompage doit être équipée d'un nombre suffisant de pompes qui puissent fournir le débit demandé, tel que :

$$N = n_p + n_{ps} \quad (\text{VII.1})$$

Où :

N : nombre de pompes installées.

n_{ps} : nombre de pompes de secours.

n_p : nombre de pompes de fonctionnement.

Le nombre de pompes de secours varie suivant le nombre total des pompes installés. Pour un nombre inférieur à 4 les nombre de pompes de secours est égal à 1.

VII.2.9 Critère du choix d'une pompe

Les pompes choisies doivent répondre aux conditions suivantes :

- Assurer la hauteur et le débit calculé.
- Le nombre de pompe doit être minimum.
- Assurer le rendement maximal de la pompe.
- NPSHr minimum.
- Puissance absorbée minimum.

VII.3 Dimensionnement de la Conduite de refoulement

VII.3.1 Choix du matériau de la conduite

Le choix entre les différents types de matériaux des tuyaux est basé sur des critères techniques et économiques

Le choix aussi doit répondre aussi aux trois points suivant :

- Résistance aux actions chimiques du sol.
- Bonne étanchéité.
- Résistance aux actions mécaniques dues aux charges externes.

**Remarque :**

Pour notre projet on optera pour des conduites de refoulement en PEHD

Les tuyaux en PEHD sont caractérisés par :

- La légèreté.
- Bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement).
- Pas de corrosion.

Le tableau ci-dessous, nous donne les épaisseurs et les prix du mètre linéaire correspondant aux différents diamètres des conduites en PEHD.

Tableau VII.1 : Dimension et prix des tuyaux en PEHD (fourniture et pose)

Dext (mm)	Epaisseur	Pression Nominal	Prix de mL (DA)
200	18.2	16	3269
250	22.7	16	5058
315	28.6	16	7682
400	36.3	16	12474
500	45.4	16	19289
630	57.2	16	29728

VII.3.2 Diamètre économique de la conduite de refoulement

Les données de base sont :

$$Q=0.312\text{m}^3/\text{s}$$

$$L=1568,31 \text{ m}$$



1) Calcul approximative du diamètre

En première approximation, on déterminera le diamètre par les deux formules ci-dessus, puis par une étude technico-économique.

- Le diamètre par la formule de **BONNIN** : $D = \sqrt{Q}$ (VII.2)

- Le diamètre par la formule de **BRESS** : $D = 1.5\sqrt{Q}$ (VII.3)

Où :

D est le diamètre de la conduite en (m)

Q : est le débit véhiculé en (m³/s).

Valeurs des diamètres selon les deux formules :

➤ **BONNIN : 0.559 m**

➤ **BRESS : 0.838 m**

2) Détermination du diamètre technico-économique

L'étude consiste à la détermination du diamètre économique des conduites de refoulements entre les différents postes de refoulement. 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 déterminer le diamètre qui engendre le moins de frais. Ce qu'on appelle diamètre économique.

3) Frais d'exploitation

Dans le but de trouver un diamètre qui nous optimise le cout d'exploitation (cout d'énergie électrique), nous devons passer par une chaine de calcul, afin d'arriver aux couts de l'énergie électrique correspondant à chacun des différents diamètres disponible.

4) Hauteur manométrique totale :

Pour déterminer les hauteurs manométriques (Hmt) correspondants à chaque diamètre. On doit d'abord déterminer les pertes de charge (Δh) engendrées dans chacun des diamètres. Et on Connaissant la hauteur géométrique (Hg) on a :



La hauteur manométrique totale est calculée par la formule suivante :

$$\mathbf{Hmt = Hg + \sum \Delta h} \quad \mathbf{(VII.4)}$$

Avec :

Hg : hauteur géométrique (m)

$\sum \Delta h$: la somme des pertes de charges.

La hauteur géométrique est la différence de niveau entre le niveau minimum du puisard et la cote du point le plus élevé de cette conduite de refoulement.

- La cote de niveau de la pompe= 474.25m
- La cote radier du regard récepteur = 550.3 m
- Donc la hauteur géométrique Hg = 76.05m

5) Le gradient de perte de charge :

Le gradient de perte de charge est calculé avec la relation suivante :

$$\sum h_p = 1.15 * \left(\frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * D^5 * g} \right) \quad \mathbf{(VII.5)}$$

Avec :

Q : débit d'eau usée à refouler (m³/s).

L : longueur de la conduite (m)

D : diamètre de la conduite (m)

g : la force de pesanteur (m²/s)

λ : coefficient de frottement d'après la formule de NIKURADZE

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^{-2} \quad \mathbf{(VII.6)}$$

ε : rugosité absolue de la conduite en PEHD égale à 0,01 mm



6) Puissance de pompage :

On peut calculer la puissance du pompage par formule suivante :

$$P = \frac{Q * g * H_{mt} * \rho}{\eta} \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

P : puissance absorbée par la pompe (KW)

ρ : densité des eaux usées.

η : rendement de la station de pompage, on peut le prendre 70 % (pour un premier calcul avant le choix des pompes).

7) Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par notre station pendant une année est le produit de la puissance de pompage par le nombre d'heures de pompage par année.

$$E = P * n * t * 365 \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

E : énergie consommée pendant une année (KW)

P : puissance de pompage (KW)

n : nombre de pompes.

t : temps de pompage par jour (h) = 16 heures

8) Dépenses annuelles de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du KWh et de l'énergie consommée par année.

$$K = \delta * E \quad (\text{VII.9})$$

Avec :

K : dépenses annuelles d'énergie (DA)

E : énergie consommée par année (KWh)

δ : prix du KWh, 4.179 DA/KWh.

L'énergie consommée par notre station pendant une année est le produit de la puissance de pompage par le nombre d'heures de pompage par année.



9) Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement augmentent avec le diamètre de la canalisation, on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) qui est égale à 30 ans.

$$F = \text{Prix} * A \quad (\text{VII.10})$$

Les frais d'amortissement sont donnés par la formule suivante :

$$A = i + \frac{i}{(1+i)^n - 1} \quad (\text{VII.11})$$

Avec :

i : taux d'annuité (8 à 12% en Algérie) en fonction du type d'investissement, on le prendra égale à 10%.

n : nombre d'année d'amortissement (n=30 ans).

$$A = 0,1 + \frac{0,1}{(1+0,1)^{30} - 1} = 0,106$$

10) Résultats sur le Refoulement

❖ Frais d'exploitation :

Les résultats du calcul sont regroupés dans le Tableau VII.2

Tableau VII.2 : Frais d'exploitation en fonction du diamètre refoulement

Dextérieur (mm)	HMT (m)	P (KW)	E (KWh)	Prix du KWh (DA)	Frais d'exploitation (DA)
200	1389.87	6077.14	35490473.36	4.179	148314688.18
250	486.95	2129.16	12434314.17	4.179	51962998.93
315	198.58	868.28	5070780.52	4.179	21190791.78
400	109.93	480.65	2806992.69	4.179	11730422.44
500	85.09	372.06	2172803.61	4.179	9080146.27
630	77.10	337.13	1968831.26	4.179	8227745.83

❖ Frais d'amortissement

Les résultats du calcul sont regroupés dans le Tableau VII.3 :

Tableau VII.3 : Frais d'amortissement en fonction du diamètre refoulement

Dextérieur (mm)	Prix de mL (DA)	Longueur (m)	Annuité (%)	Frais d'amortissement (DA)
200	3269	1568.31	10.6	543441.37
250	5058	1568.31	10.6	840846.27
315	7682.00	1568.31	10.6	1277062.29
400	12474.00	1568.31	10.6	2073688.49
500	19289.00	1568.31	10.6	3206619.95
630	29728.00	1568.31	10.6	4942008.29

Après avoir calculé les frais d'amortissement et ceux de l'exploitation, on fait leur somme pour tirer le diamètre économique qui correspond au cout minimal.

Les résultats du calcul sont représentés dans le Tableau VII.4

Tableau VII.4 : Bilan des frais d'exploitations et d'amortissements refoulement

Dextérieur (mm)	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Bilan
200	543441.37	148314688.18	148858129.55
250	840846.27	51962998.93	52803845.20
315	1277062.29	21190791.78	22467854.06
400	2073688.49	11730422.44	13804110.93
500	3206619.95	9080146.27	12286766.22
630	4942008.29	8227745.83	13169754.11

La représentation graphique des résultats du tableau VII.4 permet de déduire le diamètre économique, au point le plus bas de la courbe.

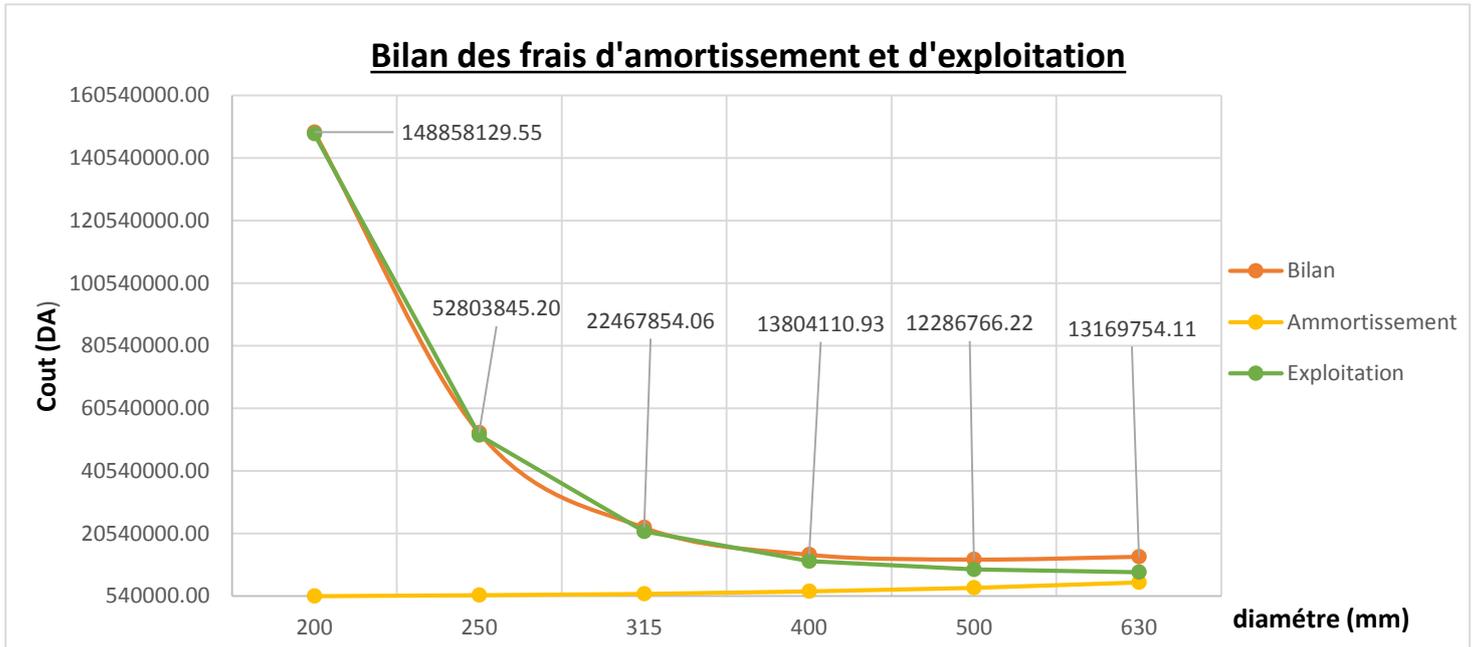


Figure VII-1 : diamètre économique

Remarque :

- Le diamètre économique de la conduite de refoulement (SR) est de **500mm**.

Vérification de la vitesse :

$$Q = V \cdot S \Rightarrow V = Q/S = 0,312 / (\pi \cdot (0.4092/ 2)^2)$$

$$V = 2.372 \text{ m/s}$$

La vitesse est vérifiée.

Donc le diamètre de la conduite de refoulement est le 500 mm avec un débit de 0.312m³/s et une HMT de 85m

VII.4 Dimensionnements des pompes pour la station de pompage

En se basant sur les données existantes, on va faire le dimensionnement des pompes de la station de refoulement.



