

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 URBAIN

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: ASSAINISMENT

THEME DU PROJET:

**DIAGNOSTIQUE ET DIMENSIONNEMENT DU SYSTEME
D'EVACUATION DE HAI COCO PLAGE COMMUNE DE BORDJ
ELBAHRI W.ALGER**

Présenté par :

Mr BENCHOUK NABIL

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et prénom	Grade	Qualité
Mr A. HADJ SADOUK	M.C.B	Président
M ^{me} M. KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M ^{me} H. SAIDI	Ing /Doctorante	Examinatrice
M ^{me} H.DERIAS	Ing /Doctorante	Examinatrice
Mr A. MERABTI	Ing /Doctorant	Invité
M ^{me} S.BELLABAS	M.A.A	Promotrice

Septembre- 2014

REMERCIEMENT

J'adresse en premier lieu ma reconnaissance à notre DIEU tout puissant, de m'avoir, donné le courage et la volonté pour mener à bien ce travail. Car sans lui rien n'est possible.

Au terme de cette étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à ma promotrice, M^{ème} BELLABAS CHARIFI SALIMA qui m'a chaleureusement accueilli au sein de l'ENSH. Je la remercie pour les discussions, scientifiques que nous avons partagées, ainsi que pour son aide précieuse dans l'élaboration de ce mémoire.

- * A tout le corps enseignants et le personnel de l'ENSH qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.*
- * Aux membres de jury qui me font l'honneur d'apprécier et de juger ce travail.*
- * Une mention spéciale à ma famille et à mes amis pour m'avoir aéré l'esprit et pour la motivation qu'ils m'ont apportée tout au long de ce travail.*

BENCHOUK NABIL

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

** A mes chers parents*

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consenti pour mon instruction et mon bien être. Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours.

** Ames chères et adorable sœurs.*

** A toute la famille :BENCHOUK et GHAZIBAOUN*

** Ames amis et collègues de l'école nationale supérieure de l'hydraulique*

Amine , rabi3, Rabah,nadjibe,mossab,zaki,bilel 34,Saïd kafeta,Mustapha Obama, Rachid mimoza , ghanou09,raoufharachi,raouf et Chouaib 26,Mounir la3rochi, Yacine Louza , minor , chiheb lahyerahmou...etc.

** Toute ma promotion, en générale et tous les étudiants de l'option assainissement en particulier*

BENCHOUK NABIL

sommaire

-Introduction générale.....	1
-----------------------------	---

Chapitre I : *Présentation de la zone d'étude*

-Introduction

I-1 Situation géographique de la Wilaya d'Alger.....	2
I-2 Délimitation géographique de la zone d'étude.....	2
I-3 La population et les équipements dans la zone d'étude.....	3
I-3-1 Estimation de la population	3
I-3-2 Les équipements dans la zone d'étude	4
I-4 Situation climatique.....	4
I-4-1 Climat.....	4
I-4-2 Température	4
I-4-3 Pluviométrie	5
I-4-4 Le vent.....	5
I-4-5 Evapotranspiration.....	6
I-4-6 Humidité relative.....	6
I-4-7 Ensoleillement.....	6
I-5 Situation topographique.....	7
I-6 Situation hydraulique	7
I-6-1 Alimentation en eau potable.....	7
I-6-2 Réseau d'assainissement.....	8
I-6-3 Points de rejet.....	8

-Conclusion

Chapitre II : *Présentation du réseau existant et de ses différents*

Ouvrage annexes

-Introduction

II-1- Généralité.....	9
II-1-1 Motivation et objectifs.....	9
II-1-2 Les types de diagnostic.....	9
a- Diagnostic fonctionnel.....	9
b- Diagnostic structurel.....	10
II-1-3 Recueil et exploitation des données.....	10

II-1-4 La méthodologie d'une étude de diagnostic	10
a- Pré diagnostic.....	10
b- Reconnaissance approfondie.....	11
c- Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires.....	11
d- Conception de la nouvelle structure d'assainissement.....	11
e- Conclusion et permanence du processus d'étude.....	11
II-1-5 Examen préalable des réseaux et des ouvrages.....	11
II-2 Etat du système d'évacuation existant de la cité de hai coco plage.....	12
II-3 Etat des regards.....	17
II-4 Etat des bouches d'égout.....	31
II-5 Poste de relèvement PR67.....	31
II-6 Rapport d'expertise.....	33
- Conclusion.....	34

Chapitre III : *Etude hydrologiques*

-Introduction

III-1 Choix de la période de retour	35
III -2 les averses.....	35
III-3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation	35
III -3-1- Analyse des données pluviométriques et choix du type de la loi d'ajustement.....	36
III-3-1-1 Analyse des données statiques	36
III-3-2 choix de la loi d'ajustement.....	38
III-3-2-1 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation.....	38
a- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	38
b- Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON	42
III-3-2-2 Calcul de l'intensité de la pluie par la formule de MONTARI.....	45
-Conclusion.....	46

Chapitre IV : *Calcul de base*

-Introduction

IV-1 situation démographique	47
IV-2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins	47
IV-3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.....	48
IV-3-1 Systèmes fondamentaux.....	48
a- Système séparatif	48
b- Système unitaire.....	48

c- Système mixte.....	48
IV-3-2 Système pseudo séparatif.....	48
IV -3-3 Système composite.....	49
IV-3-4 Système spéciaux	49
d- Système sous pression sur la totalité du parcours.....	49
e- Système sous dépression.....	49
IV-4 Choix du système d'évacuation.....	52
IV-5 Schéma d'évacuation	52
IV-5-1 Schéma perpendiculaire	52
IV-5-2 Schéma par déplacement latérale.....	52
IV-5-3 Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	53
IV-5-4 Schéma à collecteur étagé.....	53
IV-5-5 Schéma type radial.....	53
IV-6 Choix du schéma du réseau d'évacuation	54
- IV-7 Choix de coefficient de ruissellement	54
IV-7-1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	55
IV-7-2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....	55
IV-7-3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	56
IV-7-4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population.....	56
IV-7-5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	57
IV-8 Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	57
IV-8-1 Coefficient de ruissellement pondéré.....	57
IV-8-2 Calcul de la densité partielle.....	58
-Conclusion.....	58

Chapitre V: *Evaluation des débits à évacuer*

-Introduction

V-1 Evaluation des débits d'eaux usées.....	59
V-1-1 Nature des eaux usées à évacuer.....	59
a- Les eaux usées d'origine domestique.....	59
b- Eaux de service publics.....	60
c- Eaux usées industrielles.....	60
V-1-2 Estimation des débits des eaux usées.....	60
V-1-3 Estimation des débits des eaux domestiques.....	60
a- Evaluation du débit moyen journalier.....	61
b- Evaluation du débit de pointe.....	61

V-2 Evaluation des débits des eaux pluviales	64
V-2-1 Méthode rationnelle.....	64
a- Hypothèse de la méthode rationnelle.....	65
b- Validité de la méthode rationnelle.....	65
c- Temps de concentration.....	65
V-2-2 Méthode superficielle.....	66
a- Evaluation de la pente	66
b- Evaluation du coefficient de ruissellement.....	67
c- Evaluation de l'allangement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur.....	67
d- Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	67
e- Validité des formules.....	68
V-3 Choix de la méthode.....	69
V-4 Application de la méthode rationnelle pou l'agglomération de Hai coco plage.....	69
V-4-1 Temps de concentration	69
V-4-2 coefficient de correction (MINORATEUR).....	69
-Conclusion.....	70
Chapitre VI : <i>Calcul hydraulique de réseau d'assainissement</i>	
-Introduction	
VI-1 conception du réseau	71
VI- 2 Dimensionnement du réseau d'assainissement	71
VI.2.1 -Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	71
VI.2.2 - Formules d'écoulemen.....	72
VI.2.3- Mode de calcul.....	73
-Conclusion.....	85
Chapitre VII : <i>les éléments constitutifs du réseau d'égout</i>	
-introduction	
VII.1 Les ouvrages principaux.....	86
VII.1-1 canalisations.....	86
VII.1-1-1 Type de canalisations.....	86
VII.1-1-2Choix du type de canalisations	86
VII.2 Assemblage en PVC	88

VII.2-1 Assemblage par collage à froid	88
VII.2-1 Assemblage a joint	89
VII.4 Différentes actions supportées par la conduite	90
VII.4-1 Les actions mécaniques.....	90
VII.4-2 Les actions chimiques	90
VII.5 Essais des tuyaux préfabriqués	90
VII.5-1 Essai à l'écrasement	90
VII.5-2 Essai à l'étanchéité	90
VII.6 Les ouvrages annexes	90
VII.6-1 les branchements	92
VII.6-2 Les caniveaux	92
VII.6-3 Les bouches d'égout	92
VII.6-4 Regards	93
VII.6-5 Déversoirs d'orage	95
VII.6-5-1 Détermination selon le nombre de seuils	96
VII.6-5-2 Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont.....	97
VII.6-5-3 déversoir by pass.....	99
VII.7 La station de relevage PR67.....	100
Conclusion.....	100

Chapitre VIII : *Devis quantitatifs et estimatif du projet*

-Introduction

VIII-1 Détermination des différents volumes.....	101
VIII-1-1 Volume des déblais « V _d ».....	102
VIII-1-2 Volume du lit du sable « V _{ls} ».....	102
VIII-1-3 Volume occupé par les conduites « V _{condt} ».....	103
VIII-1-4 Volume du remblai « V _r ».....	103
VIII-1-5 Volume excédentaire « V _{exce} ».....	103
VIII.2Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	104
Conclusion.....	105

liste des tableaux

Tableau N°I -1: coordonnées lambert de la station d'observation de Dar El Beida.....	4
Tableau N°I-2 : Températures moyenne mensuelles.....	4
Tableau N°I-3: Répartition mensuelle de la pluviométrie.....	5
Tableau n° I-4 : vitesse de vent mensuelles en m /s.....	6
Tableau n° I-5 :L'évapotranspiration mensuelle.....	6
Tableau n° I-6 : Humidités relatives mensuelles en %.....	6
Tableau n° I-7: Durée (en heures) moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour.....	7
Tableau n° II-1 : Caractéristiques et l'état du réseau existant.....	14
Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards.....	18
Tableau n° III-1 : Caractéristiques de la station de Réghaia.....	36
Tableau n° III-2 : Précipitations maximales journalières (Station de Réghaia).....	36
Tableau n° III-3 : Caractéristique de l'échantillon.....	38
Tableau n° III-4 : les pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL.....	40
Tableau n° III-5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	41
Tableau n°III-6 : Caractéristiques de l'échantillon	42
Tableau n° III-7: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton	44
Tableau IV.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	47
Tableau IV.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	50
Tableau IV.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	55
Tableau IV.4: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée	56
Tableau IV-5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	56
Tableau IV-6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	57
Tableau IV-7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	57
Tableau IV-8: nombre d'habitants.....	58
Tableau V-1 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin.....	63
Tableau V-2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées	64
Tableau V-3 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.....	68
Tableau V-4 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle	70
Tableau VI-1 : Collecteur principal n°1	75
Tableau VI-2 : Collecteur principal n°2.....	76
Tableau VI-3 : Collecteur principal n°3.....	77
Tableau VI-4: Collecteur principal n°4.....	78
Tableau VI-5 :Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 1	79
Tableau VI-6 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 2	80
Tableau VI-7:Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 3.....	81
Tableau VIII.1: Volumes de travaux.....	103
Tableau VIII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet.....	104

liste des figures

Figure n°I-1 : Plan de Situation de l'aire d'étude.....	3
Figure n°I-2 : Carte pluviométrique d'Algérie.....	5
Figure n°I-3 : Réservoir de stockage.....	7
Figure n°I-4 : Rejet dans le milieu naturel.....	8
Figure n° II -1Bouche d'égout envasée.....	32
Figure n° II -2 : présence de sable et le déchet solide.....	32
Figure n° II -3: le dégrieur	33
Figure n° II -4 : le 1 ^{er} bassin.....	33
Figure n° II -5: Alimentation électrique des 4 pompes immergées.....	33
Figure n° III-1 Graphique d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	42
Figure n° III-2 : Graphique d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	45
Fig IV-2 : Schéma perpendiculaire.....	52
Fig IV-3 : Schéma par déplacement latéral.....	53
Fig IV -4 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....	53
Fig IV-5 : Schéma à Collecteur Etagé.....	53
Fig IV-6 : schéma type radial.....	53
Figure N° VII -1 : Assemblage par collage à froid.....	89
Figure N° (VII -2) : Assemblage des conduites.....	89
Figure N° (VII -2) : Assemblage a joint.....	90
Figure N° (VII -5) : Exemple d'un branchement simple.....	92
Figure N° (VII -6) : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.....	93
Figure N° (VII -7) : exemple d'un regard simple.....	94
Figure N° (VII -8) : Exemple de déversoir latéral à seuil simple.....	96
Figure N° (VII -9) : Exemple de déversoir à seuil double.....	97
Figure N° (VII -9) : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus.....	97
Figure N° (VII -10): Exemples de déversoir frontal.....	98
Figure N° (VII -11) : Exemple de déversoir à seuil curviligne.....	99
Figure N° (VII -12) : schéma de principe du déversoir d'orage.....	100

Liste des planches

Planche N°1 : Levé topographique de hai coco plage W. Alger

Planche N°2 : Tracé en plan du réseau d'assainissement existant de hai coco plage W. Alger

Planche N°3 : Tracé en plan du nouveau système d'assainissement projeté de hai coco plage W.Alger

Planche N°4 : Profil en lang du collecteur principal n°1 du nouveau réseau projeté de hai coco plage W.Alger

Planche N°5 : Les éléments constitutifs du nouveau réseau projeté de hai coco plage W.Alger

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

-Introduction :

La description du site aux points de vue géologique, hydrologique, démographique, climatique et hydraulique précèdent chaque projet d'assainissement pour rassembler toutes les caractéristiques du bassin. Les données essentielles pour tout projet sont :

- les données naturelles du site ;
- les données relatives à l'agglomération ;
- les données relatives au développement futur de l'agglomération,
- les données propres à l'assainissement ;

I-1 La situation géographique de la wilaya d'Alger :

La wilaya est située dans le nord du pays. Elle est limitée par les wilayas suivantes :

- La cote au Nord.
- La wilaya de Tipaza à l'Ouest.
- La wilaya de Boumerdes à l'Est.
- La wilaya de Blida au Sud.

Elle s'étend sur une superficie de **809 ha**.

I-2 Délimitation géographique de la zone d'étude :

Hai coco plage est une partie de la commune de Bordj El Bahri cette dernière est une commune de la wilaya d'Alger, située à 30 km à l'est du chef-lieu de wilaya, Elle est limitée par les communes :

- **Au Nord** : El-Marsa .
- **A l'Est** : Ain Taya .
- **A l'Ouest** : La cote de la commune.
- **Au sud** : Rouiba .

La superficie de la cité de Hai coco plage est environ de **12ha**.

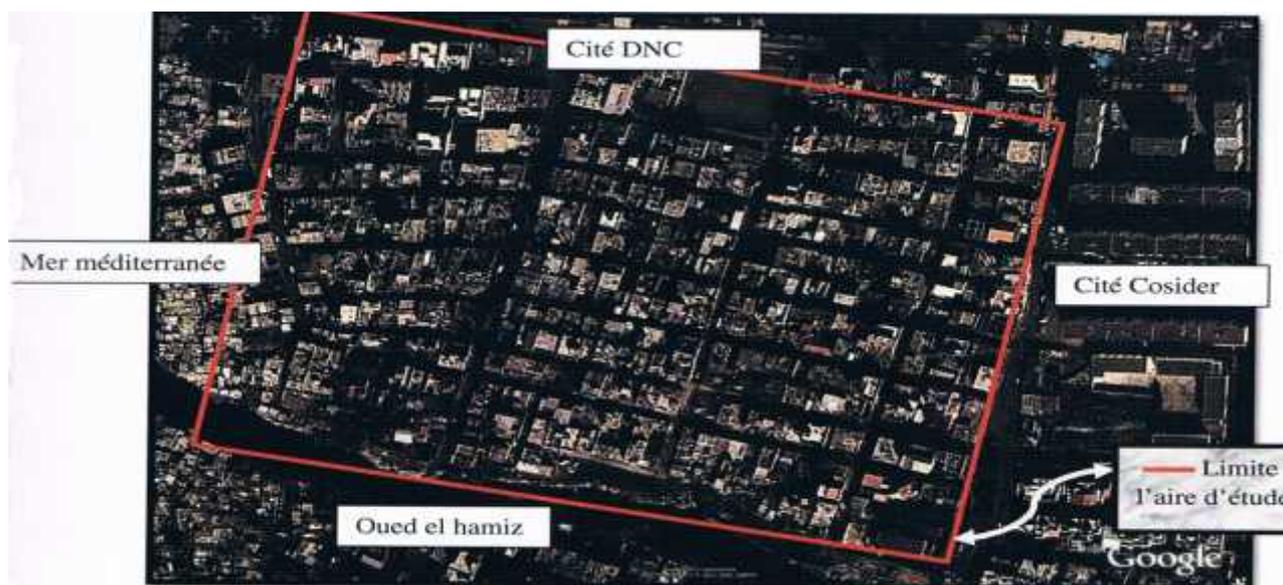


Figure n°I-1 : Vue satellite de l'aire d'étude

I-3 La population et les équipements dans la zone d'étude :

I-3-1 Estimation de la population :

Pour estimer le nombre d'habitants du Hai coco plage ,on se propose d'adopter « la méthode du nombre d'habitation » , ce choix est motivé par l'absence de recensement précis et de donnée démographiques fiables au niveau de l'A.P.C de bordj elbahri. D'après le service de recensement de cette A.P.C, les habitations sont des habitations de type individuel, elle abrite des familles composées de 05 à 07 personnes en moyenne.

La méthode du nombre d'habitation consiste à calculer le nombre d'habitation qui se trouve dans la zone d'étude, et multiplier cette valeur par le taux d'occupation par logement.

371 habitation occupent notre zone d'études alors la population actuelle de la zone d'étude est de 2600 habitants (Population 2013).

Cette population doit être projetée à un horizon d'étude d'environ 27 ans.

Pour calculer le nombre d'habitation du hai coco plage , à l'horizon d'étude, on se base sur le nombre d'habitant actuel et on fixe le taux d'accroissements géométrique donnée par la relation suivante :

$$P_X = P_0 * (1 + t)^n$$

P_X : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population de référence (2013).

t : Taux d'accroissement démographique 2.28 %.

n : Nombre d'années séparent l'année de référence de l'horizon de calcul.

I-3-2 Les équipements dans la zone d'étude :

Le seul équipement existant à **Coco plage (W.Alger)** est un équipement regroupant :
Centre de santé, Ecole primaire, stade.

Ainsi, le nombre de consommateurs est comme suite :

Salle de soins : 500 malades.

Ecole primaire : 800 élèves.

Le stade ne contiens pas des douches.

I-4 Situation climatique :

I-4-1 Climat

Par sa situation géographique, la ville de Bordj El Bahri a un climat méditerranéen. Les données climatiques sont celles enregistrées au niveau de la station d'observations de Dar El-Beida mise en place par l'O-N-M.

Tableau n° I-1 : coordonnées Lambert de la station d'observation de Dar El Beida.

Code de la station	390
Latitude nord	36°41
Longitude	03°13 ^E
Altitude	25 m

I-4-2 températures :

Le climat de Hai coco plage et ces environs subit par sa situation géographique, il est influencé par la mer.

Le climat est caractérisé par des étés chauds et des hivers doux.

