

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : ASSAINISSEMENT

THEME DU PROJET :

**ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DU NOUVEAU
PÔLE URBAIN DE SEGHOUANE (W. MEDEA)**

PRESENTE PAR :

M^r BOUAISSA CHOUAIB MAHFOUD

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M ^r A.AMMARI	M.C.B.	Président
M ^{me} S.BELABES	M.A.A.	Examinatrice
M ^r A.MERABTI	Doctorant.	Examineur
M ^r A.BOUFEKANE	M.A.A.	Examineur
M ^{me} N.CHENITI	M.A.A.	Promotrice

Juin 2015

Remerciement

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

A l'issue de ce modeste travail, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à :

- ◇ Ma promotrice, M^{me} .CHENITI pour m'avoir ouvert ses portes et qui a contribué à l'élaboration de ce mémoire.
- ◇ Je remercie également tous mes professeurs de la première année primaire jusqu'à la cinquième année universitaire.
- ◇ Aussi, je me permets d'exprimer tout mon respect aux membres de jury qui me feront l'honneur d'apprécier ce modeste travail.
- ◇ Sans oublier de remercier mes amis.

BONAIPPA CHOUB

ملخص :

إن الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة شبكة التطهير للقطب الحضري الجديد سغوان (ولاية المدية)، حيث تعرضنا إلى تقدير كمية المياه المستعملة و مياه الأمطار ثم حددنا مخطط وضع هذه الشبكة آخذين بعين الاعتبار كل المعطيات المتعلقة بالمنطقة (طبوغرافيا، مخطط العمران) و ذلك بغية صرف المياه خارج القطب في ظروف حسنة وفقا للمقاييس المعمول بها ومع مراعاة الشروط الأساسية للحفاظ على البيئة و المحيط.

RESUME :

L'objectif principal de notre mémoire est l'étude du réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain SEGHOUANE (Wilaya de MEDEA), c'est dans ce sens que nous avons évalué différents débits d'eaux usées et pluviales et tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données de la ville (topographie, plan d'urbanisation, ...) et assurer une évacuation de ces eaux en dehors du pôle dans des bonnes conditions et en conformité avec les normes en vigueur et en tenant compte des conditions de base pour la préservation de l'environnement.

Abstract:

The primary purpose of this dissertation is to examine the sewerage network of the new urban pole of SEGHOUANE (MEDEA), where we have estimated the waste-water and rainfall then identified the scheme of putting this network into effect, taking into account all the data related to the region (topography, striped construction ...). This study is also aimed at investigating the possibility of exchanging water outside the pole in good conditions and in accordance with the applicable standards taking into consideration the basic conditions for preserving the environment.

Sommaire

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	01
I.1.Situation géographique.....	01
I.2.Données naturelles du site	03
I.2.1.Topographie	03
I.2.2.Géologie	03
I.2.3.Sismicité	04
I.2.4.Hydrographie	04
I.3.Situation climatique	05
I.3.1.Température	05
I.3.2.La pluviométrie	05
I.3.3 Les vents dominants	06
I.4. Situation hydraulique	06
I.4.1.Réseau d'assainissement.....	06
I.4.1.Réseau d'alimentation en eau potable	07
Conclusion.....	07

Chapitre II : Etude hydrologique

Introduction.....	09
II.1. Fréquence expérimentale	10
II.2. Choix de la période de retour	10
II.3. Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	11
II.4. Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement	11
II.5. Vérification de l'homogénéité de la série	13
II.6. Choix de la loi d'ajustement	14
II.6.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL	15
II.6.1.1 Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL	16

II.6.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton(Log Normal).....	17
II.7. Pluie de courte durée	18
Conclusion.....	19

Chapitre III : Calcul de base

Introduction.....	20
III.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins	21
III.1.1 Choix de la limite des surfaces élémentaires	21
III.2. Situation démographique	21
III.3. Réseau d'assainissement	21
III.3.1 Différents système d'évacuation	22
a) Système unitaire.....	23
b) Système séparatif.....	23
c) Système pseudo séparatif.....	24
d) Systèmes non collectifs.....	25
e) Systèmes non gravitaires.....	25
III.3. 2. Critères de choix du système de réseau	26
III.4. Les schémas d'évacuation	26
IV.4.1. Types des schémas	26
a) Schéma perpendiculaire au cours d'eau.....	26
b) Schéma par déplacement latéral.....	26
c) Schéma de collecte oblique.....	26
d) Schéma par zones étagées.....	26
e) Schéma radial.....	27
III.4.2. Critères influant sur le choix du schéma d'évacuation	27
III.5. Evaluation du coefficient de ruissèlement.....	28
III.5.1. Le coefficient de ruissèlement constant	28
III.5.2 Détermination du coefficient de ruissèlement.....	29
Conclusion.....	30

Chapitre V : Evaluation des débits à évacuer

Introduction.....	33
IV.1. Evaluation des débits d'eaux usées	33

IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer	33
a) Les eaux usées domestique	33
b) Les eaux usées industrielles	34
c) Les eaux des services publics	34
d) Eaux usées pluviales.....	34
e) Les eaux parasites.....	34
IV.1.2. Quantités des eaux usées domestiques à évacuer	25
a). Évaluation du débit moyen journalier	35
b) Évaluation du débit de pointe	36
IV.2.Evaluation des débits d'eaux pluviales	39
IV.2.1. La méthode rationnelle	39
a) hypothèses de la méthode	40
b) Validité de la méthode rationnelle	40
c) Temps de concentration	40
d) Limites de le méthode rationnelle.....	41
IV.2.2. la méthode superficielle (méthode de Caquot)	41
a) Validité de la méthode superficielle	43
IV.3.Choix de la méthode de calcul	44
IV.3.1. Calcul des débits d'eau pluviales	44
Conclusion.....	44

Chapitre VI : Calcul hydraulique

Introduction.....	45
V.1.Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	45
V.2.Conception du réseau.....	45
V.3. Mode de calcul	46
Conclusion.....	58

Chapitre VI: STATION DE RELEVAGE

Introduction.....	59
VI.1. Station de relevage	59
VI.1.1. Choix de la gamme des diamètres.....	59
VI.1.2. Méthode de détermination du diamètre économique.....	60

a) Amortissement annuel	60
b) frais d'exploitation.....	60
VI.1.3 Caractéristique de refoulement	61
a) Hauteur manométrique totale.....	61
b) Puissance de pompage.....	62
c) Energie consommée par le pompage.....	62
d) Dépense annuelle de l'énergie.....	62
VI.1.4.Détermination du diamètre économique.....	62
VI.1.5.Calcul des frais d'exploitations.....	63
a) Bilan des couts	64
VI.1.6. Détermination du nombre des pompes	65
a)Choix du nombre de pompes.....	65
b) Choix du type de pompe.....	65
c) Courbes caractéristiques de la pompe.....	67
VI.1.7. volume de la cuve.....	67
a). Hauteur du cuve.....	68
VI.1.8. Equipement des post de refoulement.....	68
Conclusion.....	69

Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau

Introduction.....	70
VII.1. Les ouvrages principaux.....	70
VII.1.1. Les canalisations.....	70
VII.1.1.1. Conduite en fonte.....	71
VII.1.1.2. Conduite en amiante ciment.....	71
VII.1.1.2.1. Types des Joints.....	71
VII.1.1.3. Conduite en grés.....	72
VII.1.1.3.1. Types des Joints.....	72
VII.1.1.4. Conduite en matière plastique.....	72
VII.1.1.4.1. Types des Joints.....	73
VII.1.1.5. Conduite en béton armé.....	73
VII.1.1.5.1. Types des Joints.....	74
VII.1.1.5.2 .Canalisation rectangulaire avec cunette.....	76

VII.1.2. Contrôle de qualité des conduites.....	78
VII.1.2.1 .Conduite en béton armé.....	78
VII.1.2.2 Conduite en polychlorure de vinyle (pvc).....	79
VII.2. Les ouvrages annexes.....	80
VII.2.1. Les branchements.....	80
VII.2.2. Caniveau.....	80
VII.2.3. Les bouches d'égouts.....	81
VII.2.3.1. Bouches a accès latéral.....	81
VII.2.3.2. Bouches a accès sur le dessus.....	82
VII.2.4. Les regards.....	84
VII.2.4.1. Types des regards.....	84
VII.2.4.2. Dimensionnement des regards de chute.....	86
VII.2.5. Les déversoirs d'orage.....	87
VII.2.5.1. Types des déversoirs.....	87
VII.2.5.2. Dimensionnement du déversoir d'orage.....	87
Conclusion.....	91

Chapitre VIII : ORGANISATION DES CHANTIER

Introduction.....	92
VIII.1. Choix des engins de terrassements.....	92
VIII.2. Détermination des différents volumes.....	94
VIII.3. Devis global.....	96
VIII.4. Planification.....	97
VIII.4.1. Techniques de la planification.....	97
VIII.4.1.1. Méthodes basées sur le réseau.....	97
VIII.4.1.2. Construction du réseau.....	98
VIII.4.1.3. La méthode de calcul basée sur le réseau.....	98
VIII.4.1.4. Détermination des chemins critiques.....	100
Conclusion.....	102

Conclusion générale

Annexes.

Bibliographie.

Liste des Tableaux

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude.

Tableau I.1: Répartition mensuelle de la température.....	5
Tableau I.2: Répartition mensuelle de la pluviométrie.....	6
Tableau I.3: vents moyens mensuels.....	6

Chapitre II

Etude Hydrologique.

Tableau II.1. Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station.....	11
Tableau II.2. Résultat d ajustement à la loi de Gumbel.....	16
Tableau II.4. Résultat d ajustement à la loi Galton.....	17

Chapitre III

Calcul de base.

Tableau III.1. Nombre d'habitation pour chaque sous bassin.....	23
Tableau III.2. Coefficients de ruissellement de certaines surfaces	29
Tableau III.3. Coefficient de ruissellement pour différentes densités de population.....	30
Tableau III.4. valeur du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol.....	30
Tableau III.5. Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.....	31

Chapitre IV

Évaluations des débits à évacuer.

Tableau IV.1 : Evaluation des débits d'eaux usées des équipements.....	36
Tableau IV.2 : Evaluation des débits d'eau usée totaux de chaque sous bassin.....	38
Tableau IV.3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	43
Tableau IV.4 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.	44

Chapitre V

Calcul hydraulique.

Tableau V.1: valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler K_s	46
--	----

Tableau V.2: Dimensionnement des Collecteur principal I.....	48
Tableau V.3: Dimensionnement des Collecteur principal I (suite)	49
Tableau V.4: Dimensionnement des Collecteur principal II	50
Tableau V.5.: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 01).....	51
Tableau V.6.: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 02)	52
Tableau V.7.: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 03).....	53
Tableau V.8.: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 03 suite).....	54
Tableau V.9: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 04).....	55
Tableau V.10: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 05).....	55
Tableau V.11: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 06).....	56
Tableau V.12: Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 07).....	57

Station de relevage

Chapitre VI

Tableau VI.1: Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).....	63
Tableau VI.2: Calcul des frais d'exploitation	64
Tableau VI.3: Calcul des frais d'amortissement.....	64
Tableau VI.4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.....	64
Tableau VI.5: Caractéristiques des pompes	66

les éléments constitutifs du réseau.

Chapitre VII

Tableau VII.1: Avantages et Inconvénients des types de canalisations utilisées.....	75
Tableau VII.2: Dimension normalisé des canalisations rectangulaires.....	76
Tableau VII.3: Détermination du temps de concentration.....	88

Organisation des chantier.

Chapitre VIII

Tableau VIII.1: coefficient de foisonnement.....	95
Tableau VIII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	95
Tableau VIII.3: Devis estimatif global.....	96
Tableau VIII.1: Détermination des délais.....	100

Liste des figures

Chapitre I

Présentation de la zone d'étude.

Figure I.1: Situation de willaya de MEDEA.....	1
Figure I.2: Situation de la commune de SEGHOUANE.....	2
Figure I.3: Situation du pole de SEGHOUANE).....	2
Figure I.4: Carte des zones sismique de L'ALGRIE.....	4

Chapitre II

Etude Hydrologique.

Figure II.1. Ajustement à la loi de Gumbel.....	16
Figure II.2. Ajustement à la loi de Galton.....	18

Chapitre III

Calcule de base.

Figure III.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins.....	21
Figure III.2. système unitaire.....	23
Figure III.3. système séparatif.....	24
Figure III.4. système pseudo séparatif.....	24
Figure III.5. système non collectif.....	25
Figure III.6. système non gravitaire.....	25
Figure III.7. schémas types de réseaux.....	27

Chapitre IV

Évaluation des débits à évacuer.

Figure IV.1: découpage d'un bassin en secteur.....	39
--	----

Chapitre VI

Station de relevage.

Figure VI.1. Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.....	65
Figure VI.2. image de la pompe choisie.....	66
Figure VI.3. schéma en coupe de la pompe choisie.....	66
Figure VI.4. Courbes caractéristiques de la pompe choisie.....	67
Figure VI.5. plan de la station de relevage.....	69

Figure VII.1. Joints sur tuyaux en amiante ciment.....	72
Figure VII.2. Joints sur tuyaux en grés.....	72
Figure VII.3. Assemblage des tubes PVC.....	73
Figure VII.4. Joint ROCLA.....	74
Figure VII.5. Joint à demi-emboitement.....	74
Figure VII.6. Joint torique.....	74
Figure VII.7. Joint à collet	75
Figure VII.8. Canalisation rectangulaires avec cunette.....	76
Figure VII.9. Schéma représentatif des branchements.....	79
Figure VII.10. Schéma représentatif des caniveaux.....	79
Figure VII.11. Emplacement d'une bouche d'égout.....	80
Figure VII.12. Exemple d'un regard de visite.....	83
Figure VIII.13. Exemple d'un regard latéral.....	84
Figure VIII.14. Exemple d'un regard double.....	84
Figure VII.15. Exemple d'un regard de jonction.....	85
Figure VII.16. Exemple d'un regard de chute.....	85
Figure VII.17. Déversoir d'orage type frontal.....	87

Figure VIII.1. Le Bulldozer.....	92
Figure VIII.2. Pelle équipé en rétro.....	93
Figure VIII.3. Le Chargeur.....	93

LISTE DES PLANCHES

Planche N°1 : Plan de situation de nouveau pôle urbain SEGHOUANE (W.MEDEA).

Planche N°2 : Plan de masse avec tracé du réseau de nouveau pôle urbain SEGHOUANE (W.MEDEA).

Planche N°3 : Profil en long du collecteur principal I de nouveau pôle urbain SEGHOUANE (W.MEDEA).

Planche N°4 : Profil en long du collecteur principal II de nouveau pôle urbain SEGHOUANE (W.MEDEA).

Planche N°5 : Les éléments constitutifs du réseau d'égout de nouveau pôle urbain SEGHOUANE (W.MEDEA).

INTRODUCTION GENERALE

L'Assainissement des eaux usées est devenu un impératif pour nos sociétés modernes. En effet, le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines implique des besoins en eau importants s'accompagne inévitablement d'une production croissante des rejets polluants. L'abondance et la densité des produits nocifs charriés par les eaux usées, neutralisent de plus en plus la masse limitée de la ressource globale en eau.

Le réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain Seghouane n'existe pas, les risques de la pollution du milieu naturel ainsi que les nappes souterraines sont très grandes, c'est dans ce sens que l'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer l'évacuation des eaux usées, et pluviales dans des conditions satisfaisantes (pour préserver l'environnement et la santé publique). Donc notre but est d'aboutir toujours à des réseaux d'assainissement surs et fiables quel que soit le type de changement dans la quantité et la qualité des rejets.

L'objectif principal de ce travail est le dimensionnement du réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain Seghouane qui consiste à assurer l'évacuation des eaux usées vers le bassin de décantation existant ainsi que le dimensionnement des accessoires formants ce réseau pour la protection de la santé humaine contre la propagation des maladies qui peuvent résulter par ces rejets.

Chapitre I : PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

INTRODUCTION

La présentation de la zone d'étude est une phase importante pour procéder à l'élaboration et la conception des réseaux d'assainissement qui tiennent compte de tous les facteurs (géographique, topographie, géologique, démographique, le climat, etc....).

I. Présentation de la zone d'étude :

I.1. Situation géographique :

La commune de Seghouane est située à 44 km au sud de la wilaya de Médéa, sur une altitude qui varie entre 600 et 900 m au-dessus du niveau de la mer, elle a une superficie s'étalant sur 97,34 Km². Elle est traversée par un axe important qui est la RN 1 qui relie Médéa à Djelfa

Elle est limitée :

- Au Nord : par la commune de ZOUBIRIA ;
- Au Sud : par la commune de MFATEHA ;
- A L'Est : par la Commune de TELATHET EDOUAER ;
- A L'Ouest : par les Communes de MOUDJEBEUR.

L'aire d'intervention fait partie de la commune de Seghouane et elle s'étale sur une surface de 32 ha. Elle est limitée :

- Au Nord : par terrain nu ;
- Au Sud : par la ville de Seghouane ;
- A l'Est : par terrain nu ;
- A l'Ouest : par la route nationale N°1.



Echelle : 1/1 000 000

Figure I.1: Situation de la wilaya de MEDEA



Figure 1.2: Situation de la commune de SEGHOUANE

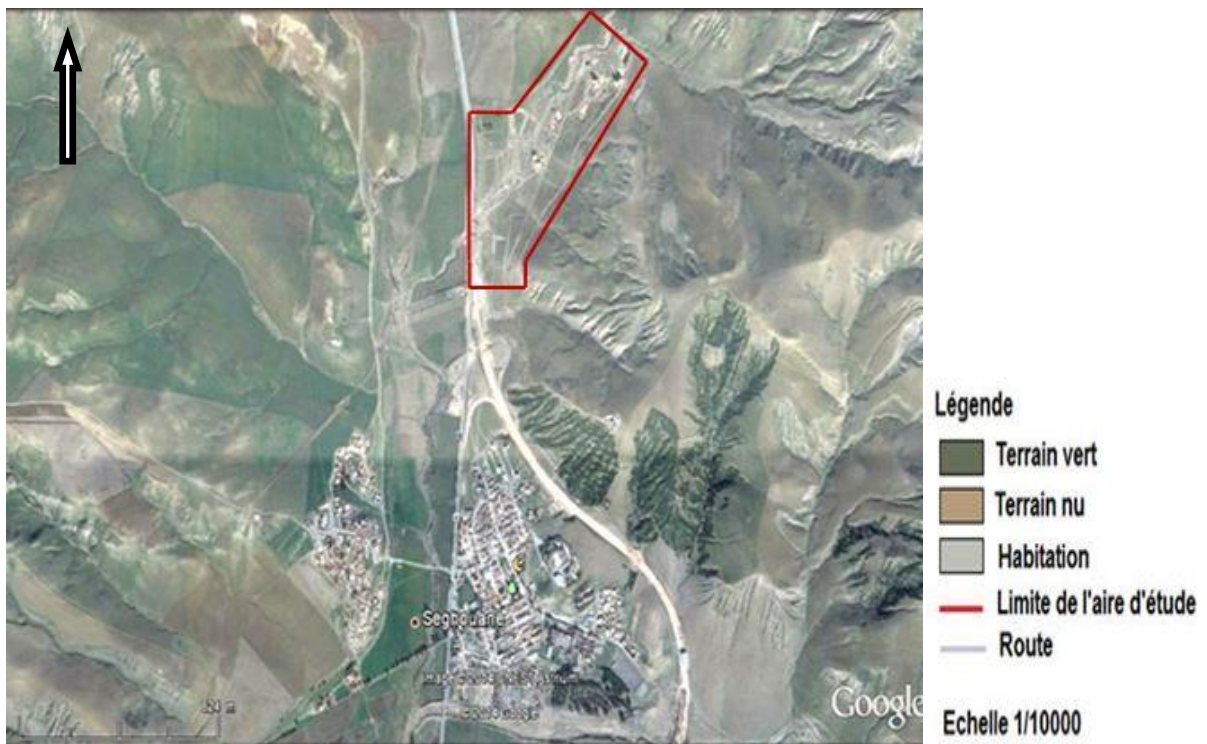


Figure I.3 : Situation du pôle de SEGHOUANE

I.2. Données naturelles du site :

On site :

I.2.1. Topographie :

La topographie joue un rôle très important dans la conception du projet. Le relief d'une zone, la pente de terrain sur des sites potentiels, d'implantation, et autant de paramètres topographiques et morphologiques nécessaires de choix et à la conception d'un système d'assainissement concernant les réseaux, la topographie joue un rôle essentiel car elle permette (dans les cas favorable qu' il convient de rechercher et de privilégier) de remplir au moindre coût deux conditions hydrauliques nécessaires au bon fonctionnement d'un réseaux de collecte des effluents :

1 - Obtention d'une vitesse suffisante au sein de canalisations permettant leur auto curage

Selon une fréquence déterminée.

2 - Ecoulement à surface libre.

La topographie de la zone d'étude constitue des terrains défavorables à l'urbanisation car leur pente dépasse les 20% dont La majorité des terrains de la commune.

I.2.2. Géologie :

La géologie de la commune de Seghouane , est divisée comme suit :

- Les fonds d'Oueds présentent des alluvions limoneuses formées d'argile, de limon et de matières organiques et végétales.
- Les alluvions récentes charriées par les Oueds, constituées par des éboulis et par des sables fins, (des terrasses anciennes éloignées de 20 m par rapport aux Oueds subsistent avec une composition sableuse et graveleuse avec des végétales à la base.
- Les marnes grises très sensibles à l'érosion, par l'effet du ruissellement diffus et constituant la quasi-totalité des terrains de la commune.

Notons la présence de placage de sel et de chlorure de sodium mis en mouvement par les eaux d'infiltration et remontant à la surface sous forme d'efflorescences.

Il y a lieu de signaler que la commune de Seghouane est concernée par la présence d'aléas naturels relatifs aux glissements de terrains constatés à la limite Sud- Est du périmètre de la commune et qui se répercutent sur plusieurs constructions. Ainsi que l'existence d'une servitude de zone inondable le long des deux principaux Oueds traversant la commune (Akoum , Seghouane).

I.2.3. Sismicité :

La stabilité du réseau dépend aussi de l'activité tectonique des couches, un séisme influe facilement sur l'étanchéité du réseau car la propagation de l'onde de choc touche les points faibles d'un système d'évacuation qui se limite au niveau des raccordements. L'Algérie est divisée selon l'intensité tellurique en quatre zones sismiques.

Notre zone d'étude se situe, selon les règles parasismiques algériennes, dans la zone de moyenne sismicité « zone 2 ».

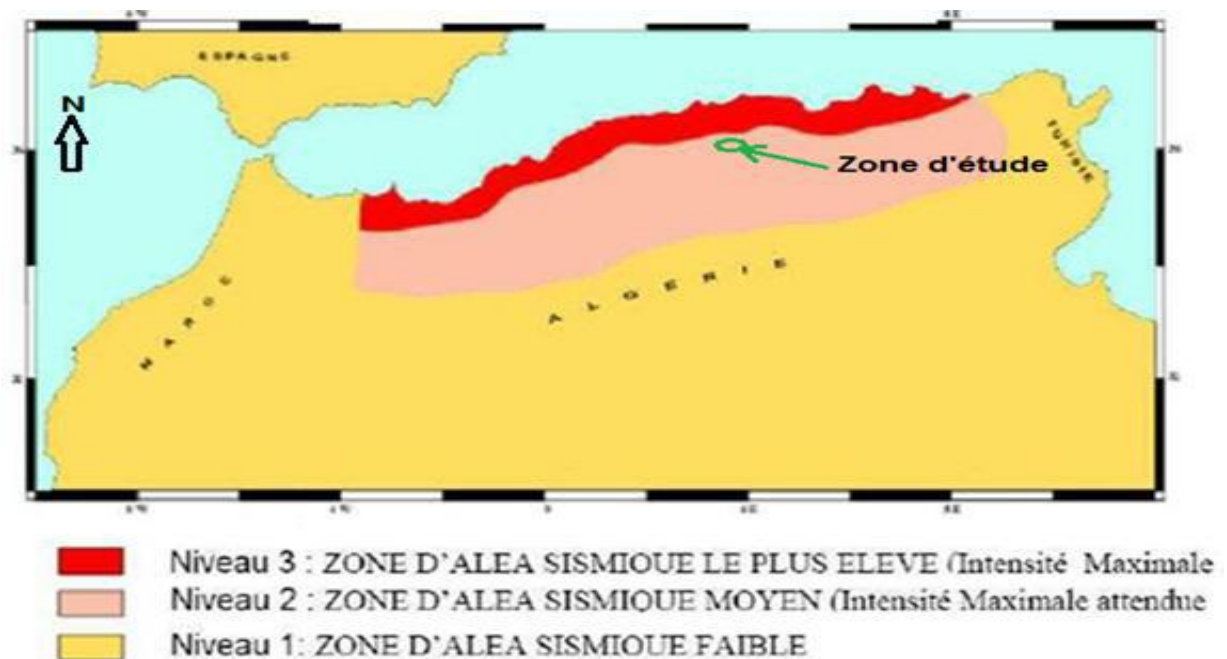


Figure I.4 : Carte des zones sismiques de l'Algérie.

I.2.4. Hydrographie

Plusieurs oueds et talwegs drainent les eaux de ruissellement vers l'oued Akoum et l'oued Seghouane à travers des échancrures de pentes parfois abrupts, à partir des monticules alternant moyennes et hautes altitudes dans la totalité du périmètre de la commune. Ces petits talwegs secs sont la conséquence de l'érosion hydraulique.

Les principaux cours qui alimentent ces oueds sont :

- Oued Es SOUIGUA ;
- Chabet ATTACHE ;
- Chabet El FEHAMA ;
- Chabet SIDI SLIMANE ;

- Chabet BERDJILETTE ;
- Oued HOUMIA ;
- Chabet BOUMEDIENNE ;
- Chabet DJOUDAR ;
- Chabet THNIET ER RHAR ;
- Oued MADJENE ;
- Oued MELAHA ;
- Chabet OUM EDDOUD ;

Ces cours secs captent des faisceaux de talwegs très denses surtout dans la totalité de la surface de la commune.

I.3. Situation climatique :

L'altitude et le relief étant les facteurs influant sur la climatologie Le climat de la région est de type continental caractérisé par un hiver très rude et un été sec et torride avec des journées de sirocco. Seghouane est située entre les isohyète 200 et 400 mm, donc avec une tendance semi-aride se répercutant sur le rendement agricole.

I.3.1. Température :

La moyenne des températures entre les mois les plus froids et les mois les plus chauds varie entre 6.0°et 27.2°.

La répartition mensuelle de température représente dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la température.

<i>Mois</i> <i>T°c</i>	<i>Jan</i>	<i>fév</i>	<i>Mar</i>	<i>Avril</i>	<i>Mai</i>	<i>Juin</i>	<i>Juill</i>	<i>Aout</i>	<i>Sep</i>	<i>Oct</i>	<i>Nov</i>	<i>Déc</i>	<i>Moy Inter- annuelle</i>
<i>Max</i>	10.5	9.8	14.5	18.0	23.9	29.1	33.9	32.7	27.5	22.4	13.9	9.4	20.5
<i>Min</i>	3.8	3.1	6.1	8.3	13.8	16.3	23.9	20.4	16.8	13.8	6.9	4.4	11.4
<i>Moy</i>	6.5	6.0	9.9	13.1	18.4	22.4	27.2	25.8	21.4	17.6	10.0	6.6	15.4

Source : ANRH(BLIDA)

I.3.2. La pluviométrie

La pluviométrie est caractérisée par son intensité et son irrégularité avec une moyenne annuelle des précipitations de 161 mm. La neige, le gel sont des agents climatiques qui caractérisent le climat de la région.

Les précipitations moyennes mensuelles sont représentées dans le tableau I.2:

Tableau I.2 : Répartition mensuelle de la pluviométrie.

MOIS P (mm)	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout
max	47.5	72.3	40	64	48	91.5	81.2	36.5	49	20	22	27
moy	12.2	16.7	17.8	19.8	17.0	18.2	16.3	15.0	14.1	5.1	3.2	5.1
min	0	3	2	3	0	0	1.5	0	0	0	0	0

Source d'information : ANRH(BLIDA)

I.3.3. Les vents dominants

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

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents on propose le tableau I.3 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau I.3 : Vents moyens mensuels (2001-2012).

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Déc
Vitesse (km/h)	3,53	4,24	4,74	4,24	4,24	3,30	3,53	3,77	3,53	3,06	4,00	3,53

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

I.4. Situation hydraulique :

La situation hydraulique comprend :

I.4.1. Réseau d'assainissement :

La zone d'étude est dépourvue de réseau d'assainissement.