VII.4.1 Choix des pompes pour notre station

Pour le choix du type de pompe, on a utilisé logiciel de sélection de pompe xylect sur le site internet www.xylec.com

Les caractéristiques de la pompe choisie sont illustrées dans les Tableau suivants :

Tableau VII.5 : Caractéristiques techniques de la pompe choisie

Station	Type de pompe	Nombre de pompes	Débit unitaire (m ³ /h)	HMT (m)	Vitesse de rotation (tour/min)	Puissance absorbée (Kw)	rendement (%)
Sp	Submersible CP 3240/805 3~450	2+1	561.6	85	1490	215	76,7 %

Remarque :

- Le nombre de pompes dans notre station est de 3 soit le système 2+1 (deux pompe qui fonctionne et l'autre de secours).
- Les courbes caractéristiques et le schéma des pompes choisies sont représentés dans l'annexe.

VII.4.2 Choix de l'emplacement et du type de la station de pompage

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

- L'emplacement de la station et des 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).
- Elle dépend du relief d'accès de l'alimentation en énergie électrique.
- prévoir de la verdure autour de la station.



VII.4.3 Données de base initiales

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

- la quantité d'eau (débit) demandée par la station et qui est orientée vers un regard.
- le plan topographique : ce plan permet de faire le choix de l'emplacement de la station et du tracé de la conduite de refoulement avec les différentes côtes topographiques.
- la source d'énergie électrique : elle permet de faire le choix technico-économique de certains équipements.

Remarque :

$$Q=0.312\text{m}^3/\text{s}$$

$$L=1568,31 \text{ m}$$

VII.4.4 Type de bâtiment de la station

Le bâtiment de la station de pompage se construira pour abriter l'ensemble des installations suivantes :

- équipements hydrauliques, hydromécaniques, principaux et auxiliaires.
- appareillage électrique.
- locaux du personnel.

On distingue donc les types de bâtiments suivant :

- Bâtiments type Bloc
- Bâtiments type bache sèche.
- Bâtiments type bache mouillée (pompe submersible).
- Bâtiments type enterrée.

Remarque :

Vu les conditions géologiques et topographiques du site de la station et vue notre choix de pompes submersible, on opte pour un bâtiment type bache mouillée qui est adapté au pompes submersible.



VII.4.5 Equipements du poste de refoulement

Vu la nature des eaux pompées, les équipements hydrauliques doivent être adaptés aux eaux chargées (boues, déchets...). Ils doivent être facilement accessibles pour la maintenance et l'entretien et pour ce faire il est recommandé de les installer dans une chambre annexe, hors du puisard de pompage.

En résumé, un poste de pompage est constitué des éléments hydrauliques suivants :

- La vanne placée après le clapet, qui permet d'isoler la pompe lors de l'entretien et du démarrage.
- Le clapet anti-retour, généralement un clapet à simple battant. En cas de protection anti béliet avec un réservoir d'air au refoulement, il faut un clapet avec contrepoids pour fermeture rapide.
- Equipement de mesure : les équipements bien adaptés pour la mesure des débits d'eaux usées en écoulement en charge sont les débitmètres électromagnétiques ou ultrasons.

VII.4.6 Détermination Du Volume De La Bâche D'eau :

Le volume utile de la bâche d'accumulation est déterminé d'après la formule suivante :

$$V_u = Q_j / (4 \times N)$$

Avec :

Q_j : Débit de fonctionnement en (m³/h) ;

N : Nombre de démarrage des pompes en une heure =6.

$$V_u = 0.312 \times 3600 / (4 \times 6) = 46.8 \text{ m}^3$$

Donc le volume utile de la bâche d'eau est : $V_u = 47 \text{ m}^3$

VII.4.7 Surface De La Bâche (S)

On suppose une surface rectangulaire.

$$S = V_u / H_u$$

Avec $H = 3.8 \text{ m}$

$$S = V_u / H = 47 / 3.8 = 12.36 \text{ m}^2$$

On prend $L = 4 \text{ m}$ et $l = 3 \text{ m}$



On ajoute une hauteur de garde pour éviter toute mise en charge du collecteur d'arriver des eaux usées. Nous recommandons une hauteur de garde de 0,20 m, $H = 4\text{m}$

Donc le volume total de la bache est :

$$V = 4 * 4 * 3 = 48\text{m}^3$$

VII.4.8 Détermination de la hauteur manométrique totale.

La hauteur manométrique totale HMT d'un ou de plusieurs groupes submersibles s'exprime sous la forme suivante :

$$HMT_{max} = Hg_{max} + PDC_{tot}$$

$$Hg_{max} = C_{Tr} - C_{Tp}$$

C_{Tr} : La cote TN du regard récepteur (550.3 m) 76.05m

C_{Tp} : La cote de la pompe

$$C_{Tp} = C_{Tsp} - H$$

$$C_{Tp} = 478,25 - 4 = 474.25\text{m}$$

$$Hg_{max} = 550.3 - 474.25 = 76.05\text{m}$$

La conduite de refoulement sera en PEHD DN 500 (515,6) mm – PN16 bars sur une longueur de 1568,31 ml.

En appliquant les formule VII.6 et VII.5 en trouve :

Tableau VII.6 : résultats de calcul des pertes charge linéaire

Dext (mm)	Epaisseur	ε (mm)	λ	$\sum hp$
500	45.4	0.01	0.00948	7.04687



Les pertes charges singulière sont estimées à 10% des pertes charges linéaires. Donc les pertes de charges totales sont :

$$\sum h_{pt} = 1.1 * \sum h_{plin} = 1.1 * 7.04687 = 7.75156m$$

Donc

$$HMT_{max} = 76.05 + 7.75156 = 83.80 m$$

VII.5 Dimensionnement de la Conduite à écoulement a surface libre

Dans cette partie on va dimensionner la conduite qui acheminera les eaux usées depuis un regard récepteur jusqu'à l'émissaire de la STEP avec un écoulement à surface libre (1323.94 m de longueur).

Vu que l'écoulement dans cette conduite est un écoulement à surface libre, le mode de dimensionnement est le même que celui utilisé dans le chapitre V (Calcul hydraulique).