Tableau n° I-2 : Températures moyenne mensuelles.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
T°C moy	23.1	19.9	14.5	12.7	10.2	10.4	13.8	15.5	18.7	23.5	25.8	26.3

Source (ONM)

I-4-3 pluviométries

La pluviométrie est l'un des facteurs les plus importants pour le diagnostic du réseau d'assainissement parce qu'elle participe par la majorité du débit.

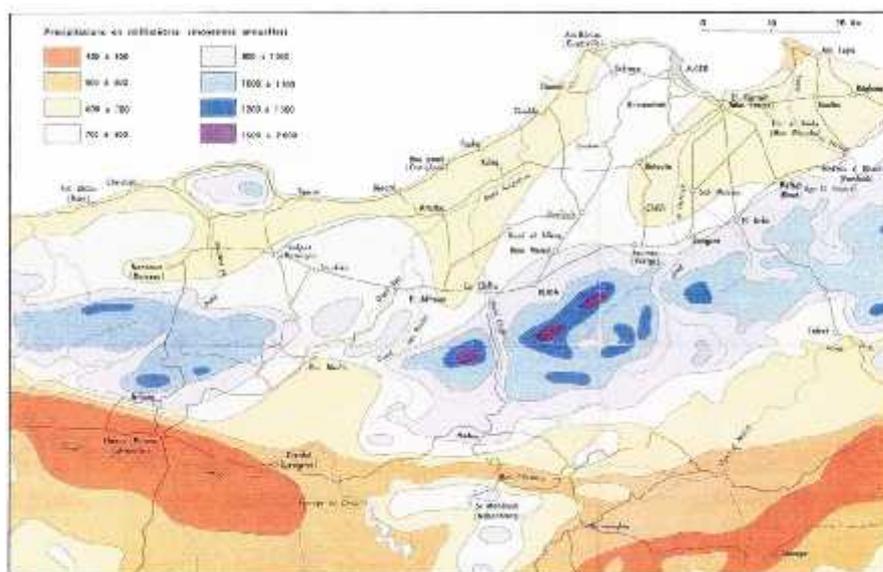
Les pluies dans notre aire d'étude sont concentrées sur une partie de l'année (de Novembre à Février) et les précipitations sont intenses de Novembre à Février quant au mois de Juin et Juillet et Aout sont absentes ou faibles.

Tableau n° I-3 : Répartition mensuelle de la pluviométrie.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
P(mm)	27.0	41.6	81.9	108.6	111.3	78.3	35.2	40.8	46.6	0.6	0.6	12.7

Source (ONM)

Selon la carte pluviométrique de l'Algérie du nord, la lame d'eau précipitée dans la zone d'étude varie dans une fourchette de 500 à 600 mm.



Echelle : 1/500000

extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie(1999)

Figure n°I-2 : extraie de la Carte pluviométrique d'Algérie.

I-4-4 Le Vent :

Le maximum de force de vent est au cours de l'hiver et le minimum est à la fin de l'été, La vitesse du vent sont relativement modérées elles varient de 2.8 m/s à 3.4 m/s.

Tableau n° I-4 : vitesse de vent mensuelles en m /s

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Vent m/s	2.8	2.9	2.9	3.4	3.2	3.4	3.4	3.3	3.0	3.2	3.1	3.0

Source (ONM)

I-4-5 Evapotranspiration :

L'évaporation est un paramètre important du bilan hydrologique. Le tableau suivant montre la répartition mensuelle de l'évapotranspiration dans la région.

Tableau n° I-5 :L'évapotranspiration mensuelle.

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	tot
ETP mm	132.7	97.2	63.6	49.2	48.3	59.6	82.7	100.8	127	150.7	177.8	172.5	1262.1
ETP %	10.5	7.7	5.0	4.0	3.8	4.7	6.5	8.0	10.1	11.9	14.1	13.7	100

Source (ONM)

I-4-6 Humidité relative :

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

Tableau n° I-6 : Humidités relatives mensuelles en %

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Humidité %	67.6	70.3	71.1	73.5	74.8	72.4	71.5	72.0	70.1	69.3	66.9	66.5

Source (ONM)

I-4-7 Ensoleillement :

La durée en heures d'ensoleillement a été mesurée à la station de Dar El Beida,

Les moyennes mensuelles sont données par le tableau suivant :

Tableau n° I-7: Durée (en heures) moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou
Ensoleillement En heures	8.7	7.1	5.7	4.8	5.1	5.8	6.6	7.7	8.8	10.1	11.1	10.3

Source (ONM)

I-5 situation topographique :

Le terrain est pratiquement plat, avec des pentes très faibles et quelques de contre pentes Du terrain naturel. Néanmoins des pentes minimales de 2/10000 ont pu être garanties.

I-6 sol :

Le périmètre qui nous intéresse est constitué essentiellement d'alluvions ressentes (Sablo-Limoneux).

On conclusion la région de Bordj Elbahri est très homogène.

La commune comme l'ensemble de la plaine est constituée d'alluvions actuelles récentes ou anciennes ; les 'alluvions actuelles renferment de gros éléments et fin éléments (sable –gris)

I-7 Situation hydraulique :**I-7-1 Alimentation en eaux potable:**

L'agglomération de hai coco plage est alimentée à partir d'un réservoir de capacité 500m³ situé au Nord Est de l'agglomération, le réseau d'alimentation en eaux potable et de type mixte (maillé et ramifié).

**Figure n°I-3 :**Château d'eau.

I-7-2 Réseau d'assainissement :

Le réseau de collecte des eaux usées de la cité de Hai coco plage est de type unitaire.

Les canalisations sont circulaires, sont en béton armé. Les diamètres sont généralement de 150mm à 200mm pour les canalisations secondaires et tertiaire alors que les canalisations principales sont de l'ordre 300mm à 400mm.

I-7-3 Points de rejet :

Le réseau d'assainissement de la cité de Hai coco plage présente des rejets dans le milieu naturel. Notre étude à pour but de donner la solution la plus adéquate à ces rejets.



Figure n°I-4 : Rejet dans le milieu naturel.

- conclusion :

Dans cette partie nous avons défini la donnée nécessaire concernant notre région du point de vue climatique, géologique, topographique, démographique ainsi que la situation hydraulique .ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

Présentation du réseau existant et de ses différents ouvrages annexes

-Introduction :

Les diagnostics d'assainissement sont des études préalables ou complémentaires d'aide à la décision qui ont pour but de dresser un bilan actuel de fonctionnement des systèmes d'assainissement collectif, d'éliminer le maximum d'eaux parasites, de mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des systèmes d'assainissement et d'établir un programme des travaux à mettre en place.

Le diagnostic est donc un indicateur de l'efficacité et de la pérennité du système de collecte (détectant les défauts et dysfonctionnements, et estimant parfois leur éventuel impact). Cette évaluation nécessite d'être actualisée suivant les interventions réalisées sur le réseau.

II-1 Généralités :

Un système d'évacuation est l'ensemble d'ouvrages permettant la collecte et l'évacuation des eaux usées domestiques et industrielles hors de l'agglomération vers un point précis (step, oued...), il doit répondre aux exigences suivantes :

- Préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé ;
- limiter les risques liés aux inondations ;
- l'élimination des rejets vers le milieu naturel ;

II-1-1 Motivation et objectifs :

La motivation majeure d'une étude de diagnostic des réseaux d'assainissement et de mener une réflexion approfondie sur les points suivants :

- La sensibilité des milieux récepteurs et l'incidence des pollutions urbaines (non raccordés, exfiltration, rejets directs) et des déversements intempestifs, de façon à diminuer la fréquence de ces déversements, voire à supprimer tout risque sur les zones sensibles ;
- L'état et le fonctionnement des réseaux et des ouvrages qui leur sont associés, de manière à mettre en évidence leurs dysfonctionnements, donc on doit chercher à utiliser au mieux les capacités résiduelles des ouvrages et leurs potentialités, pour opérer au besoin des transits déferés et concevoir des solutions d'amélioration.

II-1-2 Les types de diagnostic :**a/ Diagnostic fonctionnel**

Basé sur l'efficacité hydraulique (débit et flux polluants), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

b/Diagnostic structurel

Basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs, et postes de relèvement ou tronçon de collecteur (défini par deux

Regards consécutifs).

Ces deux types de diagnostic sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque

Des problèmes hydrauliques peuvent avoir des conséquences sur la structure, et inversement (exemple : les fissures provoquent des infiltrations en déstabilisant l'ouvrage par entraînement des particules fines).

II-1-3 Recueil et exploitation des données :

Ce mémoire consiste en un recueil des données de base nécessaires à la réalisation d'une étude de diagnostic. Ces données sont listées ci-après :

- Collecte des données topographiques, ces plans topographiques ont permis une représentation de la totalité du réseau d'assainissement ;
- Mise à jour des données topographiques avec les plans de recollement et un levé topographique ;
- Visite sur le terrain pour réaliser une description précise des ouvrages (Regards, Déversoir d'orage, Canalisations.....) ;
- Localisation des zones inondables et les nouveaux quartiers à assainir ;
- Synthèse du fonctionnement du réseau en son état actuel et définir les travaux d'urgence ;
- Recensement de tous les rejets et voir leur impact sur milieux récepteurs ;
- L'estimation des flux théoriques avec une comparaison aux carences de collecte.

Chaque système d'assainissement conduit à une situation particulière, à des constats et à des préoccupations différentes, donc vers des problèmes spécifiques.

II-1-4 La méthodologie d'une étude de diagnostic :

La méthodologie d'une étude de diagnostic est présentée sur cinq grandes phases.

a/ Pré diagnostic

Dans la phase initiale, après un recueil des données, un examen des réseaux, des ouvrages, au besoin un levé topographique complémentaire des points caractéristiques, il convient d'effectuer une mise à jour de la cartographie des patrimoines et des informations associées, du recensement de la population et des industries présentes.

Ce pré diagnostic est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

b/ Reconnaissance approfondie :

Sur la base d'une remobilisation des espaces, des collecteurs et des ouvrages, de campagnes de mesures de charges hydrauliques et polluantes, dont l'objectif est l'évaluation des flux, des conditions d'écoulements et de déversement dans le milieu naturel, cette deuxième phase aboutit à des profils de pollution par temps sec et par temps de pluie et conclut sur des bilans débit pollution.

c/ Etude fonctionnelle des bassins versants élémentaires :

La troisième phase nécessite en général des investigations complémentaires sur les tronçons suspects, des inspections diurnes et nocturnes de détection des eaux claires parasites, le prolongement éventuel des mesures. Elle requiert l'application des modèles hydrologiques, hydrauliques, éventuellement de qualité et de simulation des fonctionnements, pour mettre en évidence des solutions techniques réalistes, aptes à assurer l'amélioration de la qualité sanitaire et métriser à terme l'incidence des projets d'urbanisation.

d/ conception de la nouvelle structure d'assainissement :

La quatrième phase comprend des dispositions de réhabituassions, de restructuration et d'extension.

D'autres dispositions particulières sont à étudier, tels rétentions de pollutions, les traitements spécifiques aux eaux pluviales déversées par le réseau unitaire, les rejets de station d'épuration, l'automation des organes de régulation decertaine installation. Les propositions retenues font l'objet d'un programme hiérarchisé des investissements en regard des critèresd'exploitation.

e/ Conclusion et permanence du processus d'étude :

Dans cette dernière phase, le processus d'étude est à conforter par une gestion informatisée et par une application prototype automatisée de la structure principale du système d'assainissement.

En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement à étudier précisément les fonctionnements et dysfonctionnements, pour concevoir les solutions d'amélioration grâce à la mise en place d'outils de gestion.

II-1-5 Examen préalable des réseaux et des ouvrages :

L'expérience et les problèmes particuliers rencontrés lors d'études de diagnostic permettent de préciser que les principales difficultés sont relatives :

- A l'accessibilité au réseau, aux tampons non apparents, anciens réseaux non visitables ou dalot oubliés, ces derniers pouvant êtresresponsables des intrusions des eaux claires ou pertes de pollution ;
- A la faiblesse du taux de raccordement dans les secteurs anciens équipés de fosses fixes ou autres installationsobsolètes dont la recherche et la mise en conformité peuvent s'avérer difficiles ;
- Aux rejets directs permanents dans le milieu récepteur qui peuvent représenté un pourcentage important des flux épurés déversés par temps sec par la station d'épuration ;

- Aux réseaux de capacité insuffisance, débordement fréquemment avec des mises en chargement cascade, recevant de nouveaux raccordements et des extensions anarchiques qui viennent aggraver une situation déjà limite.

La reconnaissance initiale des réseaux et des ouvrages est à mener, avec l'aide des services d'exploitation, sur l'ensemble des réseaux, de manière à bien connaître le patrimoine, à effectuer un examen exhaustif des ouvrages où se posent des problèmes et où l'assainissement est défaillant. Elle consiste à :

- Coordonner les informations disponibles, exploiter les observations du service d'exploitation complétées par des visites ;
- Contrôler les sites préalablement.

II-2 Etat du système d'évacuation existant de l'agglomération de Hai Coco Plage :

La zone d'étude est actuellement assainie par un réseau d'assainissement du type unitaire. Ce dernier reconnaît des problèmes importants. Dans le but de décrire le fonctionnement actuel de notre zone d'étude le tableau n° **II-1** donne les caractéristiques et l'état du système d'évacuation existant.

Tableau n° II-1 : Caractéristiques et l'état du réseau existant.

Tronçon	Ctam (m)	Ctav (m)	Distance (m)	Diamètre (mm)	Matériau utilisé	Observation
R1-R2	100.38	99.90	123.94	400	B.A	Bon état
R2-R3	99.90	99.94	61.96	400	B.A	Bon état
R3-R5	99.94	99.95	60.51	400	B.A	Bon état
R52-R51	99.37	99.39	15.19	300	B.A	section plaine
R51-R50	99.39	99.38	17.70	300	B.A	section plaine
R50-R49	99.38	99.33	11.66	300	B.A	section plaine
R49-R48	99.33	99.41	13.27	300	B.A	section plaine
R48-R47	99.41	99.37	4.46	300	B.A	section plaine
R47-R20	99.37	99.48	20.25	300	B.A	section plaine
R20-R21	99.48	99.40	37.46	400	B.A	section plaine
R21-R22	99.40	99.53	25.31	400	B.A	section plaine
R22-R23	99.53	99.59	35.44	400	B.A	Bon état
R23-R24	99.59	99.81	35.44	400	B.A	Bon état
R24- R25	99.81	100.05	35.44	400	B.A	Bon état
R25- R27	100.05	100.13	40.5	400	B.A	Bon état
R27- R29	100.13	99.89	25.31	400	B.A	Bon état

Tableau n°II-1:Caractéristiques et l'état du réseau existant.

R29-R30	99.89	99.84	37.46	400	B.A	Bon état
R30-Rejet n°1	99.84	100.00	15.19	400	B.A	Bon état
R53-R54	99.77	99.69	15.31	400	B.A	section plaine
R54-R55	99.69	99.64	15.28	400	B.A	section plaine
R55-R56	99.64	99.54	12.56	400	B.A	section plaine
R56-R57	99.54	99.39	39.43	300	B.A	Bon état
R57-R58	99.39	99.23	35.69	300	B.A	Bon état
R58-R59	99.23	99.34	21.13	300	B.A	Bon état
R59-R60	99.34	99.45	34.39	300	B.A	Bon état
R60-R61	99.45	99.59	33.26	300	B.A	section plaine
R61-R62	99.59	99.73	34.95	400	B.A	section plaine
R62-R63	99.73	99.71	21.15	400	B.A	section plaine
R63-R64	99.71	99.53	17.57	400	B.A	section plaine
R64- R165	99.61	99.55	14.53	400	B.A	section plaine
R165-R31	99.55	99.44	23.07	400	B.A	section plaine
R31-rejn°2	99.44	99.58	15.19	400	B.A	Bon état

Tableau n° II-1:Caractéristiques et l'état du réseau existant.

R152-R150	99.28	99.27	15.61	500	B.A	Bon état
R150-R149	99.27	99.27	18.07	500	B.A	Bon état
R149- R146	99.27	99.06	18.62	500	B.A	Bon état
R146-R145	99.06	99.04	19.36	500	B.A	Bon état
R145-R144	99.04	99.12	17.85	500	B.A	Bon état
R144-R143	99.12	99.19	17.53	500	B.A	section plaine
R143-R102	99.19	99.17	16.51	500	B.A	section plaine
R102-R103	99.17	99.03	11.88	500	B.A	Bon état
R103-R104	99.03	98.93	36.60	500	B.A	section plaine
R104-R105	98.93	99.13	16.98	500	B.A	section plaine
R105-R106	99.13	99.17	32.30	500	B.A	section plaine
R106-R107	99.17	99.28	05.11	500	B.A	Bon état
R107-R108	99.28	99.42	31.02	500	B.A	section plaine
R108-R109	99.42	99.50	33.04	500	B.A	section plaine
R109-R110	99.50	99.33	19.37	500	B.A	section plaine
R110-R111	99.33	98.98	30.04	500	B.A	Bon état
R111-R112	98.98	99.44	28.74	500	B.A	Bon état
R112-Rejn°3	99.44	97.50	10.12	500	B.A	Bon état

Tableau n° II-1 : Caractéristiques et l'état du réseau existant.

R135-R138	98.89	98.83	13.11	300	B.A	Bon état
R138-R139	98.83	98.85	32.08	400	B.A	Bon état
R139-R140	98.85	98.81	16.06	300	B.A	Bon état
R140-R141	98.81	98.79	15.98	300	B.A	section plaine
R141-R142	98.79	98.81	19.40	300	B.A	section plaine
R142-R155	98.81	98.72	19.67	300	B.A	section plaine
R155-R156	98.72	98.59	62.60	300	B.A	section plaine
R156-R157	98.59	98.56	33.87	300	B.A	section plaine
R157-R158	98.56	98.46	33.07	300	B.A	section plaine
R158-R159	98.46	98.55	23.70	300	B.A	section plaine
R159-R162	98.55	98.24	26.67	300	B.A	section plaine
R162-Rej°4	98.24	98.29	18.49	300	B.A	section plaine

II-3 Etat des regards :

La négligence abusive dans le domaine d'entretien et de maintenance et de curage a rendu une grande partie des regards dans le secteur d'étude dans un état non distinguable car ils sont recouverts par les chaussées, et l'accumulation des débris sableux, et des ordures publiques dans les regards non abrités. Le tableau n° II-2 démontre l'état des regards dans notre zone d'étude.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards.

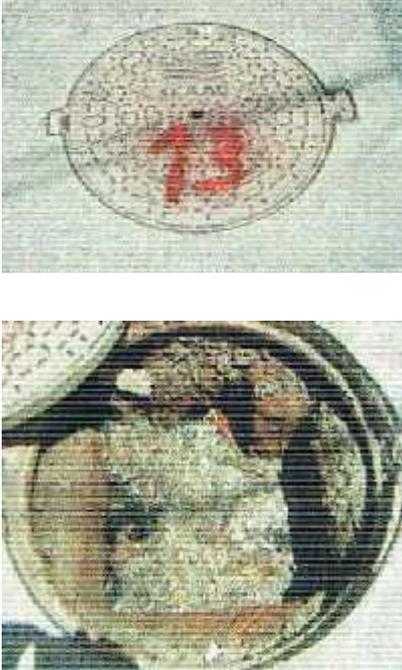
N° de regard	Illustration	Observations
R11		<ul style="list-style-type: none"> - Dépôt important ; - Collecteur presque colmaté.
R13		<ul style="list-style-type: none"> - Regard noyé ; - Regard sous dimensionné.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards.