Donc notre objectif est de dimensionner un réseau d'assainissement qui permette d'évacuer les eaux usées qui constituent un grand danger pour l'environnement, car les risque de pollution sont grands pas seulement pollution du milieu naturel mais aussi la pollution des ressources en eau potable (forages, puits, nappes phréatiques) par le fait d'infiltration

I.4.2 .Réseau d'alimentation en eau potable :

L'alimentation en eau potable se fait à partir du réservoir situé au Nord du pôle dont le volume $V=650 \text{ m}^3$ qui est alimenté à partir des puits individuels deux retenues collinaires se situe en d'hors de la zone d'étude. Le réseau de distribution est de type ramifié et le taux de branchement est 100%. Les conduites sont en PEHD avec un diamètre qui varie entre 63 et 250 mm.

CONCLUSION :

Dans cette partie nous avons défini les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue topographie, géologie, climatologie ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration du notre projet qui consiste à l'étude du réseau d'assainissement.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION :

L'hydrologie signifie la Science de l'eau pour objet l'étude des propriétés et de distribution et le déplacement dans le temps les eaux situées à la surface de la terre et au-dessous de cette surface pour des raisons pratiques . [5]

Les données hydrologiques relatives aux études de drainage urbain sont principalement les « petites pluies » et les averses :

- les « petites pluies » : la terminologie admise par « petites pluies » les précipitations comprises entre les bruines et les averses orageuses. Il faut une hauteur d'eau supérieure à 0.5mm pour provoquer le ruissellement et une hauteur d'eau supérieure à 1mm pour obtenir des débits dans les réseaux. La traduction qui en est faite en pratique par divers professionnels, est de considérer comme « petites pluies » celles collectées par un système unitaire dont la hauteur d'eau tombée est, selon les conditions locales, inférieure à 6mm voire jusqu'à 10mm en 3 heures.
- Les averses : Ils sont des éléments de pluies associées à une même perturbation météorologique. La durée du phénomène continu varie entre quelques minutes et plusieurs dizaines d'heures. Aussi, on distingue :
 - Les pluies cycloniques qui sont en générale peu violentes, de longue durée et ne sont pas celles qui conditionnent le dimensionnement d'un réseau mais concernent son fonctionnement ;
 - Les orages qui sont des perturbations locales spontanées convectives, de fortes intensités, de faible durée, et qui concernent une superficie limitée avec un épiceutre et une décroissance spatiale de la précipitation.

Les éléments averses considérés dans de réseaux se caractérisent soit par :

- Une hauteur d'eau importante ;
- Une forte intensité par unité de temps ;
- Une érosion ou un apport de pollution liée au ruissellement ;

La mesure de ces averses est effectuée à l'aide des appareils suivants :

- Les pluviomètres qui relèvent les hauteurs d'eau tombée en 24 heures ;
- Les pluviographes qui enregistrent la hauteur d'eau d'élément d'averses à intervalle donné toutes les cinq, ou six ou dix minutes [1]

II.1. Fréquence expérimentale:

La fréquence d'une pluie d'intensité i et de durée t_r est décrite par son intervalle de récurrence (période de retour). Cet intervalle est la période moyenne qui sépare l'apparition de deux pluies d'une intensité égale ou supérieure à i et d'une durée d'au moins t_r .

Si, par exemple, une pluie d'intensité 25 mm/h d'une durée de 1 heure a une fréquence de 1 fois en 2 ans (2 ans étant la période de retour), nous pouvons affirmer qu'en moyenne, une pluie de cette intensité et d'au moins cette durée ne devrait pas se produire plus souvent qu'une fois dans deux ans.

Si on garde la même intensité et que l'on prolonge la durée à 2 heures, il est évident que la fréquence diminuera et que l'intervalle de récurrence augmentera.

Dans la pratique, on travaille soit à :

- La fréquence expérimentale au non dépassement ;
- La fréquence expérimentale au dépassement.

Lorsqu'une grandeur hydrologique est décrite par une série d'observation, la fréquence d'une de ces observations est la relation qui existe entre le nombre de fois qu'elle apparait dans la série et le nombre total d'observation. [4]

II.2. Choix de la période de retour :

Par définition, la probabilité est le rapport du nombre d'événements favorable sur le nombre total de durées.

Les fréquences ont pour unité (T^{-1}), puisque l'on associe généralement une durée à chaque événement. La période de retour a donc la dimension d'un temps. [4]

Exemple :

Si on a établi la statistique des crues maximales annuelles (un débit par an), la crue de fréquence au non dépassement 0.9 à une période de retour de :

$$T = \frac{1}{1 - 0.9} = 10 \text{ans} \quad (\text{II-1})$$

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre coût de sa construction et de son entretien. Elle est généralement prise égale 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

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

L'intensité d'une précipitation se définit comme le flux d'eau traversant une section horizontale unitaire. Cette intensité s'exprime par unité de temps, généralement en mm/h.

Définir l'intensité de la pluie est relativement simple. Soit $h(t)$ la hauteur cumulée de pluie en fonction du temps. [4]

On appellera $I(t)$, intensité de la pluie à l'instant « t »

Pour calculer la valeur maximale que peut prendre le débit au point P, le projeteur a donc besoin de connaître l'intensité moyenne maximale correspondent à un intervalle de référence Δt , égale au temps de concentration du bassin versant à l'amont du point P et qui sera atteint ou dépassée une fois en n années. L'intensité moyenne se définit par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée donnée, soit :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II-2})$$

I_m : représente l'intensité moyenne de la pluie sur un intervalle de temps Δt .

Pour calcul de l'intensité, on doit :

- 1- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats ;
- 2- Calculer les paramètres de la loi choisie ;
- 3- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

II.4 .Analyse des données pluviométriques :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchir dans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, une série pluviométrique comportant les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible. Mais à cause du manque d'une station pluviométrique dans notre zone d'étude on travaille par analogie, alors on prend comme base de calcul la série pluviométrique de la station de ZOUBIRIA (Wilaya de Médéa), sur une période de fonctionnement de 1981 à 2011 qui a été fournie par l'A.N.R.H de Blida. Les caractéristiques sont les suivantes :

Code : 050907 ; X=710.6Km ; Y=296.5Km ; Z=1083m

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières de 30 années.

Tableau II.1 Précipitations mensuelles et maximales journalières à la station (Source l'A.N.R.H. Blida)

Année	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Max
1981/1982	16	11	16.5	64	3	15	11.5	13.5	7	15	0	7.5	64
1982/1983	9.3	16.1	32.3	25.4	0	11.1	12	13.5	0.3	0	9.5	7	32.3
1983/1984	2	5	21.5	17	10.8	26	32	12.5	30	8.5	0	0.5	21.5
1984/1985	9.5	72.3	18.5	26	12	35	32	11	18.5	0	0.5	0	72.3
1985/1986	13	8	16	13	43	10	28	6	12	10	0	2	43
1986/1987	16.5	13.2	26	40	48	24	9	8	8	8	0	1.5	48
1987/1988	3	3	26	14	14	9	16	16	15	5	0	0	26
1988/1989	4.5	14	14.5	63	5	18.5	8	36	6	7.5	2	27	63
1989/1990	29	17	10.5	14	17	0	10	25	25	9	20	0	29
1990/1991	10	16	7	22	8	32	23	13	19	6	0	11	32
1991/1992	0	35	6	3	35	3	16	32	22	14	22	0	35
1992/1993	0	15.5	12	6	2	10	16	13	27.5	0	0	2	27.5
1993/1994	14.5	7	14	14	24	11	2	13	7	0	0	0	24
1994/1995	24	15	10	9	17	22	24	4	8	2	0	5	24
1995/1996	5.5	20	10.5	11	11	37	9	16	18	9	10	18	37
1996/1997	8	11	2	6	15	16	1.5	23	12	2	0	10	23
1997/1998	15	16	16	12	7.5	11	9	20	18	20	0	2	20
1998/1999	8	10.5	13	8.5	17	8	13	2	7	0	0	4	17
1999/2000	14	8	15.5	36	5	1	3	5	4	0	0	0	36
2000/2001	9	15	10	18	44	15	2	12	11	0	0	10	44
2001/2002	20	4	5.5	9	16	4	7	8	0	0	0	8	20
2002/2003	4	9	15	20	13	91.5	5	16	9	0	4	2	91.5
2003/2004	0	7.5	40	24	12	16	18	16.7	16	6	0	10	40
2004/2005	3	11	20	16	16	10	5	2.5	2.1	3	0.5	1.5	20
2005/2006	6	31	32	22	24.4	12	6	16.5	49	0	0	0	49
2006/2007	8	4	16.6	20.7	4.4	21.9	81.2	36.5	11.5	2	14.5	12	81.2
2007/2008	22	14.2	31.5	6.5	15	9.5	10.5	0	14.5	7.4	7.5	0	31.5
2008/2009	11	56	17	23	28	8	47.5	27	8	0	3.5	3	56
2009/2010	47.5	7.5	20.5	22	27.5	33.5	18	6	15.5	1.5	0	10	47.5
2010 /2011	6	30	40	11	15.5	26	15	26.5	24	19	4	0	26.5

- **La somme** : des précipitations maximales journalières durant 30 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{n=30} \overline{P_{\max,j}} = 1181.82 \text{ mm}$$

Avec $\overline{P_{\max,j}}$ c'est la hauteur de pluie journalière afférente au mois ;

- **La moyenne** : interannuelle des précipitations maximales journalières :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} = \frac{1181.82}{30} \quad \text{Donc } \overline{P_{\max,j}} = \mathbf{39.394 \text{ mm}}$$

n: Le nombre d'années d'observations (n=30ans) ;

- **L'écart type** σ_x : pour $n \leq 30$ ans ; on a :

$$\sigma_X = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \overline{X})^2}{n-1}} \right] \quad \text{Donc : } \sigma_X = \sqrt{\frac{10735}{29}} = 19.24$$

Donc : $\sigma_X = 19.24 \text{ mm}$

II.5. Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;

- **Test de la médiane** :

On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane dont le principe est :

- ✓ Classer l'échantillon par ordre croissant ;
- ✓ Déterminer la médiane Me ;
- ✓ Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+)

(-) pour $X_i > Me$;

(+) pour $X_i < Me$;

- ✓ Calculons les quantités N_s et TS , avec :

Ns : nombre totale de séries de + ou de - ;

Ts : taille de la plus grande série de + ou de - ;

$$N_s > \frac{1}{2} (n + 1 - u_{1-\alpha/2} \sqrt{n + 1}) \quad (\text{II-3})$$

$$Ts < 3.3 (\log n + 1) \quad (\text{II-4})$$

Si les conditions du test sont vérifiées, on conclut que la série étudiée est homogène.

- La médiane :

Puisque la série est impaire, le médiane est observée en rang $(n+1)/2$ c'est -dire en rang 15.5. Médiane ($X_{50\%}$)=33.66mm.

donc :

$$Me=33.66\text{mm};$$

$$Ns=18 ;$$

$$Ts= 3 ;$$

Avec :

$$n=30$$

$$U_{1-\alpha/2} = 1.96 \text{ d'après le tableau de Gauss [4] ;}$$

AN :

$$1/2 (30+1-1.96\sqrt{31})=10.04 \quad \text{donc} \quad Ns = 18 > 10.04 ;$$

$$3.3 (\log_{10} 30+1)=4.92 \quad \text{donc} \quad Ts = 3 < 4.92 ;$$

Alors les deux conditions sont vérifiées donc l'homogénéité est vérifiée.

II.6. Choix de la loi d'ajustement : [4]

La validité des résultats d'une analyse fréquentielle dépend du choix du modèle fréquentiel et plus particulièrement de son type. Diverses pistes peuvent contribuer à faciliter ce choix, mais il n'existe malheureusement pas de méthode universelle et infaillible.

Ces critères de choix sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement.

Devant un tel problème, les critères de choix pouvant être retenus sont :

- A qualité égale, la loi qui a le moins de paramètres est à retenir.
- A qualité égale et nombre de paramètres égaux, il faut comparer les estimations des deux lois : si ces estimations sont différentes, il faut prendre une nouvelle loi quitte à prendre un paramètre supplémentaire.

Les deux lois généralement utilisées pour déterminer les valeurs extrêmes sont :

- La loi doublement exponentielle ou loi de GUMBEL.
- La loi log normale ou loi de Galton.

II.6.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL [4] :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est donnée par la l'expression suivant :

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

Tel que : $y = a(x - x_0)$ (II-6)

Avec :

y : Variable réduite de GUMBEL

X : Précipitation maximale journalière (mm)

X₀ : Ordonnée à l'origine en (mm)

A partir de l'équation (II.5) 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

II.6.1.1. Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$X = (1/a) Y + X_0 \quad (\text{II-9})$$

$$\text{Avec : } \frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x \quad (\text{II-10})$$

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

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_x = (0.78)(19.24) = 15.01 \text{ mm}$$

et X_0 représente l'ordonnée à l'origine

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{y} \quad (\text{II-11})$$

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

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=30} y_i}{N} \quad (\text{II-12})$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=30} y_i}{N} = 0,569$$

$$X_0 = 39.394 - (15.01) \cdot (0,569) = 30.85$$

Donc la droite de GUMBEL devient:

$$X = 15.01 y + 30.85$$

$$P_{\max,j} (p\%) = 15.01y + 30.85$$

- Coefficient de corrélation r : [4]

Le coefficient de corrélation entre les valeurs expérimentales et théoriques est donné par la relation suivante :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{y})^2}} \quad (\text{II-13})$$

Avec :

P : Valeurs expérimentales des précipitations maximales journalières.

Y : Valeurs théoriques des précipitations maximales journalières.

Donc $r = 0.98$

On remarque que $r = 0.98 > 0.8$, donc la corrélation est acceptable.

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.2 : Résultat d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

T (an)	F(X)	Val théo (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne inf	Borne sup
100	0.99	99.8	13.8	72.7	127
50	0.98	89.3	11.8	66.1	112
10	0.9	64.5	7.34	50.1	78.9

T : période de retour (ans)

F(x) : probabilité au non dépassement

Val_{théo} = P_{maxj}: précipitations maximales journalières pour une probabilité P%

La précipitation maximale journalière pour une période de retour 10 ans est :

$$P_{\max,j,10\%} = 64.5 \text{ mm}$$

- **Tracée de la droite de régression sur papier GUMBEL :**

La droite de régression est représentée dans la figure II.1 à l'aide de logiciel HYFRAN .

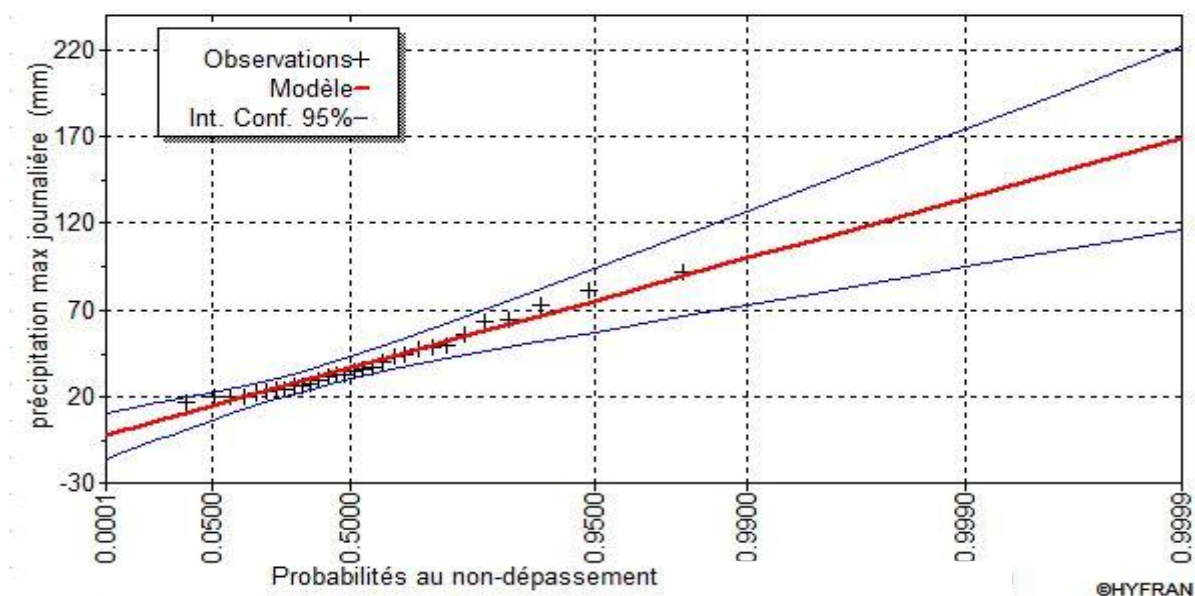


Figure II.1 : Ajustement des P_{max,j} à la loi de Gumbel.

II.6.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log Normal):

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

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\Pi}} \int_u^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}u^2} du \tag{II-14}$$

Ou : $u = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$ (variable réduite de GAUSS) (II-15)

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

$$\text{Log } x(p \%) = \overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u(p \%) \tag{II-16}$$

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log } X_i}{N} \tag{II-17}$$

$\overline{\text{Log } X} = 1.55$ et $\sigma_{\text{Log } X_i} = 0.19$

On peut déterminer $P_{\text{max}, j, 10\%}$ par deux méthodes; graphique ou analytique. Par la méthode analytique on trouve :

$$P_{\text{max}, j} (10\%) = 10^{\overline{\text{Log } x} + \sigma \text{Log } u(p \%) } = 10^{1.55 + 0.19(u(p \%))}$$

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 :

- Détermination des quantiles:

Les résultats sont représentés dans le tableau II.3

Tableau II.3 : Résultat d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

T (an)	F(X)	V _{al. théo} (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance (95%)	
				Borne _{inf}	Borne _{sup}
100	0.99	102	16.4	69.7	134
50	0.98	90.1	13.3	64.0	116
10	0.9	63.5	7.14	49.5	77.5

T : période de retour (ans)

F(x) : probabilité au non dépassement

V_{al. théo} = P_{max,j}: précipitations maximales journalières pour une probabilité P%

La précipitation maximale journalière pour une période de retour 10 ans est :

$$P_{\text{max}, j, 10\%} = 63.5\text{mm}$$

- **Traçage de la droite de régression sur papier NORMAL :**

La droite de régression est représentée dans la figure II.2 à l'aide de logiciel HYFRAN

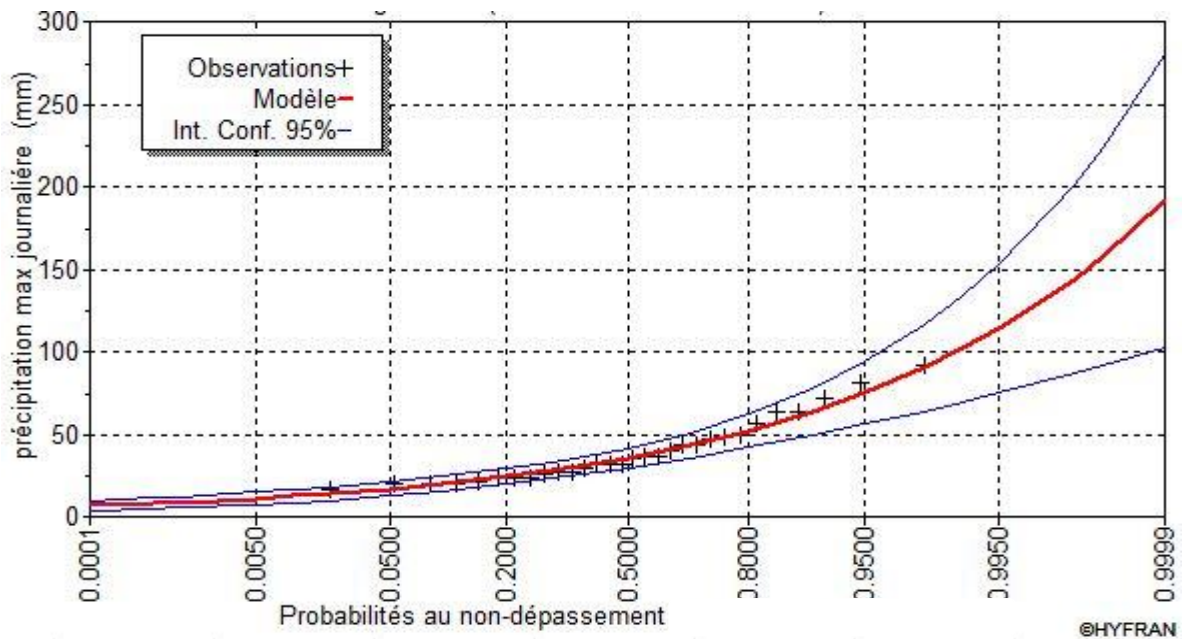


Figure II.2 : Ajustement des $P_{max,j}$ à la loi de Galton .

Remarque :

On remarque que les deux méthodes nous donne des résultats très proche, on a trouvé que la loi de Gumbel donne le bon résultat par rapport à la loi de Log normal (on a remarqué 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.7.pluie de courte durée : [4]

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 qui doivent passer dans le collecteur.

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

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

$\bar{i}_{15\text{min},10\%}$: 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 Médea (b=0,34).

Avec :

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

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

$$P_{\text{max},15,10\%} = 64.5 \left(\frac{0.25}{24} \right)^{0.34} = 13.67 \text{mm}$$

$$\bar{i}_{15\text{min},10\%} = \frac{13.67}{15\text{min}} = 54.68 \text{mm/h}$$

CONCLUSION :

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel, on a:

$$i_{15\text{min},10\%} = 54.68 \text{mm/h}$$

D'où le débit spécifique est :

$$i = \frac{54.68 \times 10000}{3600} = 151.89 \text{l/s/ha}$$

Donc l'intensité est : **$i=152 \text{ l/s/ha}$**

Chapitre III : CALCUL DE BASE

INTRODUCTION

Pour que le réseau d'évacuation d'eaux usées joue bien son rôle, il faut qu'il soit bien projeté au niveau d'une agglomération pour permettre d'évacuer :

- Les eaux pluviales en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagère....) provenant des habitations, appelées également eaux d'origine domestique.
- Les eaux usées provenant des industries et des services publics.

Dans ce chapitre, on va s'intéresser aux différents systèmes d'évacuation d'eaux usées et pluviales, les schémas du réseau ainsi que le choix de la limite des sous bassins (surfaces élémentaires) et les coefficients de ruissellement correspondants.

III.1. Découpage de l'aire d'étude en sous bassin

Un sous bassin est une surface élémentaire dans laquelle toutes les eaux tombées sont évacuées vers un seul point de rejet, donc Pour la bonne estimation du coefficient du ruissellement, il faut bien délimiter l'aire d'étude en surfaces élémentaires.

III.1.1. Choix de la limite des surfaces élémentaires (sous bassins)

Le découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveau ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contres pentes ;
- Les limites naturelles (oueds, talwegs,... etc.).

Dans notre cas, on a pris en considération les routes et voiries existantes ainsi que les courbes de niveau.

III.2. Situation démographique

Pour le dimensionnement du réseau d'assainissement, il faut prendre en compte le cas le plus défavorable, c'est à dire le cas où les débits des eaux usées sont maxima.

Il sera donc nécessaire de tenir compte des gros consommateurs d'eau, en l'occurrence la population, le secteur scolaire, etc.

L'habitat collectif regroupe 600 logements et l'habitat individuel regroupe 80 logements dont le nombre d'habitant par logement est pris égale à 7.

Le calcul de nombre d'habitant pour chaque sous bassins est représenté dans le tableau III.1.

Tableau III.1 : Nombre d'habitant pour chaque sous bassin.

<i>N° SB</i>	<i>Surface de SB (ha)</i>	<i>Nombre de logement</i>	<i>Nombre d'habitant</i>
1	3.55	82	574
2	3.85	78	567
3	6.65	155	1085
4	2.80	10	70
5	3.57	87	609
6	4.74	22	154
7	7.16	163	1141
T	32	600	4200

Donc le nombre total des habitants est de 4200 habitants.

III.3.Réseau d'assainissement

Un réseau d'assainissement est un ensemble d'ouvrages hydrauliques dont le seul et unique objectif est d'évacuer les eaux usées et Les eaux pluviales vers un point de rejet.

- Rôle

Le rôle d'un réseau d'assainissement est triple :

- Assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations ;
- Permettre la protection de la santé publique et la préserver ;
- Préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées.

III.3.1. 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

A -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. [2] La figure III.1 démontre une représentation schématique d'un réseau unitaire.

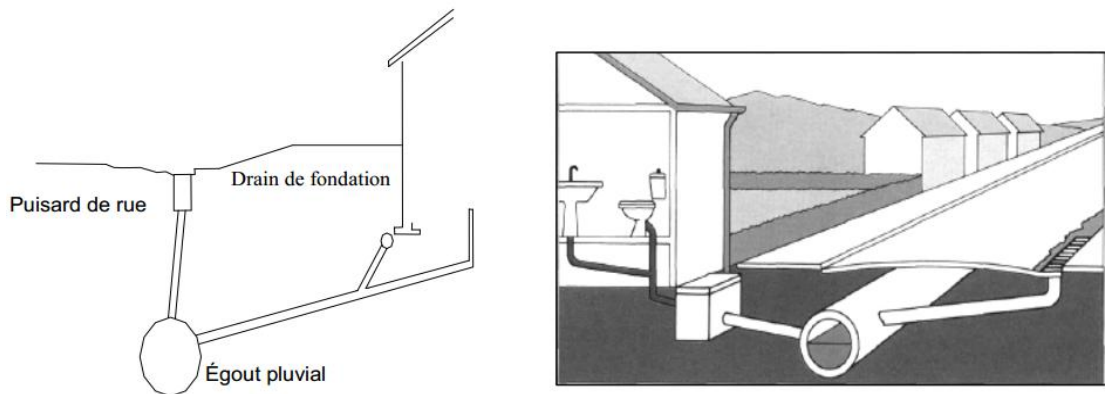


Figure III.2 : Système unitaire

B-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 [2]

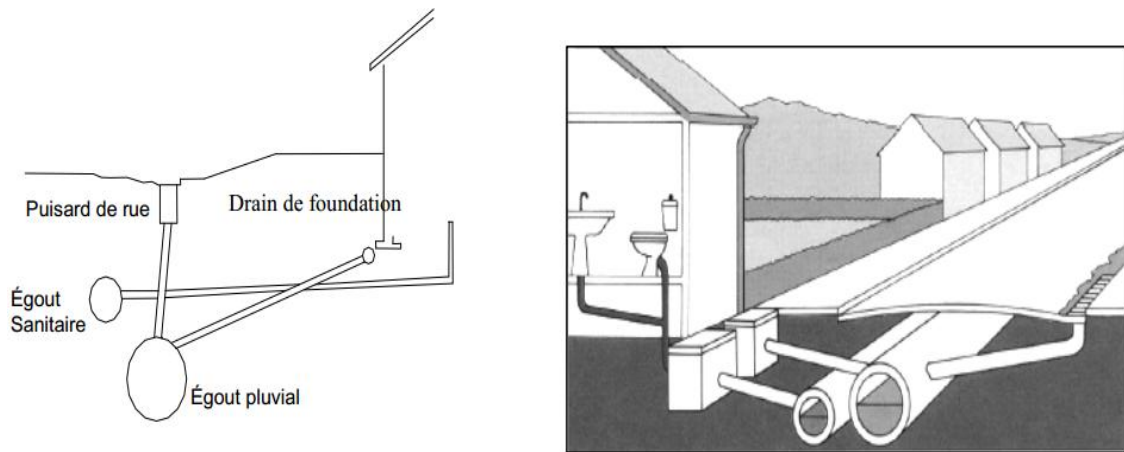


Figure III.3 : Système séparatif

C- 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. [2]

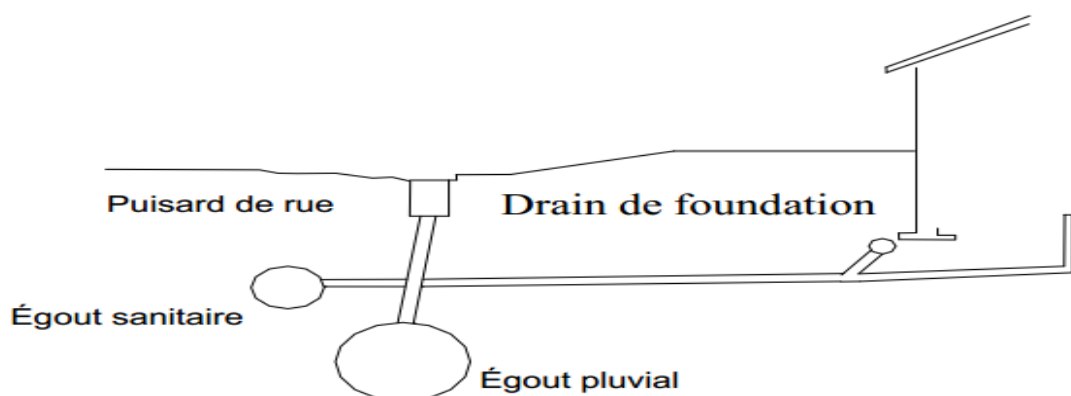


Figure III.4 : système pseudo séparatif.