Les formules utilisées sont :

La formule de la continuité (V.1)

La formule de Manning pour la détermination de la vitesse (V.2)

La formule pour le diamètre calculé (V.3)

La formule pour le débit en pleine section (V.4)

La formule pour la vitesse en pleine section (V.5)

La formule pour le rapport des débits $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}}$

La formule pour le rapport des vitesses $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$

La formule pour le rapport des hauteurs $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

Les résultats du dimensionnement sont exprimés dans le tableau VII.7 avec :

Tron : tronçon

D_{nor} : diamètre normalise (mm)

CT_{am} : cote terrain amont (m)

R_q : rapport des débits

CT_{av} : cote terrain aval (m)

R_h : rapport des hauteurs

$CPam$: cote projet amont (m)

R_v : rapport des vitesses



CP_{av} : cote projet aval (m)

V : vitesse réel d'écoulement (m/s)

L : longueur de conduite entre deux regards (m)

D_{cal} : diamètre calculé (mm)

I : pente (m/m)

D_{nor} : diamètre normalise (mm)

Q_{tot} : debit total

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

Q_{ps} : débit à pleine section (l/s)

D_{cal} : diamètre calculé (mm)



Tableau VII.7 : Dimensionnement de la conduite à écoulement a surface libre

Tronçon		C _{Nam} (m)	C _{Nav} (m)	C _{Pam} (m)	C _{Pav} (m)	L (m)	I (%)	Q _{tot} (m ³ /s)	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	Vec (m/s)	H _{cal} (mm)
R1	R55	551.88	551.54	549.8	549.65	759.14	1	0.312	439	600	2.54	0.718	0.43	0.96	0.46	2.44	276.9
R55	R58	514.44	515.62	512.78	512.67	55.86	0.5	0.312	500	600	1.80	0.508	0.61	1.05	0.56	1.89	337.0
R58	R96	516.38	516.41	512.5	512.35	508.94	1	0.312	439	600	2.54	0.718	0.43	0.96	0.46	2.44	276.9



VII.6 Conclusion

A la fin de cette partie on a pu dimensionner les pompes de la station de refoulement ainsi que les conduites ; refoulement et à écoulement à surface libre de ; acheminant l'eau jusqu'à l'émissaire de la STEP.

En tout on à 3 pompes submersible (2+1), une conduite de refoulement de 1568,31 m de longueur avec un diamètre de 500 mm, et une conduite à écoulement à surface libre de 1323.94 m de longueur avec un diamètre de 600 en béton.

VIII. CHAPITRE VIII : POSE
CANALISATION



VIII.1 Introduction :

Ce chapitre vise l'utilisation normale et les règles minimums à respecter lors de l'installation, soit de la réception à la fermeture de la tranchée, on commence par manutention, piquetage, exécution de tranchée et à la fin le remplissage de tranchée.

VIII.2 Exécution des travaux :

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

- Manutention et stockage des conduites
- Décapage de la couche de végétation
- Emplacement des jalons des piquets
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- Aménagement du lit de pose
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblaiement des tranchées
- Construction des regards en béton armé

VIII.2.1 Manutention et stockage des conduites :

Lors de la réception et avant d'accepter la livraison sur chantier, l'entrepreneur doit vérifier s'il y a des tuyaux endommagés ou manquants. Les étapes à suivre sont les suivantes :

- Faire le tour du transport pour vérifier la qualité des produits et noter les produits endommagés.
- Décharger en faisant attention au manœuvre pour ne pas blesser le personnel ou endommager le produit.
- Vérifier les quantités totales par rapport au bordereau de livraison et noter les produits manquants

Pour le stockage il faut respecter les conditions suivantes :

- Décharger les tuyaux par ballots, poser le ballot sur le sol (surface plane)
- Ne pas soulever les ballots avec des chaînes ou des câbles simples
- Le stockage des tubes doit assurer leur protection mécanique et contre la chaleur
- Eviter le contact avec l'huile les solvants et autres substances chimiques
- Le maximum de hauteur d'entreposage en chantier de tuyau est de 1,5m
- Utiliser des cales pour éviter que la pile de tuyau s'effondre et ainsi entraîner^[02]

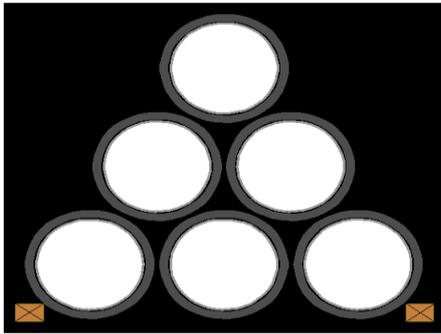


Figure.VIII.1- Entreposage en pile

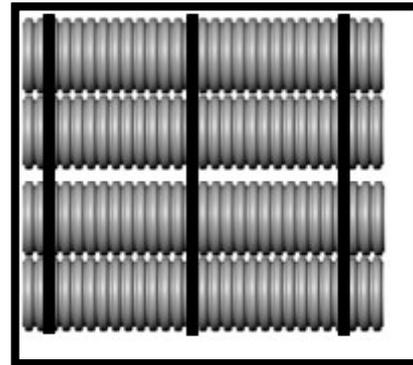


Figure.VIII.2 -Entreposage en ballot

VIII.2.2 Décapage de la couche de terre végétale :

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs, le volume de la couche à décaper est calculer par la formule (VIII.3)

VIII.2.3 Emplacement des jalons des piquets (piquetage) :

Les jalons des piquets doivent être placés :

- Dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente
- À chaque branchement ou jonction de canalisation

VIII.2.4 Exécution des tranchées :

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la fondation, de l'espace minimum nécessaire entre la canalisation et la paroi de la tranchée pour réaliser une pose correcte de la fondation.