R23		<ul style="list-style-type: none">- Branchement anarchitique ;- Regard nécessite rénovation.
R25		<ul style="list-style-type: none">- Branchement anarchitique ;- Regard nécessite entretien.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards.

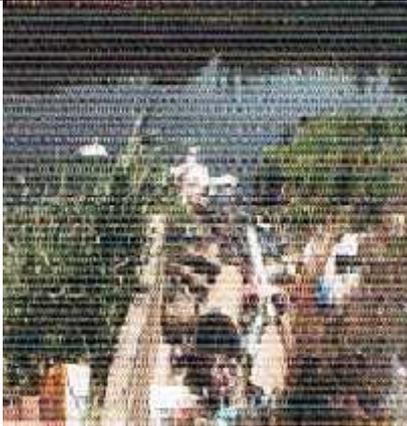
R29		<ul style="list-style-type: none">- Regard déversoir ;- Nécessite curage ;- Présence du branchement non conventionnel.
Rejet N°1		<ul style="list-style-type: none">- Débordement des eaux usées à surface libre.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

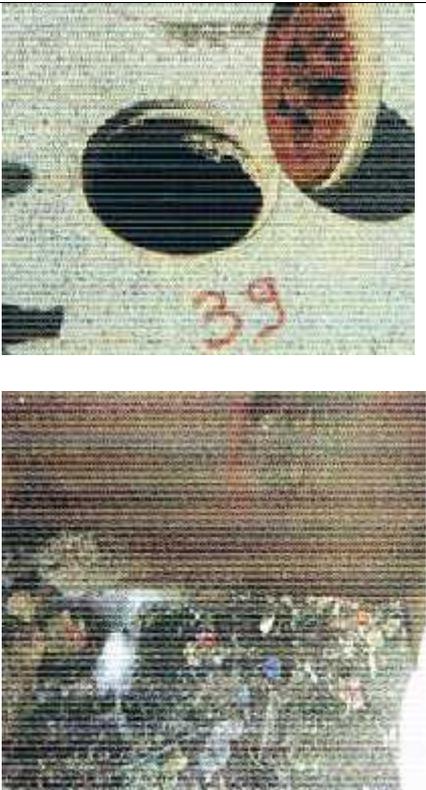
<p>R35</p>		<ul style="list-style-type: none"> - Dépôt important ; - Les collecteurs d'entrée et de sortie sont noyé.
<p>R39</p>		<ul style="list-style-type: none"> - Branchement anaclitique ; - Regard nécessite rénovation.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

R40		<ul style="list-style-type: none">- Branchement anaclitique ;- Regard nécessite rénovation.
R45		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Ecoulement nul.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

R51		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Ecoulement nul.
R52		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Collecteur presque colmaté.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

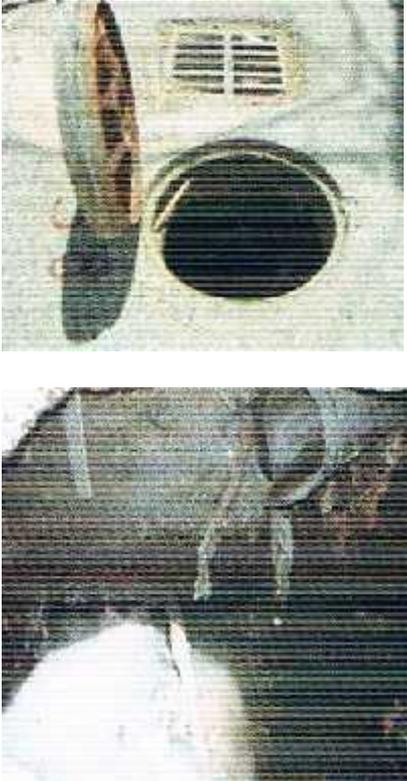
R58		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Collecteur presque colmaté ;- Branchement anaclitiques.
R82		<ul style="list-style-type: none">- Regard détérioré ;- Dépôt important ;- Collecteur presque colmaté.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

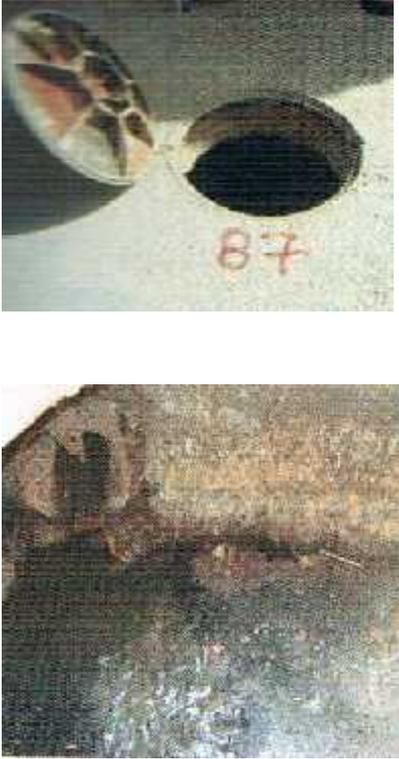
R84		<ul style="list-style-type: none">- Regard détérioré ;- Dépôt important ;- Collecteur presque colmaté.
R87		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Regard détérioré ;- Branchements anaclitiques.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

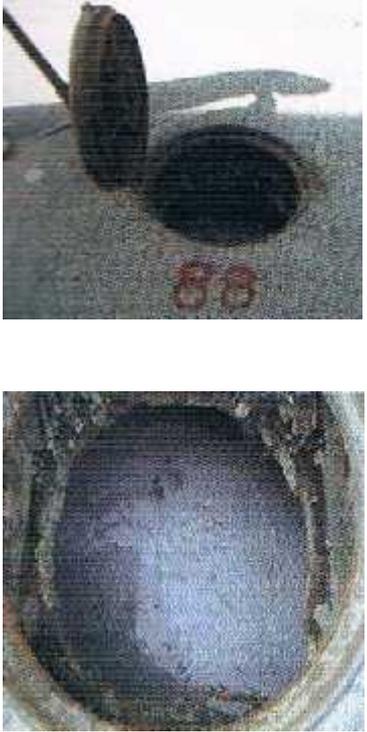
<p>R88</p>		<ul style="list-style-type: none"> - Dépôt important ; - Regard noyé ; - Regard sous dimensionné.
<p>R89</p>		<ul style="list-style-type: none"> - Dépôt important ; - Collecteur presque colmaté ; - Regard détérioré.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

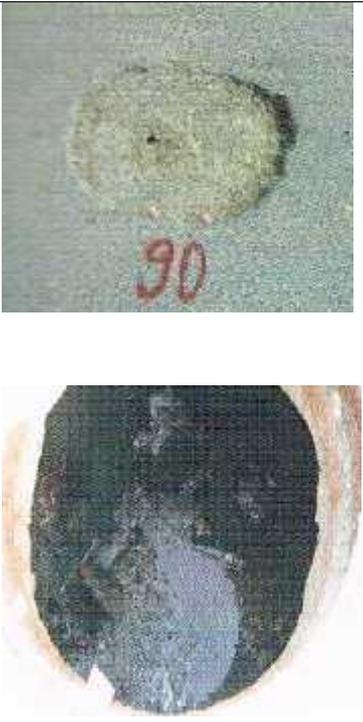
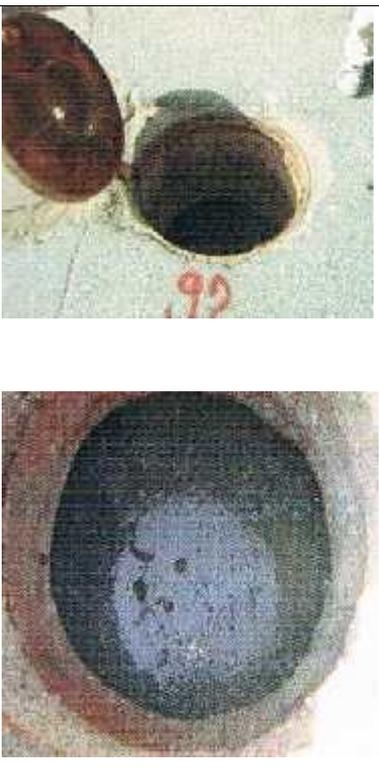
R90		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Regard détérioré.
R92		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Regard noyé.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

R94		<ul style="list-style-type: none">- Tampon soudé ;- Inspection impossible.
R99		<ul style="list-style-type: none">- Tampon soudé ;- Inspection impossible.

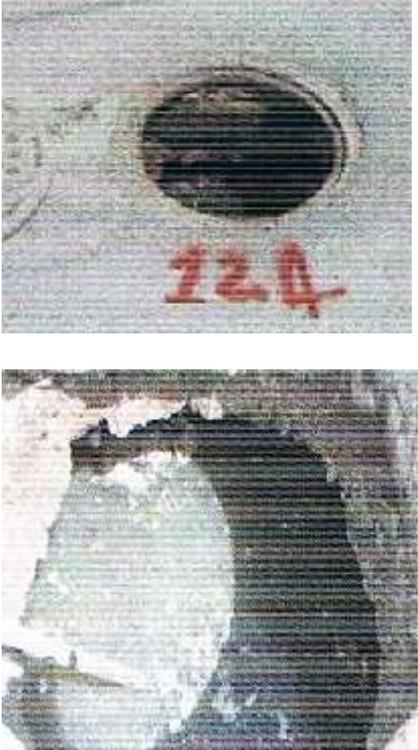
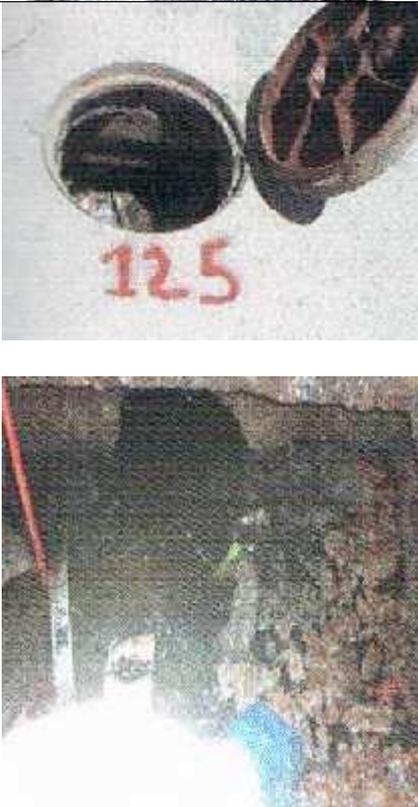
Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

R102		<ul style="list-style-type: none">- Regard nécessite entretien ;- Dépôt important.
R112		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Collecteur presque colmaté.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

R118		<ul style="list-style-type: none">- La dalle détériorée ;- Tampon inexistant.
R123	 	<ul style="list-style-type: none">- Regard noyé.

Tableau n° II-2 : Synthèse du diagnostic des regards

R124		<ul style="list-style-type: none">- Regard noyé.
R125		<ul style="list-style-type: none">- Dépôt important ;- Collecteur presque colmaté.

II-4 Etats des bouches d'égout :

D'après notre visite sur le lieu on a remarqué que les bouches d'égout presque inexistantes, les bouches d'égout existantes sont envasées par la terre et le déchet solide. Cela est dû à l'absence de l'aménagement des trottoirs, ainsi que l'absence totale d'entretien et de travaux de nettoyage.

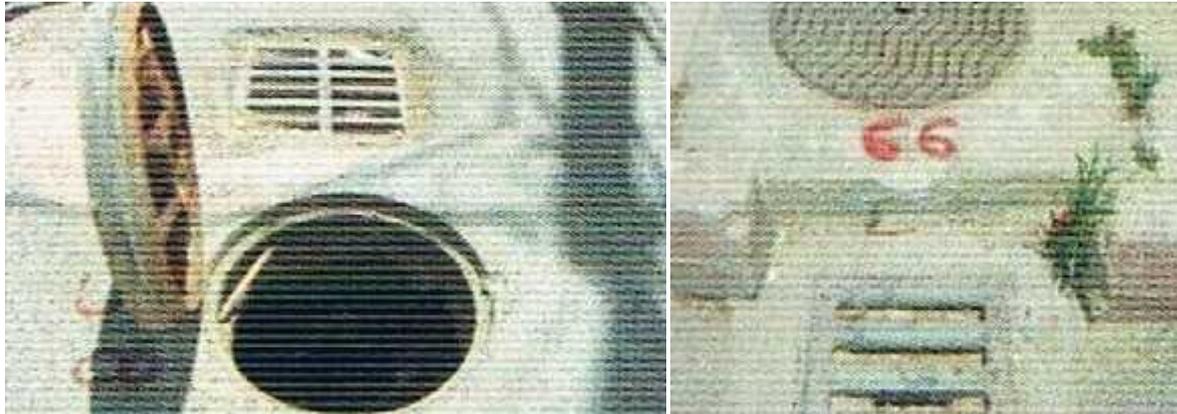


Figure n° II -1: Bouche d'égout envasée.- présence de sable et le déchet solide.



Figure n° II -2 : présence de sable et le déchet solide.

II-5 Poste de relèvement PR67

Hai coco plage commune de BordjeElbahri Wilaya d'Alger contient un poste de relèvement **PR67** située au Sud de la zone d'étude à côté d'OuedElhamiz

Le poste de relèvement **PR67** est caractérisé par :

a) Deux bassins

- **Le 1^{er} bassin** : de longueur=7m et une largeur = 3m et une profondeur=5.5 m
Il contient aussi un dégrieur pour la sécurité des pompes qui sont installées dans le 2^{ème} bassin
- **Le 2^{ème} bassin** : de longueur = 7m et une largeur= 3 m et une profondeur = 6m
ce bassin contient 4 pompes immergées de 840 m³/h et une HMT=15m



Figure n° II -3: le dégrieur. **Figure n° II -4 :** le 1^{er} bassin.



Figure n° II -5: Alimentation électrique des 4 pompes immergées.

b) Table de comande :

Permet la détection des pannes de pompes et la mise en marche et en arrêt et vérification du niveau d'eau dans le bassin.

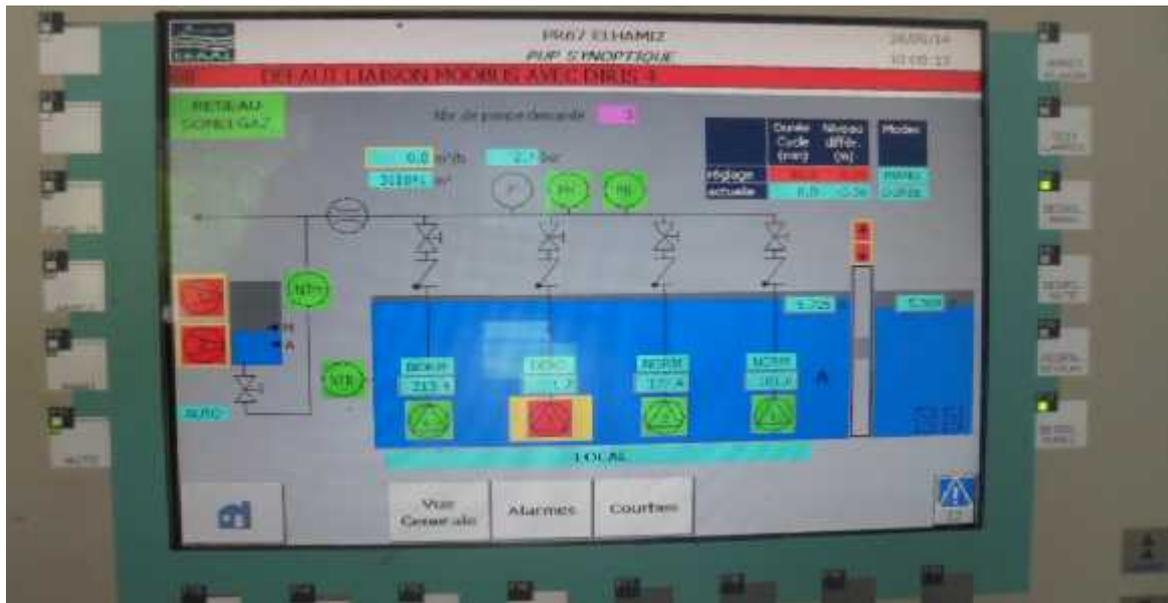


Figure n° II -6: la table de commande

II-6 Rapport de l'expertise :

D'après l'analyse des plans et des pièces graphiques fournies, consolidées par des sorties sur le terrain ; les principales remarques constatées dans le réseau d'assainissement existant de la cité de Hai Coco plage commune de Bordj Elbahri W. Alger sont ;

- Le réseau d'assainissement de cette zone est anarchique réalisé sans étude préalable ;
- Colmatage, absence ou insuffisance des bouches d'égout dans plusieurs endroits ;
- Envasement de certains regards qui atteint parfois la totalité de la section de la conduite ;
- Les pentes sont très faible des vérifications sont à faire ;
- Aucun traitement préalable des eaux usées rejetées dans oued Hamiz ce qui traduit par une pollution d'oued ;
- L'ouvrage de rejet se trouve sur le même niveau que le lit de l'oued, qui a conduit au blocage des eaux rejetées (retour d'eau) suite à l'alluvionnement de cet ouvrage ;
- Certains regards sont enfouis sous le goudron.

Conclusion :

D'après le bon diagnostic fait sur le réseau d'assainissement et ses différents ouvrages annexes de **Hai Coco plage (W. Alger)**, et après le rapport d'expertise mentionné dans ce chapitre, je propose des solutions pour avoir un réseau d'assainissement adéquat :

- Les travaux d'urgence (curage, rénovation des regards, nettoyage des regards.....) ne favorise pas un bon fonctionnement du réseau en question, alors le redimensionnement et la rénovation du réseau d'assainissement et ses ouvrages annexes de Hai coco plage sera la solution la plus fiable.

CHAPITRE III

Etude hydrologique

-Introduction :

L'objectif du dimensionnement d'un réseau d'assainissement adéquat et de protéger la ville contre les inondations, leur conception implique de fait le risque de sous dimensionnement des ouvrages. En effet, comme le dimensionnement de ces derniers est lié directement à la pluviométrie qui comporte un caractère fortement aléatoire, la protection apportée par les ouvrages d'assainissement ne peut être que partielle. Ils doivent donc être conçus en fonction d'un risque donné appelé période de retour de dysfonctionnement.

Le calcul des débits des eaux pluviales lors de l'étude ou le diagnostic d'un réseau d'assainissement est une étape indispensable pour la sécurité et la bonne exploitation du réseau d'assainissement.

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

III-1 Choix de la période de retour :

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

III-2 Les averses :

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée ; dont cette dernière peut varier d'une minute à plusieurs heures.

Les averses sont caractérisées par un grand volume et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace.

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

L'intensité moyenne maximale \bar{It} est exprimée en mm/h, elle est définie par le rapport de la lame d'eau précipitée (**mm**) sur un intervalle de référence Ut .

Soit :

$$\bar{It} = \frac{h}{t} \dots\dots\dots$$

\bar{It} : Intensité moyenne maximale en **mm/h**.

h : Hauteur de pluie tombée pendant la durée **t** en (**mm**).

t : Le temps en (**h**).

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- ❖ Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- ❖ Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- ❖ Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

III-3-1 Analyse des données pluviométriques et le choix du type de loi d'ajustement

III-3-1-1 Analyse des données statiques

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

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de REGHAIA, La station expérimentale de la ville de REGHAIA est prise comme station de référence, son identification de coordonnées Lambert présentées dans le tableau n°III-1.