D- Les systèmes non collectifs :

Sur le territoire de la commune, en particulier dans les hameaux, s'il n'existe aucun réseau d'assainissement, l'assainissement non collectif offre une solution économique apte à satisfaire aux exigences d'hygiène et d'épuration par le sol. L'assainissement non collectif des habitations, voire des locaux d'activité isolés, concerne les dispositifs à mettre en œuvre pour le traitement et

l'élimination des eaux usées domestiques qui ne peuvent être évacuées par un système d'assainissement collectif. Il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usées par le sol, selon des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. [2]

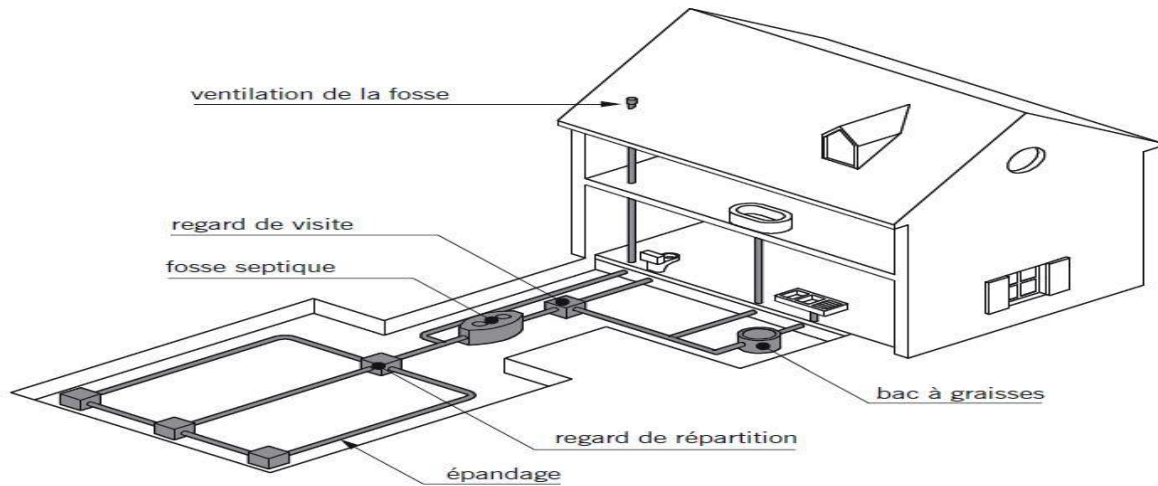


Figure III.5 : système non collectif

E- Les systèmes non gravitaires :

Il est évident que les systèmes non gravitaires permettent, dans un réseau d'agglomération à relief varié, d'éviter des sur profondeurs excessive et onéreuses nécessaire à la pose des canalisations. Il existe trois types :

- Le réseau d'assainissement sous pression.
- Le réseau d'assainissement sous vide.
- Le réseau d'assainissement sous pression par aérojecteur. [2]

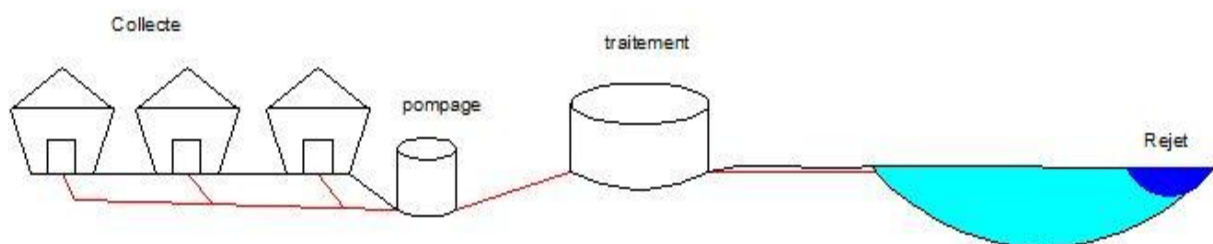


Figure III.6 : Système non gravitaire.

III.3.2. Critères de choix du système de réseau :

L'ingénieur doit choisir le système en fonction :

- De l'urbanisation de l'agglomération et son encombrement ;
- De l'économie, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration) ;

- Des ouvrages existants, encore utile pour le projet ;
- Des divers réseaux existants (AEP, gaz, ...) ;
- Du cours d'eau récepteur (exutoire) ;
- De la largeur des chaussées.

Vu les avantages et les inconvénients de chaque système de réseau et les exigences qu'ils doivent être respectés, le choix entre les systèmes d'évacuation nous permet d'opter pour le système unitaire vu sa simplicité, moins encombrant et économique.

III.4. Les schémas d'évacuation :

III.4.1. Types des schémas :

Bien que les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses selon le système choisie et les contraintes, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des cinq types suivants :

A- Le schéma perpendiculaire au cours d'eau :

Avec ses multiples débouchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. C'est aussi trop souvent celui des villes et des communes rurales qui ne préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées ; [2]

B- Le schéma par déplacement latéral :

Il est le plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge ; mais, avec ce dispositif, on se trouve souvent gêné, si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de la pente ; [2]

C- Le schéma de collecte oblique :

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux ; ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent ; [2]

D- Le schéma par zones étagées :

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral avec une multiplication des collecteurs longitudinaux ou oblique dans la rivière. Chacun des bassins de collecte de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur principal indépendant. Les collecteurs bas, sont généralement à faible pente et dont l'effluent doit souvent faire l'objet de relèvement, se trouvent alors soulagés

des apports des bassins en amont. Les collecteurs à mi-hauteur du versant pouvant être réalisés initialement ou a posteriori, dans le cadre d'une restructuration, que l'on appelle « intercepteurs », sont au contraire plus faciles à projeter parce que la pente du terrain est plus forte ; [2]

E- Le schéma radial :

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points bas de l'agglomération, où l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants de transport à distance, ces schémas s'appliquent plus particulièrement aux zones uniformément plates. Ils permettent de donner artificiellement la pente suffisante aux canalisations d'ailleurs, le système séparatif s'y révèle tout indiqué, ne serait-ce qu'en raison de l'importance ou de la multiplicité des relèvements que ces schémas nécessitent, sous réserve toutefois que l'évacuation des eaux pluviales n'implique pas elle-même des sujétions semblables. [2]

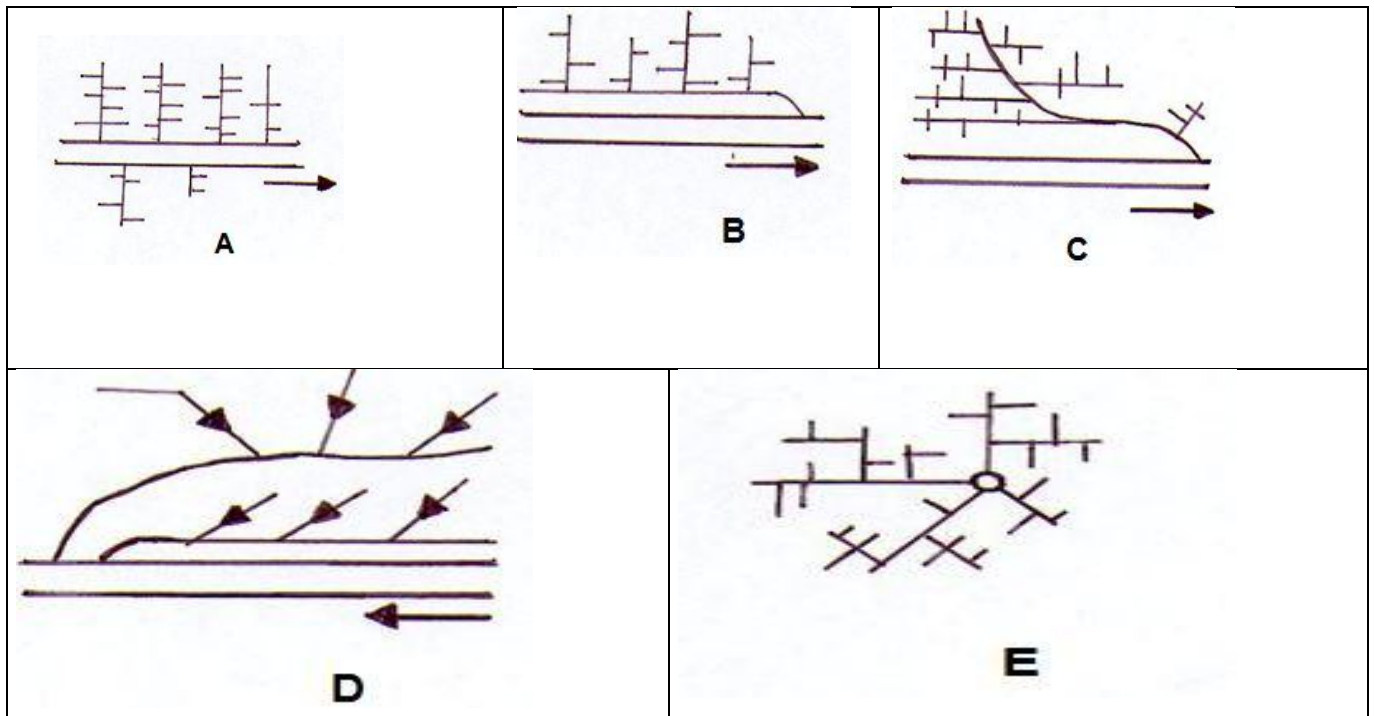


Figure III.7 : Schémas types de réseaux.

III.4.2. Critères de choix du schéma de réseau

L'ingénieur doit choisir un schéma du réseau tenant compte :

- De la répartition des habitations à travers la zone urbaine ;
- De l'emplacement de la station d'épuration si elle existe ;
- Economique (dépenses d'investissement et d'entretien, exploitation) ;
- De la topographie du terrain ;

-De l'endroit de l'exutoire.

III.5.Evaluation du coefficient de ruissèlement :

Le coefficient de ruissèlement est le rapport du volume d'eau, qui ruisselle une surface, au volume d'eau tombée sur elle.

Ce coefficient influe énormément sur la quantité d'eau pluviale, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour que le coefficient de ruissèlement pondéré du bassin ne soit pas trop erroné.

La valeur de ce coefficient dépend :

- De la nature de la surface du terrain ;
- De la pente moyenne de la surface de ce terrain en direction de la décharge ;
- De l'intensité de la pluie ;
- Des conditions atmosphériques antérieures à la pluie (période de sécheresse ou d'humidité).

III.5.1. Le coefficient de ruissèlement constant

On considère le plus souvent que le coefficient de ruissèlement ne varie pas au cours d'une pluie et que sa valeur demeure la même quelles que soient les caractéristiques de cette pluie.

Tableau III.2 : Coefficients de ruissèlement de certaines surfaces. [2]

<i>Nature de surface</i>		<i>Coefficient de ruissèlement Cr</i>
<i>Toits</i>	✓ En moyenne	0.9
	✓ Toits en métal, en tuiles vernies ou en ardoise.	0.95
	✓ Toits en tuiles ordinaires ou en carton bitumé.	0.90
	✓ Toits en ciment de bois.	$0.5 \leq C \leq 0.70$
<i>rues</i>	✓ Trottoirs ou chaussées avec peu de joints,	$0.85 \leq C \leq 0.90$
	✓ enrobé souple ou béton.	
	✓ pavés en pierres naturelles, en briques ou en	$0.75 \leq C \leq 0.85$
	✓ bois avec des joints cimentes.	
	✓ avec des joints Kouvertes.	$0.50 \leq C \leq 0.70$
	✓ pavage en pierres 10*10cm, en blocages, en mosaïque.	$0.40 \leq C \leq 0.50$
	✓ surface goudronnée.	$0.25 \leq C \leq 0.6$
	✓ en robé souple hydraulique.	$0.25 \leq C \leq 0.48$

	✓ chemins en gravier.	$0.25 \leq C \leq 0.30$
<i>Terrains non bâtis</i>	✓ gares, terrains de sport.	$0.10 \leq C \leq 0.30$
	✓ Parcs, jardins, gazons, prés.	$0.05 \leq C \leq 0.25$

Tableau III.3 : Coefficient de ruissellement pour différentes densités de population. [1]

<i>Densité de population</i>	<i>Cr</i>
Habitations très denses	0.9
Habitations denses	0.6 à 0.7
Habitations moins denses	0.4 à 0.5
Habitations quartiers résidentiels	0.2 à 0.3

Tableau III.4 : Valeur du coefficient de ruissellement suivant le type d'occupation du sol. [2]

<i>Type d'occupation du sol</i>	<i>Coefficient de ruissellement Cr</i>
-Commercial ;	$0.70 \leq C \leq 0.95$
-Résidentiel :	
* Lotissements ;	$0.30 \leq C \leq 0.50$
* Collectifs ;	$0.50 \leq C \leq 0.75$
* Habitat dispersé ;	$0.25 \leq C \leq 0.40$
- Industriel ;	$0.50 \leq C \leq 0.80$
- Terrains vagues ;	$0.05 \leq C \leq 0.15$
- Terres agricoles :	
* Drainées ;	$0.05 \leq C \leq 0.13$
* Non drainées ;	$0.05 \leq C \leq 0.07$

III.5.2. Détermination du coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire

Puisque notre agglomération est à caractère urbain, alors le coefficient de ruissellement sera fort vu l'influence des facteurs suivants :

- Le site est composé des terrains revêtus ;
- Les voies et les routes sont goudronnées ;
- Les habitations sont denses.

Tableau.III.5 : Détermination du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

<i>N° de sous</i>	<i>surface (ha)</i>	<i>N° Habitant</i>	<i>C_{ri}</i>
1	3.55	574	0.75
2	3.85	567	0.75
3	6.65	1085	0.75
4	2.80	70	0.70
5	3.57	609	0.75
6	4.74	154	0.75
7	7.16	1141	0.75

CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis de regrouper les renseignements suivants :

- Un nombre d'habitants de 4200 ;
- Le découpage de l'aire d'étude nous avons permis d'avoir 7 surfaces élémentaires.

Chapitre IV : EVALUATION DES DEBITS D'EAUX PLUVIALES ET USEES

INTRODUCTION

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

IV.1. Evaluation des débits d'eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs pour le milieu naturel et qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer : [1]

Les eaux usées résultent de la pollution tant physico-chimique que bactériologique des eaux de consommation de bonne qualité, du fait des activités humaines, qu'elles soient domestiques, industrielles ou agricoles.

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

- a) Les eaux usées domestique.
- b) Les eaux usées industrielles.
- c) Les eaux usées du service public.
- d) Les eaux usées pluviales.
- e) Les eaux parasites.

a) Les eaux usées domestiques :

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollutions organiques. Elles se répartissent en eau ménagère qui a pour origine les salles de bain et les cuisines, elles sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, et de débris organiques. Il s'agit aussi des rejets des toilettes, chargées de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux.

b) les eaux usées industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques azotées ou phosphorées, elles contiennent également des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques, des hydrocarbures.

Vu la composition de ces eaux rejetées, il est nécessaire de faire un prétraitement en usine car il faut éviter d'accueillir dans le réseau des eaux de nature nocive.

La quantité d'eaux évacuée par les industries dépend de plusieurs facteurs :

- Nature de l'industrie : (Fabrications ou de transformations) ;
- Procédé de fabrication utilisé ;
- Taux de recyclage effectivement réalisé.

c) Les eaux usées du service public :

Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques.

Les eaux de lavage des espaces publics (marché, rues, cours...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard munis d'une grille.

Pour estimer la dose unitaire des établissements publics, nous utiliseront la notion d'équivalent habitant qui représente l'avantage d'une unité de compte homogène pour tous usages, permettant ainsi des comparaisons entre les secteurs d'activités différentes.

d) Les eaux usées pluviales :

Normalement les eaux pluviales ne sont pas forcément polluées. Elles ne sont considérées comme des eaux usées que si elles sont mélangées avec des effluents urbains au niveau des égouts de type unitaire. Elles sont de même nature que les rejets domestiques et peuvent contenir en plus des éléments toxiques.

e) Les eaux parasites :

Les eaux claires parasites sont l'ensemble des eaux propres de temps sec qui surcharge inutilement le réseau nuisant au bon fonctionnement de la STEP. En absence de valeurs mesurées, on prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

Remarque

Notre projet ne comporte pas d'industrie, les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

IV.1.2. Quantités des eaux usées domestiques à évacuer : [1]

Le débit d'eaux usées dans la canalisation est sujet à des variations, celles-ci sont essentiellement influencées par la consommation d'eau.

Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée.

Pour le dimensionnement des réseaux, il convient d'utiliser la notion de coefficient de pointe. Ce coefficient peut être :

-Estimé de façon moyenne :

$$k_p = 24/18 \text{ pendant le jour pour une ville moyenne}$$

$$k_p = 24/37 \text{ pendant la nuit pour une ville moyenne.}$$

-Relié à la position de la conduite dans le réseau :

$$k_p = 3 \text{ en tête du réseau.}$$

$$k_p = 2 \text{ à proximité de l'exutoire.}$$

-Calculé à partir du débit moyen Q_{moy} :

$$k_p = a + \frac{b}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \quad \text{si} \quad Q_{moy,j} \geq 2.8 \text{ l/s}$$

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

Avec :

k_p : coefficient de pointe.

Q_{moy} : débit moyenne journalière. (l/s)

a : limite inférieure à ne pas dépasser lorsque Q_{moy} tend vers l'infini, on prend $a = 1.5$.

b : paramètre qui introduit par sommation avec le terme « a » la valeur de croissance exprimée par le second terme de la formule lorsque Q_{moy} tend vers zéro, on prend $b = 2.5$.

a) Évaluation du débit moyen journalier :

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

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

Avec:

$Q_{moy,j}$: 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 200 l/j hab;

N : nombre d'habitants

b) Evaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \tag{IV-2}$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe (m^3/s);

Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/s);

K_p : coefficient de pointe ;

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moyj}}} \quad \text{si } Q_{moyj} \geq 2.81 / s \tag{IV-3}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{moyj} < 2.81 / s$$

Les résultats de calcul des débits d'eaux usées des équipements, les débits d'eaux parasites et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans les tableaux IV.1 et IV.2.

Tableaux IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements

<i>N° du sous bassin</i>	<i>Équipement</i>	<i>Unité de mesure</i>	<i>Nbre d'unité</i>	<i>Dotation L/j/unité</i>	<i>Q usé M³/j</i>	<i>Q équipement M³/j</i>	<i>Q équipement l/S</i>
1	Bibliothèque	Visiteurs	40	15	0.48	10.56	0.122
	Mosquée	Fidèles	600	20	9.6		
	Crèche	Elève	60	10	0.48		
2	Ecole	Elèves	400	15	4.8	9.96	0.115
	Trésor publique	Employés	30	15	0.36		
	CEM	Elèves	600	10	4.8		
3	Lycée	Elèves	600	10	4.8	6.36	0.073
	Siège APC	Employés	50	15	0.6		
	Tribunal	Employés	80	15	0.96		
4	Piscine	sportifs	80	15	0.96	3.68	0.042
	Centre culturel	Employés	70	20	1.12		
	Centre commercial	Employés	100	20	1.6		

5	Polyclinique	patients	60	300	14.4	20.24	0.234
	Siège sociaux Opgi	Employés	50	15	0.6		
	Bureau de main d'œuvre	Employés	200	15	2.4		
	Siège Daïra	Employés	50	15	0.6		
	Sureté urbaine	Employés	50	50	2		
	Siège casoral	Employés	30	10	0.24		
6	Station de transport	Employés	100	15	1.2	3.96	0.045
	Unité de protection civile	agent	60	50	2.4		
	Sonelgaz	Employés	30	15	0.36		
7	Crèche	Elève	60	10	0.48	10.4	0.120
	Ecole fondamentale	Elèves	400	10	3.2		
	CEM	Elèves	600	10	4.8		
	Hôtel	Visiteurs	120	20	1.92		

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

<i>sous bassin N</i>	<i>Nombre d'habitant</i>	<i>Dot (l/j.hab)</i>	<i>kr</i>	<i>Qdom (l/s)</i>	<i>Qequip (l/s)</i>	<i>Qmoy,j (l/s)</i>	<i>KP</i>	<i>Qpte, usé (l/s)</i>	<i>Qinf (l/s/ha)</i>	<i>A (ha)</i>	<i>Qinf (l/s)</i>	<i>Qusé du sous bassin (l/s)</i>	<i>Qcumulé (l/s)</i>
1	574	200	0.8	1.065	0.122	1.187	3	3.554	0.15	3.55	0.532	4.087	4.087
2	567	200	0.8	1.051	0.115	1.166	3	3.495	0.15	3.85	0.577	4.072	8.159
3	1085	200	0.8	2.013	0.073	2.086	3	6.246	0.15	6.65	0.997	7.244	15.404
4	70	200	0.8	0.136	0.042	0.178	3	0.514	0.15	2.80	0.420	0.934	16.339
5	609	200	0.8	1.134	0.234	1.368	3	4.085	0.15	3.57	0.535	4.621	20.959
6	154	200	0.8	0.285	0.045	0.330	3	0.990	0.15	4.74	0.711	1.710	22.661
7	1141	200	0.8	2.113	0.12	2.232	3	6.698	0.15	7.16	1.074	7.772	30.434

Signification des colonnes :

Dot : Dotation en eau potable (l/j/hab) ;

kr : Coefficient de rejet ;

Qequip: Débit d'eau usée d'équipement (l/s) ;

Qpte: Débit d'eau usée de pointe (l/s) ;

A : Surface du sous bassin (ha) ;

KP : Coefficient de pointe ;

Qcumulé : Débit d'eau usée Cumulé (l/s) ;

Qinf : Débit d'infiltration (l/s/ha) ou (l/s);

Qmoy,j : Débit d'eau usée moyen (l/s) ;

Qdom : Débit d'eau usée domestique (l/s) ;

IV.2. Evaluation des débits d'eaux pluviale :

Le calcul de base pour le dimensionnement d'un réseau pluvial est la pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de 10 ans (débit décennal). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction d'eau ruisselant intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé, appelé à évacuer dans les conditions suffisantes le débit d'eau de cette fraction du bassin considéré.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; nous considérons deux méthodes, les plus utilisées pour l'évaluation du débit pluvial :

IV.2.1. La méthode rationnelle :

Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle consiste à estimer le débit pluvial à partir d'un découpage du bassin en secteurs $A_1, A_2, \dots, A_j, \dots, A_n$ limités par des lignes isochrones de ruissellement. Ainsi, la zone A_j est délimitée par les isochrones $t(j)$ et $t(j-1)$.

Si l'eau tombe sur le secteur A_1 (respectivement $A_2, \dots, A_j, \dots, A_n$), elle arrive à l'exutoire au bout d'un temps Δt (respectivement $2\Delta t, \dots, n\Delta t$). La somme des temps Δt représentera la valeur finale du temps que mettra une goutte d'eau, la plus éloignée hydrauliquement, pour parvenir à l'exutoire considéré. C'est cette valeur finale qu'on appelle "temps de concentration", t_c . [2]

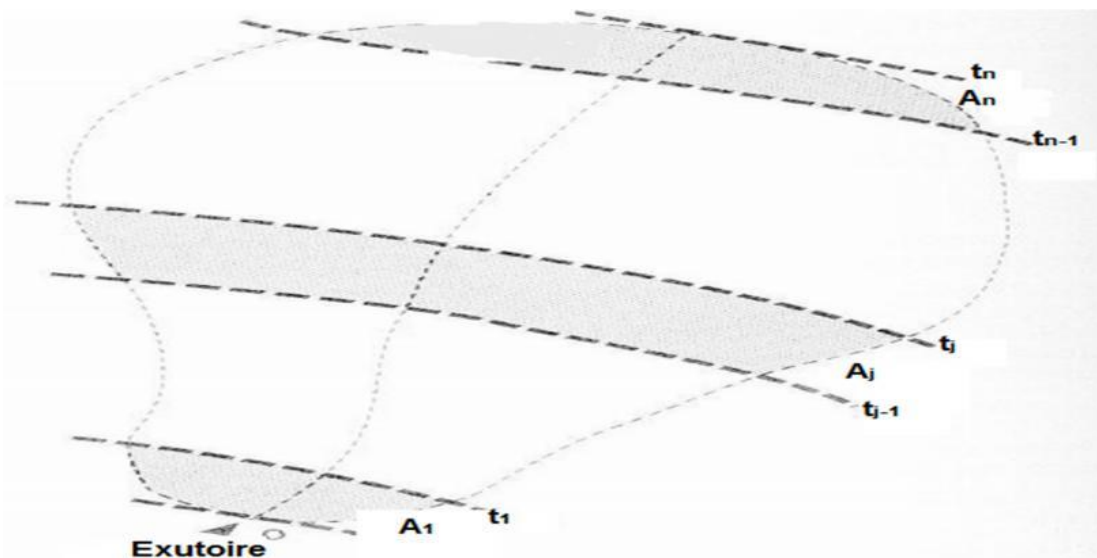


Figure IV.1 : découpage d'un bassin en secteur[2]

Si on considère une averse d'intensité i sur un secteur de superficie ' A ' ayant un coefficient de ruissellement pondéré ' C ', le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = C. i. A \quad \text{(IV-4)}$$

Cependant, si on tient compte que l'intensité n'est pas uniforme (que l'averse à un épïcêtre et se diffuse dans l'espace), il convient d'appliquer un coefficient α de répartition de

la pluie qui diminue lorsque l'on s'éloigne de l'épicentre.

On obtiendra alors la relation :

$$Q = C. \alpha. i. S \quad (\text{IV-5})$$

Avec:

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

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

a) Hypothèses de la méthode rationnelle : [10]

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont par conséquent, les suivantes :

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe à la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.
- Les surfaces imperméables sont uniformément réparties sur la totalité du bassin considéré

b) Validité de la méthode rationnelle : [10]

cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

c) Temps de concentration t_c : [2]

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

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (\text{IV-6})$$

Où t_1 : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \text{ (min)} \quad (\text{IV-7})$$

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

t_3 : de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations autrement dit le parcours superficiel du bassin.

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots (\text{min}) \quad (\text{IV-8})$$

Avec :

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois aspects sont à envisager :

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

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :(Formule de Kirpich) [2]

$$t_c = 3.98 \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (\text{IV-9})$$

où :

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

I : Pente moyenne (m/m),

d) Limites de la méthode rationnelle : [1]

-La méthode rationnelle se limite au calcul du débit de pointe de l'hydrogramme associé à une précipitation d'une intensité uniforme ; elle ne fournit pas l'hydrogramme de crue ;

-La méthode rationnelle ne considère pas la capacité de stockage du réseau de ruissellement, ni la propagation des hydrogrammes dans les conduites. Ceci conduit généralement à un surdimensionnement des ouvrages ;

-La méthode rationnelle se limite à des bassins urbains d'une superficie maximale de quelque centaines d'hectares.

IV.2.2 La méthode superficielle (méthode de Caquot) :[1]

La méthode de Caquot ou méthode superficielle est une forme globaliste de la méthode rationnelle. Elle permet de déterminer les débits de pointe en divers points caractéristiques des tronçons d'un réseau d'évacuation des eaux pluviales.

Elle ne s'applique qu'aux surfaces urbaines drainées par des réseaux d'évacuation, à l'instar de la méthode rationnelle, le point de départ d'un calcul avec la méthode de Caquot est matérialisé par le temps de concentration t_c .

Cette formule se présente sous la forme suivante :

$$Q(F) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C^{\frac{1}{u}} . S^{\frac{w}{u}} \quad (\text{IV-10})$$

Où :

Q (F) : débit pluvial de fréquence f, en (m3/s) ;

K, u, v, w : coefficient d'expression ;

I : pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m) ;

C : coefficient de ruissellement ;

S : surface du sous bassins considéré (ha) ;

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

$$K = \frac{(0.5)^{b(f)} . a(f)}{6.6} \quad (\text{IV-11})$$

$$v = 0.41 . b(f) \quad (\text{IV-12})$$

$$u = 1 + 0.287 . b(f) \quad (\text{IV-13})$$

$$w = 0.95 + 0.507 . b(f) \quad (\text{IV-14})$$

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

$$I (t, f) = a (f) . t^b (f) \quad (\text{IV-15})$$

Où : I (t, f) : intensité de pluie de durée t et de fréquence f.

Pour évaluer la pente dans un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs «Li» de pente sensiblement constante « li », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante :

$$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N Li}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Li}{\sqrt{Ii}} \right)} \right]^2 \quad (\text{IV-16})$$

Li : Distance partielle du tronçon i ;

Ii : 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 :

$$I_{eq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2 \quad (IV-17)$$

I_i : Pente du tronçon i ;

Q_i : Débit du tronçon i ;

N : Nombre des tronçons.

Tableau IV.3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins. [2]

Paramètres Equivalentes	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
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	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]$	$\left[\frac{L(Q_{pj} \max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$

Signification des colonnes

A_{eq} : surface équivalent

C_r : coefficient de ruissellement équivalent

I_{eq} : pente équivalent

M_{eq} : coefficient d'allongement équivalent.

a) Validité de la méthode superficielle : [7]

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha ;
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1 ;
- Le coefficient d'allongement "M" doit être supérieur à 0.8 , s'il est inférieur a 0.8 on le prend directement 0.8 ;
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

IV.3.Choix de la méthode

Puisque notre zone d'étude est de faible superficie, on choisit la méthode rationnelle.