Calcul de la profondeur et la largeur de la tranchée

a) Profondeur de la tranchée

$$H = e + D + h \quad (\text{m}) \quad (\text{VIII-1})$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable. (m)

D : Diamètre de la conduite. (m)

h : Hauteur du remblai (m)

b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c \quad (\text{m}) \quad (\text{VIII-2})$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond. (m)

D : Diamètre de la conduite. (m)

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m)

VIII.2.5 Aménagement du lit de pose :

Les tubes ne doivent pas être posés à même fond de fouille mais sur un lit de pose, d'une hauteur de 10cm au minimum constitué de sable. Le lit de pose doit être soigneusement compacté. Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaires : exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition^[02]

VIII.2.6 Protection contre les effondrements :

La plupart des effondrements mortels se produisent sur de petits chantiers de courte durée tels que des raccordements de services publics ou l'excavation de drains ou de puits. Trop souvent les gens croient que ces travaux ne sont pas assez dangereux pour exiger de prendre des précautions contre l'effondrement. Il y a plusieurs méthodes de base pour protéger les travailleurs des effondrements parmi ces méthodes^[05] :

- Talus
- Caissons

- a) Méthode des Talus :

Une manière d'assurer que les parois d'une tranchée ne s'affaisseront pas il faut les incliner en talus soit avec parois verticale ou avec parois inclinée^[06]

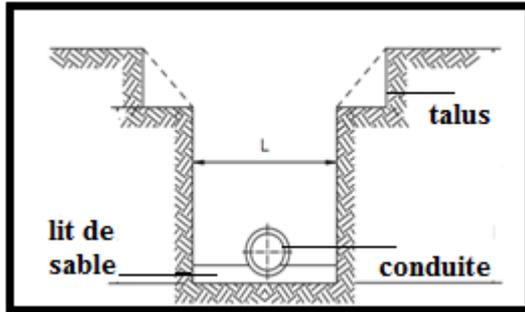


Figure VIII.3- talus avec parois verticale

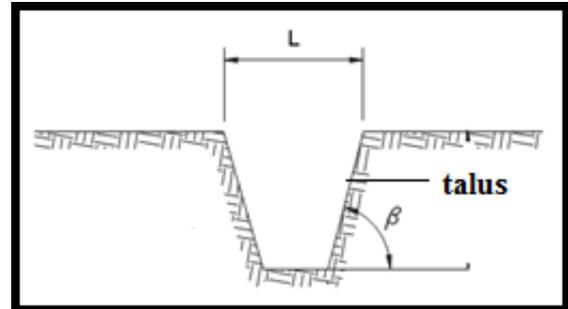


Figure VIII.4- talus avec parois inclinées

- b) Méthode des caissons (blindage) :

Les caissons métalliques sont des boîtes limités latéralement par deux surfaces d'acier.

Il y a de nombreuses variantes et dimensions :

- Suivant la cohésion du sol, ils sont mis en place soit pendant les terrassements de la fouille, soit immédiatement après l'excavation complète
- Suivant le type de renforcement, on distingue :
 - Renforcements au milieu ou sur les côtés.
 - Renforcements par des vérins simples ou doubles. ^[06]

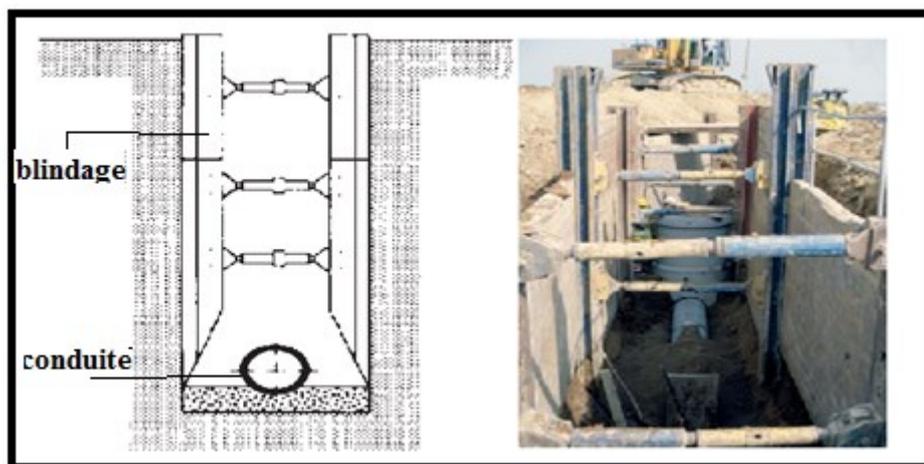


Figure VIII.5- protection avec blindage

VIII.2.7 Pose des canalisations en tranchée :

La mise en place des conduites dépend des opérations suivantes :

- ❖ Les tuyaux doivent être posés à partir de l'aval, l'emboîtement, s'il existe, étant dirigé vers l'amont
- ❖ Le calage provisoire des tuyaux doit s'effectuer à l'aide de mottes de terre ou de coins en bois, l'usage de pierres étant proscrit
- ❖ Les éléments d'un même tronçon se présentent dans un même axe
- ❖ La pente reste régulière entre chaque deux regard
- ❖ A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

VIII.2.8 Mise en place des conduites :

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés (pelle)



Figure VIII.6- pose de conduite avec une pelle

VIII.2.9 Assemblage des conduites

Assemblage des tuyaux est effectué avec un levier (barre à mine) pièce de bois intermédiaire ou avec un outil qui exerce la force dans l'axe du tuyau.

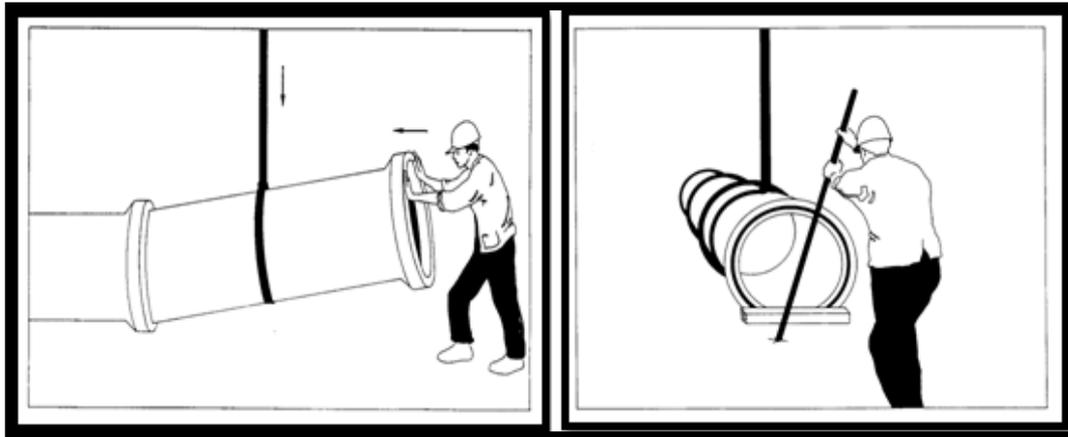


Figure VIII.7- Assemblage des conduites

VIII.2.10 Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints :

L'épreuve doit être effectuée sur des tronçons d'une longueur maximale de 500 m dans les plus brefs délais après la pose. L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

VIII.2.11 Exécution des regards

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

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

VIII.2.12 Remblaiement des tranchées :

Remplissage de tranchée doit être effectué, en trois étapes :

A) Exécution de l'assise :

Le matériau de remblai est poussé sous les flancs de la canalisation et compacté par couches successives, jusqu'à hauteur des reins de la canalisation.