Tableau n° III-1 : Caractéristiques de la station de Réghaia.

Station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (m)	Nombre d'observations	Période d'observations
Reghaia	020632	557.8	382.25	20	27	1986 à 2012

L'analyse statique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 27 années.

La série pluviométrique maximale journalière est présentée dans le tableau n°III-2.

Tableau n° III-2 : Précipitations maximales journalières (Station de Réghaia).

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	P _{max,j}
1986	37,3	6,9	38,4	36,1	27,2	44	3,5	0	2	17,8	1,2	0	44
1987	24,2	19,7	41,2	14,4	18	8,5	34	15	8,4	20,4	0,7	0	41,2
1988	31,3	1,9	38,5	25,7	8,5	9,1	4,5	10,4	0	0	0,2	0	38,5
1989	7,9	12,5	9,7	6,6	2,9	0	6,3	14,8	9,5	4,6	13,8	0	14,8
1990	0,5	28	16,2	19,3	20	19,7	10,4	15	11,7	7,6	0	0,4	28
1991	40,6	24,4	25,5	3,1	48,8	16,5	17,4	30,4	28,6	10,1	3,7	0	48,8
1992	2,7	42,9	94,8	20,7	14,3	23,2	4	13,4	14,7	0,4	2,1	0	94,8
1993	26,6	15,8	28,3	23	34	16,3	0,3	18,4	2,9	0	0	0	34
1994	14,2	26,9	30,6	28,8	45,2	32,7	27,8	11,2	0	16,2	0	20,4	45,2
1995	12,4	40,8	9,8	22	24,6	21	18	49,2	10,7	50,8	1,2	1,7	50,8
1996	21,9	44	12	4,3	12	8,5	11,9	43,4	6	6,8	2,6	22,2	44
1997	64	15,9	34,1	51	19,6	37,2	22,2	32,6	59,6	6,1	0	0,9	64
1998	5,3	23,8	24,4	26,6	37,5	43,7	22,3	9,1	0,6	4	0	4,6	43,7
1999	23	29,6	40,3	35,9	9	7,3	36,8	8	37,3	1,1	0	0	40,3
2000	5,5	25,2	22,4	14,6	31,5	24,7	0	13,1	3,4	0	0	0	31,5
2001	19,6	13,8	49	21,2	13,8	2,9	11,7	6,6	9,1	0	1,2	8,4	49
2002	11,8	22,5	37,6	30	45,2	25,3	12	32,3	4,4	0	0	0	45,2
2003	23,5	13,5	13	20,7	46,6	20,7	40,6	23,5	77,4	0	0	0	77,4

Tableau n° III-2: Précipitations maximales journalières (Station de Réghaia).

2004	3,1	21	53	52,4	31,6	18,6	16,9	10,2	1,2	0	0	0	53
2005	8	24,6	44	25,3	26,4	27,6	16	1,9	105,3	0,6	0	5,9	105,3
2006	20,5	5,3	10,3	37,1	6	13,8	23,4	24,2	9,8	2,7	5	0	37,1
2007	29,8	36,4	60,8	27,2	5	7	10,8	4,8	25,3	2,4	8,3	0	60,8
2008	12,5	17,1	35,8	31,4	21,6	9,2	16,1	23,3	5,1	0	0	0	35,8
2009	62,3	6	53,2	38,1	28,2	14,3	48,6	23,8	18,8	2,9	2,3	20,9	62,3
2010	9,4	32,5	22,6	24,2	23,1	62,2	30,3	22	32,6	9,4	0	0	62,2
2011	26,4	14	46	19,4	29	52,2	29	42	11,7	0,4	0	55,2	55,2
2012	3	41,2	25,3	13	30,4	26,5	15	26,7	84,3	7,4	0	8,8	84,3

(Source ANRH).

Les caractéristiques empiriques :

- ❖ Moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\bar{P}_{max, j}$:

$$\bar{P}_{max, j} = \frac{\sum_{j=1}^n P_{max, j}}{n}$$

$$\bar{P}_{max, j} = \frac{\sum_{j=1}^n P_{max, j}}{n} = 51,52$$

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

Pour n inférieure à 30 années a :

$$\sigma_{P_{max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (P_{max, j} - \bar{P}_{max, j})^2}{n-1}} \right]$$

$$\sigma_{P_{max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{j=1}^n (P_{max, j} - \bar{P}_{max, j})^2}{n-1}} \right] = 20,31 \text{ mm}$$

- ❖ Le coefficient de variation « C_v » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{max, j}}}{\bar{P}_{max, j}}$$

$$C_v = 0,394$$

Les caractéristiques de la série pluviométrique sont présentées dans le tableau n° III-3.

Tableau n° III-3 : Caractéristique de l'échantillon.

Minimum	14.8
Maximum	105.3
Moyenne	51.52
Ecart- type	20.31
Médiane	45.2
Coefficient de variation (Cv)	0.394

- ❖ L'exposant climatique :
L'exposant climatique il est donné par l'ANRH, pour notre zone $b=0.39$

III-3-2 choix de la loi d'ajustement

Il existe plusieurs lois d'ajustement, parmi eux nous avons deux lois qui sont plus utilisé :

- Loi de GUMBEL
- Loi de GALTON

III-3-2-1 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation

a. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{(x-x_0)}{r}}}$$

F(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de x.

, x_0 : Coefficients d'ajustement.

x_0 : Paramètre de position (mode).

: Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

Par changement de variable $y = \frac{x-x_0}{r}$, la loi de GUMBEL s'écrit

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

$y = \frac{r}{(x-x_0)}$ Variable réduite de GUMBEL.

L'intervalle de variation de x est ; $x \in]- , + [$.

L'équation présent sous la forme : $x = \left(\frac{1}{r}\right) y + x_0$.

Est l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

a) Procédé d'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

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

- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (**moyenne, écart type ...**).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y = -[Ln(-LnF(x))]$$

Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.

- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}}$$

\bar{x} et \bar{y} : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y.

- Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL .la droite de régression ou droite de GUMBEL est :

$$x = \left(\frac{1}{r}\right)y + x_0$$

Les paramètres $\frac{1}{r}$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.

- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance.

Tableau n° III-4 : les pluies maximales journalières à la loi de GUMBEL.

N° D'ordre (m)	P _{max.j} (mm)	$F(x) = \frac{m - 0.5}{n}$	$y = -[Ln(-LnF(x))]$
1	14.8	0.0185	-1.383
2	28	0.0555	-1.061
3	31.5	0.0925	-0.867
4	34	0.1296	-0.714
5	35.8	0.1666	-0.583
6	37.1	0.2037	-0.464
7	38.5	0.2407	-0.353
8	40.3	0.2777	-0.247
9	41.2	0.3148	-0.144
10	43.7	0.3518	-0.043
11	44	0.3888	0.056
12	44	0.4259	0.158
13	45.2	0.4629	0.261
14	45.2	0.5	0.366
15	48.8	0.5370	0.475
16	49	0.5740	0.588
17	50.8	0.6111	0.708
18	53	0.6481	0.835
19	55.2	0.6851	0.972
20	60.8	0.7222	1.122
21	62.2	0.7592	1.289
22	62.3	0.7962	1.478
23	64	0.8333	1.701
24	77.4	0.8703	1.973
25	84.3	0.9074	2.331
26	94.8	0.9444	2.861
27	105.3	0.9814	3.975

- **Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :**

$$\frac{1}{r} = \frac{\sqrt{6}}{f} * t_x = 0.78 * t_x$$

$$\frac{1}{r} = 0,78 \times 19,1 = 15,84; \text{ donc } \frac{1}{r} = 15,84 \text{ mm.}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=27} y_i}{n} = 0,56 \text{ mm}$$

$$x_0 = \bar{x} - \frac{1}{r} \bar{y} \Rightarrow x_0 = 51,52 - 15,84(0,56) = 42,64 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de GUMBEL devient :

$$x = 15.84y + 42.64$$

D'où : $P_{\max,j,p\%} = 15.84y + 42.64$

Le coefficient de corrélation $r = 0.96$

Remarque :

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

La variable réduite est égale à :

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

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max,j,10\%} \Rightarrow p [62 < 78 < 94] = 95\% \text{ (voir tableau n°14)}$$

• Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL :

GUMBEL (Méthode des moments)

Nombre d'observations: 27

Quantiles

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

$T = 1 / (1 - q)$

Tableau n° III-5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)
1000.0	0.9990	152	22.6	107 - 196
200.0	0.9950	126	17.5	91.9 - 161
100.0	0.9900	115	15.3	85.2 - 145
50.0	0.9800	104	13.2	78.4 - 130
20.0	0.9500	89.4	10.3	69.2 - 110
10.0	0.9000	78.0	8.16	62.0 - 94.0
5.0	0.8000	66.1	6.04	54.3 - 78.0

Avec :

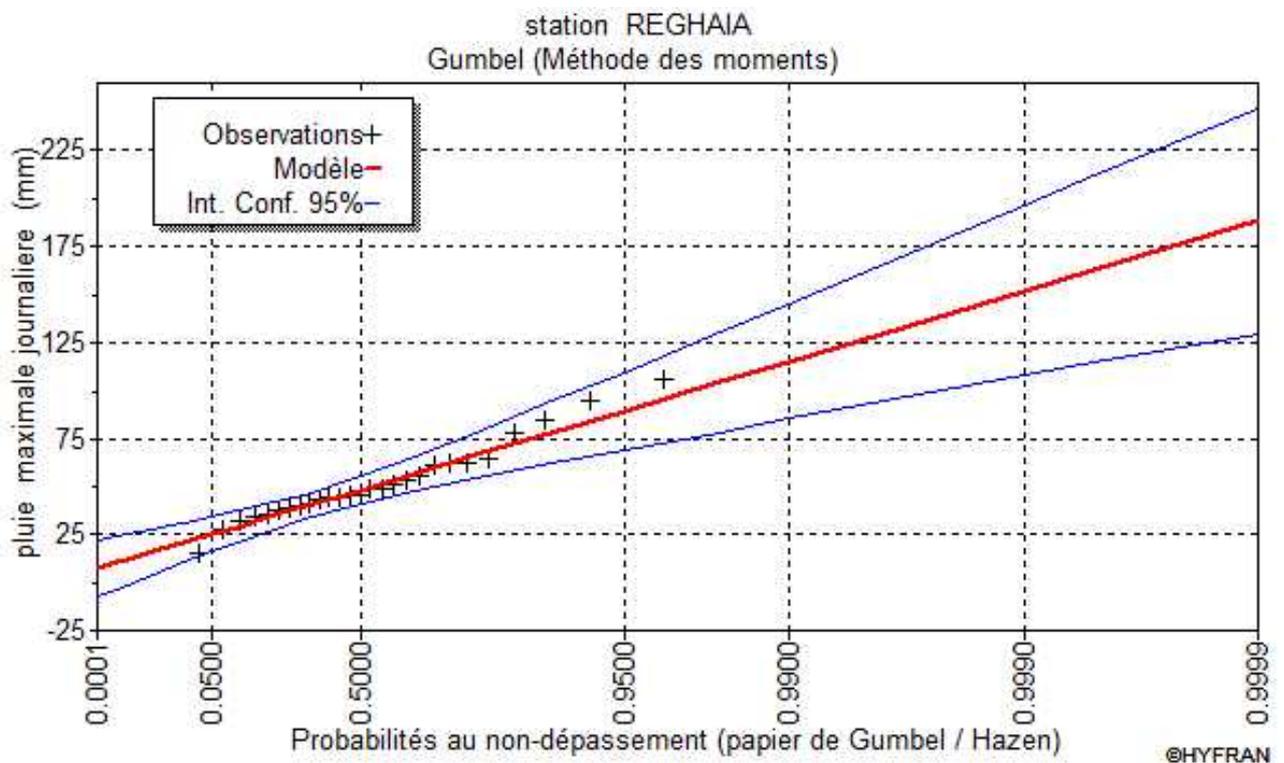
T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière

Tableau n°III-6 : Caractéristiques de l'échantillon.

	Caractéristiques. de l'échantillon
Minimum	14.8
Maximum	105
Moyenne	51.5
Ecart-type	20.3
Médiane	45.2
Coefficient de variation (Cv)	0.394
Coefficient d'asymétrie (Cs)	1.01



- **Figure n° III-1** Graphique d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.

b. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2f}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du$$

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\dagger_{\ln x}}$$

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

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

- **Procédé d'ajustement :**

1- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).

2- Calcul de la fréquence expérimentale.

3- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale \overline{x} et \dagger

4- Calcul des caractéristiques de la série transformée en logarithme $\overline{\ln x}$ et $\dagger_{\ln x}$.

5- Report des valeurs sur papier GAUSSO LOGARITHMIQUE.

6- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + u \cdot \dagger_{\ln x}$

7- Détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par :

$$x_{p\%} = e^{\ln p\%} = e^{\overline{\ln x} + u_{p\%} \cdot \dagger_{\ln x}}$$

- **Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :**

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{N} \Rightarrow \overline{\ln x} = 3.93 \text{ mm}$$

$$\dagger_{\ln x_i} = 0,34 \text{ mm}$$

L'équation totale devient :

$$\ln x = 3.93 + u * 0,34$$

$$u=1.28 \quad P_{\max j, 10\%} = 78.66 \text{ mm.}$$

La droite de Galton est représentée sur le graphe.

L'intervalle de confiance du quantile :

$$P_{\max j, 10\%} \Rightarrow p [63.5 < 80 < 96.5] = 95\% \quad (\text{voir tableau II-4})$$

- **Résultats de l'ajustement par la loi de Galton :**

Log normale (Maximum de vraisemblance)

Nombre d'observations: 27.

Quantiles :

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

$T = 1/(1-q)$

Tableau n° III-7: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.

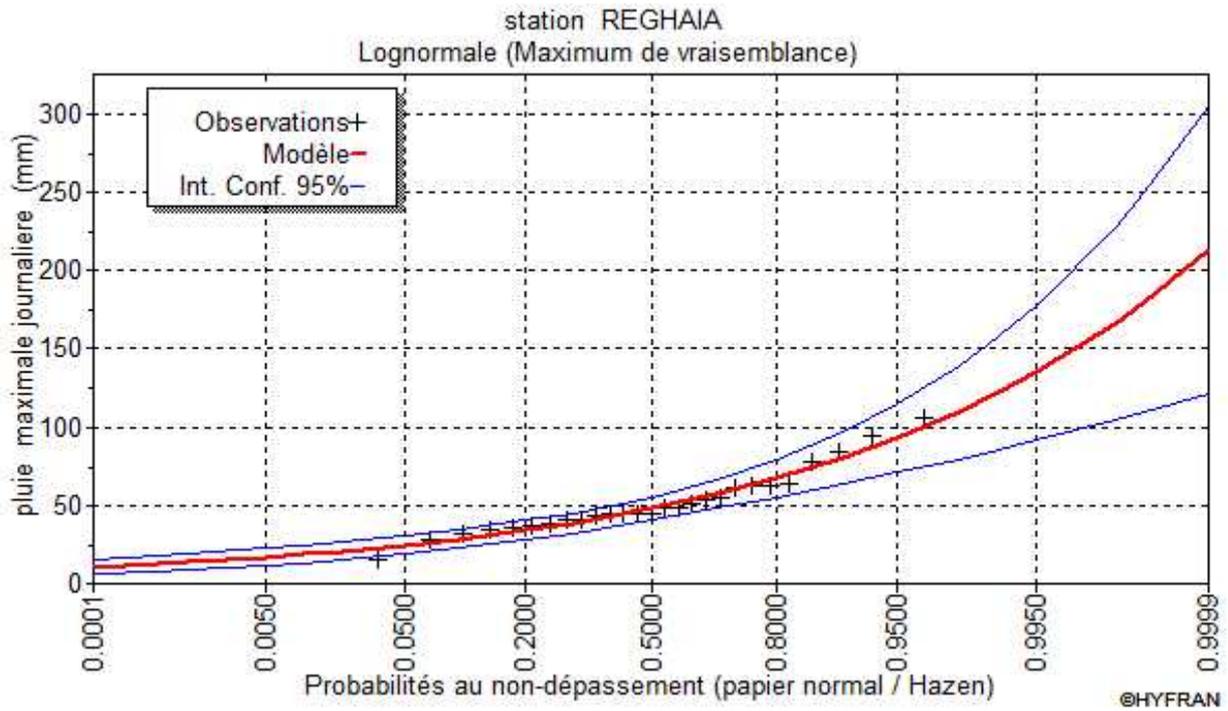
T (ans)	Q	XT (mm)	Ecart-type	INTERVALLE DE CONFIANCE (95%)
1000.0	0.9990	165	31.2	104 – 227
200.0	0.9950	135	21.9	91.6 – 178
100.0	0.9900	122	18.4	85.8 – 158
50.0	0.9800	109	15.1	79.6 – 139
20.0	0.9500	92.6	11.1	70.9 – 114
10.0	0.9000	80.0	8.42	63.5 - 96.5
5.0	0.8000	67.1	6.06	55.2 - 79.0

Avec :

T : période de retour (T=10ans).

Q : probabilité au non dépassement.

XT : précipitation maximale journalière.



- **Figure n° III-2** : Graphique d'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton

III-3-2-2 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI:

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

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

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

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

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

b : exposant climatique de la région ($b=0.45$),

Nous aurons donc :

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

➤ **D'après la loi de GUMBEL :**

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{78}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,39-1} = 52.61 \text{ mm / h}$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 52.61 \text{ mm / h}$$

➤ **D'après la loi de GALTON :**

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = \frac{80}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,39-1} = 53.95 \text{ mm / h}$$

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = 53.95 \text{ mm / h}$$

Conclusion :

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

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

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

$$I = \frac{52.61 * (10000)}{3600} = 146.13 \text{ l / s / ha}$$

$$I = 146.13 \text{ l / s / ha}$$

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

CHAPITRE IV

Calcul de base

Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, les paramètres de base sont les suivant :

- L'estimation du nombre d'habitants à L'horizon 2040.
- Le choix du système de réseau et du schéma.
- Le nombre de sous bassins adoptés.
- Le coefficient de ruissellement correspondant.

IV.1 Situation démographique :

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2013 ($P_0=2600$ hab).

T : taux d'accroissement égale 2,28% pour notre région .

N :écart d'années entre les deux horizons (2013-2040) $N = 27$ ans.

Tableau IV.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul.

Horizon	2013	2030	2040
Estimation	2600	3815	4780

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

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site 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 contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.

IV.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

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

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

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

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

IV.3.1 Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections En charge. On distingue :

a-Système séparatif :

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

b- Système unitaire :

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau

Généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse.D'une partie des eaux dans le milieu naturel.

c- Système mixte :

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.

IV.3.2 Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

IV.3.3 Système composite

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

IV.3.4 Systèmes spéciaux :

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue

d- Système sous pression sur la totalité du parcours :

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

e- Système sous dépression :

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

IV.4 Choix du système d'évacuation :

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

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

Remarque :

En tenant compte de l'aspect économique, la simplicité du système et des conditions locales, nous optons pour le réseau unitaire.

Tableau IV.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.