IV.3.1. Calcul des débits d'eaux pluviales par la méthode rationnelle : [1].

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient de correction α déterminé d'après une loi de répartition de pluie

-pour des bassins longs (rectangle étroit largeur = $\frac{1}{2}$ de la longueur) :

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

-pour des bassins ramassés (carre ou cercle) :

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

d : Distance du milieu du bassin [1]

Remarque

Pour notre cas la surface des sous bassins est faible, alors, nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de la pluie.

Donc, les valeurs du coefficient réducteur α s'approche de l'unité, par conséquent, $\alpha = 1$.

Les résultats du calcul sont illustrés dans le tableau IV.3.

Tableau IV.3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle :

<i>N°SB</i>	<i>A_i (ha)</i>	<i>C_{ri}</i>	<i>α</i>	<i>Intensité moyenne (l/s/ha)</i>	<i>Q_{pluv} (l/s)</i>	<i>Q_{pluv} (m³/s)</i>
1	3.55	0.75	1	152	404.7	0.4047
2	3.85	0.75	1	152	438.9	0.4389
3	6.65	0.75	1	152	758.1	0.7581
4	2.80	0.70	1	152	297.92	0.2979
5	3.57	0.75	1	152	406.98	0.4069
6	4.74	0.75	1	152	540.36	0.5403
7	7.16	0.75	1	152	816.24	0.8162

Signification des colonnes :

A_i : Surface du sous bassin (ha).

C_{ri} : Coefficient de ruissellement.

α : Coefficient correcteur de l'intensité.

Q_{pluv} : débits d'eaux pluviales.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons estimé les débits d'eaux usées et pluviales pour chaque sous bassin. On remarque que le débit d'eau usée est faible devant le débit d'eau pluviale.

Chapitre V : CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

INTRODUCTION

Le calcul hydraulique constitue une étape clé puisqu'elle conditionne le bon fonctionnement du réseau, de manière durable. Ses objectifs principaux sont :

- D'appliquer les conditions d'auto curage (vitesse minimale et donc pente minimale) permettant d'éviter les obstructions, la formation d' H_2S et leurs conséquences.
- D'éviter les mises en charge et les débordements en assurant la protection du milieu contre la pollution selon sa sensibilité.

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

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

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

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

V.2. Conception du réseau :

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

❖ Les collecteurs sont définis par leurs :

- Emplacement (en plan) ;
- Profondeur ;
- Diamètres (intérieur et extérieur) ;
- Pente ;
- Leurs joints et confection.

❖ Les regards de visite et de jonction sont également définis par leurs :

- Emplacement (en plan) ;
- Profondeur ;
- Côte.

V.3.Mode de calcul :

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

Le débit s'exprime par la formule suivante :

$$Q = V.S \quad (\text{V.1})$$

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-Strickler) :

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

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.

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

Tableau V.1 : valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler K_s . [3].

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

Pour notre projet on va utilisé des canalisations en béton armé pour les diamètres supérieurs ou égal à 1000mm, et PVC pour les diamètres inférieurs ou égal à 800mm, à cause de leurs

avantages par rapport aux autres matériaux, ces avantages on va les donner dans le chapitre des éléments constitutifs du réseau.

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

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

$$\text{Où : } Q_t = Q_{eu} + Q_{pl} \quad (V.4)$$

avec :

Q_{eu} (m³/s): Débit d'eau usée.

Q_{pl} (m³/s): Débit d'eau pluviale.

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

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

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

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

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

$$R = \frac{D_{nor}}{4} \quad (V.6)$$

$$V_{PS} = K_s * (D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I_m} \quad (V.7)$$

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

$$\text{- Rapport des débits : } R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}} \quad (V.8)$$

$$\text{- Rapport des vitesses : } R_V = \frac{V}{V_{PS}} \quad (V.9)$$

$$\text{- Rapport des hauteurs : } R_h = \frac{h}{D_{nor}} \quad (V.10)$$

Avec :

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

H : hauteur de remplissage.

Tableau V.2. Dimensionnement des Collecteur principal I

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage vérifie
N1-N2	695.2	694.65	693.35	692.8	18.5	0.0297	0.1349	0.0018	0.1367	100	252.26	315	3.17	0.247	0.55	0.01	1.03	0.27	0.53	0.06	3.263	0.847	0.166	0.02	Autocurage vérifie
N2-N3	694.65	694.24	692.8	692.39	18.5	0.0222	0.1349	0.0018	0.1367	100	266.54	315	2.74	0.21	0.64	0.01	1.061	0.28	0.58	0.07	2.901	0.765	0.182	0.021	Autocurage vérifie
N3-N4	694.24	692.16	692.39	690.31	18.5	0.1124	0.1349	0.0018	0.1367	100	196.57	315	6.16	0.48	0.28	0	0.868	0.23	0.36	0.04	5.345	1.399	0.114	0.014	Autocurage vérifie
N4-N5	692.16	691.63	690.31	689.78	18.5	0.0286	0.1349	0.0018	0.1367	100	254.01	315	3.11	0.24	0.56	0.01	1.035	0.27	0.53	0.06	3.218	0.836	0.168	0.02	Autocurage vérifie
N5-N6	691.63	690.86	689.78	689.01	17.75	0.0434	0.2698	0.0026	0.2724	100	294.3	315	3.83	0.3	0.91	0.01	1.139	0.28	0.75	0.07	4.359	1.071	0.235	0.021	Autocurage vérifie
N6-N7	690.86	689.47	689.01	687.62	25	0.0556	0.2698	0.0026	0.2724	100	290.47	315	4.33	0.34	0.81	0.01	1.115	0.27	0.68	0.06	4.832	1.167	0.215	0.02	Autocurage vérifie
N7-N8	689.47	688.78	687.62	686.93	25	0.0276	0.2698	0.0026	0.2724	100	311.23	315	3.58	0.45	0.61	0.01	1.05	0.25	0.56	0.05	3.759	0.891	0.223	0.022	Autocurage vérifie
N8-N9	688.78	687.76	686.93	685.91	25	0.0408	0.2698	0.0026	0.2724	100	307.82	315	3.71	0.29	0.94	0.01	1.139	0.28	0.76	0.07	4.228	1.049	0.24	0.021	Autocurage vérifie
N9-N10	687.76	687.45	685.91	685.6	25	0.0124	0.2698	0.0026	0.2724	100	384.84	400	2.4	0.3	0.9	0.01	1.139	0.28	0.74	0.07	2.732	0.669	0.296	0.027	Autocurage vérifie
N10-N11	687.45	687.03	685.6	685.18	28	0.015	0.2698	0.0026	0.2724	100	371.35	400	2.64	0.33	0.82	0.01	1.121	0.27	0.69	0.06	2.958	0.715	0.276	0.025	Autocurage vérifie
N11-N12	687.03	686.41	685.18	684.56	25	0.0248	0.4047	0.0041	0.4088	100	393.52	400	3.39	0.43	0.96	0.01	1.139	0.29	0.78	0.07	3.866	0.983	0.31	0.028	Autocurage vérifie
N12-N13	686.41	686.08	684.56	684.23	25	0.0132	0.4047	0.0041	0.4088	100	442.91	500	2.87	0.56	0.73	0.01	1.084	0.27	0.63	0.06	3.113	0.763	0.315	0.031	Autocurage vérifie
N13-N14	686.08	685.28	684.23	683.43	25	0.032	0.4047	0.0041	0.4088	100	375.15	500	4.47	0.88	0.47	0.01	0.979	0.24	0.48	0.05	4.377	1.060	0.240	0.024	Autocurage vérifie
N14-N15	685.28	684.59	683.43	682.74	24.5	0.0282	0.4047	0.0041	0.4088	100	384.25	500	4.20	0.82	0.50	0	0.998	0.24	0.50	0.05	4.188	1.009	0.315	0.025	Autocurage vérifie
N15-N16	684.59	683.72	682.74	681.87	28.5	0.0305	0.4047	0.0041	0.4088	100	378.49	500	4.37	0.86	0.48	0	0.986	0.24	0.49	0.05	4.306	1.040	0.240	0.025	Autocurage vérifie
N16-N17	683.72	683.38	681.87	681.53	22.5	0.0151	0.4047	0.0041	0.4088	100	431.82	500	3.07	0.6	0.68	0.01	1.131	0.26	0.6	0.06	4.01	0.801	0.3	0.03	Autocurage vérifie
N17-N18	683.38	683.06	681.53	681.21	30	0.0107	0.491	0.0061	0.4971	100	496.05	500	2.58	0.51	0.98	0.01	1.141	0.31	0.79	0.08	2.945	0.81	0.396	0.039	Autocurage vérifie
N18-N19	683.06	682.91	681.21	681.06	30	0.005	0.491	0.0061	0.4971	100	471.78	500	2	0.56	0.88	0.01	1.137	0.3	0.73	0.08	2.269	0.603	0.436	0.045	Autocurage vérifie
N19-N20	682.91	682.65	681.06	680.8	22.5	0.0116	0.491	0.0061	0.4971	100	488.67	500	2.69	0.53	0.94	0.01	1.139	0.31	0.76	0.08	3.062	0.831	0.382	0.039	Autocurage vérifie
N20-N21	682.65	682.17	680.8	680.32	29.5	0.0163	0.6973	0.0082	0.7055	100	522.58	600	3.6	1.02	0.69	0.01	1.074	0.27	0.61	0.06	3.868	0.986	0.365	0.039	Autocurage vérifie
N21-N22	682.17	682.1	680.32	680.25	18.5	0.0038	0.6973	0.0082	0.7055	100	586.96	600	1.9	0.95	0.74	0.01	1.089	0.28	0.64	0.07	2.069	0.63	0.51	0.053	Autocurage vérifie
N22-N23	682.1	681.82	680.25	679.97	29.5	0.0095	0.6973	0.0082	0.7055	100	578.15	600	1.3	0.778	0.91	0.01	1.132	0.30	0.74	0.07	3.134	0.823	0.445	0.044	Autocurage vérifie
N23-N24	681.82	681.24	679.97	679.39	30.5	0.019	0.8436	0.0082	0.8518	100	544.69	600	3.89	1.1	0.77	0.01	1.102	0.27	0.66	0.06	4.291	1.041	0.396	0.037	Autocurage vérifie
N24-N25	681.24	680.96	679.39	679.11	23.5	0.0119	0.8436	0.0082	0.8518	100	594.59	600	3.08	0.87	0.98	0.01	1.14	0.29	0.79	0.07	3.514	0.886	0.474	0.042	Autocurage vérifie

Tableau V.3. Dimensionnement des Collecteur principal I(suite)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage vérifie
N25-N26	680.96	680.71	679.11	678.86	26.5	0.0094	0.8436	0.0082	0.8518	100	621.2	800	3.32	1.67	0.51	0	1.007	0.24	0.5	0.05	3.344	0.796	0.404	0.04	Autocurage vérifie
N26-N27	680.71	680.49	678.86	678.64	25	0.0088	0.8436	0.0082	0.8518	100	629.35	800	3.21	1.61	0.53	0.1	1.017	0.24	0.51	0.05	3.262	0.775	0.411	0.041	Autocurage vérifie
N27-N28	680.49	679.87	678.64	678.02	32	0.0194	1.0331	0.01	1.0431	100	585.63	800	4.76	2.39	0.44	0	0.959	0.23	0.46	0.05	4.577	1.102	0.457	0.041	Autocurage vérifie
N28-N29	679.87	679.12	678.02	677.27	18	0.0417	1.0331	0.01	1.0431	100	507.31	800	6.98	3.51	0.30	0	0.877	0.22	0.37	0.04	5.12	1.506	0.346	0.034	Autocurage vérifie
N29-N30	679.12	678.49	677.27	676.64	20.5	0.0307	1.0331	0.01	1.0431	100	537.11	800	5.99	3.01	0.35	0	0.907	0.22	0.41	0.04	5.43	1.326	0.385	0.037	Autocurage vérifie
N30-N31	679.14	678.96	677.29	677.11	18.5	0.0097	1.4122	0.01	1.4221	75	833.78	1000	2.94	2.3	0.62	0	1.054	0.23	0.56	0.05	3.094	0.684	0.563	0.047	Autocurage vérifie
N31-N32	678.96	678.78	677.11	676.93	18	0.01	1.4122	0.01	1.4221	75	829.51	1000	2.98	2.34	0.61	0	1.051	0.23	0.56	0.05	3.129	0.692	0.558	0.047	Autocurage vérifie
N32-N33	678.78	678.65	676.93	676.8	17	0.0076	1.4122	0.0154	1.4276	75	873.55	1000	2.6	2.04	0.7	0.01	1.076	0.27	0.61	0.06	2.8	0.699	0.612	0.063	Autocurage vérifie
N33-N34	678.65	678.5	676.8	676.65	30	0.005	1.6017	0.0154	1.6171	75	991.26	1000	2.1	1.65	0.98	0.01	1.14	0.29	0.79	0.07	2.4	0.604	0.79	0.07	Autocurage vérifie
N34-N35	678.5	678.35	676.65	676.5	27	0.0056	1.6017	0.0154	1.6171	75	971.87	1000	2.22	1.74	0.93	0.01	1.139	0.28	0.75	0.07	2.528	0.626	0.755	0.068	Autocurage vérifie
N35-N36	678.35	678.16	676.5	676.31	33	0.0058	1.6017	0.0154	1.6171	75	965.38	1000	2.26	1.77	0.91	0.01	1.139	0.28	0.74	0.07	2.573	0.634	0.745	0.067	Autocurage vérifie
N36-N37	678.16	677.93	676.31	676.08	22.5	0.0102	1.6017	0.0164	1.6181	75	867.06	1000	3.01	2.36	0.68	0.01	1.072	0.26	0.6	0.06	3.226	0.789	0.604	0.06	Autocurage vérifie
N37-N38	677.93	676.43	676.08	674.58	22.5	0.025	1.8996	0.0154	1.915	75	649.83	1000	4.71	3.69	0.52	0	1.011	0.23	0.51	0.05	4.759	1.088	0.509	0.039	Autocurage vérifie
N38-N39	676.43	675.61	674.58	673.76	22.5	0.0364	2.1698	0.0154	2.1852	75	764.66	1000	5.68	4.46	0.49	0	0.994	0.22	0.49	0.04	5.646	1.266	0.493	0.046	Autocurage vérifie
N39-N40	675.61	675.43	673.76	673.58	24.5	0.0073	2.1698	0.0154	2.1852	75	1032.48	1200	2.88	3.26	0.67	0	1.068	0.24	0.6	0.05	3.077	0.685	0.714	0.059	Autocurage vérifie
N40-N41	675.43	675.24	673.58	673.39	30	0.0063	2.1698	0.0154	2.1852	75	1061.62	1200	2.67	3.02	0.72	0.01	1.083	0.24	0.63	0.05	2.897	0.647	0.753	0.061	Autocurage vérifie
N41-N42	675.24	674.68	673.39	673.12	27.5	0.0098	2.2541	0.018	2.2721	75	992.26	1000	2.95	2.32	0.98	0.01	1.141	0.26	0.79	0.06	3.364	0.778	0.792	0.061	Autocurage vérifie
N42-N43	674.68	674.62	673.12	672.85	27.5	0.0098	2.2541	0.018	2.2721	75	992.26	1000	2.95	2.32	0.98	0.01	1.141	0.27	0.79	0.06	3.364	0.8	0.792	0.064	Autocurage vérifie
N43-N44	674.62	674.51	672.85	672.66	27.5	0.0069	2.2541	0.018	2.2721	75	1059.84	1200	2.79	3.16	0.72	0.01	1.082	0.25	0.63	0.05	3.023	0.695	0.751	0.065	Autocurage vérifie
N44-N45	674.51	674.43	672.66	672.58	20	0.004	2.2541	0.018	2.2721	75	1174.2	1200	2.13	2.4	0.95	0.01	1.139	0.27	0.77	0.06	2.422	0.57	0.919	0.075	Autocurage vérifie
N45-N46	674.43	674.49	672.58	672.34	50	0.0048	2.44	0.018	2.458	75	1168.7	1200	2.33	2.63	0.93	0.01	1.139	0.26	0.76	0.06	2.653	0.609	0.91	0.072	Autocurage vérifie
N46-N47	674.49	674.64	672.34	672.19	48	0.0031	3.119	0.0227	3.1417	75	1388.73	1500	2.18	3.85	0.82	0.01	1.119	0.25	0.69	0.06	2.439	0.657	1.03	0.083	Autocurage vérifie
N46-N48	674.35	674.17	672.19	672.02	85	0.002	3.119	0.0227	3.1417	75	1231.72	1500	1.74	3.08	1.02	0.01	1.146	0.27	0.83	0.06	1.998	0.465	1.246	0.09	Autocurage vérifie
N48-DO	674.17	673.45	672.02	671.60	50	0.0084	3.119	0.0227	3.1417	75	1223.46	1500	2.57	4.54	0.69	0.01	1.074	0.24	0.61	0.05	2.76	0.619	0.912	0.076	Autocurage vérifie

Tableau V.4. Dimensionnement des Collecteur principal II

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
N49-N50	686.53	686.2	685.12	684.98	30	0.0046	0.1357	0.0026	0.1383	100	241.17	315	3.61	0.28	0.49	0.01	0.995	0.29	0.49	0.07	3.594	1.037	0.156	0.022	Autocurage vérifié
N50-N51	686.2	686.08	684.98	684.87	30	0.0037	0.1357	0.0026	0.1383	100	305.06	315	1.3	0.16	0.84	0.02	1.128	0.35	0.7	0.09	1.472	0.642	0.282	0.036	Autocurage vérifié
N51-N52	686.08	686.17	684.87	684.62	35	0.0071	0.1357	0.0026	0.1383	100	298.01	315	2.05	0.16	0.86	0.02	1.134	0.35	0.72	0.09	2.328	0.722	0.226	0.029	Autocurage vérifié
N52-N53	686.17	686.26	684.62	684.36	30	0.0096	0.2713	0.0026	0.2739	100	394.68	400	2.45	0.48	0.57	0.01	1.037	0.25	0.54	0.05	2.54	0.602	0.268	0.027	Autocurage vérifié
N53-N54	685.26	684.93	684.36	684.08	25	0.0112	0.2713	0.0026	0.2739	100	396.77	400	2.42	0.47	0.58	0.01	1.04	0.25	0.54	0.05	2.513	0.596	0.271	0.027	Autocurage vérifié
N54-N55	684.93	684.06	684.08	683.46	25	0.0248	0.2713	0.0026	0.2739	100	350.45	400	3.1	0.39	0.7	0.01	1.077	0.26	0.62	0.06	3.337	0.805	0.246	0.024	Autocurage vérifié
N55-N56	684.06	684.23	683.46	682.38	25	0.0432	0.2713	0.0046	0.2759	100	316.67	400	3.49	0.27	1.02	0.02	1.145	0.36	0.83	0.09	3.993	1.244	0.26	0.029	Autocurage vérifié
N56-N57	683.23	683.17	682.38	681.32	25	0.0424	0.2713	0.0046	0.2759	100	317.79	400	3.45	0.27	1.03	0.02	1.146	0.36	0.84	0.09	3.959	1.237	0.264	0.029	Autocurage vérifié
N57-N58	682.17	681.34	681.32	680.49	30	0.0276	0.2713	0.0046	0.2759	100	317.05	400	3.48	0.27	1.02	0.02	1.146	0.36	0.83	0.09	3.982	1.241	0.261	0.029	Autocurage vérifié
N58-N59	681.34	679.87	680.49	678.02	25	0.0918	0.407	0.0046	0.4116	100	317.11	400	3.39	0.67	0.62	0.01	1.054	0.26	0.56	0.06	5.578	0.89	0.282	0.03	Autocurage vérifié
N59-N60	679.87	678.91	678.02	677.06	26	0.0349	0.407	0.0046	0.4116	100	370.03	400	4.03	0.51	0.81	0.01	1.118	0.29	0.69	0.07	4.501	1.148	0.274	0.028	Autocurage vérifié
N60-N61	678.91	677.34	677.06	676.49	29.5	0.0190	0.407	0.0046	0.4116	100	409.51	400	5.53	0.43	0.96	0.01	1.139	0.3	0.77	0.07	6.297	1.664	0.243	0.024	Autocurage vérifié
N61-N62	677.34	676.58	676.49	674.73	30	0.059	0.6791	0.0046	0.6837	100	393.89	400	5.66	0.71	0.96	0.01	1.14	0.26	0.78	0.06	6.45	1.458	0.311	0.023	Autocurage vérifié
N62-N63	676.58	676.08	674.73	674.23	30	0.0167	0.6791	0.0046	0.6837	100	514.15	600	3.64	1.03	0.66	0	1.066	0.23	0.59	0.05	3.886	0.856	0.355	0.029	Autocurage vérifié
N63-N64	676.08	675.67	674.23	673.82	30	0.0137	0.6791	0.0046	0.6837	100	533.64	600	3.3	0.93	0.73	0	1.087	0.24	0.63	0.05	3.586	0.793	0.381	0.03	Autocurage vérifié
N64-N65	675.67	675.02	673.82	673.17	25	0.0206	0.6791	0.0046	0.6837	100	493.97	600	4.05	1.15	0.47	0	1.047	0.2	0.55	0.05	4.244	0.930	0.331	0.027	Autocurage vérifié
N65-N66	675.02	674.49	673.17	672.34	25	0.0332	0.6791	0.0046	0.6837	100	455.16	600	5.14	1.45	0.60	0	0.982	0.22	0.48	0.04	5.049	1.129	0.289	0.024	Autocurage vérifié

Tableau V.5. Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 01)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
N66- N67	693.22	692.61	691.57	690.84	25	0.0292	0.2698	0.0026	0.2724	100	365.09	400	3.68	0.46	0.59	0.01	1.045	0.25	0.55	0.05	3.846	0.911	0.219	0.021	Autocurage vérifié
N67- N68	692.61	692.01	690.84	690.6	25	0.0096	0.2698	0.0026	0.2724	100	449.76	500	2.45	0.48	0.57	0.01	1.036	0.24	0.54	0.05	2.537	0.6	0.268	0.026	Autocurage vérifié
N68- N69	692.01	691.41	690.36	689.95	25	0.0164	0.2698	0.0026	0.2724	100	406.79	500	2.76	0.35	0.79	0.01	1.107	0.27	0.67	0.06	3.054	0.739	0.267	0.025	Autocurage vérifié
N69- N5	691.41	691.63	689.95	689.78	25	0.0068	0.2698	0.0026	0.2724	100	479.8	500	2.06	0.4	0.67	0.01	1.069	0.26	0.6	0.06	2.203	0.528	0.298	0.029	Autocurage vérifié
N70- N71	688.52	687.85	686.72	686.03	32	0.0216	0.1349	0.0015	0.1364	100	298.17	315	2.7	0.21	0.65	0.01	1.063	0.26	0.58	0.06	2.867	0.714	0.183	0.019	Autocurage vérifié
N71- N72	687.85	687.41	686.03	685.21	25	0.0328	0.1349	0.0015	0.1364	100	275.62	315	3.33	0.26	0.53	0.01	1.016	0.25	0.51	0.05	3.38	0.832	0.162	0.017	Autocurage vérifié
N72- N11	687.41	687.03	685.21	685.18	14	0.0021	0.1349	0.0015	0.1364	100	459.69	500	1.16	0.23	0.6	0.01	1.049	0.26	0.55	0.06	1.214	0.61	0.277	0.029	Autocurage vérifié

Tableau V.6. Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 02)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
N73-N74	694.85	693.85	691.01	689.96	26	0.0404	0.1863	0.0014	0.1877	100	268.2	315	3.69	0.29	0.65	0	1.063	0.24	0.58	0.05	3.926	0.876	0.184	0.015	Autocurage vérifié
N74-N75	693.85	693.58	689.96	688.58	24	0.0575	0.1863	0.0014	0.1877	100	251	315	4.41	0.34	0.55	0	1.026	0.23	0.52	0.04	4.522	1.007	0.165	0.014	Autocurage vérifié
N75-N76	693.58	692.27	688.58	687.23	25	0.054	0.1863	0.0014	0.1877	100	253.98	315	4.27	0.33	0.56	0	1.035	0.23	0.53	0.05	4.417	0.982	0.168	0.014	Autocurage vérifié
N76-N77	692.27	691.08	687.23	686.14	25	0.0436	0.1863	0.0014	0.1877	100	264.37	315	3.84	0.3	0.63	0	1.057	0.24	0.57	0.05	4.055	0.903	0.179	0.015	Autocurage vérifié
N77-N78	691.08	688.52	686.14	685.15	25	0.0396	0.1863	0.0014	0.1877	100	269.19	315	3.66	0.28	0.66	0	1.065	0.24	0.59	0.05	3.894	0.87	0.185	0.016	Autocurage vérifié
N78-N79	688.52	687.13	685.15	683.82	25	0.0532	0.1863	0.0014	0.1877	100	254.69	315	4.24	0.33	0.57	0	1.036	0.23	0.54	0.05	4.392	0.976	0.169	0.014	Autocurage vérifié
N79-N80	687.13	684.98	683.82	682.74	25	0.0432	0.1863	0.0014	0.1877	100	264.83	315	3.82	0.3	0.63	0	1.058	0.24	0.57	0.05	4.039	0.9	0.18	0.015	Autocurage vérifié
N80-N81	684.98	683.38	682.74	681.53	25	0.0484	0.1863	0.0014	0.1877	100	259.25	315	4.04	0.31	0.6	0	1.047	0.23	0.55	0.05	4.232	0.94	0.174	0.015	Autocurage vérifié
N81-N82	694.92	694.29	691.33	690.24	23	0.0474	0.1452	0.0022	0.1474	100	237.73	315	4	0.31	0.47	0.01	0.983	0.26	0.48	0.06	3.933	1.05	0.152	0.019	Autocurage vérifié
N82-N83	694.29	693.93	690.24	689.08	27	0.043	0.1452	0.0022	0.1474	100	242.14	315	3.81	0.3	0.5	0.01	0.998	0.27	0.5	0.06	3.802	1.014	0.157	0.019	Autocurage vérifié
N83-N84	693.93	693.02	689.08	688.16	11	0.0836	0.1452	0.0022	0.1474	100	213.71	315	5.31	0.41	0.36	0.01	0.912	0.24	0.41	0.05	4.848	1.295	0.13	0.016	Autocurage vérifié
N84-N85	693.02	689.78	688.16	687.04	19	0.0589	0.1452	0.0022	0.1474	100	228.2	315	4.46	0.35	0.42	0.01	0.952	0.25	0.46	0.06	4.247	1.137	0.143	0.018	Autocurage vérifié
N85-N86	689.78	688.53	687.04	685.92	18	0.0622	0.1452	0.0022	0.1474	100	225.89	315	4.58	0.36	0.41	0.01	0.945	0.25	0.45	0.06	4.332	1.159	0.141	0.018	Autocurage vérifié
N86-N87	688.53	687.16	685.92	684.38	13.5	0.1141	0.1452	0.0022	0.1474	100	201.63	315	6.21	0.48	0.3	0	0.882	0.24	0.38	0.05	5.472	1.459	0.119	0.015	Autocurage vérifié
N87-N88	687.16	685.72	684.38	683.47	22.5	0.0404	0.1452	0.0022	0.1474	100	244.9	315	3.69	0.29	0.51	0.01	1.008	0.27	0.51	0.06	3.723	0.993	0.159	0.02	Autocurage vérifié
N88-N89	685.72	684.57	683.47	682.52	23	0.0413	0.1452	0.0022	0.1474	100	243.93	315	3.73	0.29	0.51	0.01	1.004	0.27	0.5	0.06	3.75	1	0.158	0.02	Autocurage vérifié
N89-N90	684.57	683.57	682.52	681.63	20	0.0445	0.1452	0.0022	0.1474	100	240.55	315	3.88	0.3	0.49	0.01	0.993	0.27	0.49	0.06	3.849	1.027	0.155	0.019	Autocurage vérifié
N90-N91	683.57	682.65	681.63	680.8	21	0.0395	0.1452	0.0022	0.1474	100	245.96	315	3.65	0.285	0.52	0.01	1.011	0.27	0.51	0.06	3.693	0.985	0.16	0.02	Autocurage vérifié
N91-N92	688.23	686.36	684.17	683.02	28	0.0411	0.1074	0.0006	0.108	100	217.29	315	3.72	0.29	0.37	0	0.921	0.2	0.42	0.03	3.431	0.76	0.133	0.01	Autocurage vérifié
N92-N93	686.36	684.54	683.02	682.17	20.5	0.0415	0.1074	0.0006	0.108	100	216.9	315	3.74	0.29	0.37	0	0.92	0.2	0.42	0.03	3.443	0.763	0.133	0.01	Autocurage vérifié
N93-N94	684.54	683.62	682.17	681.08	19.5	0.0559	0.1074	0.0006	0.108	100	205.09	315	4.34	0.34	0.32	0	0.891	0.2	0.39	0.03	3.87	0.872	0.122	0.009	Autocurage vérifié
N94-N95	683.62	682.12	681.08	680.27	18.5	0.0438	0.1074	0.0006	0.108	100	214.7	315	3.84	0.3	0.36	0	0.915	0.2	0.42	0.03	3.517	0.782	0.131	0.01	Autocurage vérifié