B) Exécution du remblai latéral et du remblai initial :

Le remblaiement et le compactage se poursuivent par couches successives, jusqu'à un niveau au moins égal à 150 mm au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation ou 100 mm au-dessus du collet. La hauteur des couches est à ajuster en fonction de la nature du remblai, de la puissance de l'engin de compactage et de l'objectif de densification. Il convient que le remblai initial situé directement au-dessus de la canalisation soit compacté par des moyens non susceptibles de l'endommager.

C) Exécution du remblai proprement dit :

Le remblaiement et le compactage se poursuivent par couches successives jusqu'au niveau prévu au projet. La hauteur des couches est à ajuster en fonction de la nature du matériau, de la puissance de l'engin de compactage et de l'objectif de densification.

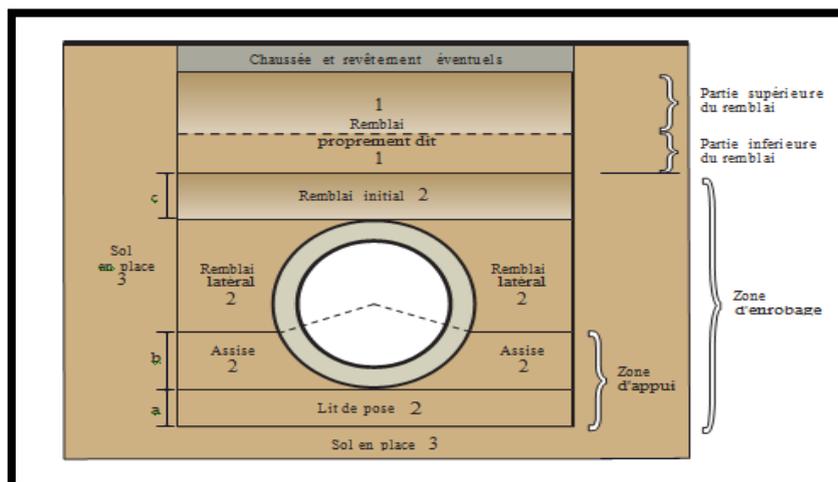


Figure VIII.8-Coupe transversale d'une tranchée avec la mise en place de la conduite

VIII.3 Choix des engins :

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

VIII.3.1 Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

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



Figure VIII-9 : Bulldozer

VIII.3.2 La niveleuse :

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

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



Figure VIII-10 : Niveleuse automotrice

VIII.3.3 Pour l'excavation des tranchées :

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

- 1- Temps de fouille.
- 2- Temps de transport.
- 3- Temps de déchargement.
- 4- Temps de remise en position de déblais.

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



Figure VIII-11 : Pelle équipée en rétro

VIII.3.4 Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur. Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet. Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VIII-12 : Chargeur

VIII.3.5 Pour le compactage :

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

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

Les organes de manœuvre.



Figure VIII-13 : compacteur



VIII.4 Devis quantitatif et estimatif :

Le calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant. Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- ❖ Travaux de décapage à grande masse
- ❖ Travaux de décapage de la tranchée
- ❖ fourniture et pose de lit de sable
- ❖ fourniture et pose des buses en béton armé
- ❖ L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction
- ❖ Travaux de remblai de la tranchée
- ❖ Transport des terres excédentaires

VIII.4.1 Détermination des différents volumes :

a) Volume de la couche végétale :

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

V_{cv} : Volume de la couche végétale en (m^3).

H_v : Profondeur la couche végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

B : Largeur de la couche végétale en (m).

b) Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B \cdot L \cdot H \quad (\text{VIII.4})$$

V_d : Volume des déblais des tranchées en (m^3).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

H : Profondeur de la tranchée en (m).

c) Volume du lit du sable :

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

V_{ls} : Volume du lit du sable en (m^3).

e : Epaisseur de la couche de sable en (m).

B : Largeur de la couche du tronçon en (m).



L : Longueur totale de la tranchée en (m).

d) Volume occupé par les conduites :

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

V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).

L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D : Diamètre de la conduite en (m).

e) Volume du remblai :

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

V_r : Volume du remblai en (m³).

V_{cdt} : Volume des déblais des tranchées en (m³).

V_{cv} : Volume occupé par les conduites en (m³).

V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).

f) Volume excédentaire :

$$V_{\text{exc}} = V_f - V_r \quad (\text{VIII.8})$$

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

V_r : Volume du remblai en (m³).

V_f : Volume du sol foisonné en (m³).

Tel que :

$$V_f = V_d \cdot K_f \quad (\text{VIII.9})$$

V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).

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

$$K_f = 1,27$$

Tableau VIII.1 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m3	1640.33	200	328066
2	Déblai	m3	77656.51	300	23296953
3	Pose du lit de sable	m3	1535.69	1000	1535690
4	Grillage avertisseur	ml	11716.67	18	210900.06
5	Remblai de la tranchée	m3	69376.27	300	20812881
6	Evacuation des déblaies excédentaires	m3	4117.55	300	1235265
B	Canalisation				
	Canalisation en béton				
1	300	ml	2093.74	1000	2093741.439
	400	ml	2736.18	1500	4104279.056
	600	ml	2679.74	2500	6699352
	800	ml	1289.85	5000	6449278
	1000	ml	640.05	9500	6080511
	1200	ml	939.89	16500	15508286
	1500	ml	366.68	24500	8983681
	1800	ml	281.37	30000	8441252
	2000	ml	689.14	50000	34457047
C	Construction des regards en béton armé				
	(1-1,2) $1.50 < H \leq 6$	U	574	80000	45920000
	THT				188 055 282
	TVA 19%				35 730 504



VIII.5 Conclusion :

Ce chapitre a été décomposé en 2 parties :

Dans la première partie on a vu comment s'effectue une pose de canalisation, ses étapes et ses astuces, ainsi que les méthodes de protection contre l'effondrement du remblai.