Systeme	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment). 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des

				anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).
Spéciaux	L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques : <ul style="list-style-type: none"> - topographies spéciales. - liaisons intercommunales. 	<ul style="list-style-type: none"> - utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations. 	<ul style="list-style-type: none"> - coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H₂S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H₂S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'Eau

IV.5 Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

IV.5.1 Schéma perpendiculaire :

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

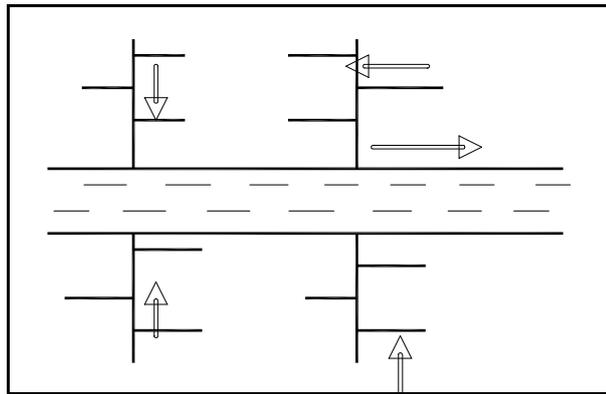


Fig. IV-2 : Schéma perpendiculaire

IV.5.2 Schéma par déplacement latéral :

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

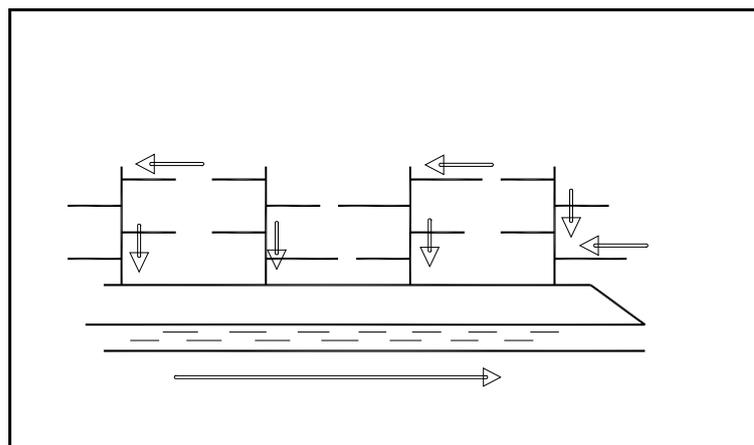


Fig.IV-3 : Schéma par déplacement latéral

IV.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

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

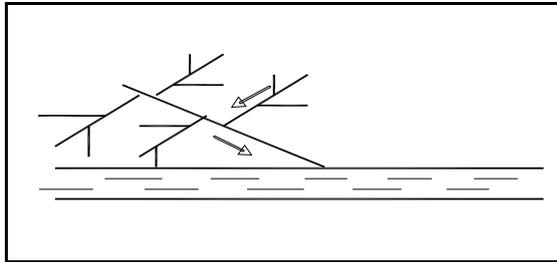


Fig. IV -4 :Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

IV.5.4 Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

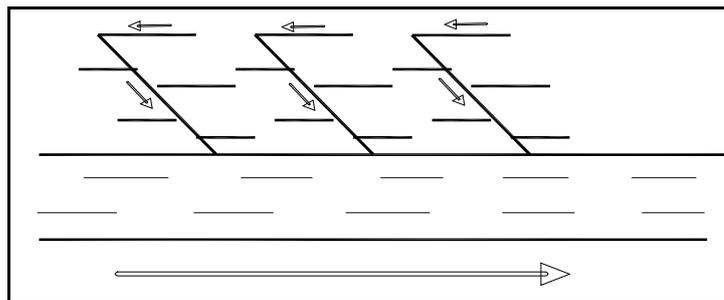


Fig. IV-5 :Schéma à Collecteur Etagé

IV.5.5 Schéma type radial :

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

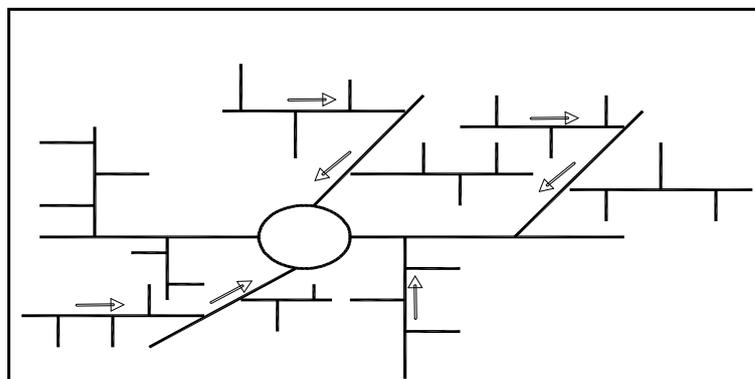


Fig. IV-6 : schéma type radial

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

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

-**Techniques:** Topographiques (Topographie locale, régime des précipitations atmosphériques, nature du terrain, durée de temps sec qui est de l'ordre généralement de 4 heures selon certains chercheurs précèdent le ruissellement, tracé des réseaux de la voirie urbaine, importance de l'imperméabilité des sols, répartitions de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

-Liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir auto épurateur du milieu est limité.

- Economique (dépenses d'investissement et d'entretien, exploitation)

- Urbanisme (répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels)

- Politiques ou sociales (acceptation ou refus de transformer le système à un autre)

- Environnementales.

- Réduction des débits de pointe des eaux pluviales.

- Sensibilité d'une nappe qui exclut l'assainissement autonome.

-De proximité des réseaux voisins et leurs positions en profondeur (conduite d'alimentation en eaux potables, gaz, câbles électrique ou téléphoniques)

IV.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si

« A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

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

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule Environ 20 % de la superficie de cette zone.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :

- ✓ La nature du sol.
- ✓ La pente du terrain.
- ✓ Le mode d'occupation du sol.
- ✓ La densité de la population.
- ✓ La durée de pluie.
- ✓ L'humidité de l'air

IV.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

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

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

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

i : numéro de sous bassin.

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

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

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

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

IV.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :

Tableau IV.4: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :

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

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

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

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

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

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

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

Remarque :

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

Tableau IV-7 : Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	1.72	0.9
2	4	0.85
3	5.53	0.9

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

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

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

IV.8.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{8.53}{11.24} = 0,75$$

C_{rp} = 0,75

IV.8.2 Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A}$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) **A=11.24ha.**

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon **2040 = 4780 hab.**

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau **IV -8.**

Tableau IV-8: nombre d'habitants :

N° : S-B	Surface A (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	1.72	0.9	3.06	510	877
2	4	0.85	2.75	482	1928
3	5.53	0.9	2.71	510	2820

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et donc le choix du système et du schéma d'évacuation à adopter.

Pour notre agglomération, on constate l'existence d'un système unitaire ainsi que des pentes de terrain faibles ou nulles, l'exutoire est proche des points de collecte. tenant compte de ces données, on optera pour un système unitaire avec un schéma radial.

En outre la répartition des habitants par sous bassin (3 sous bassins) nous permettra par la suite de faire un calcul hydraulique adéquat.

CHAPITRE V

Evaluation des débits à évacuer

Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - d'empêcher la submersion des zones urbanisées.
 - d'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- la collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux industrielles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

V-1 Evaluation des débits des eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système séparatif et, dans certains cas, celles des émissaires en système unitaire.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

V-1-1 Nature des eaux usées à évacuer :

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

On distingue:

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.

a- Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.).
- les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

➤ **Qualité des eaux usées :**

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif .leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique,

➤ **Quantité à évacuer :**

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potable et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

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

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

b- Eaux des services publics :

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuer vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. 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

c- Eaux usées industrielles :

Lors de l'évaluation des débits des eaux usées industrielles à prendre en compte pour la détermination du réseau il conviendra de distinguer :

- D'une part, les industries existantes dont l'évaluation des débits doit résulter des mesures.
- Que certaines industries traitent directement leurs effluents permettant ainsi le rejet dans le milieu naturel.

V-1-2 Estimation des débits des eaux usées :

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

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

V-1-3 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 200 l/j hab. (Source A.P.C de Bordj El Bahri).

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetée comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

a- Evaluation du débit moyen journalier :

- **Débits moyens journaliers des eaux usées.**

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

$$Q_{moy.j} = \frac{N.D.K_r}{86400}$$

Avec:

$Q_{moy.j}$: Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) .

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab).

D : Dotation journalière prise égale à 200 l/j hab.

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

- **Débits moyens journaliers des équipements :**

$$Q_{éq} = \frac{dot.nbre.kr}{86400}$$

D'où ;

$$Q_{moy\ tot} = Q_{moy} + Q_{éq}$$

Remarque :

Le seul équipement existant à **Coco plage (W.Alger)** est un équipement regroupant :
Centre de santé, Ecole primaire, stade.

Ainsi, le nombre de consommateurs est comme suite :

Salle de soins : 500 malades.

Ecole primaire : 800 élèves.

Le stade ne contient pas de douches.

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, donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj}$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe.

$Q_{moy.j}$: Débit moyen journalier.

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy,j}}} \text{ Si } Q_{moy,j} \geq 2,81 / \text{s}$$

$$K_p = 3 \text{ si } Q_{moy,j} < 2,81 / \text{s}$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier.

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau n° **IV-1** et le tableau n° **IV.2** .

Tableau V-1: Evaluation des débits des eaux usées des équipements pour chaque sous bassin :

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	Surfaces, usagers	Dotation l/j.h ou l/j.m2	Qmoy (l/j)	Q moyéqui usée (l/s)	k _p	Qequi pointe (l/s)	Qequi total (m ³ /s)	Qequi total (m ³ /s)
I	Centre de santé	malades	180	10	1800	0.02	3	0.06	0.0006	0.0006
II	Ecole primaire	Elève	700	50	35000	0.4	3	1.2	0.0012	0.0012
	stade	Joueurs et supporteur	/	/	/	/	/	/	/	/
III	Ne contiens pas d'équipement	/	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau V-2: Détermination des débits de pointe d'eaux usées :

N° de SB	Aire (ha)	Nombre D'habitant	Q _{moy,j} (l/s)	K _p	Q _{pte,usé} (l/s)	Q _{pte,équip} (m ³ /s)	Q _{pte,usé} (m ³ /s)
I	1.72	877	1.62	3	7.776	0.0006	0.0083
II	4	1928	3.57	2.56	14.238	0.0012	0.0154
III	5.53	2820	5.22	2.38	18.854	0	0.0188
Somme	11.25	5625	10.41		40.868	0.0018	0.0425

V-2 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Différentes méthodes sont utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Dans notre travail nous considérons les deux les plus utilisées.

V-2-1 Méthode rationnelle :

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

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

$$Q = r . Cr . i . A$$

Avec:

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

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

Cr : coefficient de ruissellement.

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

r : 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 :

Les hypothèses de base sont les suivantes :

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

b- Validité De La Méthode Rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

c- Temps de concentration :

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

t_1 , t_2 et t_3 tels que :

- $t_1 = \frac{1}{60 \cdot v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L}{11 \sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.
 - Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
 - Le bassin comporte un parcours superficiel, puis une canalisation: $t_c = t_1 + t_3$.
 - Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Où :

l : Longueur de la conduite (m).

L : Cheminement hydraulique le plus long.

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

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

Remarque : Suivant la configuration de chaque sous bassin on évaluera le temps de concentration qui lui corresponde.

V-2-2 Méthode superficielle :

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de **M. Caquot**.

Les études les plus récentes, Confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression.

La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q(F) = K^{1/u} . I^{v/u} . C^{1/u} . A^{w/u}$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de **a (F)** et (ou) de **b (F)** qui sont eux-mêmes.

Les paramètres de la relation.

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

Où **i (t, F)** est l'intensité maximale de la pluie de durée **t**, de fréquence de dépassement **F**, **i** est exprimé en millimètres par minute et **t** en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

Q (F) est le débit de fréquence de dépassement F exprimé en mètres cubes par seconde

I : est la pente moyenne du bassin versant (en mètres par mètre).

Cr : est le coefficient de ruissellement

A : est la superficie du bassin versant (en hectares).

K : est un coefficient d'expression

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

U : est un coefficient d'expression

$$U = 1 + 0.287b(F)$$

V : est un coefficient d'expression

$$V = -0.41b(F)$$

W : est un coefficient d'expression

$$W = 0.95 + 0.507b(F)$$

Cette formule est valable pour des bassins versants d'allongement moyen « M= 2 »

a- Evaluation de la pente :

Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs «L_K» de pente sensiblement constante « I_K », 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

$$I = \left(\frac{L}{\frac{L_K}{\sqrt{I_K}}} \right)^2$$

b- Evaluation du coefficient de ruissellement :

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

$$C = A' / A \text{ avec } C \approx 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule environ 20% de la superficie de cette zone.

c- Evaluation de l'allongement d'un bassin et évaluation du coefficient correcteur :

L'allongement « M » est défini comme étant le rapport du plus long cheminement hydraulique « L » au côté du carré de surface équivalente à la superficie du bassin

Considéré, son expression est la suivante :

$$M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0,8$$

Lorsqu'il apparaîtra utile de rechercher une grande approximation dans l'évaluation des débits, par exemple en vue de déterminer les caractéristiques d'un ouvrage important ou lorsqu'on aura affaire à un bassin de forme très ramassée ou au contraire de forme très allongée, on pourra, après avoir déterminé l'allongement « M » correspondant, corriger le débit calculé en le multipliant par un coefficient d'influence « ni » traduisant quantitativement le fait que, pour

Une même surface « A », le débit varie à l'inverse de l'allongement « M » dudit bassin.

d- Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.

La formule superficielle développée ci avant est valable pour un bassin de caractéristiques physiques homogènes. L'application du modèle à un groupement de sous bassins hétérogènes de paramètres individuels A_j , C_j , I_j , L_j (longueur du drain principal), Q_{pj} (débit de pointe du bassin considéré seul), nécessite l'emploi de formules d'équivalence pour les paramètres « A, C, I et M » du groupement.

Ces formules qui diffèrent selon que les bassins constituant le groupement sont en « série » ou en « parallèle » sont exprimées ci-après :

Si l'évaluation des paramètres d'équivalence d'un groupement de bassins ne pose pas de problème dans le principe, il n'en va pas de même pour le calcul de l'allongement de bassins en « parallèle ». En respectant la hiérarchie des débits maximum pour un groupement de bassins en « parallèle » sur un exutoire commun (bassins de surface A_1, A_2, \dots de plus longs parcours en temps d'écoulement L_1, L_2, \dots et de débits de pointe individuels Q_{p1}, Q_{p2}, \dots).

On calculera l'allongement équivalent dudit groupement en prenant pour longueur équivalente du plus long parcours celle du bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel L (Q_{pjmax}).

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

Paramètres Equivalentes	A_{eq}	C_{eq}	I_{eq}	M_{eq}
Bassins En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left(\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
Bassins En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N C_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left(\frac{L(Q_{pjMAX})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

I_i : pente du tronçon i ;

Q_i : débit du tronçon i ;

N : nombre des tronçons

e- Validité des formules :

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour d'insuffisance choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

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

V-3 Choix de la méthode :

L'agglomération de **Hai coco plage** (W. Alger) est de faible superficie ; donc, on choisie la méthode rationnelle. Pour cela ; il faut bien limiter les surfaces à drainer de telle façon à avoir une bonne détermination du coefficient de ruissellement.

V-4 : Application de la méthode rationnelle pour l'agglomération de Hai coco plage :

V-4-1 : Temps de concentration :

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

Le temps de concentration T_C est donné par :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3$$

- $t_1 = \frac{1}{60 \cdot v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites.
- t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement on l'estime compris entre 2 et 20 minutes.
- $t_3 = \frac{L}{11 \sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation. Ou :
 - l : Longueur de la conduite (m).
 - L : Cheminement hydraulique le plus long.
 - V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite. (m/s).
 - I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

Afin de simplifier l'application de la méthode, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 10 mn.

V-4-2 Coefficient de correction (MINORATEUR) :

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

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

$$\Gamma = 1 - 0,006 \sqrt{d/2}$$

-Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\Gamma = 1 - 0,005 \sqrt{d/2}$$

d: distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Remarque :

Nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de pluie. Vu que la surface de l'agglomération est faible, les valeurs du coefficient réducteur s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal à 1.

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

N° du S.B	Ai (ha)	Cri	Coeff correcteur	Intmoy (l/s ha)	Qplu (l/s)	Qplu (m ³ /s)
I	1.72	0.9	1	146.13	226.20	0.226
II	4	0.85	1	146.13	496.84	0.496
III	5.53	0.9	1	146.13	727.28	0.727

Signification des colonnes :

Ai : surface de sous bassin (ha) ;

Cri : coefficient de ruissellement ;

: coefficient correcteur

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé les débits de rejet de cette agglomération de différentes natures domestique , d'équipement et pluviale tout en partageant notre agglomération en trois sous bassins dont chacun a un coefficient de ruissellement déterminé.

CHAPITRE VI

Calcul hydraulique

Introduction :

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

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

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

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

VI. 1 -Conception du réseau d'assainissement :

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

- Les collecteurs sont définis par leur :
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Diamètres (intérieur et extérieur).
 - Pente.
 - Leur joint et confection.
- Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.
 - Emplacement (en plan).
 - Profondeur.
 - Côtes.

VI. 2 – Dimensionnement du réseau d'assainissement :**VI.2.1 -Conditions d'écoulement et de dimensionnement :**

L'écoulement en assainissement doit être gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement a décanté. Pour empêcher ce phénomène il faut avoir une vitesse d'écoulement qui satisfait les conditions suivantes :

- une vitesse minimale de 0.6m /s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- une vitesse de 0.3m / s pour le (1/100) de ce même débit.
- Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduisons à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m / s.

VI.2.2 – Formules d'écoulement :

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

Formule de CHEZY

$$V = C \sqrt{R_h \cdot I} \dots\dots\dots (V-1)$$

Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{u}{\sqrt{Rh}}} \dots\dots\dots (V-2)$$

Si on prend le coefficient de «BAZIN» égal à 0.46 de telle sorte que «C» peut être représenté approximativement par l'expression

$$C = 60 Rh^{1/4}$$

Ce qui conduit à la formule :

$$V = 60 I^{1/2} Rh^{3/4}$$

Le procédé de calcul se fait comme suit :

Avec la pente et le débit ; on tire de l'abaque le diamètre normalisé, le débit à

Plaine section et la vitesse à pleine section. Ensuite, on calcule les rapports donnant les paramètres hydrauliques :

- $R_Q = Q/Q_{PS}$ (rapport des débits) ;
- $R_V = V/V_{PS}$ (rapport des vitesses) ;
- $R_h = h/D$ (rapport des hauteurs) ;

Dans notre étude, le système unitaire est le système choisi pour l'agglomération

Considérée, donc la vitesse minimale à respecter est de **0,6m/s** pour qu'il n'y ait

Pas de dépôt de sable (auto curage) et ceci pour le dixième du débit à pleine section

Ou de **0,3m/s** pour le centième du débit maximum, en conséquence, le diamètre doit répondre nécessairement à ces conditions.

VI.2.3 – mode de calcul :

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

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

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

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

Avant tout on définit les paramètres suivants :

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

$$Q = V.S \quad \dots\dots\dots (V-3)$$

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

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad \dots\dots\dots (V-4)$$

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s .S.R_h^{2/3} .\sqrt{I} \quad \dots\dots\dots (V-5)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{3/8} \quad \dots\dots\dots (V-6)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{f * (D_{nor})^2}{4} \quad \dots\dots\dots (V-7)$$

- $R_h = -11,423 * Rq^6 + 40,641 * Rq^5 - 55,497 * Rq^4 + 37,115 * Rq^3 - 12,857 * Rq^2 + 2,8373 * Rq + 0,0359$
- $R_v = -25,63 * Rq^6 + 93,647 * Rq^5 - 134,25 * Rq^4 + 95,24 * Rq^3 - 35,151 * Rq^2 + 7,0395 * Rq + 0,2263$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v * V_{ps}$$

$$R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h * D_{nor}$$

$$R_{v,min} = V_{min} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{min} = R_{v,min} * V_{ps}$$

$$R_{hmin} = H_{min} / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H_{min} = R_{hmin} * D_{nor}$$

Pour la vérification de la vitesse d'auto curage on a deux conditions à vérifier:

Condition 1: Vitesse d'écoulement ($V > 1.00\text{m / s}$)

Condition 2:

$$* V_{\min} > 0.60\text{m / s} \quad \text{pour} \quad (Q_{\text{PS}} / 10) \approx Q_{\min}$$

$$* V_{\min} > 0.30\text{m / s} \quad \text{pour} \quad (Q_{\text{PS}} / 100) \approx Q_{\min}$$

Les résultats du calcul hydraulique sont représentés dans les tableaux **VI.1, VI.2, VI.3, VI.4, VI.5, VI.6, VI.7** .