Tableau V.7.Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 03)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
N95-N96	682.85	682.76	681.46	680.95	23	0.0222	0.1859	0.001	0.1869	100	299.67	315	2.74	0.21	0.88	0	1.136	0.24	0.72	0.05	3.108	0.653	0.228	0.016	Autocurage vérifié
N96-N97	682.76	682.46	680.95	680.37	23	0.0252	0.1859	0.001	0.1869	100	292.53	315	2.92	0.23	0.82	0	1.121	0.24	0.69	0.05	3.271	0.686	0.218	0.015	Autocurage vérifié
N97-N98	682.46	681.94	680.37	680.03	7.5	0.0453	0.1859	0.001	0.1869	100	262.07	315	3.91	0.3	0.61	0	1.053	0.22	0.56	0.04	4.118	0.868	0.177	0.013	Autocurage vérifié
N98-N99	681.94	680.73	680.03	678.96	20	0.0535	0.1859	0.001	0.1869	100	254.05	315	4.25	0.331	0.56	0	1.035	0.22	0.53	0.04	4.397	0.929	0.168	0.013	Autocurage vérifié
N99-N100	680.73	680.03	678.96	678.04	20	0.046	0.1859	0.001	0.1869	100	261.35	315	3.94	0.31	0.61	0	1.051	0.22	0.56	0.04	4.143	0.873	0.176	0.013	Autocurage vérifié
N100-N101	680.03	679.34	678.14	677.12	20	0.051	0.1859	0.001	0.1869	100	256.34	315	4.15	0.32	0.58	0	1.041	0.22	0.54	0.04	4.317	0.911	0.171	0.013	Autocurage vérifié
N101-N30	679.34	678.67	677.44	676.82	20	0.031	0.1859	0.001	0.1869	100	281.42	315	3.23	0.25	0.74	0	1.09	0.23	0.64	0.05	3.525	0.744	0.202	0.014	Autocurage vérifié
N102-N103	695.38	694.97	693.28	692.02	38	0.0332	0.1859	0.003	0.1889	100	278.98	315	3.35	0.261	0.72	0.01	1.084	0.31	0.63	0.08	3.626	1.03	0.198	0.024	Autocurage vérifié
N103-N104	694.97	693.68	692.02	690.56	27.5	0.0531	0.1859	0.003	0.1889	100	255.41	315	4.23	0.33	0.57	0.01	1.038	0.28	0.54	0.07	4.395	1.203	0.17	0.022	Autocurage vérifié
N104-N105	693.68	693.47	690.56	689.43	19.5	0.0579	0.1859	0.003	0.1889	100	251.25	315	4.42	0.34	0.55	0.01	1.027	0.28	0.53	0.07	4.543	1.239	0.165	0.021	Autocurage vérifié
N105-N106	693.47	693.86	689.43	688.14	29.5	0.0437	0.1859	0.003	0.1889	100	264.87	315	3.84	0.3	0.63	0.01	1.058	0.29	0.57	0.07	4.064	1.127	0.18	0.023	Autocurage vérifié
N106-N107	693.86	692.89	688.14	687.02	26	0.0431	0.1859	0.003	0.1889	100	265.62	315	3.81	0.3	0.64	0.01	1.059	0.29	0.57	0.07	4.039	1.122	0.181	0.023	Autocurage vérifié
N107-N108	692.89	691.37	687.02	685.23	21.5	0.0833	0.2017	0.003	0.2047	100	241.92	315	5.3	0.41	0.5	0.01	0.998	0.27	0.5	0.06	5.289	1.406	0.156	0.019	Autocurage vérifié
N108-N109	691.37	689.02	685.23	683.14	20	0.1045	0.2017	0.003	0.2047	100	231.83	315	5.94	0.46	0.44	0.01	0.964	0.26	0.47	0.06	5.723	1.526	0.147	0.018	Autocurage vérifié
N109-N110	689.02	686.4	683.14	681.92	20	0.061	0.2017	0.003	0.2047	100	256.45	315	4.54	0.35	0.58	0.01	1.041	0.28	0.54	0.07	4.723	1.261	0.171	0.021	Autocurage vérifié
N110-N111	686.4	684.6	681.92	680.28	20	0.082	0.2017	0.003	0.2047	100	242.61	315	5.26	0.41	0.5	0.01	1	0.27	0.5	0.06	5.261	1.399	0.157	0.019	Autocurage vérifié
N111-N112	684.6	682.39	680.28	679.31	20	0.0485	0.2017	0.003	0.2047	100	267.72	315	4.05	0.32	0.65	0.01	1.063	0.29	0.58	0.07	4.3	1.167	0.183	0.022	Autocurage vérifié
N112-N113	682.39	681.56	679.31	678.52	20	0.0395	0.2017	0.003	0.2047	100	278.22	315	3.65	0.28	0.72	0.01	1.082	0.3	0.63	0.07	3.951	1.09	0.197	0.023	Autocurage vérifié
N113-N114	681.56	680.74	678.52	677.65	20	0.0435	0.2017	0.003	0.2047	100	273.23	315	3.83	0.30	0.69	0.01	1.072	0.29	0.60	0.07	4.108	1.128	0.190	0.023	Autocurage vérifié
N114-N33	680.74	678.65	677.65	676.8	20	0.0425	0.2017	0.003	0.2047	100	274.43	315	3.79	0.30	0.69	0.01	1.074	0.29	0.61	0.07	4.069	1.117	0.192	0.023	Autocurage vérifié

Tableau V.8. Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 03 suite)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
N115-N116	692.35	690.06	687.18	686.03	20	0.0575	0.1563	0.0017	0.158	100	235.34	315	4.41	0.34	0.46	0	1.131	0.24	0.48	0.05	4.01	1.06	0.15	0.016	Autocurage vérifie
N116-N117	690.06	687.77	686.03	684.57	20	0.073	0.1563	0.0017	0.158	100	225.04	315	4.96	0.39	0.41	0	0.943	0.23	0.45	0.05	4.679	1.163	0.141	0.015	Autocurage vérifie
N117-N118	687.77	685.49	684.57	683.06	20	0.0755	0.1563	0.0017	0.158	100	223.62	315	5.05	0.39	0.4	0	0.939	0.23	0.44	0.05	4.738	1.178	0.139	0.015	Autocurage vérifie
N118-N119	685.49	683.82	683.06	682.26	15	0.0533	0.1563	0.0017	0.158	100	238.68	315	4.24	0.33	0.48	0.01	0.987	0.24	0.49	0.05	4.186	1.03	0.153	0.016	Autocurage vérifie
N119-N120	683.82	682.94	682.26	681.12	15	0.076	0.1563	0.0017	0.158	100	223.35	315	5.06	0.39	0.4	0	0.938	0.23	0.44	0.05	4.75	1.181	0.139	0.015	Autocurage vérifie
N120-N121	682.94	681.71	681.12	680.08	21	0.0495	0.2274	0.0017	0.2291	100	278.21	315	1.9	0.15	1.55	0.01	0.91	0.31	19.57	0.08	1.729	0.587	6.165	0.024	Autocurage vérifie
N121-N122	681.71	680.77	680.08	679.26	13.6	0.0603	0.2274	0.0017	0.2291	100	268.13	315	1.59	0.12	1.85	0.01	1.05	0.33	118.82	0.08	1.67	0.524	37.429	0.026	Autocurage vérifie
N122-N123	680.77	680.13	679.26	679.06	13	0.0154	0.2274	0.0017	0.2291	100	246.4	315	2.67	0.34	0.68	0.01	1.14	0.24	0.6	0.05	3.046	0.646	0.241	0.02	Autocurage vérifie
N123-N124	680.13	679.17	679.06	678.03	20	0.0515	0.2274	0.0017	0.2291	100	276.18	315	4.17	0.32	0.71	0.01	1.078	0.24	0.62	0.05	4.493	1.017	0.194	0.016	Autocurage vérifie
N124-N125	679.17	678.36	678.03	677.27	9.5	0.08	0.2274	0.0017	0.2291	100	254.29	315	5.2	0.4	0.57	0	1.035	0.23	0.53	0.05	5.381	1.205	0.168	0.015	Autocurage vérifie
N125-N127	678.36	677.93	677.27	676.08	15	0.0793	0.2274	0.0017	0.2291	100	254.69	315	5.17	0.4	0.57	0	1.036	0.23	0.54	0.05	5.363	1.201	0.169	0.015	Autocurage vérifie
N180-N181	690.69	689.28	686.26	685.11	22.5	0.0511	0.1024	0.0015	0.1039	100	205.58	315	4.15	0.32	0.32	0	0.892	0.24	0.39	0.05	3.705	0.988	0.122	0.016	Autocurage vérifie
N181-N182	689.28	688.11	685.11	684.35	22.5	0.0338	0.1024	0.0015	0.1039	100	222.18	315	3.38	0.26	0.4	0.01	0.934	0.25	0.44	0.05	3.155	0.844	0.138	0.017	Autocurage vérifie
N182-N183	688.11	685.57	684.35	682.12	20	0.1115	0.1024	0.0015	0.1039	100	177.61	315	6.13	0.48	0.22	0	0.8	0.22	0.31	0.04	4.909	1.349	0.099	0.013	Autocurage vérifie
N183-N184	685.57	683.28	682.12	681.01	20	0.0555	0.1024	0.0015	0.1039	100	202.43	315	4.33	0.34	0.31	0	0.884	0.24	0.38	0.05	3.826	1.02	0.119	0.015	Autocurage vérifie
N184-N185	683.28	681.63	681.01	679.52	20	0.0745	0.1431	0.0015	0.1446	100	216.86	315	5.01	0.39	0.37	0	0.92	0.23	0.42	0.04	4.615	1.145	0.133	0.014	Autocurage vérifie
N185-N186	681.63	679.32	679.52	677.95	20	0.0785	0.1431	0.0015	0.1446	100	214.74	315	5.15	0.4	0.36	0	0.915	0.23	0.42	0.04	4.71	1.169	0.131	0.014	Autocurage vérifie
N186-N187	679.32	678.56	677.95	677.69	26	0.01	0.1431	0.0015	0.1446	100	316.01	315	1.84	0.14	1.01	0.01	1.145	0.3	0.82	0.07	2.103	0.552	0.258	0.023	Autocurage vérifie
N187-N125	678.56	678.36	677.69	677.27	18.5	0.0227	0.1431	0.0015	0.1446	100	270.98	315	2.77	0.22	0.67	0.01	1.068	0.26	0.6	0.06	2.957	0.731	0.187	0.019	Autocurage vérifie

Tableau V.9. Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 04)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
N126-N127	678.08	678.26	677.39	677.22	18.5	0.0092	0.149	0.0009	0.1499	100	325.4	315	1.76	0.14	1.09	0.01	1.05	0.26	0.97	0.06	1.849	0.459	0.305	0.019	Autocurage vérifié
N127-N128	678.26	678.14	677.22	677.05	18.5	0.0092	0.149	0.0009	0.1499	100	325.4	315	1.76	0.14	1.09	0.01	1.05	0.26	0.97	0.06	1.849	0.459	0.305	0.019	Autocurage vérifié
N128-N129	678.14	678.17	677.05	676.88	18.5	0.0092	0.149	0.0009	0.1499	100	325.4	315	1.76	0.14	1.09	0.01	1.05	0.26	0.97	0.06	1.849	0.459	0.305	0.019	Autocurage vérifié
N129-N130	678.17	677.92	676.88	676.59	17	0.0171	0.149	0.0009	0.1499	100	289.76	315	2.4	0.19	0.8	0	1.113	0.24	0.68	0.05	2.672	0.578	0.214	0.016	Autocurage vérifié
N130-N131	677.92	677.67	676.59	675.82	28	0.0275	0.149	0.0009	0.1499	100	264.95	315	3.05	0.24	0.63	0	1.058	0.23	0.57	0.04	3.223	0.696	0.18	0.014	Autocurage vérifié
N131-N132	677.67	677.54	675.82	675.59	13	0.0177	0.2979	0.0009	0.2989	100	372.78	400	2.87	0.36	0.83	0	1.124	0.21	0.7	0.04	3.221	0.609	0.278	0.015	Autocurage vérifié
N132-N133	677.54	677.41	675.59	675.38	18	0.0117	0.2979	0.0009	0.2989	100	403.05	500	2.7	0.53	0.56	0	1.034	0.2	0.53	0.03	2.793	0.547	0.267	0.015	Autocurage vérifié
N133-N134	677.41	677.21	675.38	675.14	20	0.012	0.2979	0.0009	0.2989	100	400.93	500	2.74	0.54	0.56	0	1.031	0.2	0.53	0.03	2.823	0.553	0.265	0.015	Autocurage vérifié
N134-N135	677.21	677.59	675.14	674.95	29.5	0.0064	0.2979	0.0009	0.2989	100	450.54	500	2.01	0.39	0.76	0	1.096	0.21	0.65	0.03	2.199	0.421	0.325	0.017	Autocurage vérifié
N135-N38	677.59	676.43	674.95	674.77	28.5	0.0063	0.2979	0.0009	0.2989	100	452.2	500	1.99	0.39	0.77	0	1.099	0.21	0.66	0.04	2.184	0.418	0.328	0.018	Autocurage vérifié

Tableau V.10. Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 05)

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Ks	Deal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)	Vitesse Autocurage
N155-N156	689.46	688.96	687.11	686.74	23.5	0.0157	0.1569	0.0022	0.1591	100	300.81	315	2.31	0.18	0.89	0.01	1.137	0.32	0.73	0.08	2.622	0.732	0.23	0.025	Autocurage vérifié
N156-N157	688.96	688.23	686.74	686.28	30	0.0153	0.1569	0.0022	0.1591	100	302.31	315	2.28	0.18	0.9	0.01	1.138	0.32	0.74	0.08	2.59	0.726	0.232	0.025	Autocurage vérifié
N157-N158	688.23	687.92	686.28	685.93	30	0.0117	0.1831	0.0022	0.1854	100	336.97	315	1.98	0.15	1.2	0.01	-2.37	0.34	1.55	0.09	4.703	0.666	0.487	0.027	Autocurage vérifié
N158-N159	687.92	687.41	685.93	685.56	29.5	0.0125	0.1831	0.0022	0.1854	100	332.43	315	2.06	0.16	1.16	0.01	0.058	0.33	1.23	0.08	0.118	0.682	0.388	0.027	Autocurage vérifié
N159-N52	687.41	686.17	685.56	685.32	8	0.03	0.1831	0.0022	0.1854	100	282.28	315	3.18	0.25	0.75	0.01	1.092	0.28	0.64	0.07	3.475	0.905	0.203	0.022	Autocurage vérifié
N151-N152	686.8	685.25	683.18	682.33	17.5	0.0486	0.1424	0.0018	0.1442	100	234.72	315	4.05	0.32	0.46	0.01	0.973	0.25	0.47	0.05	3.941	1.004	0.15	0.017	Autocurage vérifié
N152-N153	685.25	683.92	682.33	681.15	15	0.0787	0.1424	0.0018	0.1442	100	214.43	315	5.15	0.4	0.36	0	0.914	0.23	0.41	0.05	4.711	1.207	0.131	0.015	Autocurage vérifié
N153-N154	683.92	682.14	681.15	680.06	20	0.0545	0.1424	0.0018	0.1442	100	229.7	315	4.29	0.33	0.43	0.01	0.957	0.24	0.46	0.05	4.104	1.048	0.145	0.016	Autocurage vérifié
N154-N58	682.14	681.34	680.06	679.49	14.5	0.0393	0.1424	0.0018	0.1442	100	244.21	315	3.64	0.28	0.51	0.01	1.005	0.25	0.5	0.06	3.662	0.928	0.159	0.018	Autocurage vérifié

Tableau V.11. Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 06)

Tron	CT _{am} (m)	CT _{av} (m)	CR _{am} (m)	CR _{av} (m)	Dist (m)	I (m/m)	Q _{pl} (m ³ /s)	Q _{eu} (m ³ /s)	Q _t (m ³ /s)	K _s	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _{qmin}	R _v	R _{vmin}	R _h	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	H _{min} (mm)	Vitesse Autocurage
N136- N137	675.96	675.87	674.37	674.08	22.5	0.0129	0.1351	0.0007	0.1358	100	294.29	315	2.09	0.16	0.84	0	1.126	0.23	0.7	0.05	2.348	0.486	0.22	0.015	Autocurage vérifie
N137- N138	675.87	675.77	674.28	674.09	22.5	0.0084	0.1351	0.0007	0.1358	100	318.57	315	1.69	0.13	1.03	0.01	1.146	0.24	0.85	0.05	1.935	0.413	0.267	0.017	Autocurage vérifie
N138- N139	675.77	675.52	674.09	673.92	22.5	0.0076	0.1351	0.0007	0.1358	100	325.29	315	1.6	0.12	1.09	0.01	1.055	0.25	0.96	0.05	1.684	0.396	0.304	0.017	Autocurage vérifie
N139- N140	675.52	675.38	673.92	673.64	22.5	0.0124	0.1351	0.0007	0.1358	100	296.23	315	2.05	0.16	0.85	0	1.13	0.23	0.71	0.05	2.316	0.479	0.223	0.015	Autocurage vérifie
N140- N41	675.38	675.24	673.64	673.39	16	0.0156	0.1351	0.0007	0.1358	100	283.86	315	2.3	0.18	0.76	0	1.096	0.23	0.65	0.04	2.517	0.524	0.205	0.014	Autocurage vérifie
N141- N142	677.34	676.28	675.49	674.43	30	0.0353	0.2687	0.001	0.2697	100	315.08	315	3.45	0.27	1	0	1.143	0.23	0.81	0.04	3.949	0.782	0.256	0.014	Autocurage vérifie
N142- N143	676.28	676.18	674.43	674.33	30	0.0033	0.2687	0.001	0.2697	100	490.53	500	1.44	0.28	0.95	0	1.139	0.22	0.77	0.04	1.645	0.324	0.385	0.021	Autocurage vérifie
N143- N144	676.18	676.12	674.33	674.22	30	0.0037	0.2687	0.001	0.2697	100	481.84	500	1.51	0.3	0.91	0	1.139	0.22	0.74	0.04	1.724	0.336	0.371	0.021	Autocurage vérifie
N144- N145	676.12	676	674.22	674.15	30	0.0023	0.2687	0.001	0.2697	100	524.46	600	1.36	0.39	0.14	0	0.533	0.22	1.14	0.04	1.943	0.943	0.152	0.152	Autocurage vérifie
N145- N146	676	675.9	674.15	674.05	30	0.0033	0.4053	0.001	0.4063	100	571.98	600	1.63	0.46	0.88	0	1.137	0.21	0.73	0.03	1.853	0.339	0.436	0.02	Autocurage vérifie
N146- N147	675.9	675.85	674.05	674	25	0.002	0.4053	0.001	0.4063	100	529.48	600	1.53	0.77	0.53	0	1.017	0.2	0.51	0.03	1.556	0.301	0.412	0.022	Autocurage vérifie
N147- N148	675.85	675.78	674	673.93	25	0.0028	0.4053	0.001	0.4063	100	590.99	600	1.49	0.42	0.96	0	1.14	0.21	0.78	0.04	1.702	0.314	0.466	0.021	Autocurage vérifie
N148- N149	675.78	675.59	673.93	673.74	25	0.0076	0.4053	0.001	0.4063	100	490.08	600	2.18	0.43	0.95	0	1.131	0.21	0.77	0.03	2.01	0.457	0.384	0.017	Autocurage vérifie
N149- N150	675.59	675.18	673.74	673.52	25	0.0088	0.4053	0.001	0.4063	100	476.8	600	2.35	0.46	0.88	0	1.137	0.21	0.73	0.03	2.713	0.487	0.364	0.017	Autocurage vérifie
N150- N45	675.18	674.43	673.52	672.58	30	0.0313	0.4053	0.001	0.4063	100	375.77	600	3.81	0.48	0.85	0	1.13	0.21	0.71	0.03	4.308	0.788	0.283	0.013	Autocurage vérifie

Tableau V.12. Dimensionnement des Collecteurs secondaires (sous bassin 07)

Tron	CT _{am} (m)	CT _{av} (m)	CR _{am} (m)	CR _{av} (m)	Dist (m)	I (m/m)	Q _{pl} (m ³ /s)	Q _{eu} (m ³ /s)	Q _t (m ³ /s)	K _s	D _{cal} (mm)	D _{nor} (mm)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _q	R _{qmin}	R _v	R _{vmin}	R _h	R _{hmin}	V (m/s)	V _{min} (m/s)	H (mm)	H _{min} (mm)	Vitesse Autocurage
N160-N161	695.45	694.14	689.05	687.06	18	0.1106	0.2482	0.0052	0.2534	100	248.53	315	6.11	0.48	0.53	0.01	1.019	0.3	0.52	0.08	6.226	1.852	0.163	0.024	Autocurage vérifié
N161-N162	694.14	692.31	687.06	685.54	14.5	0.1048	0.2482	0.0052	0.2534	100	251.02	315	6.69	0.52	0.49	0.01	0.992	0.29	0.49	0.07	6.635	1.966	0.155	0.023	Autocurage vérifié
N162-N163	692.31	689.17	685.54	684.02	20	0.076	0.2482	0.0052	0.2534	100	266.62	315	7.08	0.55	0.46	0.01	0.975	0.29	0.48	0.07	6.901	2.041	0.15	0.022	Autocurage vérifié
N163-N164	689.17	687.17	684.02	682.61	20	0.0705	0.5337	0.0052	0.5389	100	358.84	400	7.08	0.89	0.61	0.01	1.05	0.25	0.56	0.06	7.437	1.773	0.223	0.022	Autocurage vérifié
N164-N165	687.17	685.24	682.61	681.28	20	0.0665	0.5337	0.0052	0.5389	100	362.79	400	5.56	0.7	0.77	0.01	1.14	0.27	0.66	0.06	6.334	1.488	0.264	0.025	Autocurage vérifié
N165-N166	685.24	683.57	681.28	680.19	20	0.0545	0.5337	0.0052	0.5389	100	376.58	400	5.03	0.63	0.85	0.01	1.131	0.28	0.71	0.07	5.688	1.389	0.284	0.026	Autocurage vérifié
N166-N167	683.57	682.37	680.19	679.03	20	0.058	0.5337	0.0052	0.5389	100	372.21	400	5.19	0.65	0.83	0.01	1.123	0.27	0.69	0.06	5.826	1.419	0.277	0.026	Autocurage vérifié
N167-N170	682.37	678.72	679.03	678.17	20	0.043	0.5337	0.0052	0.5389	100	393.7	400	4.47	0.56	0.96	0.01	1.139	0.29	0.78	0.07	5.091	1.281	0.31	0.028	Autocurage vérifié
N168-N169	681.19	679.99	678.17	677.28	20	0.0445	0.5337	0.0052	0.5389	100	391.17	400	4.54	0.57	0.94	0.01	1.139	0.29	0.76	0.07	5.178	1.296	0.306	0.028	Autocurage vérifié
N169-N170	679.99	678.72	677.28	678.01	20	0.0635	0.5337	0.0052	0.5389	100	365.95	400	5.43	0.68	0.79	0.01	1.109	0.27	0.67	0.06	6.019	1.464	0.268	0.025	Autocurage vérifié
N170-N171	678.72	677.7	676.01	675.16	37.5	0.0227	0.5337	0.0052	0.5389	100	443.92	500	3.76	0.74	0.73	0.01	1.085	0.26	0.63	0.06	4.085	0.992	0.316	0.03	Autocurage vérifié
N171-N172	677.7	676.54	675.16	674.48	30	0.0227	0.5337	0.0052	0.5389	100	443.92	500	3.76	0.74	0.73	0.01	1.085	0.26	0.63	0.06	4.085	0.992	0.316	0.03	Autocurage vérifié
N172-N173	676.54	675.59	674.48	674.03	30	0.015	0.5337	0.0052	0.5389	100	479.64	500	3.06	0.6	0.9	0.01	1.138	0.28	0.74	0.07	3.485	0.859	0.368	0.034	Autocurage vérifié
N173-N174	675.59	675.19	674.03	673.82	20	0.0105	0.5337	0.0052	0.5389	100	512.82	600	2.89	0.82	0.66	0.01	1.065	0.26	0.59	0.06	3.081	0.741	0.353	0.035	Autocurage vérifié
N174-N175	675.19	674.97	673.82	673.49	31	0.0106	0.6122	0.0052	0.6174	100	538.25	600	2.91	0.82	0.75	0.01	1.093	0.26	0.65	0.06	3.183	0.745	0.387	0.034	Autocurage vérifié
N175-N176	674.97	674.87	673.49	673.02	27	0.0174	0.6122	0.0052	0.6174	100	490.84	600	3.72	1.05	0.59	0	1.044	0.24	0.55	0.05	3.887	0.894	0.386	0.032	Autocurage vérifié
N176-N177	674.87	674.81	673.02	672.51	19.5	0.0262	0.6122	0.0052	0.6174	100	454.76	600	4.57	1.29	0.48	0	0.987	0.23	0.49	0.05	4.508	1.049	0.332	0.029	Autocurage vérifié
N177-N178	674.81	674.64	672.51	672.19	19	0.0168	0.6122	0.0052	0.6174	100	493.88	600	3.66	1.03	0.60	0.01	1.047	0.24	0.55	0.05	3.833	0.882	0.391	0.033	Autocurage vérifié
N178-N179	676.35	675.62	674.08	673.72	20	0.018	0.2041	0.0026	0.2066	100	323.55	315	2.46	0.19	1.08	0.01	1.107	0.33	0.93	0.08	2.729	0.802	0.292	0.026	Autocurage vérifié
N189-N190	675.62	675.08	673.72	673.02	20	0.035	0.2041	0.0026	0.2066	100	285.62	315	3.44	0.27	0.77	0.01	1.101	0.29	0.66	0.07	3.785	0.995	0.208	0.022	Autocurage vérifié
N190-N194	675.08	674.64	673.02	672.19	24	0.0346	0.2041	0.0026	0.2066	100	286.26	315	3.42	0.27	0.78	0.01	1.103	0.29	0.66	0.07	3.769	0.991	0.209	0.022	Autocurage vérifié

Avec :

C_{TN} : côte de terrain naturel ;

C_R : Côte projet ;

am. : amont (m) ;

av. : aval (m) ;

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

I: pente (m/m);

Q_t : débit total (m³/s) ;

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

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

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

D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;

D_{nor} : diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

$R_{q_{min}}$: rapport minimal des débits ;

R_h : rapport des hauteurs ;

$R_{h_{min}}$: rapport minimal des hauteurs ;

R_v : rapport des vitesses ;

$R_{v_{min}}$: rapport minimal des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (mm) ;

H_{min} : hauteur minimale de remplissage ;

V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

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

Remarque :

En remarque que le tronçon N45-N46 de diamètre 1200 mm qui se trouve dans le collecteur principal I chevauche avec deux conduites existantes qui ont été réalisé pour évacuer les eaux de l'Oued AKOUM, ces conduites sont à une profondeur de 2 m, la solution proposée est présenté dans le chapitre VII.

CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales dans l'hypothèse d'un système unitaire. Les diamètres des collecteurs principaux, varient de 315mm jusqu'à 1500mm.

Chapitre VI : STATION DE RELEVAGE

INTROSUCTION :

Ce chapitre porte essentiellement sur la solution proposée relative aux rejets de nouveau pôle urbaine Seghouane. A cet effet, compte tenu du principe de garder un seul point de rejet dans la partie Sud de l'agglomération et on proposé un station de pompage, dans le but d'acheminer les eaux usées par refoulement vers le rejet d'agglomération chef-lieu. et à partir de ce point, les eaux usées peuvent rejoindre par gravité, la zone qui peut être raccordées à bassin de décantation.

VI .1.Station de relevage :

Le bon fonctionnement d'une installation de relevage ne dépend pas seulement de la qualité des pompes, ou plus généralement de la qualité des appareils qui la constituent, mais aussi, et pour une très large part, de la façon dont l'installation a été conçue, puis réalisée et finalement exploitée.

Chacune de ces trois phases (de conception, de réalisation et d'exploitation) doit être analysée dès le début du projet.