Dans la deuxième partie on a fait l'estimation des frais de la pose de canalisations du réseau, on a obtenu un montant total de : trente-cinq million sept cent trente mille et cinq cent quatre dinars algérien.

CONCLUSION GENERALE :

Dans ce mémoire de fin d'étude nous avons projeté et dimensionné un réseau d'assainissement des localités nord de la ville de ZIGHOUD YUCEF en reposant sur plusieurs critères qui dépendent de la nature du terrain, la qualité et la quantité des eaux à évacuer ainsi que la situation urbanistique de l'agglomération.

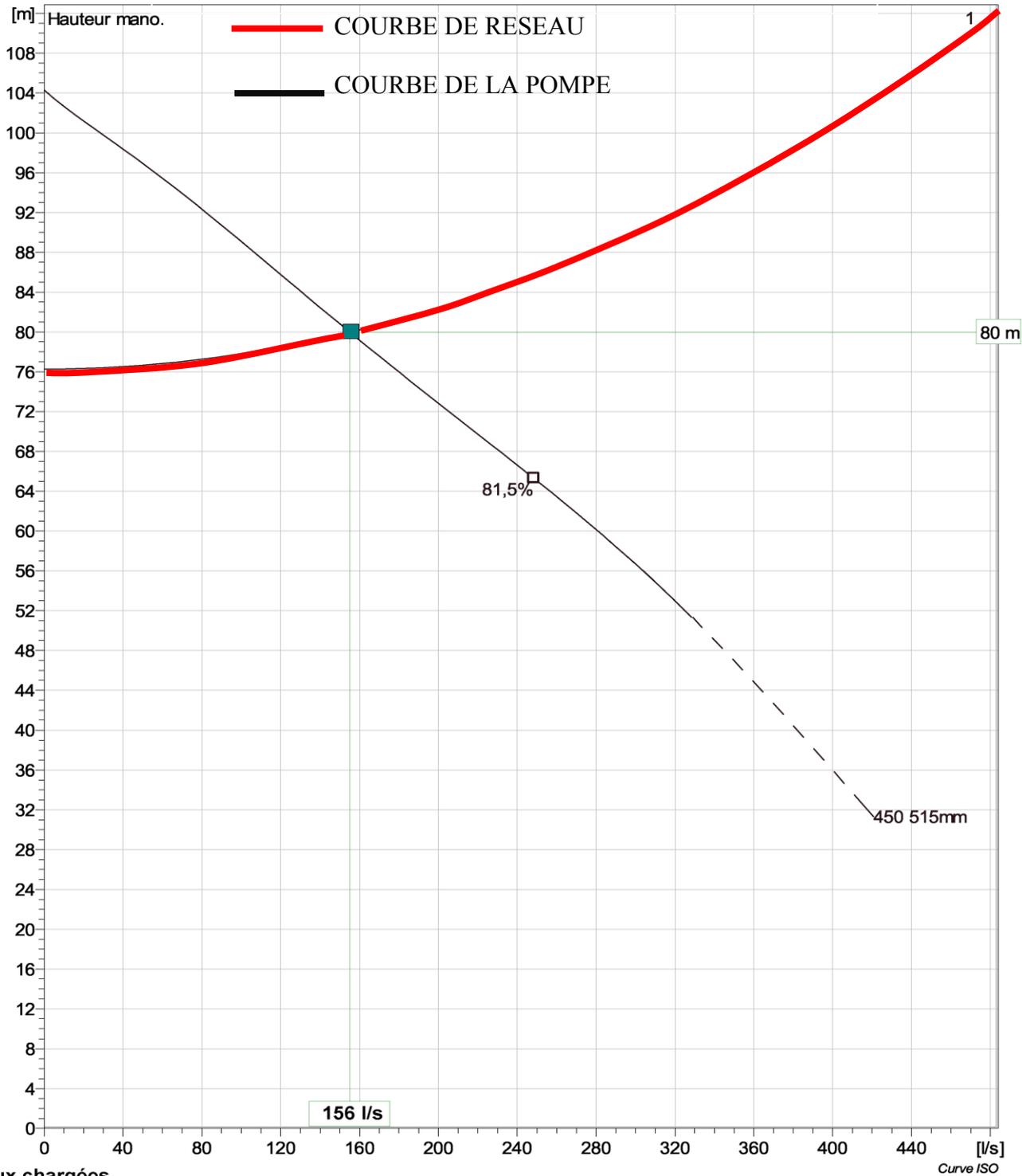
Ce projet servira à évacuer les eaux usées et pluviales de cette agglomération vers station d'épuration de la ville ZIGHOUD YUCEF tout en respectant l'environnement et préservant la qualité de vie des habitants.

Le système de réseau projeté et le système unitaire, La méthode d'évaluation du débit des eaux pluviale utilisée dans notre projet est la méthode rationnelle, Pour le schéma d'évacuation nous avons opté pour un schéma latéral, Les matériaux des conduites utilisés que nous avons choisi sont le béton armé et le PEHD vu les avantages dont ils disposent.

Les éléments constitutifs du réseau que nous avons projeté sont le déversoir d'orage, les regards de jonction ainsi que les regards de chute, ces derniers ont pour objectif de briser les fortes pentes que nous avons rencontré dans le terrain.

Par ailleurs une meilleure gestion et une meilleure exploitation de notre réseau s'impose pour un fonctionnement durable.