Tableau VI-1 : Collecteur principal n°1 :

Tronçon	Ctam (m)	Ctav (m)	Cram (m)	Crav (m)	L (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Remarque
R1 – R2	0,99	0,99	-0,14	-0,33	25	0,0076	0,0125	0,00064	0,01314	135,34	300	1,55	0,110	0,12	0,01	0,663	0,25	0,23	0,06	1,028	0,388	0,070	0,017	Autocura ge vérifie
R2 – R3	0,99	0,98	-0,33	-0,6	35	0,0077	0,025	0,00128	0,02628	175,03	300	1,56	0,11	0,24	0,01	0,824	0,31	0,33	0,08	1,288	0,483	0,099	0,023	Autocura ge vérifie
R3 – R4	0,98	0,98	-0,6	-0,77	22	0,0077	0,075	0,00384	0,07884	264,17	300	1,56	0,11	0,71	0,03	1,080	0,47	0,62	0,13	1,689	0,735	0,187	0,038	Autocura ge vérifie
R4 – R5	0,98	0,98	-0,77	-1,05	37	0,0076	0,1125	0,00576	0,11826	308,76	400	1,87	0,24	0,50	0,02	1,002	0,41	0,50	0,11	1,878	0,771	0,200	0,043	Autocura ge vérifie
R5 – R6	0,98	0,98	-1,05	-1,34	37	0,0078	0,1625	0,00832	0,17082	352,09	400	1,91	0,24	0,71	0,03	1,080	0,47	0,62	0,13	2,060	0,896	0,249	0,051	Autocura ge vérifie
R6 – R7	0,98	0,98	-1,34	-1,46	16	0,0075	0,2	0,01024	0,21024	383,76	400	1,87	0,23	0,90	0,04	1,138	0,51	0,74	0,14	2,124	0,950	0,294	0,056	Autocura ge vérifie
R7 - R20	0,98	0,98	-1,46	-1,53	9	0,0078	0,2377	0,01188	0,24958	406,47	500	2,20	0,43	0,58	0,03	1,040	0,43	0,54	0,11	2,293	0,948	0,270	0,057	Auto- cura ge
R20 – R22	0,98	0,98	-1,53	-1,61	10	0,0080	0,2631	0,01266	0,27576	419,74	500	2,24	0,44	0,63	0,03	1,057	0,44	0,57	0,12	2,364	0,980	0,285	0,058	Autocura ge vérifie
R22 – R23	0,98	0,98	-1,61	-1,97	47	0,0077	0,2758	0,01266	0,28846	430,39	500	2,19	0,43	0,67	0,03	1,068	0,44	0,60	0,12	2,338	0,967	0,298	0,059	Autocura ge vérifie
R23 – R25	0,98	0,98	-1,97	-2,25	37	0,0076	0,3008	0,01344	0,31424	445,43	500	2,17	0,43	0,74	0,03	1,088	0,45	0,64	0,12	2,366	0,986	0,318	0,060	Autocura ge vérifie
R25 - R53	0,98	0,99	-2,25	-2,56	40	0,0077	0,6633	0,02383	0,68713	594,65	600	2,49	0,70	0,98	0,03	1,140	0,47	0,79	0,13	2,834	1,158	0,474	0,075	Autocura ge vérifie
R53 - R54	0,99	0,99	-2,56	-2,87	40	0,0078	0,6758	0,02422	0,70002	598,81	600	2,49	0,70	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	1,719	1,719	0,152	0,152	Autocura ge vérifie
R54 – R60	0,99	0,99	-2,87	-3,12	33	0,0076	0,6883	0,02461	0,71291	605,49	800	2,98	1,50	0,48	0,02	0,986	0,35	0,49	0,09	2,934	1,048	0,389	0,073	Autocura ge vérifie
R60 - R 70	0,99	0,99	-3,12	-3,5	40	0,0095	1,0333	0,03361	1,06691	675,05	800	3,33	1,67	0,64	0,02	1,059	0,38	0,57	0,10	3,531	1,268	0,460	0,079	Auto- cura ge
R70 – R71	0,99	0,99	-3,5	-3,81	40	0,0077	1,0448	0,3391	1,3839	773,19	800	3,01	1,51	0,91	0,22	1,139	0,81	0,75	0,32	3,430	2,434	0,597	0,255	Autocura ge vérifie
R71 – R72	0,99	1	-3,81	-4,01	26	0,0077	1,0563	0,3421	1,3984	777,30	800	3,00	1,51	0,93	0,23	1,139	0,81	0,75	0,32	3,418	2,435	0,603	0,257	Autocura ge vérifie
R72 – R124	1	0,99	-4,01	-4,31	38	0,0079	1,4278	0,04381	1,47161	788,47	800	3,04	1,53	0,96	0,03	1,140	0,44	0,78	0,12	3,463	1,329	0,623	0,093	Autocura ge vérifie

Tableau VI-2 : Collecteur principal n°2

Troncon	C _{tam} (m)	C _{tav} (m)	C _{r_{am}} (m)	C _{r_{av}} (m)	L (m)	I (m/m)	Q _{pl} (m ³ /s)	Q _{eu} (m ³ /s)	Q _t (m ³ /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 (m)	H _{min} (m)	Remarque
R26 – R27	0,99	0,99	-0,56	-0,86	39	0,0077	0,0125	0,00039	0,01289	134,07	300	1,56	0,110	0,12	0,00	0,659	0,22	0,23	0,04	1,027	0,349	0,069	0,013	Autocura ge vérifie
R27 – R28	0,99	0,98	-0,86	-1,17	39	0,0079	0,0625	0,00195	0,06445	243,65	300	1,59	0,11	0,58	0,02	1,039	0,36	0,54	0,09	1,648	0,571	0,162	0,028	Autocura ge vérifie
R28 – R29	0,99	0,98	-1,16	-1,33	21	0,0081	0,2125	0,00663	0,21913	384,22	400	1,94	0,24	0,90	0,03	1,139	0,43	0,74	0,11	2,207	0,831	0,295	0,045	Autocura ge vérifie
R29– R30	0,99	0,98	-1,32	-1,62	37	0,0081	0,2375	0,00741	0,24491	400,47	500	2,25	0,44	0,55	0,02	1,030	0,35	0,53	0,09	2,319	0,799	0,264	0,046	Autocura ge vérifie
R30 – R31	0,99	0,98	-1,61	-1,81	31	0,0065	0,25	0,0078	0,2578	426,12	500	2,01	0,39	0,65	0,02	1,064	0,38	0,59	0,10	2,136	0,760	0,293	0,049	Autocura ge vérifie
R31 – R32	0,99	0,98	-1,8	-2,09	30	0,0097	0,3	0,00936	0,30936	422,96	500	2,46	0,48	0,64	0,02	1,061	0,38	0,58	0,10	2,607	0,923	0,289	0,049	Autocura ge vérifie
R32- R25	0,99	0,98	-2,08	-2,25	21	0,0081	0,35	0,01	0,36	462,84	500	2,25	0,441	0,82	0,02	1,119	0,40	0,69	0,10	2,516	0,898	0,343	0,052	Autocura ge vérifie

Tableau VI-3 : Collecteur principal n°3

Troncon	C _{tam} (m)	C _{tav} (m)	C _{r_{am}} (m)	C _{r_{av}} (m)	L (m)	I (m/m)	Q _{pl} (m ³ /s)	Q _{eu} (m ³ /s)	Q _t (m ³ /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 (m)	H _{min} (m)	Remarque
R69 – R68	0,99	0,99	-0,02	-0,18	20	0,0080	0,0115	0,0003	0,0118	128,75	300	1,59	0,112	0,10	0,00	0,641	0,21	0,22	0,04	1,020	0,340	0,066	0,011	Autocura ge vérifie
R68 – R67	0,99	0,99	-0,18	-0,48	35	0,0086	0,023	0,0006	0,0236	164,82	300	1,65	0,12	0,20	0,01	0,782	0,24	0,30	0,05	1,287	0,399	0,091	0,015	Autocura ge vérifie
R67 – R66	0,99	0,99	-0,48	-0,81	39	0,0085	0,069	0,0018	0,0708	249,45	300	1,64	0,12	0,61	0,02	1,052	0,34	0,56	0,09	1,722	0,564	0,168	0,027	Autocura ge vérifie
R66 – R65	0,99	0,99	-0,81	-0,99	21	0,0086	0,0805	0,0021	0,0826	263,65	300	1,65	0,12	0,71	0,02	1,079	0,37	0,62	0,09	1,777	0,601	0,186	0,028	Autocura ge vérifie
R65 – R64	0,99	0,99	-0,99	-1,28	34	0,0085	0,1265	0,0033	0,1298	312,64	400	1,99	0,25	0,52	0,01	1,012	0,32	0,51	0,08	2,013	0,645	0,204	0,033	Autocura ge vérifie
R64 – R63	0,99	0,99	-1,28	-1,62	40	0,0085	0,1725	0,0045	0,177	351,43	400	1,99	0,25	0,71	0,02	1,079	0,36	0,62	0,09	2,143	0,725	0,248	0,038	Autocura ge vérifie
R63 – R62	0,99	0,99	-1,62	-1,96	40	0,0085	0,23	0,006	0,236	391,46	400	1,99	0,25	0,95	0,02	1,139	0,41	0,77	0,11	2,263	0,812	0,306	0,043	Autocura ge vérifie
R62 – R60	0,99	0,99	-1,96	-2,13	19	0,0089	0,2875	0,0075	0,295	421,56	500	2,36	0,46	0,64	0,02	1,059	0,35	0,57	0,09	2,504	0,827	0,287	0,045	Autocura ge vérifie

Tableau VI-4: Collecteur principal n°4

Tronçon	C _{tam} (m)	C _{tav} (m)	C _{r_{am}} (m)	C _{r_{av}} (m)	L (m)	I (m/m)	Q _{pl} (m ³ /s)	Q _{eu} (m ³ /s)	Q _t (m ³ /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 (m)	H _{min} (m)	Remarque
R73 – R74	0,99	0,99	-1,53	-1,76	26	0,0131	0,0115	0,0003	0,0118	126,34	300	1,67	0,118	0,10	0,00	0,634	0,21	0,21	0,04	1,060	0,354	0,064	0,011	Autocura ge vérifie
R74 – R75	0,99	0,99	-1,76	-1,91	16	0,0169	0,046	0,0012	0,0472	210,18	300	1,72	0,12	0,39	0,01	0,930	0,29	0,43	0,07	1,602	0,504	0,130	0,022	Autocura ge vérifie
R75 – R76	0,99	0,99	-1,91	-2,23	36	0,0150	0,0725	0,0018	0,0743	251,67	300	1,68	0,12	0,63	0,02	1,057	0,34	0,57	0,09	1,772	0,573	0,171	0,026	Autocura ge vérifie
R76 – R77	0,99	0,99	-2,23	-2,57	37	0,0097	0,0955	0,0024	0,0979	277,36	300	1,70	0,12	0,81	0,02	1,118	0,38	0,68	0,10	1,905	0,647	0,205	0,030	Autocura ge vérifie
R77 – R78	0,99	0,99	-2,57	-2,78	24	0,0200	0,1645	0,0042	0,1687	343,29	400	2,02	0,25	0,67	0,02	1,067	0,35	0,59	0,09	2,150	0,712	0,237	0,037	Autocura ge vérifie
R78 – R79	0,99	0,99	-2,78	-3,11	36	0,0031	0,222	0,0057	0,2277	380,81	400	2,06	0,26	0,88	0,02	1,136	0,39	0,72	0,10	2,344	0,814	0,290	0,041	Autocura ge vérifie
R79 – R80	0,99	0,99	-3,11	-3,44	37	0,0051	0,291	0,0075	0,2985	423,68	500	2,36	0,46	0,64	0,02	1,061	0,35	0,58	0,09	2,506	0,826	0,290	0,045	Autocura ge vérifie
R80 – R81	0,99	1	-3,44	-3,77	37	0,0054	0,3255	0,0084	0,3339	441,86	500	2,36	0,46	0,72	0,02	1,082	0,37	0,63	0,10	2,556	0,863	0,313	0,048	Autocura ge vérifie
R81 – R72	1	1	-3,77	-4,01	26	0,0131	0,3485	0,009	0,0118	450,41	500	2,40	0,47	0,76	0,02	1,096	0,37	0,65	0,10	2,632	0,896	0,325	0,049	Autocura ge vérifie

Tableau VI-5 :Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 1 :

Troncon	Ctam (m)	Ctav (m)	Cram (m)	Crav (m)	L (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Remarque
R08-R09	0,99	0,98	-0,11	-0,32	50	0,0042	0,0125	0,00064	0,01314	151,26	300	1,15	0,081	0,16	0,01	0,723	0,27	0,27	0,06	0,833	0,314	0,081	0,019	Autocura ge vérifie
R10-R09	0,99	0,98	-0,11	-0,32	24	0,0088	0,0125	0,00064	0,01314	131,81	300	1,66	0,12	0,11	0,01	0,651	0,25	0,23	0,05	1,083	0,409	0,068	0,016	Autocura ge vérifie
R09-R03	0,98	0,98	-0,32	-0,6	39	0,0072	0,0375	0,00192	0,03942	206,53	300	1,51	0,11	0,37	0,02	0,920	0,36	0,42	0,09	1,387	0,550	0,126	0,028	Autocura ge vérifie
R11-R12	0,98	0,99	-0,32	-0,51	40	0,0048	0,0125	0,00064	0,01314	147,81	300	1,23	0,09	0,15	0,01	0,709	0,27	0,26	0,06	0,869	0,327	0,079	0,019	Autocura ge vérifie
R12-R04	0,99	0,98	-0,51	-0,77	42	0,0062	0,025	0,00128	0,02628	182,40	300	1,40	0,10	0,27	0,01	0,852	0,32	0,35	0,08	1,192	0,450	0,105	0,024	Autocura ge vérifie
R13-R14	0,99	0,99	-0,31	-0,61	40	0,0075	0,0125	0,00064	0,01314	135,68	300	1,54	0,11	0,12	0,01	0,664	0,25	0,24	0,06	1,023	0,386	0,071	0,017	Autocura ge vérifie
R14-R15	0,99	0,98	-0,61	-0,82	40	0,0053	0,025	0,00128	0,02628	188,12	300	1,29	0,09	0,29	0,01	0,870	0,33	0,37	0,08	1,122	0,428	0,110	0,025	Autocura ge vérifie
R15-R05	0,98	0,98	-0,82	-1,05	27	0,0085	0,0375	0,00192	0,03942	200,02	300	1,64	0,12	0,34	0,02	0,903	0,35	0,40	0,09	1,483	0,579	0,120	0,027	Autocura ge vérifie
R16-R17	0,99	0,98	-0,71	-1,02	40	0,0078	0,0125	0,00064	0,01314	134,85	300	1,57	0,11	0,12	0,01	0,661	0,25	0,23	0,05	1,035	0,391	0,070	0,016	Autocura ge vérifie
R17-R06	0,98	0,98	-1,02	-1,34	54	0,0059	0,025	0,00128	0,02628	183,90	300	1,37	0,10	0,27	0,01	0,857	0,32	0,35	0,08	1,173	0,444	0,106	0,025	Autocura ge vérifie
R18-R19	0,99	0,98	-0,71	-1,02	40	0,0078	0,0125	0,00064	0,01314	134,85	300	1,57	0,11	0,12	0,01	0,661	0,25	0,23	0,05	1,035	0,391	0,070	0,016	Autocura ge vérifie
R19-R07	0,98	0,98	-1,02	-1,46	54	0,0081	0,025	0,00128	0,02628	173,24	300	1,61	0,11	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	1,110	1,110	0,076	0,076	Autocura ge vérifie

Tableau VI-6 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 2 :

Troncon	Ctam (m)	Ctav (m)	Cram (m)	Crav (m)	L (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Remarque
R21-R20	0,98	0,98	-1,12	-1,53	12	0,0375	0,0125	0,00039	0,01289	101,37	300	3,29	0,232	0,06	0,00	0,548	0,20	0,16	0,03	1,802	0,662	0,047	0,009	Autocura ge vérifie
R24-R23	0,99	0,98	-0,11	-0,22	15	0,0507	0,0125	0,00039	0,01289	135,27	300	1,52	0,11	0,12	0,00	0,663	0,22	0,23	0,04	1,009	0,343	0,070	0,013	Autocura ge vérifie
R33-R34	0,99	0,99	-0,21	-0,51	40	0,0043	0,0125	0,00039	0,01289	134,71	300	1,54	0,11	0,12	0,00	0,661	0,22	0,23	0,04	1,018	0,346	0,070	0,013	Autocura ge vérifie
R34-R35	0,99	0,99	-0,51	-0,71	40	0,0055	0,025	0,00078	0,02578	188,49	300	1,26	0,09	0,29	0,01	0,871	0,28	0,37	0,07	1,096	0,354	0,110	0,020	Autocura ge vérifie
R35-R27	0,99	0,99	-0,71	-0,86	24	0,0379	0,0375	0,00117	0,03867	210,45	300	1,41	0,10	0,39	0,01	0,931	0,31	0,43	0,08	1,309	0,437	0,130	0,023	Autocura ge vérifie
R36-R37	0,99	0,98	-0,21	-0,52	40	0,0080	0,0125	0,00039	0,01289	133,88	300	1,57	0,11	0,12	0,00	0,658	0,22	0,23	0,04	1,030	0,350	0,069	0,013	Autocura ge vérifie
R37-R38	0,98	0,99	-0,52	-0,81	55	0,0049	0,025	0,00078	0,02578	186,62	300	1,29	0,09	0,28	0,01	0,866	0,28	0,36	0,07	1,118	0,361	0,108	0,020	Autocura ge vérifie
R38-R28	0,99	0,99	-0,81	-1,16	14	0,0221	0,0375	0,00117	0,03867	162,28	300	2,81	0,20	0,19	0,01	0,770	0,25	0,30	0,06	2,166	0,705	0,089	0,017	Autocura ge vérifie
R39-R40	0,99	0,99	-0,81	-1,11	40	0,0085	0,0125	0,00039	0,01289	134,71	300	1,54	0,11	0,12	0,00	0,661	0,22	0,23	0,04	1,018	0,346	0,070	0,013	Autocura ge vérifie
R40-R41	0,99	0,99	-1,11	-1,41	48	0,0148	0,025	0,00078	0,02578	180,77	300	1,41	0,10	0,26	0,01	0,846	0,27	0,34	0,06	1,190	0,382	0,103	0,019	Autocura ge vérifie
R41-R31	0,99	0,99	-1,41	-1,8	10	0,0590	0,0375	0,00117	0,03867	149,30	300	3,51	0,25	0,16	0,00	0,715	0,24	0,27	0,05	2,510	0,834	0,080	0,015	Autocura ge vérifie
R42-R43	0,99	0,99	-1,01	-1,41	40	0,0160	0,0125	0,00039	0,01289	127,63	300	1,78	0,13	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	1,230	1,230	0,076	0,076	Autocura ge vérifie
R43-R44	0,99	0,99	-1,41	-1,71	40	0,0225	0,025	0,00078	0,02578	174,69	300	1,54	0,11	0,24	0,01	0,823	0,26	0,33	0,06	1,268	0,408	0,098	0,018	Autocura ge vérifie
R44-R32	0,99	0,99	-1,71	-2,08	16	0,0275	0,0375	0,00117	0,03867	164,67	300	2,70	0,19	0,20	0,01	0,781	0,25	0,30	0,06	2,112	0,685	0,091	0,017	Autocura ge vérifie
R45-R29	0,98	0,99	-1,02	-1,32	41	0,0334	0,0125	0,00039	0,01289	135,33	300	1,52	0,107	0,12	0,00	0,663	0,22	0,23	0,04	1,008	0,342	0,070	0,013	Autocura ge vérifie