La phase de conception implique :

- un choix judicieux de la ou des pompes. Ce choix est essentiel, il va conditionner non seulement la rentabilité économique de l'installation, mais aussi les phases ultérieures de réalisation et d'exploitation ;
- une conception de l'installation qui assure un fonctionnement correct de tous les composants ;
- une approche technico-économique, qui permette simultanément de réduire le coût global d'exploitation, et d'atténuer son impact sur l'environnement. [8]

VI .1.1.Choix de la gamme des diamètres :

Pour avoir un bon choix d'un diamètre économique on doit trouver une gamme qui donne une approche économique. Cette gamme est déterminée à partir de plusieurs formules parmi lesquelles :

➤ **La formule de BRESS** $D = 1,5 * \sqrt{Q}$ (VI.1)

➤ **La formule de BONNIN** $D = \sqrt{Q}$ (VI.2)

Où :

D : diamètre de la conduite (m).

Q : débit à refouler (m³/s).

VI .1.2.Méthode de détermination du diamètre économique :

Cette méthode a pour avantage de remédier aux problèmes des autres formules qui donnent des diamètres économiques approximatifs, Pour cela dans cette méthode on considère plusieurs diamètres (généralement une gamme de diamètres normalisés au voisinage du diamètre économique approximatif), et on calcule d'une part les dépenses d'amortissement de la conduite et d'autre part, les frais d'exploitations et on pourra tracer donc une courbe d'optimisation.

a)Amortissement annuel :

Les frais d'amortissement sont en fonction de la durée d'amortissement de la conduite et du taux d'annuité. Il est déterminé par la relation suivante :

$$F_{am} = P_{rc} * A \quad [DA] \quad (VI.3)$$

Prc: prix de la conduite (fourniture et pose) en (DA)

A: Amortissement annuel. Il est donné par la formule suivante:

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (VI.4)$$

i : taux d'annuité = 8 % en Algérie ;

n' = 20 ans.

$$A.N : A = \frac{0,08}{(1+0,08)^{20} - 1} + 0,08 \Rightarrow A = \mathbf{0.1018}$$

On dresse ensuite un tableau des frais d'amortissement en fonction de chaque diamètre (D₁, D₂,... D_n).

b) Frais d'exploitation :

Il faut d'abord déterminer les pertes de charge (ΔH) engendrées dans les canalisations D₁, D₂,... D_n. Connaissant la hauteur géométrique (Hg), on peut déterminés les hauteurs manométriques totales (Hmt) correspondant à chaque canalisation D₁, D₂,... D_n.

Etant donné que le débit de refoulement Q est le même, on peut dresser des tableaux donnant les hauteurs manométriques, et les prix de l'énergie engendrés par les diamètres D₁, D₂,...D_n Et par conséquent on pourra dresser le bilan total et on aura ainsi une courbe d'optimisation et évidemment le choix se portera sur le diamètre dont le prix total est le moins élevé.

VI.1.3. Caractéristiques de refoulement :**a) Hauteur manométrique totale :**

La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{VI.5})$$

H_{mt} : hauteur manométrique total

H_g : hauteur géométrique

$\sum \Delta h$: la somme des pertes de charge singulières et linéaire

On considère que les pertes de charges singulières seront de l'ordre de 15 % des pertes de charges linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,15 * \Delta h_l \quad (\text{VI.6})$$

Δh_l : Pertes de charges linéaires.

$$\Delta H_l = I * L = \lambda \frac{L V^2}{D 2g} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbach}) \quad (\text{VI.7})$$

Avec la rugosité de la conduite Polyéthylène à Haute Densité (PEHD) égale à 0.01mm.

Avec :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{VI.8})$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{VI.9})$$

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (VI.8) , parce que l'écoulement est turbulent rugueux.

$$R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{VI.10})$$

R_e : Nombre de Reynolds (adimensionnel) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;

D : Diamètre de la conduite (m) ;

λ : Coefficient de résistance (adimensionnel) ;

I : Perte de charge linéaire unitaire (m/m) ;

ν : Viscosité cinématique du fluide (m²/s),

Pour l'eau, $\nu = 1,01 * 10^{-6}$ m²/s à 20°C

$\nu = 1,78 * 10^{-6}$ m²/s à 0°C

$v=1,14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, valeur moyenne pour l'assainissement. [2].

b) Puissance de pompage :

$$P = \frac{\rho * g * Hmt * Q}{\eta} \quad (\text{VI.11})$$

η : rendement de la station de relevage (65% ÷ 90%).

Un rendement de 80 % est retenu.

c) Energie consommée par le pompage :

L'énergie consommée par la station de relevage tout au long d'une année est le produit de la puissance de pompage par le nombre heures de pompage par jour par le nombre du jour d'une année.

$$E = P * t * 365 \quad (\text{VI.12})$$

d) Dépense annuelle de l'énergie :

Les dépenses annuelles de l'énergie sont le produit du prix unitaire du Kw h par l'énergie consommée dans l'année.

$$F_{ex} = E * e \quad [\text{DA}] \quad (\text{VI.13})$$

E : énergie consommée par la pompe en (Kw H))

e : prix unitaire d'un KWh imposé par la SONELGAZ. On a prend 3,15 DA comme moyenne de prix unitaire

Pour le repos des pompes et l'entretien de la station de relevage ; nous avons opté pour un fonctionnement de cette dernière de 20/24 heures.

VI .1.4.Détermination du diamètre économique :

Le tronçon de refoulement relie la station de relevage au rejet de pole urbain, agglomération chef-lieu, il s'étend sur une longueur de 995 m, Son dimensionnement va se baser sur un calcul technico-économique. Le diamètre économique approximatif de refoulement donné par la formule de BONNIN, eq (VI.2).

Avec : Q_{\max} : débit à refouler = $Q_{pt} * 3 = 0.0226 * 3 = 0.068 \text{ m}^3/\text{s}$

$$Q_{\exp} = \frac{Q_{\max} j}{t * 3600} \quad (\text{VI.14})$$

- $Q_{max,j} = 68 \text{ l/s} = 5857.92 \text{ m}^3/\text{j}$.
- $t = 20 \text{ h}$.

$$Q_{exp} = \frac{5857.92}{20 * 3600} = 0.08136 \text{ m}^3/\text{s} = 292.89 \text{ m}^3/\text{h} = 81.35 \text{ l/s}$$

donc : $Q_{exp} = 0,081 \text{ m}^3/\text{s}$

$$D_{Bonnin} = \sqrt{0.081} = 0.280 \text{ m}$$

La hauteur géométrique entre la côte d'arrivée et la côte d'aspiration ou côte de calage de la pompe, H_g :

- Côte d'arrivée = 687m
- Côte de la station de pompage = 674m

$$H_g = 684 - 671 = 13 \text{ m}$$

VI .1.5.Calcul des frais d'exploitations :

Les frais d'exploitation sont calculés sur la base de l'énergie électrique consommée lors du pompage et ce pour la gamme de diamètres obtenue. Il est entendu que la hauteur manométrique totale varie selon le diamètre. Moyennant les formules précédentes, on calcule les hauteurs manométriques totales correspondant aux différents diamètres.

- $L = 995 \text{ m}$
- $H_g = 13 \text{ m}$
- $D_{ec \text{ Bonnin}} = 0.280 \text{ m}$

donc la gamme des diamètres normalisés est au voisinage du diamètre approximatif $200 \text{ mm} \leq D_{éc} \leq 500 \text{ mm}$, le matériau utilisé est le PEHD.

Les résultats trouvés lors des calculs du diamètre économique de la conduite de refoulement sont regroupés dans les tableaux VI.1, VI.2, VI.3 et VI.4:

Tableau VI.1 : Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT).

<i>D</i> (mm)	<i>L</i> (m)	<i>Débit</i> (l/s)	<i>vitesse</i> (m/s)	<i>Re</i>	λ	ΔH_l (m)	ΔH_t (m)	<i>Hg</i> (m)	<i>Hmt</i> (m)
200	995	81.35	2.59	4545200581	0.01072	18.250	20.805	13	33.805
250	995	81.35	1.66	3636160465	0.01031	5.749	6.554	13	19.554
315	995	81.35	1.04	2885841639	0.00991	1.739	1.983	13	14.983
400	995	81.35	0.65	2272600291	0.00951	0.506	0.577	13	13.577
500	995	81.35	0.41	1818080232	0.00917	0.160	0.182	13	13.182

Tableau VI.2 : Calcul des frais d'exploitation.

<i>Diamètre (mm)</i>	<i>Débit (m³/s)</i>	<i>Hmt (m)</i>	<i>Puissance (KW)</i>	<i>E KWh annuels</i>	<i>Prix du Kwh (DA)</i>	<i>F_{explo} (DA)</i>
200	0.08135	33.805	33.722	246173.90	3.12	768062.55
250	0.08135	19.554	19.507	142397.58	3.12	444280.45
315	0.08135	14.983	14.946	109108.39	3.12	340418.18
400	0.08135	13.577	13.544	98867.95	3.12	308468.00
500	0.08135	13.182	13.150	95994.07	3.12	299501.50

Tableau VI.3: Calcul des frais d'amortissement.

<i>D (mm)</i>	<i>Prix ML(DA) Fourniture et pose</i>	<i>L (m)</i>	<i>Prix (DA)</i>	<i>A: Amortissement Annuel</i>	<i>F_{Amort} (DA)</i>
200	2297.86	995	2286370.7	0.1018	232752.53
250	3505.94	995	3488410.3	0.1018	355120.16
315	5311.91	995	5285350.45	0.1018	538048.67
400	8586.59	995	8543657.05	0.1018	869744.28
500	13035.73	995	12970551.35	0.1018	1320402.12

a) Bilan des coûts (Exploitation - Amortissement) :

Après avoir calculé les frais d'exploitations et ceux d'amortissement on va calculer la somme de ces frais pour calculer le bilan total des coûts et on aura ainsi une courbe d'optimisation qui par laquelle on va tirer le diamètre le plus économique pour notre projet.

Tableau VI.4: Bilan des frais d'investissement et d'exploitation.

<i>D (mm)</i>	<i>Amortissement (DA)</i>	<i>Exploitation(DA)</i>	<i>TOTAL (DA)</i>
200	232752.53	768062.55	1000815.08
250	355120.16	444280.45	799400.61
315	538048.67	340418.18	878466.85
400	869744.28	308468.00	1178212.28
500	1320402.12	299501.50	1619903.62

Le tableau VI.4 nous permet de tracer la courbe d'optimisation Figure VI.1.

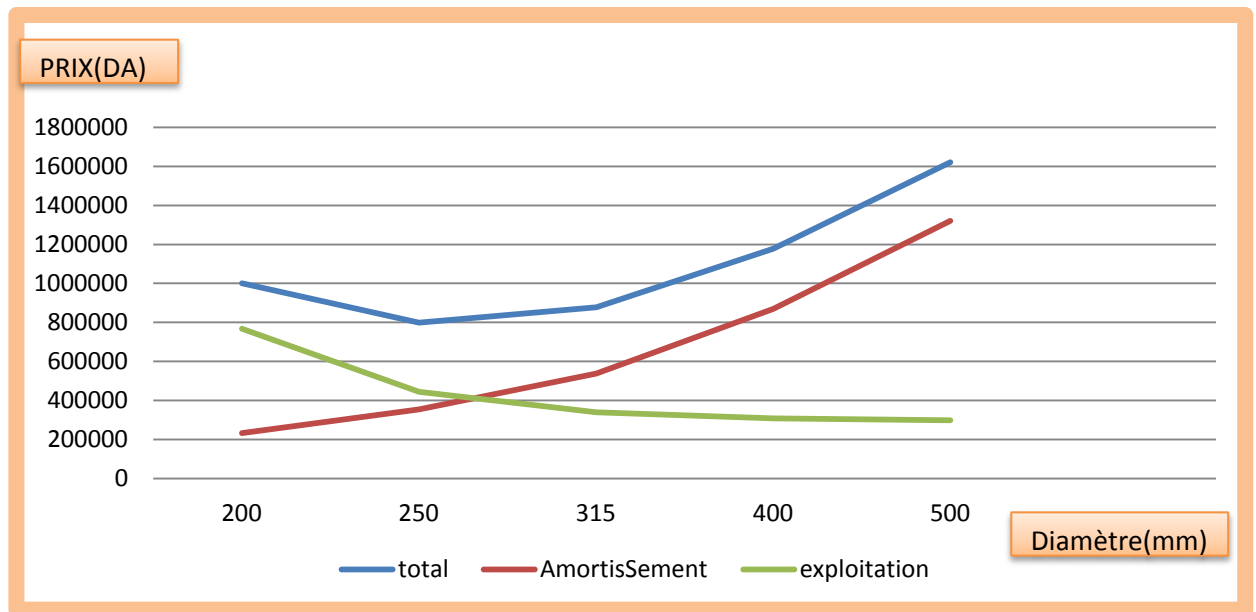


Figure VI.1 : Bilan des frais d'amortissement et d'exploitation.

Selon la combinaison des frais d'amortissement et d'exploitation, le diamètre économique est de 250 mm, avec une vitesse de 1.66 m/s et une longueur de 995 m.

VI 1.6. Détermination du nombre des pompes :

Cette partie a pour but, la détermination du nombre et du type de pompe, adapté à l'usage de notre projet et qui va nous permettre d'assurer la charge et le débit demandés.

a) Choix du nombre de pompes :

Les critères de choix du nombre de pompes sont :

- Nombre de pompes « n » minimal ;
- Meilleur rendement η ;
- Charge nette d'aspiration requise $(NPSH)_r$ minimale ;
- Nombre d'étage minimal ;
- Puissance absorbée P_{abs} minimale ;
- Vitesse de rotation N élevée.

b) Choix du type de pompe :

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit Q et hauteur manométrique H_{MT} demandés.
- Meilleur rendement.

- Vérifier la condition de non cavitation.
- Encombrement et poids les plus faibles.
- Vitesse de rotation la plus élevée.
- Puissance absorbée minimale.

Après avoir utilisé le logiciel qui nous permet de donner le type de pompe KSB, pour notre cas « $Q=292.89 \text{ m}^3/\text{h}$, $HMT=19.554 \text{ m}$ », il nous a donné des variantes correspondant à un nombre de pompes $n=1$.

Tableau VI.5 : Caractéristiques des pompes.

Variante	n	Type de pompe	Q (m^3/h)	HMT (m)	η (%)	P_{abs} (Kw)	(NPSH) _r (m)	Vitesse (tr/min)
1	1	KRT K 150-401/804	293	19.6	70.9	22	4.28	1450
2	1	KRT K 200-330/804	293	19.6	50.5	31	3.21	1450
3	1	KRT F 150-401/804	284	19.2	44.3	33.4	5.84	1450

La pompe choisie est KRT K 150-401/804XNG-D , La pompe doit être en mesure d’atteindre le débit nominal de $293 \text{ m}^3/\text{h}$ pour la hauteur nominale de transport de 19.6 m . En outre, la pompe doit être prévue pour un service permanent dans le cadre de la hauteur de transport de 12.6 m à 26.4 m . La hauteur de transport zéro ne doit pas se situer au-dessous de 29.2 m . Le liquide refoulé a une densité de $998.19 \text{ kg}/\text{m}^3$ pour une viscosité de $1.14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

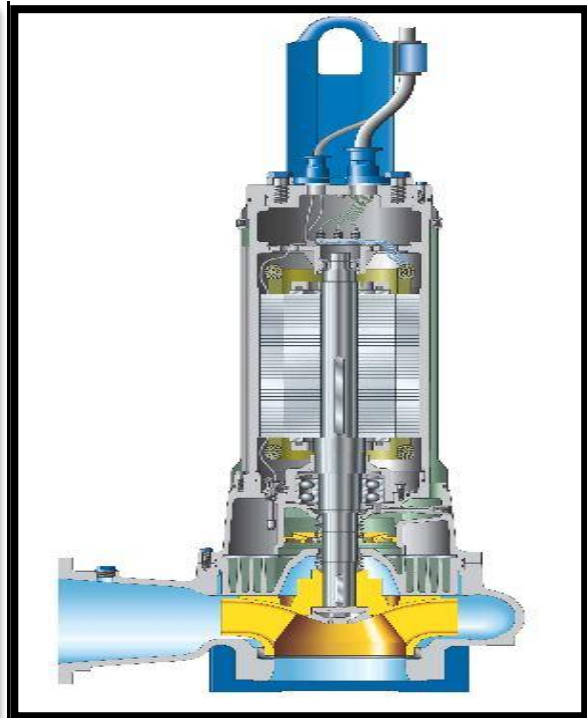


Figure VI.2 : Image de la pompe choisie

Figure VI.3 : Schéma en coupe de la pompe

c) Courbes caractéristiques de la pompe :

Les courbes principales qui caractérisent une pompe submersible et qui expriment ses performances sont :

- La courbe débit - hauteur [H-Q] ;
- La courbe de la puissance absorbées pour différents débits [Pabs - Q] ;
- La courbe débit - rendement [η -Q] ;
- La courbe des (NPSH)r pour différents débit [(NPSH)r - Q].

Ils sont retirés à partir de logiciel KSB et représentées dans la figure (VI.4)

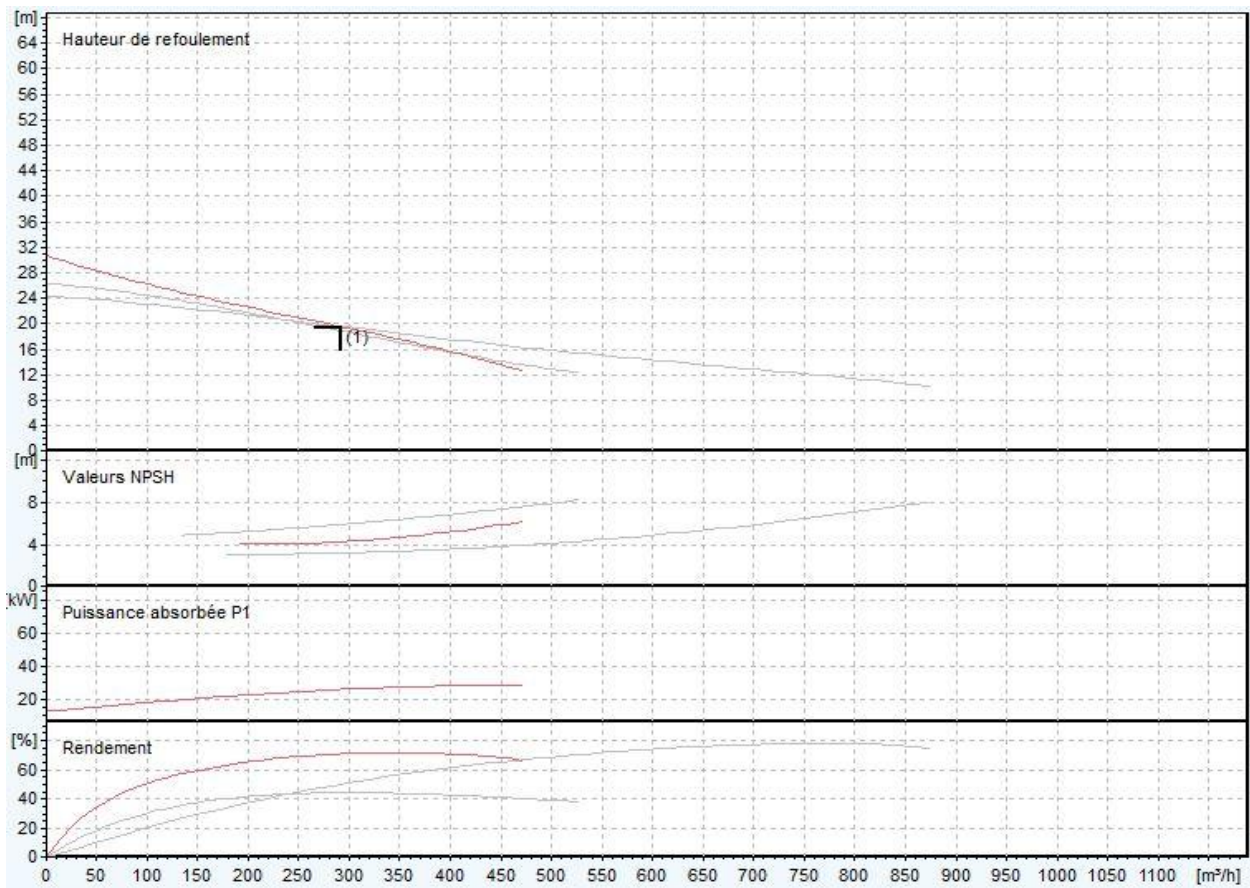


Figure VI.4 : Courbes caractéristiques de la pompe choisie.

VI .1.7.Volume de la cuve :

Le volume de la cuve d’aspiration de la station est adopté égal au débit d’exploitation qui arrive en un temps déterminé. Le débit qui arrive à la station de pompage est de 68 l/s, soit un débit de 5875.92 m³/j.

Le volume de la bêche d’aspiration est déterminé selon la formule suivante :

$$V_{cuve} = \frac{Q_{max} \cdot j \cdot t}{T} \tag{VI.15}$$

$Q_{\max,j}$: débit maximal journalier total.

T: le temps de fonctionnement de la station de pompage (T = 20h)

t : temps de stockage des eaux dans la cuve pendant l'arrêt des pompes, Pour un meilleur fonctionnement des pompes, et un bon entretien du matériel, la durée du cycle s'échelonne entre 6 et 15 min , on fixe t = 10 minutes.

$$\text{Donc : } V_{\text{cuve}} = \frac{5875.92 * 10}{20 * 60} = 48.95 \text{ m}^3$$

La forme idéale de la forme ces stations est le cylindre qui diminue les surface en contact avec le liquide et supprime les angles ou les dépôts pourraient s'accumulation, un diamètre d'au moins 2 a 3 m facilite la maintenance

a) La hauteur du cuve :

On fixe le diamètre = 3 m

$$H = \frac{V}{S} = \frac{(48.95) * 4}{\pi * 3^2} = 6.92 \text{ m}$$

VI .1.8.Equipements des post de refoulement :

En résumé un post standard pour faibles débit est constitué des éléments suivants :

- Deux groupes électropompes submersibles, les deux se mettent en marche alternativement chaque pompe remontée dans le puisard a l'aide des barres de guidage, se raccorde automatiquement a la canalisation de refoulement

- Les régulateur de niveau ou « poires » , qui servent a déclencher ou l'arrêt de chaque tranche de pompage

- Les équipements hydraulique en sortie des pompes sur le refoulement ou dans un regard , on distingue :

- Le divergent, a situer éventuellement a la sortie de la pompe si la vitesse de l'eau est supérieure a celle admise dans une conduite de refoulement
- Le clapet anti retour, généralement a boulet pour les petites sections
- La vanne placée âpre le clapet, qui permet d'isoler une pompe lors de l'entretien et du démontage
- Le panier de réception des matières, filassesetc , et de protection des pompes , relevable soit par des chaines et plans , soit par des tiges guides
- L'alimentation électrique et l'armoire de commande

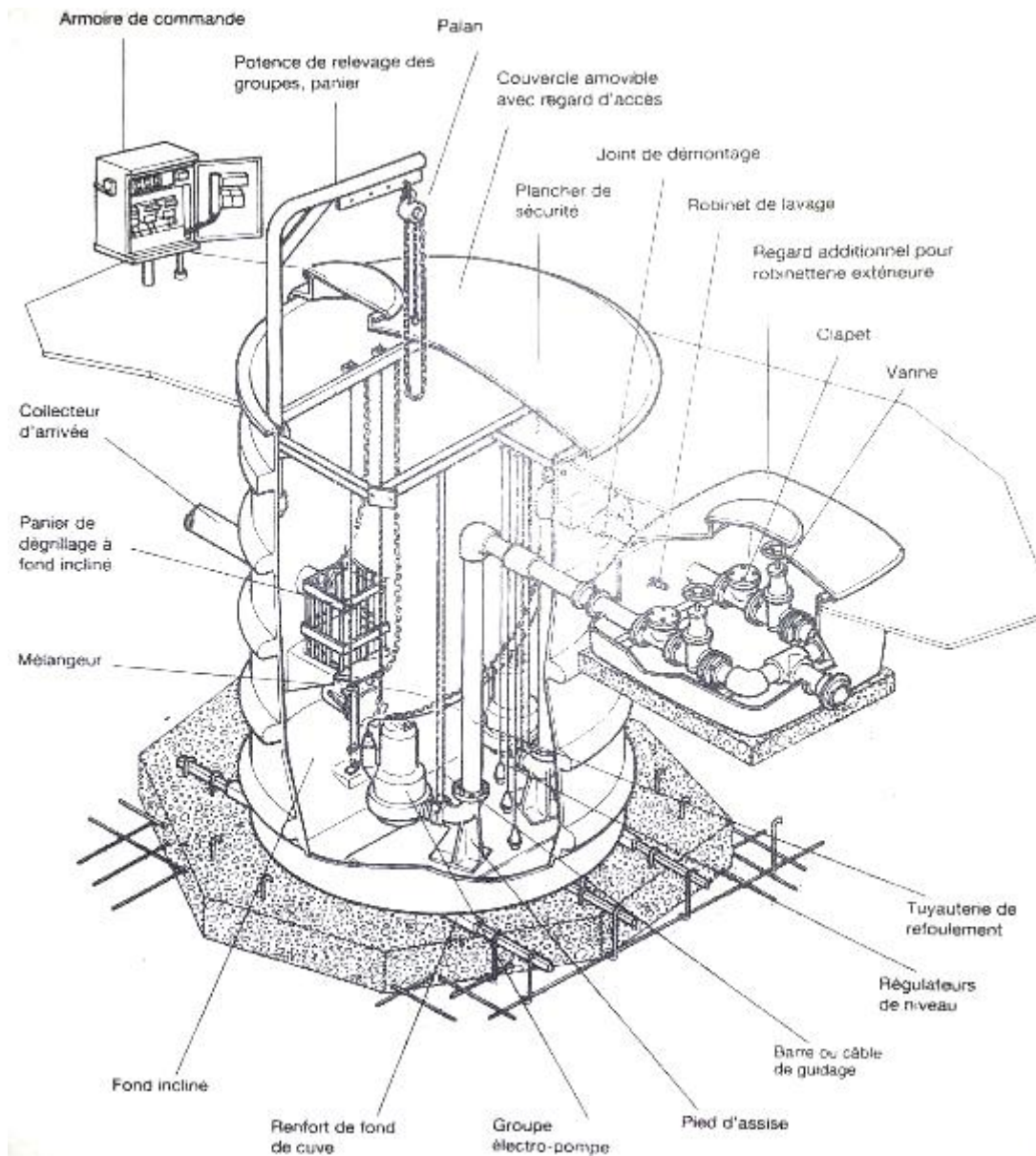


Figure VI.5 : plan de la station de relevage [1].

CONCLUSION

Pour ce chapitre, nous avons déterminé le type de pompe favorable aux conditions de refoulement ainsi que les différents équipements de station.

Chapitre VII: LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU D'EGOUT

INTRODUCTION

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

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

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

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

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

VII.1. Les ouvrages principaux :

VII.1.1. Les canalisations

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

- Les tuyaux métalliques ;
- Les tuyaux en amiante ciment ;
- Les tuyaux en béton armé et non armé ;
- Les tuyaux en grés ;

- Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC).

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

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

VII.1.1.1. Conduite en fonte :

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

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

VII.1.1.2. Conduite en amiante ciment :

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

VII.1.1.2.1. Types des Joints :

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

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

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

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

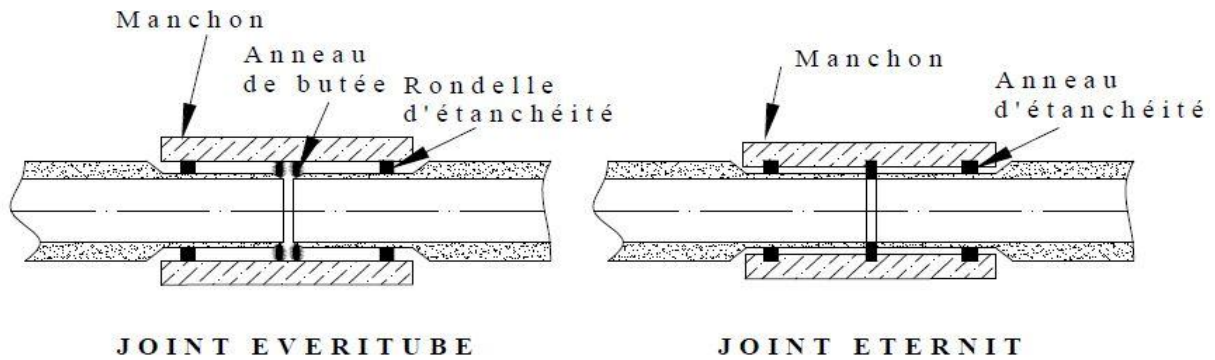


Figure VII.1 : Joints sur tuyaux en amiante ciment.