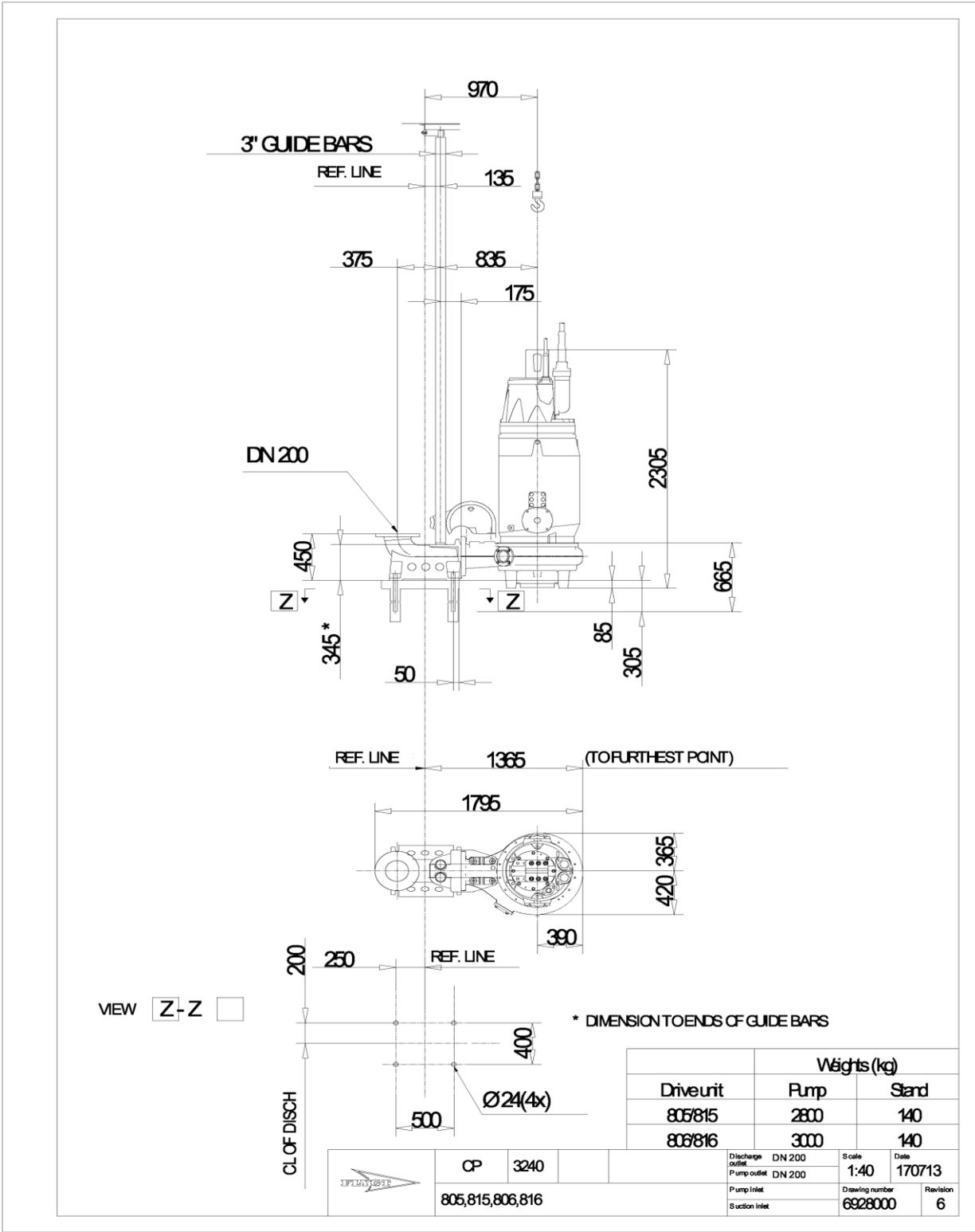
COURBE DE POINT DE FONCTIONNEMENT DE LA POMPE



Pumps running /System	Individual pump			Total					
	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power	Pump eff.	Specific energy	NPSHre
1	156 l/s	80 m	159 kW	156 l/s	80 m	159 kW	76,7 %	0,301 kWh/m³	5,64 m

CP 3240/805 3~ 450

Dimensional drawing

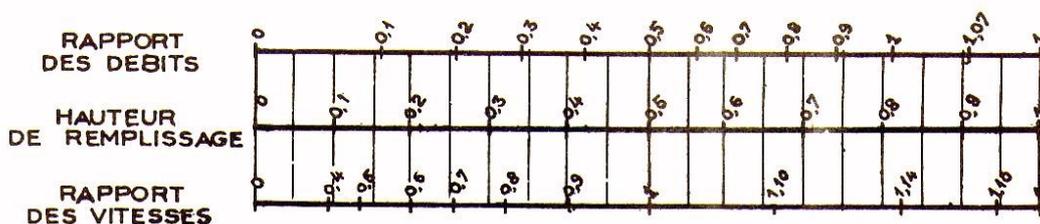


ANNEXE X

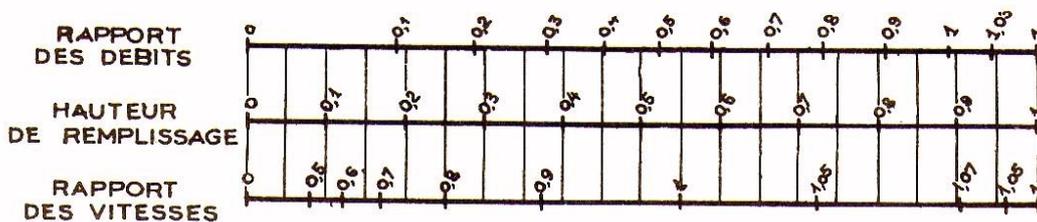
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES
EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Bibliographie

- [01] **Andre.H.** Hydrométrie pratique des cours d'eau. Paris : Eyrolles, **1976**. 259p.
- [02] **Bourier.R.** «Les réseaux d'Assainissement. Calcul-Application-Perspectives» ; 11, rue Lavoisier 75384 Paris Cedex 08. **1997**.
- [03] **Dr Salah Boualem** polycope d'assainissement, E.N.S.H. Blida, (Cours).
- [04] **Gomella.C et Guerrée.H.** «Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales»,61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. **1986**.
- [05] www.google Earth .com
- [06] www.keramo-steinzeug.com
- [09] **REGIS.B.** Les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective », Paris. **1984**.
- [08] **TOUAIBIA. B.** Manuel pratique d'hydrologie. Presse Madani Frères. Blida. Algérie. **2004**.
- [07] **Valiron.F.** «Gestion des eaux. Alimentation en eau -Assainissement» 11, rue Lavoisier.F75384 Paris Cedex 08. **1989** .
- [10] **Satin.M et Selmi.B.** «Guide Technique d'Assainissement» 11, rue d'Uzér. 75002 Paris. **1999**.
- [11] **HADDAD. A,** Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de HADJOUT (W.TIPAZA).ENSH 2005.
- [12] **Bureau d'étude Hydro Projet Est étude de réalisation de la STEP de zighoud youcef**