Suite au tableau VI-6 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 2 :

Troncon	Ctam (m)	Ctav (m)	Cram (m)	Crav (m)	L (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Remarque
R46-R47	0,99	0,99	-0,21	-0,41	32	0,0063	0,0125	0,00039	0,01289	139,39	300	1,41	0,099	0,13	0,00	0,677	0,23	0,24	0,04	0,952	0,321	0,073	0,013	Autocurage vérifié
R47-R48	0,99	0,99	-0,41	-0,61	42	0,0048	0,025	0,00078	0,02578	190,22	300	1,23	0,09	0,30	0,01	0,877	0,28	0,37	0,07	1,076	0,348	0,111	0,021	Autocurage vérifié
R49-R50	0,99	0,99	-0,11	-0,41	40	0,0075	0,0125	0,00039	0,01289	134,71	300	1,54	0,11	0,12	0,00	0,661	0,22	0,23	0,04	1,018	0,346	0,070	0,013	Autocurage vérifié
R50-R48	0,99	0,99	-0,41	-0,61	27	0,0074	0,025	0,00078	0,02578	175,10	300	1,53	0,11	0,24	0,01	0,825	0,27	0,33	0,06	1,262	0,406	0,099	0,018	Autocurage vérifié
R48-R51	0,99	0,98	-0,61	-0,82	54	0,0039	0,0625	0,00195	0,06445	278,60	300	1,11	0,08	0,82	0,02	1,121	0,41	0,69	0,11	1,243	0,459	0,207	0,033	Autocurage vérifié
R51-R52	0,98	0,98	-0,82	-1,02	40	0,0050	0,0875	0,00273	0,09023	301,52	400	1,52	0,19	0,47	0,01	0,982	0,33	0,48	0,09	1,497	0,508	0,193	0,034	Autocurage vérifié
R52-R28	0,98	0,99	-1,02	-1,16	27	0,0052	0,1	0,00312	0,10312	314,85	400	1,55	0,19	0,53	0,02	1,017	0,35	0,51	0,09	1,578	0,541	0,206	0,036	Autocurage vérifié
R25-R53	0,99	0,99	-2,31	-2,61	40	0,0075	0,6633	0,02383	0,68713	598,32	600	2,44	0,69	0,99	0,03	1,142	0,47	0,80	0,13	2,793	1,146	0,482	0,076	Autocurage vérifié
R53-R54	0,99	0,99	-2,61	-2,91	40	0,0075	0,6758	0,02422	0,70002	602,50	800	2,96	1,49	0,47	0,02	0,982	0,35	0,48	0,09	2,908	1,039	0,386	0,072	Autocurage vérifié
R54-R60	0,99	0,99	-2,91	-3,12	33	0,0064	0,6883	0,02461	0,71291	625,62	800	2,73	1,37	0,52	0,02	1,012	0,36	0,51	0,09	2,762	0,994	0,408	0,076	Autocurage vérifié
R55-R56	0,99	0,98	-1,51	-1,92	42	0,0098	0,0125	0,00039	0,01289	128,21	300	1,76	0,12	0,10	0,00	0,640	0,22	0,22	0,04	1,124	0,385	0,065	0,012	Autocurage vérifié
R56-R57	0,99	0,99	-1,91	-2,11	36	0,0056	0,025	0,00078	0,02578	184,80	300	1,33	0,09	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	0,917	0,917	0,076	0,076	Autocurage vérifié
R57-R58	0,99	0,99	-2,11	-2,31	18	0,0111	0,0375	0,00117	0,03867	188,93	300	1,87	0,13	0,29	0,01	0,873	0,28	0,37	0,07	1,636	0,529	0,110	0,020	Autocurage vérifié
R58-R59	0,99	0,99	-2,31	-2,51	45	0,0044	0,05	0,00156	0,05156	249,90	300	1,19	0,08	0,62	0,02	1,053	0,37	0,56	0,10	1,249	0,438	0,169	0,029	Autocurage vérifié
R59- R61	0,99	0,99	-2,51	-2,71	29	0,0069	0,0625	0,00195	0,06445	250,22	300	1,48	0,104	0,62	0,02	1,054	0,37	0,56	0,10	1,557	0,547	0,169	0,029	Autocurage vérifié

Tableau VI-7: Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 3 :

Troncon	Ctam (m)	Ctav (m)	Cram (m)	Crav (m)	L (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Remarque
R61-R60	0,99	0,99	-2,71	-3,12	38	0,0108	0,046	0,0012	0,0472	204,72	300	1,85	0,131	0,36	0,01	0,915	0,29	0,42	0,07	1,691	0,528	0,125	0,021	Autocurage vérifié
R82-R83	0,99	0,99	-1,31	-1,61	40	0,0075	0,0115	0,0003	0,0118	130,32	300	1,54	0,11	0,11	0,00	0,646	0,21	0,22	0,04	0,996	0,330	0,067	0,011	Autocurage vérifié
R83-R84	0,99	0,99	-1,61	-1,91	40	0,0075	0,023	0,0006	0,0236	169,00	300	1,54	0,11	0,22	0,01	0,800	0,25	0,31	0,05	1,232	0,380	0,094	0,016	Autocurage vérifié
R84-R64	0,99	0,99	-1,91	-2,27	18	0,0200	0,0345	0,0009	0,0354	163,70	300	2,52	0,18	0,20	0,01	0,777	0,24	0,30	0,05	1,953	0,608	0,090	0,015	Autocurage vérifié
R85-R86	0,99	0,99	-1,01	-1,31	40	0,0075	0,0115	0,0003	0,0118	130,32	300	1,54	0,11	0,11	0,00	0,646	0,21	0,22	0,04	0,996	0,330	0,067	0,011	Autocurage vérifié
R86-R87	0,99	0,99	-1,31	-1,61	40	0,0075	0,023	0,0006	0,0236	169,00	300	1,54	0,11	0,22	0,01	0,800	0,25	0,31	0,05	1,232	0,380	0,094	0,016	Autocurage vérifié
R87-R65	0,99	0,99	-1,61	-1,98	16	0,0231	0,0345	0,0009	0,0354	159,30	300	2,70	0,19	0,19	0,00	0,757	0,24	0,29	0,05	2,048	0,642	0,087	0,015	Autocurage vérifié
R88-R89	0,99	0,99	-1,81	-2,11	25	0,0120	0,0115	0,0003	0,0118	119,32	300	1,95	0,14	0,09	0,00	0,612	0,21	0,20	0,03	1,192	0,404	0,059	0,010	Autocurage vérifié
R89-R90	0,99	0,99	-2,11	-2,41	45	0,0067	0,023	0,0006	0,0236	172,77	300	1,45	0,10	0,23	0,01	0,815	0,25	0,32	0,06	1,184	0,364	0,097	0,017	Autocurage vérifié
R90-R61	0,99	0,99	-2,41	-2,71	33	0,0091	0,0345	0,0009	0,0354	189,78	300	1,70	0,12	0,30	0,01	0,875	0,27	0,37	0,06	1,484	0,455	0,111	0,019	Autocurage vérifié
R91-R92	1	0,99	-1,7	-2,01	20	0,0155	0,0115	0,0003	0,0118	113,73	300	2,21	0,16	0,08	0,00	0,594	0,20	0,18	0,03	1,315	0,452	0,055	0,010	Autocurage vérifié
R92-R93	0,99	1	-2,01	-2,3	40	0,0073	0,023	0,0006	0,0236	170,08	300	1,51	0,11	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	1,047	1,047	0,076	0,076	Autocurage vérifié
R93-R94	1	0,99	-2,3	-2,61	29	0,0107	0,0345	0,0009	0,0354	184,10	300	1,84	0,13	0,27	0,01	0,858	0,26	0,35	0,06	1,577	0,482	0,106	0,018	Autocurage vérifié
R94-R62	0,99	0,99	-2,61	-2,95	12	0,0283	0,046	0,0012	0,0472	170,82	300	2,99	0,21	0,22	0,01	0,807	0,25	0,32	0,05	2,417	0,744	0,095	0,016	Autocurage vérifié
R95-R96	0,99	0,99	-1,41	-1,71	40	0,0075	0,0115	0,0003	0,0118	130,32	300	1,54	0,109	0,11	0,00	0,646	0,21	0,22	0,04	0,996	0,330	0,067	0,011	Autocurage vérifié

Suite au tableau VI-7: Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 3 :

Troncon	Ctam (m)	Ctav (m)	Cram (m)	Crav (m)	L (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)	Remarque
R96-R97	0,99	0,99	-1,71	-2,01	20	0,0150	0,023	0,0006	0,0236	148,40	300	2,18	0,154	0,15	0,00	0,711	0,23	0,26	0,04	1,549	0,497	0,079	0,013	Autocurage vérifié
R97-R98	0,99	0,99	-2,01	-2,31	20	0,0150	0,0345	0,0009	0,0354	172,77	300	2,18	0,15	0,23	0,01	0,815	0,25	0,32	0,06	1,776	0,545	0,097	0,017	Autocurage vérifié
R98-R63	0,99	0,99	-2,31	-2,61	18	0,0167	0,046	0,0012	0,0472	188,69	300	2,30	0,16	0,29	0,01	0,872	0,27	0,37	0,06	2,002	0,613	0,110	0,019	Autocurage vérifié
R99-R100	0,99	0,99	-0,61	-0,91	40	0,0075	0,0115	0,0003	0,0118	130,32	300	1,54	0,11	0,11	0,00	0,646	0,21	0,22	0,04	0,996	0,330	0,067	0,011	Autocurage vérifié
R100-R101	0,99	0,99	-0,91	-1,21	20	0,0150	0,023	0,0006	0,0236	148,40	300	2,18	0,15	0,15	0,00	0,711	0,23	0,26	0,04	1,549	0,497	0,079	0,013	Autocurage vérifié
R101- R67	0,99	0,99	-1,21	-1,47	32	0,0081	0,0345	0,0009	0,0354	193,82	300	1,60	0,11	0,31	0,01	0,887	0,27	0,38	0,06	1,422	0,438	0,115	0,019	Autocurage vérifié
R102-R103	0,99	0,99	-2,21	-2,51	40	0,0075	0,0115	0,0003	0,0118	130,32	300	1,54	0,11	0,11	0,00	0,646	0,21	0,22	0,04	0,996	0,330	0,067	0,011	Autocurage vérifié
R103-R104	0,99	0,99	-2,51	-2,81	40	0,0075	0,023	0,0006	0,0236	169,00	300	1,54	0,11	0,22	0,01	0,800	0,25	0,31	0,05	1,232	0,380	0,094	0,016	Autocurage vérifié
R104-R79	0,99	0,99	-2,81	-3,11	17	0,0176	0,0345	0,0009	0,0354	167,59	300	2,36	0,17	0,21	0,01	0,794	0,25	0,31	0,05	1,875	0,579	0,093	0,016	Autocurage vérifié
R105-R106	0,99	0,99	-1,81	-2,11	40	0,0075	0,0115	0,0003	0,0118	130,32	300	1,54	0,11	0,11	0,00	0,646	0,21	0,22	0,04	0,996	0,330	0,067	0,011	Autocurage vérifié
R106-R107	0,99	0,99	-2,11	-2,41	20	0,0150	0,023	0,0006	0,0236	148,40	300	2,18	0,15	0,15	0,00	0,711	0,23	0,26	0,04	1,549	0,497	0,079	0,013	Autocurage vérifié
R107-R78	0,99	0,99	-2,41	-2,78	33	0,0112	0,0345	0,0009	0,0354	182,46	300	1,88	0,13	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	1,302	1,302	0,076	0,076	Autocurage vérifié
R108-R109	0,99	0,99	-1,61	-1,91	40	0,0075	0,0115	0,0003	0,0118	130,32	300	1,54	0,11	0,11	0,00	0,646	0,21	0,22	0,04	0,996	0,330	0,067	0,011	Autocurage vérifié
R109-R110	0,99	0,99	-1,91	-2,21	20	0,0150	0,023	0,0006	0,0236	148,40	300	2,18	0,15	0,15	0,00	0,711	0,23	0,26	0,04	1,549	0,497	0,079	0,013	Autocurage vérifié
R110-R77	0,99	0,99	-2,21	-2,57	32	0,0113	0,0345	0,0009	0,0354	182,35	300	1,89	0,133	0,27	0,01	0,852	0,26	0,35	0,06	1,606	0,491	0,105	0,018	Autocurage vérifié

Suite au tableau VI-7 : Dimensionnement des collecteurs secondaires du sous bassin 3 :

Tronçon	C _{tam} (m)	C _{tav} (m)	C _{r_{am}} (m)	C _{r_{av}} (m)	L (m)	I (m/m)	Q _{pl} (m ³ /s)	Q _{eu} (m ³ /s)	Q _t (m ³ /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 (m)	H _{min} (m)	Remarque
R111-R112	0,99	0,99	-1,11	-1,41	40	0,0075	0,0115	0,0003	0,0118	130,32	300	1,54	0,109	0,11	0,00	0,646	0,21	0,22	0,04	0,996	0,330	0,067	0,011	Autocurage vérifié
R112-R74	0,99	0,99	-1,41	-1,76	42	0,0083	0,023	0,0006	0,0236	165,69	300	1,62	0,11	0,21	0,01	0,785	0,24	0,31	0,05	1,275	0,395	0,092	0,016	Autocurage vérifié
R113-R75	0,99	0,99	-1,51	-1,91	31	0,0129	0,0115	0,0003	0,0118	117,71	300	2,02	0,14	0,08	0,00	0,607	0,21	0,19	0,03	1,226	0,417	0,058	0,010	Autocurage vérifié
R114-R76	0,99	0,99	-1,91	-2,23	34	0,0094	0,0115	0,0003	0,0118	124,88	300	1,73	0,12	0,10	0,00	0,629	0,21	0,21	0,04	1,086	0,364	0,063	0,011	Autocurage vérifié
R115-R116	0,99	0,99	-1,91	-2,21	20	0,0150	0,0115	0,0003	0,0118	114,43	300	2,18	0,15	0,08	0,00	0,596	0,20	0,19	0,03	1,299	0,446	0,056	0,010	Autocurage vérifié
R116-R77	0,99	0,99	-2,21	-2,57	21	0,0171	0,023	0,0006	0,0236	144,73	300	2,33	0,16	0,14	0,00	0,697	0,23	0,26	0,04	1,622	0,524	0,077	0,013	Autocurage vérifié
R117-R78	0,99	0,99	-2,41	-2,78	28	0,0132	0,0115	0,0003	0,0118	117,19	300	2,04	0,14	0,08	0,00	0,605	0,21	0,19	0,03	1,237	0,422	0,058	0,010	Autocurage vérifié
R118-R119	0,99	0,99	-2,51	-2,81	20	0,0150	0,0115	0,0003	0,0118	114,43	300	2,18	0,15	0,08	0,00	0,596	0,20	0,19	0,03	1,299	0,446	0,056	0,010	Autocurage vérifié
R119-R79	0,99	0,99	-2,81	-3,11	22	0,0136	0,023	0,0006	0,0236	151,08	300	2,08	0,15	0,16	0,00	0,722	0,23	0,27	0,05	1,499	0,478	0,081	0,014	Autocurage vérifié
R120-R121	0,99	0,99	-2,81	-3,11	20	0,0150	0,0115	0,0003	0,0118	114,43	300	2,18	0,15	0,08	0,00	0,596	0,20	0,19	0,03	1,299	0,446	0,056	0,010	Autocurage vérifié
R121-R80	0,99	0,99	-3,11	-3,44	27	0,0122	0,023	0,0006	0,0236	154,21	300	1,97	0,14	0,17	0,00	0,735	0,23	0,28	0,05	1,445	0,458	0,083	0,014	Autocurage vérifié
R122-R123	0,99	1	-3,01	-3,3	40	0,0073	0,0115	0,0003	0,0118	131,15	300	1,51	0,11	0,14	0,14	0,692	0,69	0,25	0,25	1,047	1,047	0,076	0,076	Autocurage vérifié
R123-R81	1	1	-3,3	-3,77	11	0,0427	0,023	0,0006	0,0236	121,95	300	3,68	0,26	0,09	0,00	0,620	0,21	0,20	0,03	2,280	0,769	0,061	0,010	Autocurage vérifié

Conclusion :

D'après les tableaux du calcul hydraulique que l'on a fait précédemment, et qui visent essentiellement la détermination des diamètres des collecteurs en PVC toutes en vérifiant les vitesses d'auto curage.

Etant donné que dans la plupart des cas la condition d'auto curage est satisfaisante ($V > 0.3\text{m/s}$), ainsi avec des vitesses acceptables dans l'ensemble des tronçons ($V < 5\text{m/s}$), donc on ne prévoit pas la mise en place des chasses automatiques. Il suffit d'utiliser périodiquement des engins de curage mobile.

CHAPITRE VII

Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction :

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout doivent assurer :

*Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ;

*Le transport des eaux usées dans les conditions d'hygiène favorables ;

Ainsi les ouvrages peuvent être classés en :

1- Les ouvrages principaux qui constituent le corps du réseau, du début de ce dernier jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

2- Les ouvrages annexes qui permettent une bonne exploitation du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.).

VII.1 Les ouvrages principaux:

Les ouvrages principaux sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou la station d'épuration ; ils comprennent les conduites et les joints.

VII.1-1 canalisations :

Elles se présentent sous plusieurs formes, cylindriques préfabriquées en usine, et sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre ; ou ovoïdes préfabriquées désignées par leur hauteur exprimée en centimètre.

VII.1-1-1 Type de canalisations:

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différentes suivant leur matériau et leur destination.

a. Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

b. Conduites en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m. .

c. Tuyaux en fibre ciment :

Le terme pluraliste de « fibre ciment » tend à remplacer l'ancien terme « amiante ciment ». L'amiante ciment est un minéral d'origine métamorphique, la plus utilisée est un silicate de magnésie hydraté ; le ciment utilisé est un ciment portland. La norme prescrit ; outre l'essai à l'écrasement et l'essai d'étanchéité ; l'essai par pression hydraulique interne de 1 bar durant 30 minutes.

La longueur utile des tuyaux varie, selon le diamètre de 2m à 5m ; les tolérances s'étendent de (+5) mm à (-20) mm.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses.