VII.1.1.3. Conduite en grès :

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

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

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

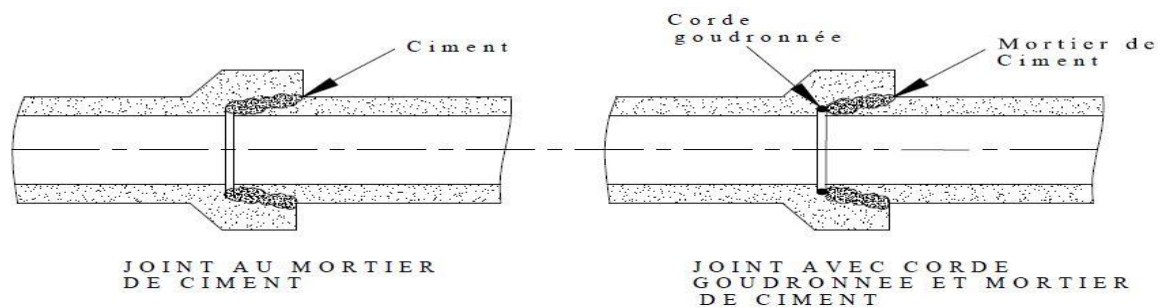


Figure VII.2 : Joints sur tuyaux en grés.

VII.1.1.4. Conduite en matière plastique :

On peut distinguer :

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

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

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

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

VII.1.1.4.1. Types des Joints :

Les conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

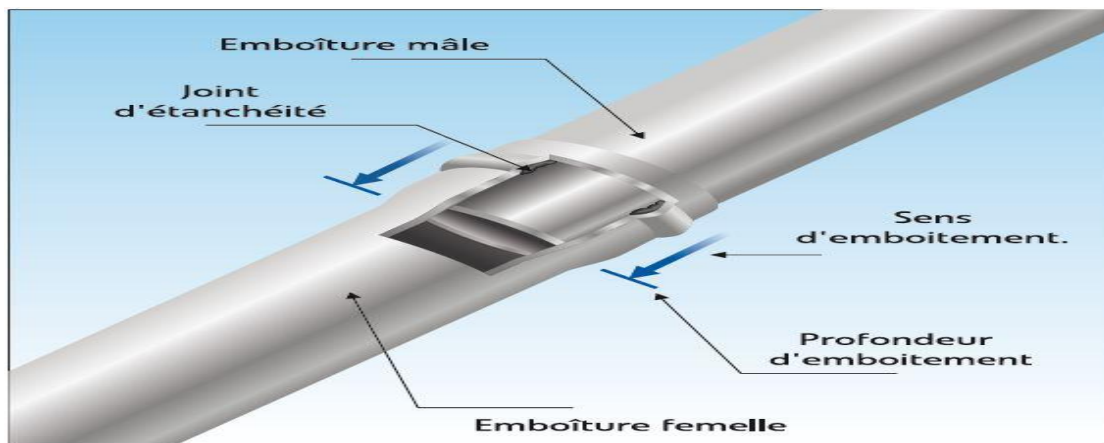


Figure VII.3 : Assemblage des tubes PVC.

VII.1.1.5. Conduite en béton armé :

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

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation. On peut rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose en tranchée pour lesquelles cette dernière est utilisée. Généralement lorsque le diamètre est supérieur à 1000 mm.
- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 Cm l'une de l'autre, ou bien disposées en hélice à pas de 15 Cm au maximum.

VII.1.1.5.1. Types des Joints :

Pour avoir une bonne étanchéité quelque soit la nature du sol, les joints doivent être confectionnés en élastomère, contre les eaux intérieures et extérieures.

- **Joint type Rocla** C'est des joints à emboîtement où l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce joint s'adapte pour les terrains en pente grâce à l'immobilité d'un anneau placé dans son longi ; Le jeu de 1cm permet la non transmission des contraintes longitudinales. Il est valable pour tous les diamètres.

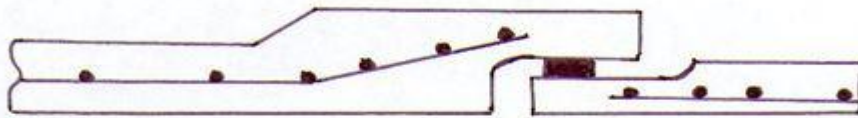


Figure VII.4 : Joint ROCLA

- **Joint à demi emboîtement** : La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement dans les terrains durs et pour la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains qui tassent et en pente



Figure VII.5 : Joint à demi-emboîtement

- **Joint torique** : Il est remplacé dans la plupart des cas par le rocla. Il s'adapte pour les sols faibles à condition que la pression ne soit pas très élevée. Il s'adapte également pour les terrains en pente grâce au jeu de 1 cm.

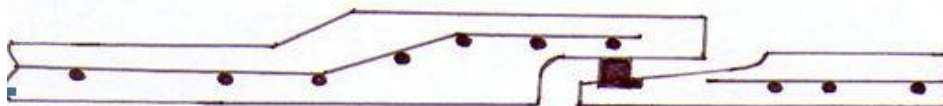


Figure VII.6 : Joint torique

- **Joint à collet** : C'est un joint à emboîtement rigide avec coulage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter dans les terrains argileux

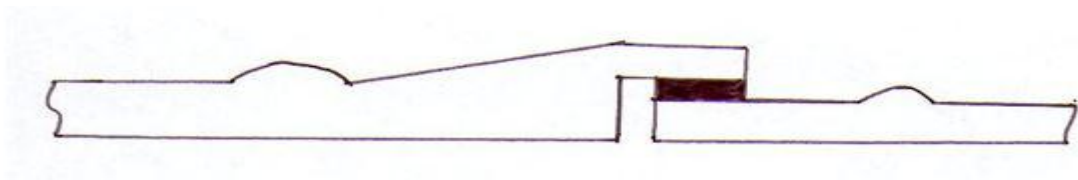


Figure VII.7 : Joint à collet (bourrage en ciment)

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

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

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

VII.1.5.2 Canal rectangulaire avec cunette : [12]

Ces galeries présentent une base élargie pour permettre l'évacuation d'un flot important d'eau usées sous une faible hauteur, si le niveau d'effluent baissé le flux est intégralement dirigé au centre de l'ouvrage dans la cunette, donc l'effluent canalisé par cette forme est contraint de s'écouler dans une largeur réduite supprimant la formation de méandres générateurs de dépôts de matière, par ailleurs la section réduite de la cunette va permettre de conserver une hauteur d'effluent centimétrique et donc assurer un charriage minimum des matières sous faible débit.

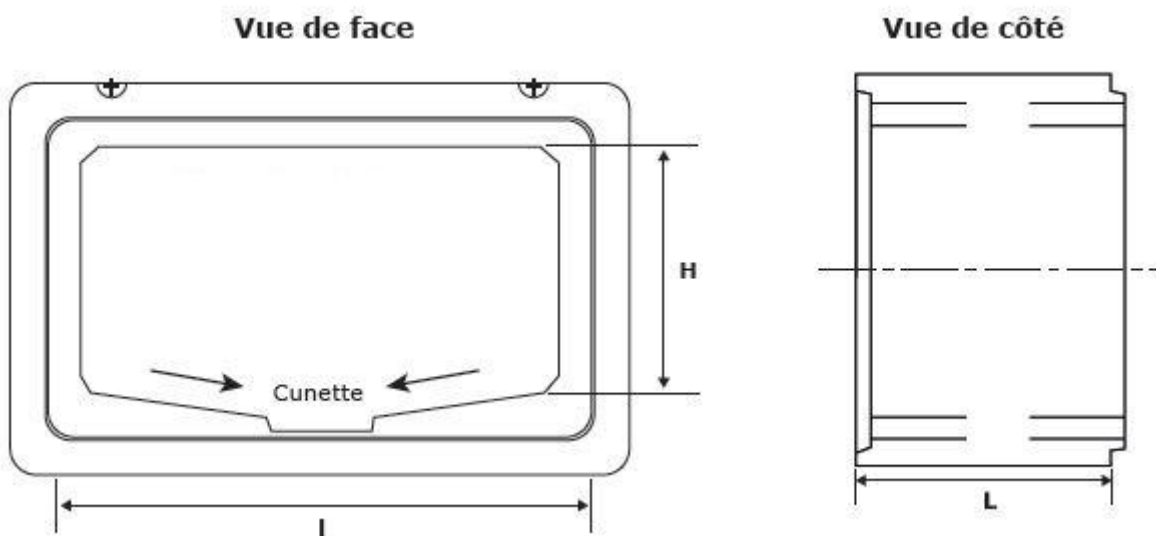


Figure VII.8 : Canal rectangulaire avec cunette

la fonction d'autocurage est garantie si on prendre le dimension de ces canalisation suivent le tableau qui donnée par la constructeur

Tableau VII.2 : Dimension normalisé des canalisations rectangulaires avec cunette [12]

Dimensions cardes	Pente (mm/m)					
	3mm/m		10mm/m		20mm/m	
I×H (cm)	débit max (m3/s)	vitesse (m/s)	débit max (m3/s)	vitesse (m/s)	débit max (m3/s)	vitesse (m/s)
50×30	0.18	1.29	0.33	2.35	0.46	3.32
60×40	0.34	1.51	0.62	2.75	0.88	3.9
80×40	0.5	1.67	0.92	3.05	1.3	4.31
100×40	0.64	1.76	1.17	3.21	1.65	4.54
110×55	1.15	2.05	2.09	3.74	2.96	5.29

150×70	2.35	2.45	4.3	4.47	6.08	6.32
125×60	1.59	2.25	2.9	4.11	4.1	5.81
100×100	2.29	2.4	4.19	4.39	5.92	6.21
150×70	2.52	2.53	4.6	4.62	6.5	6.53
175×75	3.4	2.71	6.2	4.96	8.77	7.01
150×100	4.14	2.86	7.55	5.22	10.68	7.39
200×100	6.07	3.15	11.09	5.79	15.68	8.15

Pour notre projet on utilise ces canalisations dans le tronçon N45-N46 pour passage aux dessus de réseau existant.

Dimensionnement :

Tronçons (N45-N46) : pour dimensionné ces canalisations on fixe la pente a valeur de 3mm/m avec débit de 2.458 m³/s donc on trouve **I×H = 150×70** avec débit max égal 2.52 m³/s et vitesse égale 2.53 m/s.

Vérification : Pour un écoulement lentement variable, on peut admettre que la section et la pente de la ligne de charge est celle d'un régime uniforme.

$$Q = V.S \tag{VII.1}$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I_m} \tag{VII.2}$$

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER

I : pente de fond du canal (radier).

R : rayon hydraulique étant la surface mouillée S_m sur le périmètre mouillé P_m.

$$R = S_m/P_m \text{ (m)}$$

Pour un section rectangulaire On définit la surface mouillée S_m et le périmètre mouillé P_m par

$$S_m = h \times b \tag{VII.3}$$

$$P_m = b + 2xh \tag{VII.4}$$

Tableau V.3. Dimensionnement de Canal rectangulaire :

tronçons		longueur	largeur	penne	Q	Pm	Sm	Rh	V	Fr
amont	aval	(cm)	(cm)	(m/m)	(m ³ /s)	(m)	(m ²)	(m)	(m/s)	(m)
N45	N46	150	70	0,003	2.458	2.9	1.05	0,3621	2.4	0.91

El. Rectangle : V en fonction de Y à Q fixé
 Largeur = 1.5 m Débit = 2.520 m³/s

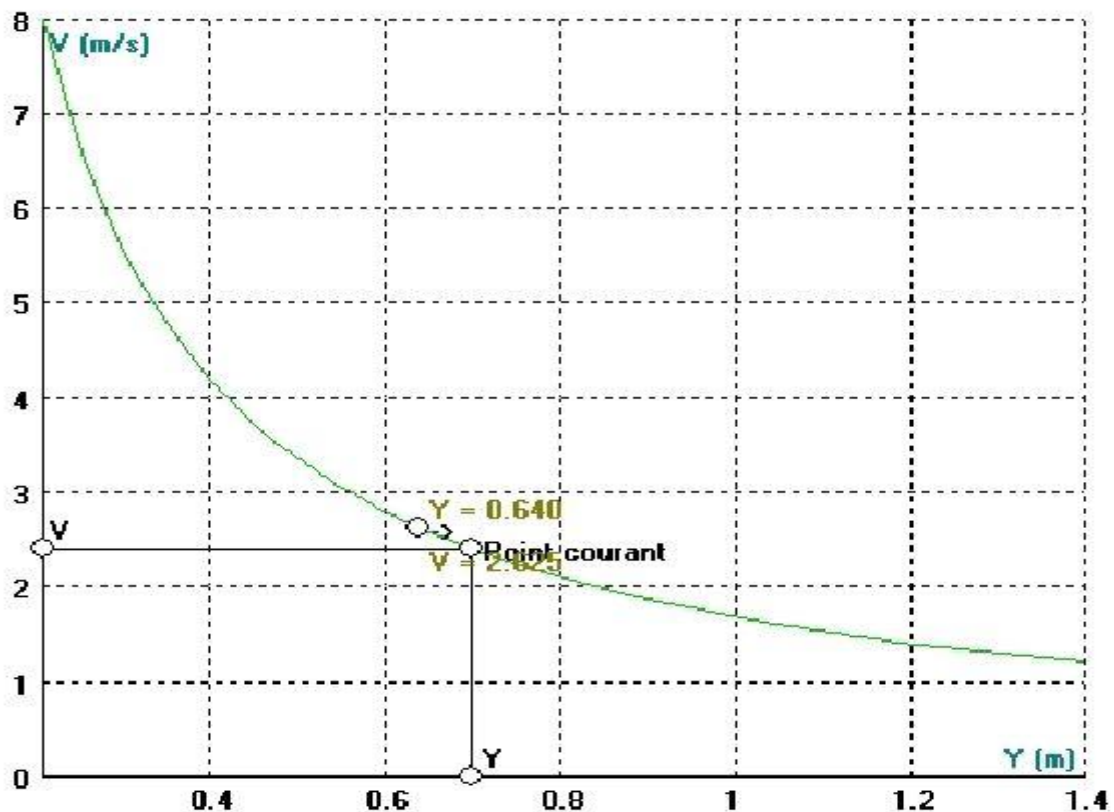


Figure VII.9 : Courbes caractéristiques de vitesse en fonction de hauteur

VII.1.2. Contrôle de qualité des conduites :

VII.1.2.1. Conduite en béton armé :

- Contrôles sur site :

A leur arrivée sur site, les tuyaux seront soumis aux contrôles suivants. Contrôles exécutés sur chaque tuyau :

- contrôle de l'aspect et notamment des joints ;
- l'absence de fissuration ;
- contrôle du marquage ;

- l'absence de nid de gravier ;
- contrôle du son au marteau ;
- contrôle quantitatif du lot.

Contrôles des mesures dimensionnelles par échantillonnage :

- Épaisseur de paroi ;
- Diamètre intérieur ;
- Épaisseur d'enrobage des armatures ;
- Assemblage.

- **Contrôles et essais en laboratoire :**

Les contrôles suivants seront effectués par un laboratoire agréé par le Maître d'œuvre par échantillonnage :

- essais d'étanchéité (essai effectué sur deux tuyaux assemblés) ;
- épreuve d'absorption d'eau ;
- essais d'écrasement.

VII.1.2.2. Conduite en polychlorure de vinyle (PVC) :

- **Contrôles sur site :**

A leur arrivée sur site, les tuyaux seront soumis aux contrôles suivants. Contrôles exécutés sur chaque tuyau :

- contrôle de l'aspect et notamment des joints ;
- contrôle du marquage ;
- la variation de couleur ;
- déformations ;
- contrôle quantitatif du lot.

Contrôles des mesures dimensionnelles par échantillonnage :

- diamètre extérieur ;
- épaisseur de paroi ;
- dimensions caractéristiques des bouts.

- **Contrôles et essais en laboratoire :**

Les contrôles suivants seront effectués par un laboratoire agréé par le Maître d'œuvre par échantillonnage :

- essais de rupture à la pression intérieure ;
- essais de résistance aux chocs ;
- épreuve d'absorption d'eau ;
- essai de traction.

VII.2. Ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau.

Les ouvrages annexes comprennent :

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

VII.2.1. Les branchements :

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

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

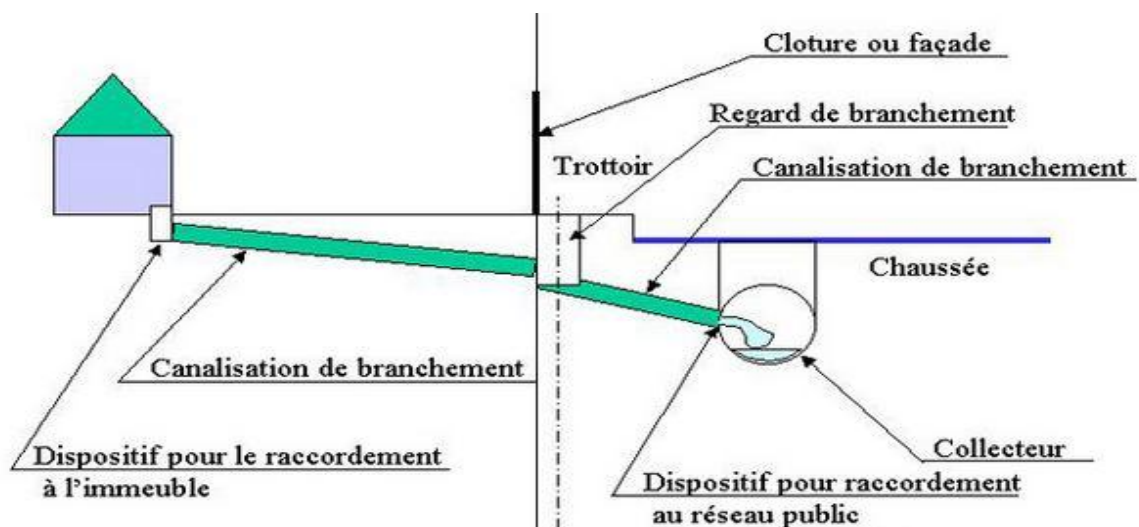


Figure VII.9 : Schéma représentatif des branchements

VI.2.2 Caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à collecter jusqu'à des bouches d'égout les eaux de la voirie.

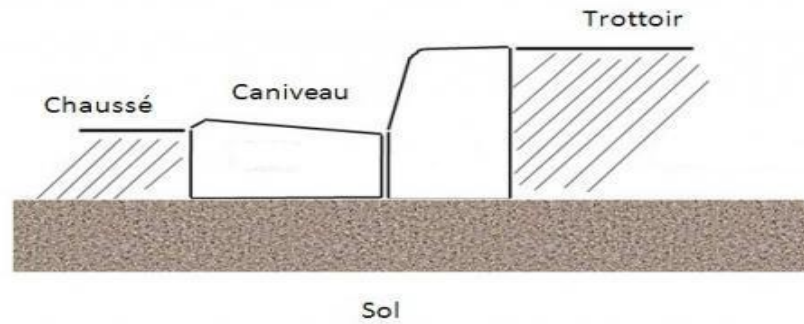


Figure VII.10 : Schéma représentatif des Caniveaux

VII.2.3. Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout servent à l'introduction dans un égout des eaux de pluie et de lavage des chaussées. Elles sont normalement établies aux points bas des caniveaux correspond généralement à une jonction de rues , La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50m. La section d'entrée est fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

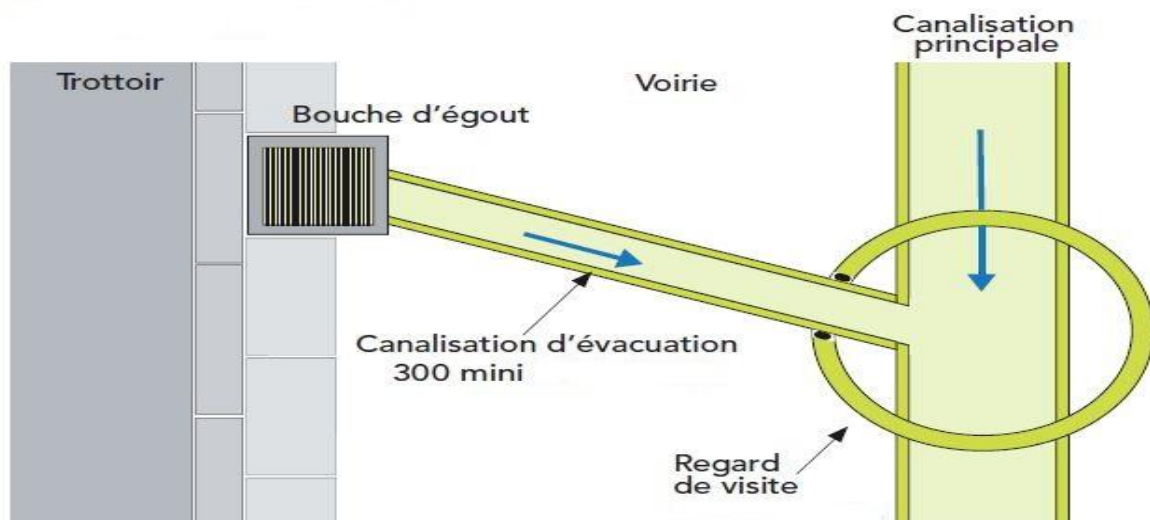


Figure VII.11 : Emplacement d'une bouche d'égout.

- Caractéristiques :

Les bouches d'égout peuvent être classées selon deux critères :

- Le mode de recueil des eaux : bouches à accès latéral et bouches à accès sur le dessus ;
- Le mode de retenus des déchets solides c.à.d. sans ou avec décantation ;

VII.2.3.1 Bouches à accès latéral (avaloirs) :

L'introduction de l'eau s'effectue par une ouverture dite avaloir.

La bouche, du type sans décantation, n'offre donc aucun obstacle à la pénétration des résidus dans le réseau. Sauf cas particuliers, et surtout si le réseau risque de ne pas être entretenu d'une manière suivie, il sera préférable d'utiliser les bouches avec décantation [3].

VII.2.3.2 Bouches à accès sur le dessus (bouches à grilles) :

Les bouches à accès sur le dessus sont constituées par des grilles de caniveau. Ces ouvrages collectent les eaux de ruissellement au niveau du sol, en général en dehors de celles rassemblées dans les caniveaux de trottoirs. Elles pourront dans les mêmes conditions que les bouches à avaloir être munies de puisards de décantation. Ceux-ci sont d'autant plus indispensables que le sol environnant est recouvert de sable ou de gravillons. [3]

- Dimensionnement des bouches d'égout à grille :

$$Q = C \cdot \sqrt{2gh} \tag{VII.5}$$

Q : Débit qui entre dans la bouche d'égout ;

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81\text{m/s}^2$) ;

h : Hauteur d'eau au niveau du caniveau ;

- Pour une grille : $C = 0,6 \cdot N_s \cdot K \tag{VII.6}$

0.6 : Représente la valeur du coefficient de débit ;

Ns : Section nette de passage d'eau ;

K : Coefficient de colmatage ($0.8 < K < 1$) ;

- Détermination de la surface nette de passage d'eau :

On a : $Q = V \cdot S \tag{VII.7}$

Où : Q : Débit de l'eau qui passe dans le caniveau ;

V : Vitesse de l'eau qui passe dans le caniveau ;

S : Section mouillée qui varie avec la forme de caniveau

On a aussi : $V = K_r \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \tag{VII.8}$

Où : $K_r = 50 \cdot C_r + 10 \tag{VII.9}$

Avec :

Cr : Coefficient de ruissellement qui caractérise le caniveau ;

R : Rayon hydraulique ;

I : Pente géodésique ;

Kr : Coefficient qui tient compte du coefficient de ruissellement

Donc d'après les formules VI.1 et VI.3 on aura :

$$V \cdot S = C \cdot \sqrt{2gh},$$

et d'après VI.2, on obtient :

$$V \cdot S = 0,6 \cdot N_s \cdot K \cdot \sqrt{2gh} \Rightarrow N_s = \frac{V \cdot S}{0,6 \cdot K \cdot \sqrt{2gh}}$$

- **Exemple de calcul :**

Pour notre cas on propose un caniveau demi circulaire de 0.2m de rayon, donc on aura pour la section mouillée :

$$S = \frac{\pi R^2}{2} = \frac{\pi 0.2^2}{2} = 0.063 \quad S = 0.063 \text{ m}^2$$

Pour K=0.9 ; on aura :

$$N_s = \frac{V \cdot S}{0,6 \cdot K \cdot \sqrt{2gh}} = \frac{V \cdot 0.063}{0,6 \cdot 0,9 \cdot \sqrt{2g \cdot 0.2}} \Rightarrow N_s = v \cdot 0.059$$

Le rayon hydraulique est égal à 0.1m

Tableau VI.2 : Détermination de la section nette d'une bouche d'égout

<i>Tronçon</i>	<i>Cr</i>	<i>I (%)</i>	<i>Kr</i>	<i>V (m/s)</i>	<i>Section Nette Ns (m²)</i>
N9-N10	0.75	1.24	47.5	1.139	0.103

Pour la d'égout a grille on propose 4 ouvertures de L= 40 cm donc la section de passage d'eau

$$\text{est : } S = \frac{N}{4} = \frac{0.103}{4} = 0.0264 \text{ m}^2$$

Et : S= L.I

Donc l'ouverture est :

$$I = \frac{0.0264}{0.4} = 0.064 \text{ m}$$

Nombre de barreaux = nombre de ouvertures + 1 = 4+1=5

On a la largeur de barreau = 30 cm alors

La largeur totale de la bouche est $0.03 \times 5 + 0.064 \times 4 = 0.40 \text{ m}$

Donc les dimensions de la bouche d'égout est L= 40cm, l= 40 cm avec 4 ouvertures de 6.4cm de largeur

VII.2.4. Les regards :

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

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

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

VII.2.4.1. Types des regards :

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

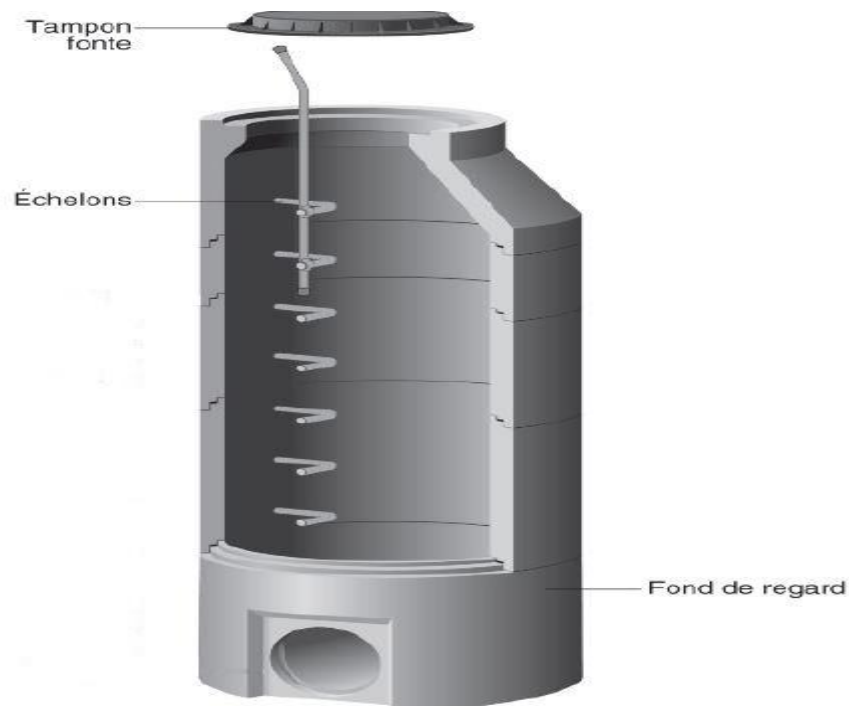


Figure VII.12 : Exemple d'un regard de visite.

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

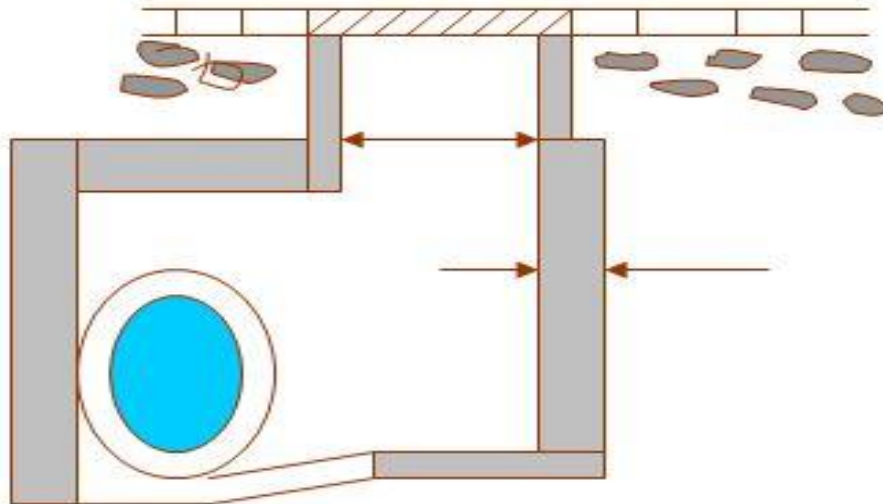


Figure VII.13 : Exemple d'un regard latéral.

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

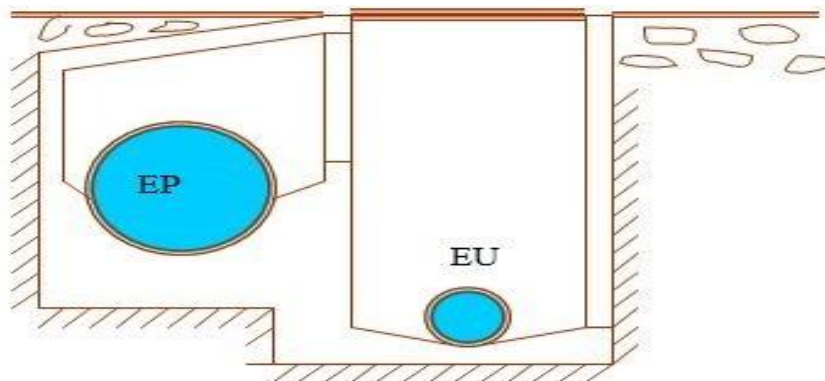


Figure VII.14 : Exemple d'un regard double.

- **Regard de jonction :** Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différente section, ils sont construits de telle manière à avoir :
 - une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
 - les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
 - une absence de reflux d'eau par temps sec ;
 - les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

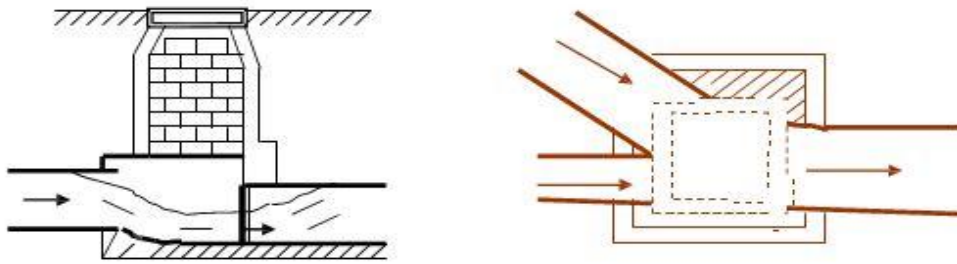


Figure VII.15 : : Regard de jonction

- **Regards de chute :** C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté.

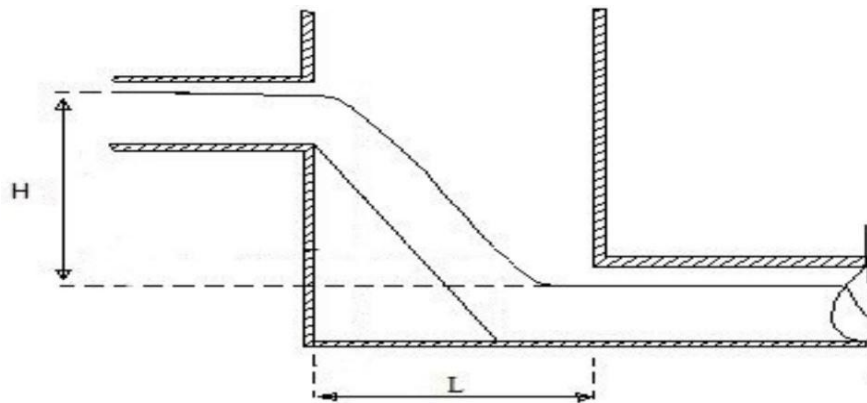


Figure VII.16 :Exemple d'un regard de chute.

VII.2.4.2. Dimensionnement des regards de chute :

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

$$x = Vt \tag{VII.10}$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 \tag{VII.11}$$

Avec :

x : Longueur du regard (m).

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

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

Des trois équations on aura :

$$x = \sqrt{\frac{2y}{g}}.V \quad (m) \tag{VII.13}$$

Exemple de dimensionnement :

- Regards N28 (il se trouve dans le collecteur principal I)

$V = 6.11\text{m/s. et } y = 1.09\text{m.}$

Donc : $x = 2.8\text{ m}$

- Regards N29 (il se trouve dans le collecteur principal I)

$V = 5,4\text{ m/s. et } y = 1,01\text{ m.}$

Donc : $x = 2,45\text{ m}$

Les regards : N59 , N60, N87, N107, N108 , N124, N125 ,N160 ,N162,N164 ,N166 ,N168,N170 sont des regards de chute

VII.2.5. Les déversoirs d'orage :

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

- Avant la station d'épuration pour régulariser le débit ;
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres et équilibrer le fonctionnement du réseau.

Généralement un déversoir d'orage se compose :

- D'un ouvrage de dérivation ;
- D'un canal ou collecteur de décharge. [1]

VII.2.5.1. Types des déversoirs :

On distingue différents types des déversoirs :

- Déversoir à seuil latéral et conduite aval étranglée
- Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre ;
- Déversoir d'orage à ouverture du fond ;
- Déversoirs à seuil frontal ;
- Déversoirs siphoniques ;
- Déversoirs automatiques.

VII .2.5.2.Dimensionnement de déversoir d'orage :

Pour notre cas nous allons utiliser un déversoir d'orage type frontale.

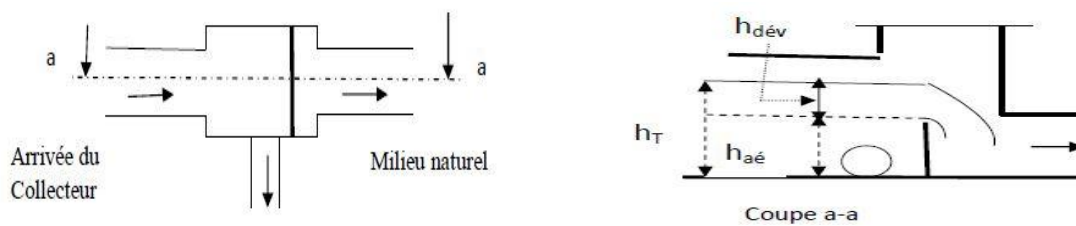


Figure VII.17. Déversoir d'orage type frontal

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

- **Détermination du temps de concentration :**

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

$$tc = \frac{L}{60 \cdot V} \tag{VII.14}$$

Avec :

L(m) : la longueur entre deux regards

V(m/s) : la vitesse d'écoulement.

Les résultats sont illustrés dans le tableau VII.2 :

Tableau VII.2 : Détermination du temps de concentration.

Tronçon	Distance (m)	V(m/s)	Tc(mn)	Cumulé (mn)
N1-N2	18.5	3.263	0.09	0.09
N2-N3	18.5	2.901	0.11	0.20
N3-N4	18.5	5.345	0.06	0.26
N4-N5	18.5	3.218	0.10	0.35
N5-N6	17.75	4.442	0.07	0.42
N6-N7	25	4.778	0.09	0.51
N7-N8	25	3.759	0.11	0.62
N8-N9	25	4.349	0.10	0.71
N9-N10	25	2.732	0.15	0.87
N10-N11	28	2.958	0.16	1.03
N11-N12	25	3.866	0.11	1.13
N12-N13	25	1.986	0.21	1.34
N13-N14	25	4.349	0.10	1.44
N14-N15	24.5	4.117	0.10	1.54
N15-N16	28.5	4.267	0.11	1.65

N16-N17	22.5	4.010	0.09	1.74
N17-N18	30	2.945	0.17	1.91
N18-N19	30	2.269	0.22	2.13
N19-N20	22.5	3.062	0.12	2.26
N20-N21	29.5	3.868	0.13	2.38
N21-N22	18.5	2.069	0.15	2.53
N22-N23	29.5	1.326	0.37	2.90
N23-N24	30.5	4.291	0.12	3.02
N24-N25	23.5	3.514	0.11	3.13
N25-N26	26.5	3.344	0.13	3.26
N26-N27	25	3.262	0.13	3.39
N27-N28	32	4.477	0.12	3.51
N28-N29	18	6.110	0.05	3.56
N29-N30	20.5	5.400	0.06	3.62
N30-N31	18.5	3.094	0.10	3.72
N31-N32	18	3.129	0.10	3.82
N32-N33	17	2.800	0.10	3.92
N33-N34	30	2.400	0.21	4.13
N34-N35	27	2.528	0.18	4.31
N35-N36	33	2.573	0.21	4.52
N36-N37	22.5	3.226	0.12	4.64
N37-N38	22.5	6.884	0.05	4.69
N38-N39	22.5	5.570	0.07	4.76
N39-N40	24.5	3.077	0.13	4.89
N40-N41	30	2.897	0.17	5.06
N41-N42	27.5	3.364	0.14	5.20
N42-N43	27.5	3.364	0.14	5.34
N43-N44	27.5	3.023	0.15	5.49
N44-N45	20	2.422	0.14	5.63
N45-N46	50	2.653	0.31	5.94
N46-N48	85	1.998	0.35	6.27
N48-DO	50	2.760	0.34	6.54

Donc on prend $t_c = 6.5 \text{ mn}$

$$Q_c = Q_T * Z \tag{VII.16}$$

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \tag{VII.17}$$

Avec :

Z : coefficient de retardement ;

t_c : temps de concentration

Donc le coefficient de retardement égal à : $Z = 0.93$

Calcul du débit pluvial corrigé

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0.94 * 3.119 = 2.916 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Le débit total : } Q_t = Q_{ts} + Q_{pl.cor} = 2.916 + 0.0226 = 2.942 \text{ m}^3/\text{s}$$

Pour le dimensionnement on a les données suivantes :

- Diamètre de la conduite d'amenée = 1500 mm
- I : pente = 0,98%
- Q_T : débit drainé par la conduite d'amenée = 2.942m³/s
- Q_{PS} : débit a plein section = 5.30m³/s
- Q_{STEP} : débit total diriger vers la step, $Q_{STEP}=0,068m^3/s$
- H_e : hauteur d'eau à l'entrée= 0.82 m

- Détermination du débit déversé :

$$Q_{dév} = Q_t - Q_{STEP} = 2.942 - 0.068 = 2.874 \text{ m}^3/s.$$

$$Q_{dév} = 2.87 \text{ m}^3/s$$

- Détermination de la hauteur du seuil :

On a:

$$RQ = Q_{step} / Q_{ps} = 0.068 / 5.3 = 0,012 \rightarrow RH = 0,08$$

$H_{step} = D_e \cdot R_h = 1500 \cdot 0,08 = 120\text{mm}$, elle est pas acceptable donc on prend $H_{seuil} = 0.5 \text{ m}$

- Détermination de $H_{dév}$:

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

$$H_{dév} = H_e - H_{seuil} = 0.82 - 0,5 = 0,32\text{m}$$

- Détermination de la longueur de seuil déversant :

$$Q_{dév} = m \cdot L \cdot H_d \sqrt{2gH_d} \tag{VII.18}$$

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

L : largeur du déversoir exprimée en (m).

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

$$L = \frac{2.874}{0,45 \cdot (0,32)^{3/2} \sqrt{2 \cdot 9,81}} = 3.98\text{m} \text{ On prend } L = 4.00 \text{ m}$$

- Dimensionnement de la conduite transitant le débit vers l'oued :

On a : $I = 0.27\%$

$$Q_{dev} = 2.87 \text{ m}^3/s$$

Donc : **D = 1200 mm**

CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a cité les d'éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards de chutes, canal rectangulaire, et un déversoir d'orage ...etc. Ainsi pour les ouvrages principaux, et après avoir exposé les divers types de conduites notre choix est tombé sur les canalisations en béton armé pour les diamètres supérieurs ou égal à 1000mm, et sur le PVC pour les diamètres inférieurs ou égal à 800mm et remplacer pour assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.

Chapitre VIII: ORGANISATION DE CHANTIER

INTRODUCTION

La réalisation d'un système d'assainissement est régit par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvent dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

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

VIII.1. Choix des engins de terrassement

Il est important de choisir pour chaque type de travaux, l'engin et le matériel, les mieux adaptés, de manière à obtenir un meilleur rendement. Pour notre cas on a envisagé de choisir les engins suivants :

- **Bulldozer**

Grâce à sa puissance qui est caractérisée par celle du tracteur et qui varie de 25 à 400 ch, ainsi que par la longueur de sa lame qui varie de 1,8 à 6 m le bulldozer permet de préparer les terrains à excaver, et d'éliminer les obstacles.



Figure VIII.1 : Le Bulldozer

- **Pelle équipée en rétro**

On opte pour un excavateur à godet de 0,5 m³, pelle équipée en rétro, vu ses avantages adaptés à la coupe transversale de la tranchée et qui se présente par les opérations suivantes :

- Peut excaver dans la direction de la machine
- Creuser au-dessous de la surface d'appui
- Creuser à une profondeur importante
- Creuser rapidement et avec précision les tranchées à talus verticaux



Figure VIII.2 : Pelle équipée en rétro

- **.Les chargeurs**

Ce sont des tracteurs sur lesquels montent à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et portent un godet.



Figure VIII.3 : Le Chargeur

VIII.2.Détermination des différents volumes**- Volume de la couche végétale :**

$$V_{cv} = H_v \cdot L \cdot B \quad (\text{VIII.1})$$

- V_{cv} : Volume de la couche végétale en (m³).
- H_v : Profondeur la couche végétale (on prend $H_v = 0,15$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche végétale en (m).

- Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B \cdot L \cdot H \quad (\text{VIII.2})$$

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

- Volume du lit du sable

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

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

- Volume occupé par les conduites :

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

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

- Volume du remblai :

$$V_r = V_d - [V_{cdt} + V_{cv} + V_{ls}] \quad (\text{VIII.5})$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).
- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m³).
- V_{cv} : Volume de la couche végétale en (m³).
- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m³).

- Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_r \quad \text{(VIII.6)}$$

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

Tel que :

$$V_f = V_d \cdot K_f \quad \text{(VIII.7)}$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Tableau VIII.1. : Coefficient de foisonnement

Type de sol	K_f
sable, matériaux fins	1.08-1.17
Limon argileux	1.14-1.28
Argile	1.25-1.3

pour notre cas on a : $K_f = 1.27$

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

Désignation	Unité	quantité	prix unitaire (DA)	Montant (DA)
1- Terrassement				
Décapage de la couche végétale	m ³	1196.67	250.00	299 167.00
Déblai	m ³	15421.89	300.00	4 626 567.00
Pose du lit de sable	m ³	1196.67	1 500.00	1 794 000.00
Grillage avertisseur	m ³	7085.20	30.00	212 550.00
Remblai de la tranchée	m ³	13047.92	300.00	3 914 100.00
Evacuation des déblaies excédentaires	m ³	10147.89	180.00	1 826 460.00

2- Fourniture, transport et pose de canalisations				
conduite ø 315 en PVC	ml	2163.85	5 500.00	11 901 175.00
conduite ø 400 en PVC	ml	641.20	6 000,00	3 847 200.00
conduite ø 500 en PVC	ml	645.50	9 400,00	6 067 700.00
conduite ø 600 en PVC	ml	525.00	12 000,00	6 300 000.00
conduite ø 800 en PVC	ml	423.00	13 000,00	5 499 000
conduite ø 1000 en béton	ml	221.00	19 000,00	4 199 000
conduite ø 1200 en béton	ml	152.00	27 000,00	4 104 000
conduite ø 1500 en béton	ml	183	30 000,00	5 490 000
conduite rectangulaire en béton	ml	50	38 700,00	1 935 000
3-Construction des regards , déversoir d'orage et la cuve en béton armé				
Construction des regards	U	190	40 000.00	7 600 000
Bouches d'égout avec grille	U	208	26 000.00	5 408 000
Construction de déversoir d'orage	U	1	200 000.00	200 000.00
Construction de cuve	U	1	350 000.00	350 000.00

VIII.3.Devis global :

Tableau VIII.3 : Devis estimatif global

Désignation des ouvrages	Désignation des travaux	Montant(DA)
Poste de relevage	Equipements et installations	4 000 000.00
Canalisation	Pose et fourniture	57 911 219.00
Regards et déversoir d'orage la cuve	Construction	23 558 000.00
Total (HT)		85 469 219.00
Total (TTC)		99 998 986.00

VIII.4. Planification :

C'est une méthode dont dispose le cadre pour rendre son travail efficace, elle consiste :

- L'installation des postes de travail ;
- L'observation instantanée ;
- L'analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- La définition des objectifs et des attributions ;
- La simplification des méthodes ;
- La stabilisation des postes de travail.

VIII.4.1. Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

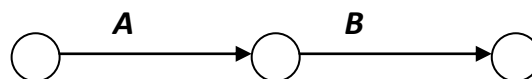
VIII.4.1.1. Méthodes basées sur le réseau :

- **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

- **Réseau à flèches :**

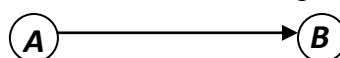
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B

- **Réseau à nœuds:**

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches



L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée

VIII.4.1.2. Construction du réseau :

Pour construire un réseau, il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- a. Etablissement d'une liste des tâches.
- b. détermination des tâches antérieures.
- c. Construction des graphes partiels.
- d. Regroupement des graphes partiels.
- e. Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.
- f. Construction du réseau.

VIII.4.1.3. La méthode de calcul basée sur le réseau :

La méthode de calcul utilisée dans notre projet est la méthode C.P.M (méthode du chemin critique), car les opérations se suivent.

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

- l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour par jour, selon l'unité de temps retenue ;
- adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise

- **les paramètres de la méthode C.P.M :**

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation ;

DCP : date de commencement au plus tôt ;

DCPP : date de commencement au plus tard ;

DFP : date de finition au plus tôt ;

DFPP : date de finition au plus tard ;

MT : marge totale.

$$\text{ET : } \begin{cases} DFP = DCP + TR \\ DCP = DFPP - TR \end{cases}$$

- **Chemin critique (C.C) :**

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$C.C \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

- **Elaboration du réseau selon la méthode CPM :**

La méthode du CPM est une méthode de planification, elle a pour objectif de réduire le temps et le coût de réalisation de projet et augmenter le rendement du travail. Pour la construction du réseau il faut d'abord établir les différentes tâches des travaux. Ces derniers sont les suivantes :

- Piquetage -**A**-
(15jours)
- Décapage de la couche de végétation -**B**-
(20jours).
- Excavation des tranchées et des fouilles -**C**- .
(55jours).
- Aménagement du lit de pose -**D**- .
(20jours).
- Construction des regards et déversoir d'orage - **E** - .
(44jours).
- La mise en place des canalisations en tranchée- **F** - .
(20jours).
- Mise en œuvre de station de relevage - **G**- .
(30jours)
- Assemblage des tuyaux - **H**- .
(15jours).
- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints -**I**- .
(15jours).
- Remblai des tranchées - **J**- .
(20jours).

➤ Travaux de finition -**K**- .

(30jours).

VIII.4.1.4. Détermination des chemins critiques

Le calcul du réseau s’effectue par la méthode du tableau suivant.

Tableau. VIII.4. : Détermination des délais

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

➔ Le chemin critique est : **A - B - C - E - H - I - J - K**

➔ Donc, la durée totale du projet est de : **210 jours**

Le calcul du réseau à nœuds est représenté dans la figure suivante.

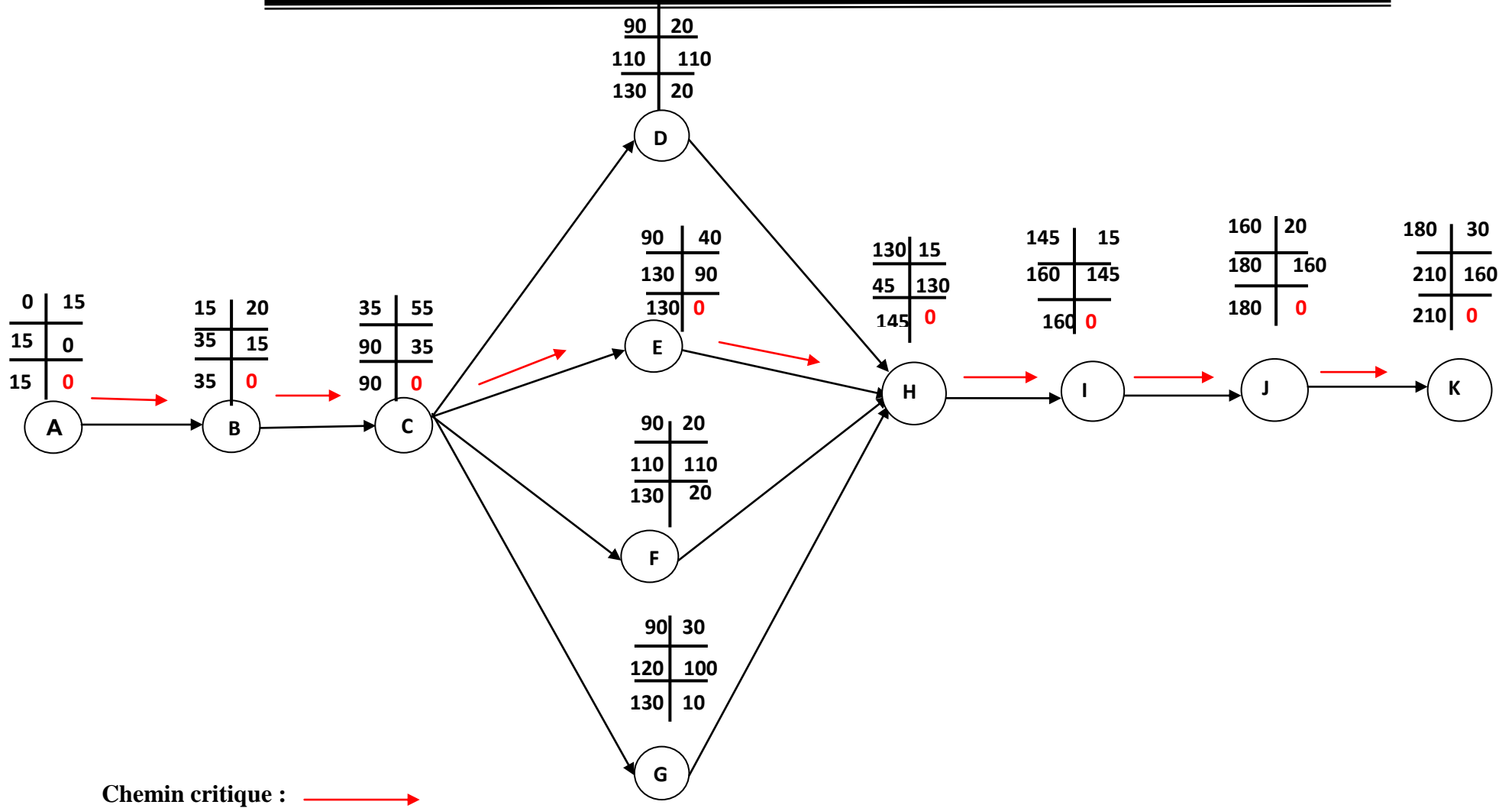


Figure VIII.4.: Réseau à nœuds

CONCLUSION

D'après ce chapitre on peut conclure que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement des travaux, car elle nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier. D'autre part, on peut avoir une information sur le cout total de projet ainsi que leur temps de réalisation.

L'organisation de chantier définit aussi tous les engins que l'on peut utiliser dans le chantier et le choix final des engins seront basés sur une étude économique.

CONCLUSION GENERALE

Dans ce mémoire de fin d'étude nous avons projeté et dimensionné un réseau d'assainissement du nouveau pôle urbain SEGHOUANE 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 du pôle.

Ce projet servira à évacuer les eaux usées et pluviales de ce pôle vers le bassin de décantation tout en respectant l'environnement et préservant la qualité de vie des habitants.

Notre choix s'est porté sur un système unitaire et un schéma d'évacuation par déplacement latéral, La méthode utilisée pour la détermination du débit des eaux pluviales est la méthode rationnelle, Le matériau de conduites utilisées a été choisi selon le diamètre.

Pour un meilleur fonctionnement de notre réseau, on a projeté un déversoir d'orage de type frontal a l'aval de l'agglomération, il permet le rejet direct d'une partie de l'effluent vers le milieu naturel, l'autre partie va être envoyée vers la station de relevage des eaux usées, ainsi on a projeté les regards de jonction, les bouches d'égout et un tronçon de canal rectangulaire avec cunette pour éviter le chevauchement avec un réseau existant.

Créer un réseau d'assainissement est une dépense d'investissement relativement importante ce qui nécessite l'entretien, l'exploitation et la gestion qui reste indispensable pour que le réseau soit fonctionnel et durable.

Bibliographie

- [1]. **Bourrier R.** (1981) Calculs application et perspective des réseaux d'assainissement. 5^{ème} édition, Lavoisier. Paris.
- [2]. **Marc satin, Béchir Selmi.** Guide technique de l'assainissement. 3^{ème} édition.
- [3]. **Marc Soutter, André Mermoud, et André Musy.** Ingénierie des eaux et du sol: processus et aménagements.
- [4]. **Touaibia.B.** 2004 « Manuel pratique d'hydrologie ». Blida.
- [5]. **A.Bermad,** Hydrologie. Ecole Nationale polytechnique (2005/2006).
- [6]. Cours d'assainissement urbain 1980, « initiation à la technique du traitement des eaux usées et des déchets solides », l'université des sciences et des techniques d'Alger.
- [7]. **N.cheniti** « Cours d'assainissement, 5^{ème} année », ENSH Blida.
- [8]. **Jean Poulain.** Techniques de l'Ingénieur : Installations de pompage. France.
- [10] **SALAH. B. 2011** « Guide d'élaboration d'un projet à l'usage des ingénieurs ». ENSH. BLIDA. Dz.
- [11]. **Monchy,H.** Mémento d'assainissement: mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement.- 2eme ed.- Paris : EYROLLES

Web graphie :

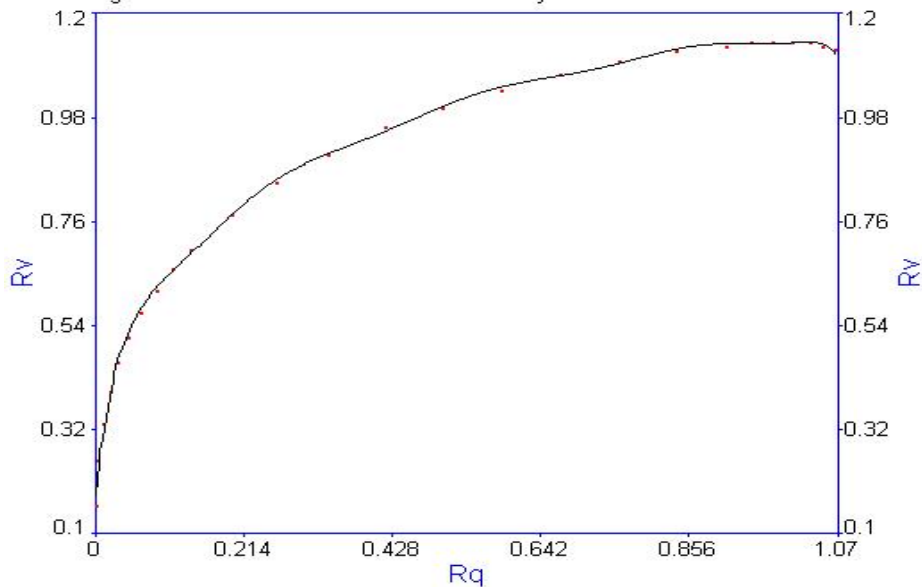
- [12] http://www.bonnabeton.com/sous_page.php?id=2&id2=17. (BS catalogue TP)
- [09] http://www.barriquand.fr/pages/metiers/assainissement_fiche.php?specialite=Assainissement+%22outdoor%22&produit=++Fonctionnement+g%E9n%E9ral&ID=123. (Consulté en Juillet 2014).

Annexe 1

La relation entre R_q et R_v , ainsi entre R_q et R_h par la méthode des régressions polynomiales.

$R_v=f(R_q)$

Rank 3169 Eqn 6007 $y=a+bx+cx^2+dx^3+ex^4+fx^5+gx^6+hx^7+ix^8+jx^9+kx^{10}$
 $r^2=0.998706$ DF Adj $r^2=0.99768928$ FitStdErr=0.014872804
 $a=0.1830377$ $b=13.019466$ $c=-177.41488$ $d=1453.7129$ $e=-7013.423$ $f=20892.221$
 $g=-39519.428$ $h=47540.264$ $i=-35211.581$ $j=14635.093$ $k=-2611.5096$



$R_h=f(R_q)$

Rank 97 Eqn 6706 $y=a+bx^{0.5}+cx+dx^{1.5}+ex^2+fx^{2.5}+gx^3+hx^{3.5}+ix^4+jx^{4.5}+kx^5$
 $r^2=0.99971753$ DF Adj $r^2=0.99952333$ FitStdErr=0.0066
 $a=0.028869301$ $b=-0.85705408$ $c=32.70112$ $d=-336.44139$ $e=1923.42$ $f=-6621.6483$
 $g=14266.026$ $h=-19348.04$ $i=16030.819$ $j=-7406.8538$ $k=1461.6634$