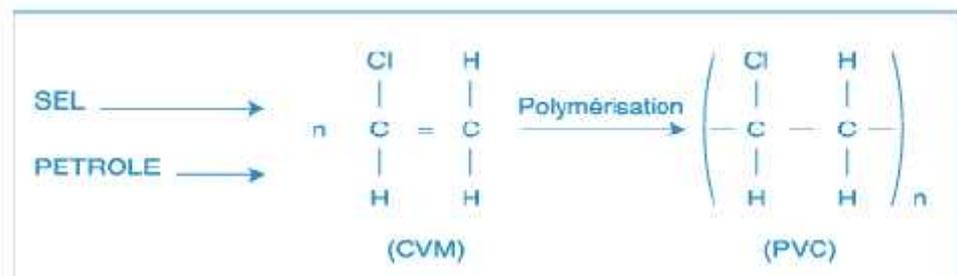
Les diamètres varient de 60 à 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m ; les joints sont exclusivement du type préformé. .

d. Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié :

Les canalisations en PVC, utilisées depuis plus de 50 ans, occupent une place Prépondérante dans le milieu du bâtiment et des travaux publics.

Découvert en 1835 par le physicien français Victor Regnault, le PVC est composé à 57% de chlore et à 43 % d'éthylène, hydrocarbure composé de carbone et d'hydrogène issu du pétrole. Le chlore est obtenu par électrolyse du sel (chlorure de sodium : Na Cl). Par suite de réactions entre le chlore et l'éthylène, on obtient le chlorure de vinyle monomère (CVM) qui, par polymérisation, donne le PVC. La polymérisation est la réaction chimique par laquelle les molécules s'additionnent les unes aux autres pour former une chaîne de grande longueur. Le schéma est le

Suivant :



VII.1-1-2 Choix du type de canalisations :

Dans la présente étude ; les conduites en **PVC** sont les plus adaptées vue leurs avantages :

- le PVC avec une densité de 1.4 et un matériau particulièrement léger en comparaisent avec d'autres matériaux utilisés en canalisation.

La légèreté de PVC permet de réduire le cout de transport en de manutention des tubes.en effet, une manutention aisé de ces tubes entraine un gain de temps certain et évite de faire appel à des moyens de levage lourds et couteaux.

Cette légèreté est particulièrement appréciée lors de l'installation de canalisations dans des quartiers exigües ou des endroits réputés difficiles d'accès.

- L'utilisation des tubes PVC est une solution idéale, dans la plupart des circonstances susceptibles d'affecter d'autres canalisations.

La résistance chimique du PVC à un certain nombre de fluides, en fonction de la température et de la concentration de ces fluides est donnée par la norme (NF T54 – 016).

- Les qualités du PVC vis-a vis de la corrosion lui permettent de résister au produit suceptibles d'être rencontrés dans des sols naturels agressifs (eau de mer, sulfate..).

Le PVC est particulièrement fiable pour le transport de la majorité des fluides chimique, basiques ou acides, En particulier. Le PVC résiste aux constituants des effluents domestiques : détergents, sels minéraux, et aux charges solides.

Propriétés mécaniques et physiques :

- Résistance à l'abrasion,
- Résistance aux charges extérieures,

VII.2 Assemblage en PVC :**VII.2-1 Assemblage par collage à froid :**

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont :

- dépolir les parties à assembler à l'aide de papier de verre.
- vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout male et reporter sur celle-ci, à l'aide d'un crayon gras la longueur de l'emboîture.
- bien nettoyer les parties à assembler avec le décapant fourni par le fabricant.
- appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout male.
- emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracés) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion.

- ôter avec un chiffon propre l'adhésif superflu à l'extérieur du joint.
- reboucher les pots de colle et de décapant après chaque usage et vérifier qu'aucun pot n'a été oublié ou renversé dans le fond de la fouille (dans ce cas enlever la terre souillée).

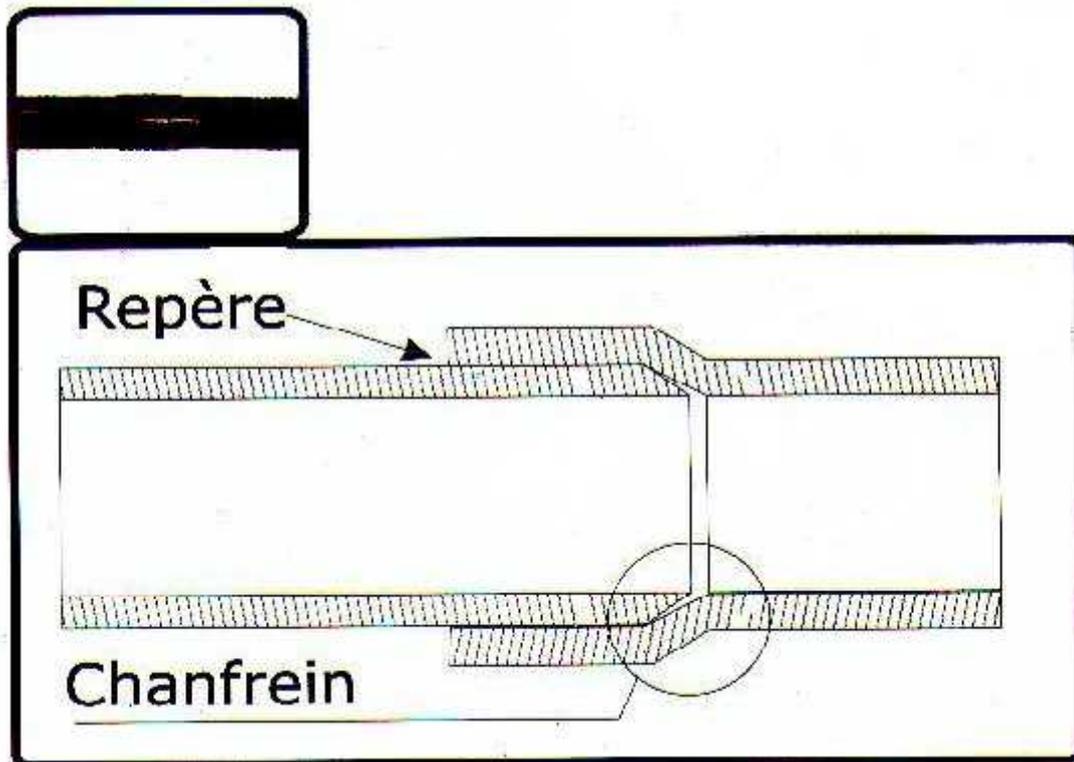


Figure N° (VII -1) : Assemblage par collage à froid

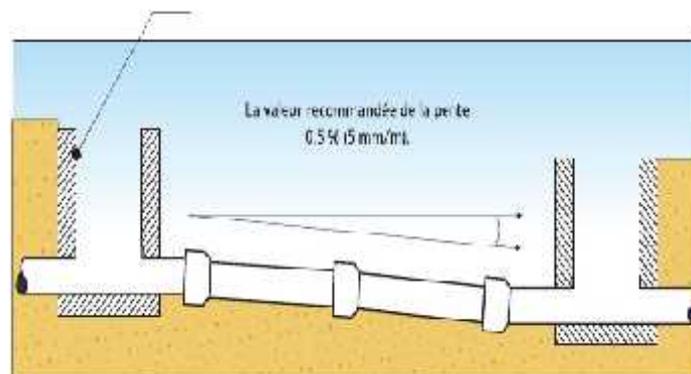


Figure N° (VII -2) : Assemblage des conduites

VII.2-1 Assemblage a joint :

- nettoyer soigneusement l'intérieur de la tête d'accouplement, se joint ainsi que le bout male à introduire.
- Introduire le joint dans son logement.

- Tracer un repère sur le bout male coupé d'équerre et chanfreiné.
- Lubrifier le bout male et la bague montée dans sa gorge (vaseline ou eau savonneuse)
- Introduire le bout male dans l'emboîture en évitant tout risque de salissure.
- Après avoir aligné les tubes dans le plan horizontal et vertical, convient d'enfoncer le bout male dans l'emboîture jusqu'au repère du bout male.

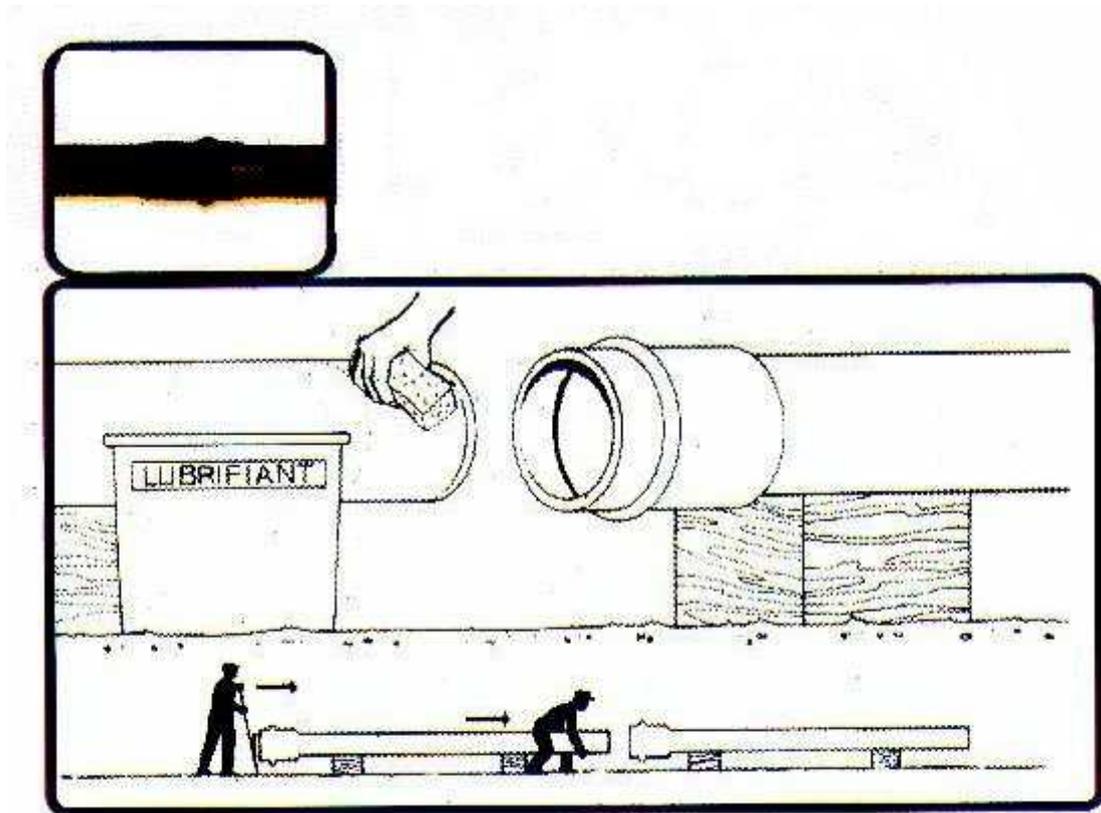


Figure N° (VII -2) : Assemblage a joint.

VII.4 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures ; pour cela, elles doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont :

VII.4-1 Les actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à des grandes vitesses imposées généralement par le relief.

VII.4-2 Les actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de PH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H₂S) corrosif et néfaste aux conduites.

Le gainage interne des conduites par une gaine à base de résines époxydes représente le meilleur moyen de lutte contre ces attaques, mais c'est une technique qui reste de même assez coûteuse.

VII.5 Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant d'entamer la pose de canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments Par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

VII.5-1 Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous obligeons de faire l'essai à l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. A une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

VII.5-2 Essai à l'étanchéité :

La question de l'étanchéité des réseaux est cruciale : le cout des pertes d'eau , de la pollution causée par des fuites ou par des infiltrations et des réparations de conduites est directement liée à l'étanchéité.

Or, de nombreuses propriétés du PVC procurent aux conduites une étanchéité remarquable

VII.6 Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout .Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

VII.6-1 les branchements :

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles ;

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public (société ETERNIT) et suivant une oblique de 60° (société EVERITUBE)

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

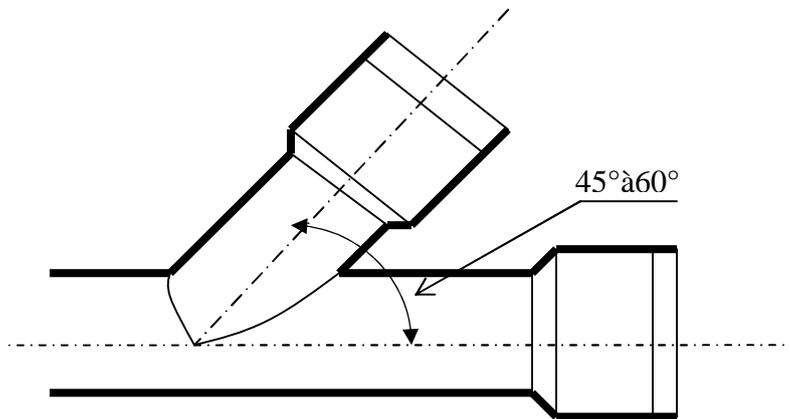


Figure N° (VII -5) : Exemple d'un branchement simple

VII.6-2 Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à la recueillir des eaux pluviales ruisselants sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

VII.6-3 Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir.

La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m.

La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

Elles 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 retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

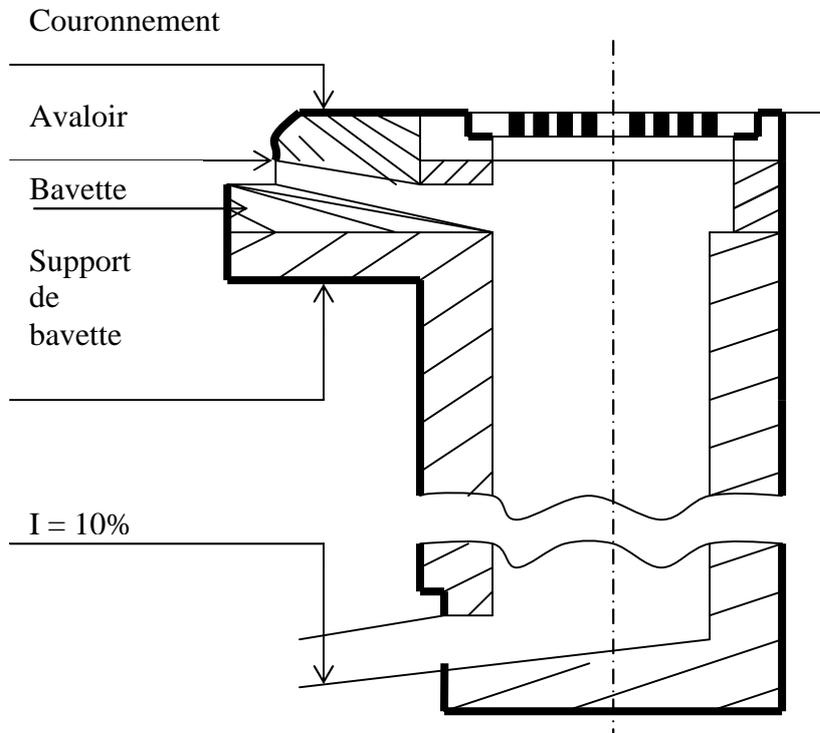


Figure N° (VII -6) : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

- Pour notre agglomération on utilisera des bouches d'égout tous les 50m.

VII.6-4 Regards :

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

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

La distance entre deux regards est variable :

- A) 35 à 50 m en terrain accidenté.
- B) 50 à 80 m en terrain plat.

Emplacement des regards:

Les regards doivent être installés Sur les canalisations :

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

Remarque:

Pour notre agglomération on utilisera des regards de visite simples avec un espacement qui facilite l'entretien et les opérations de nettoyages comme nous montre la figure N° (VI-7) et des regards de chute

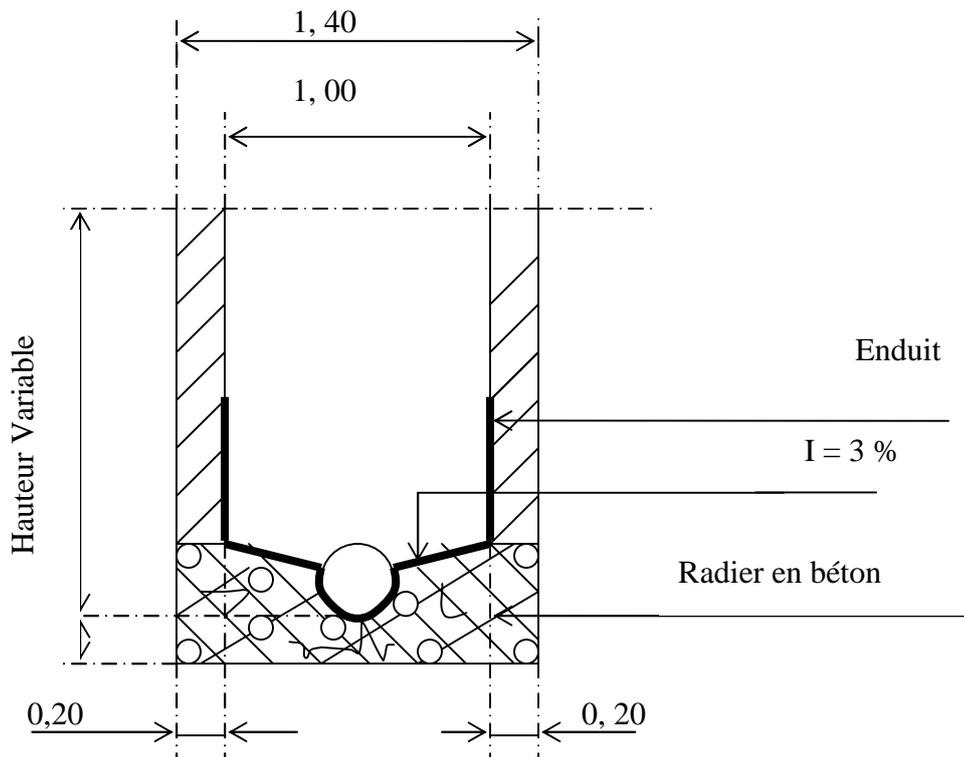


Figure N° (VII -7) : exemple d'un regard simple

VII.6-5 Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un véritable "**fusible hydraulique**" ou une "**soupape de sécurité**". Cet ouvrage est donc présent dans tous les réseaux unitaires. Le terme « déversoir » des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Ce terme générique de déversoir peut être précisé par différents aspects, comme par exemple:

- Sur un réseau unitaire, on désigne par déversoir d'orage l'ensemble du dispositif dont la fonction est d'évacuer vers le milieu naturel les eaux de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.
- Une deuxième fonction du déversoir est d'assurer un partage des flux polluants entre le milieu naturel et le collecteur aval.
- Le déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents dans le milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur.
- Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports du réseau aval et en particulier dans la STEP en cas de pluie.

Les déversoirs d'orage sont souvent construits sur des systèmes unitaires, à proximité d'un milieu récepteur. Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes:

a. Physiques (géométrie et hydraulique) :

- Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc.
- Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc.
- Ouvrages hydrauliques proches du (bassin, station de pompage...).

b. Environnementales :

- Protection du milieu naturel contre les pollutions.
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).

Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

c. Economiques :

Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.

d. Gestion :

Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles). Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien...

➤ Type des déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoirs :

VII.6-5-1 Détermination selon le nombre de seuils :**a. Déversoirs à seuil simple :**

Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage. Ce type de Déversoirs représente environ 85% des déversoirs à seuil.



Figure N° (VII -8) : Exemple de déversoir latéral à seuil simple

b. Déversoirs à seuil double :

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



Figure N° (VII -9) : Exemple de déversoir à seuil double

VII.6-5-2 Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont :**a. Déversoirs à seuil latéral :**

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

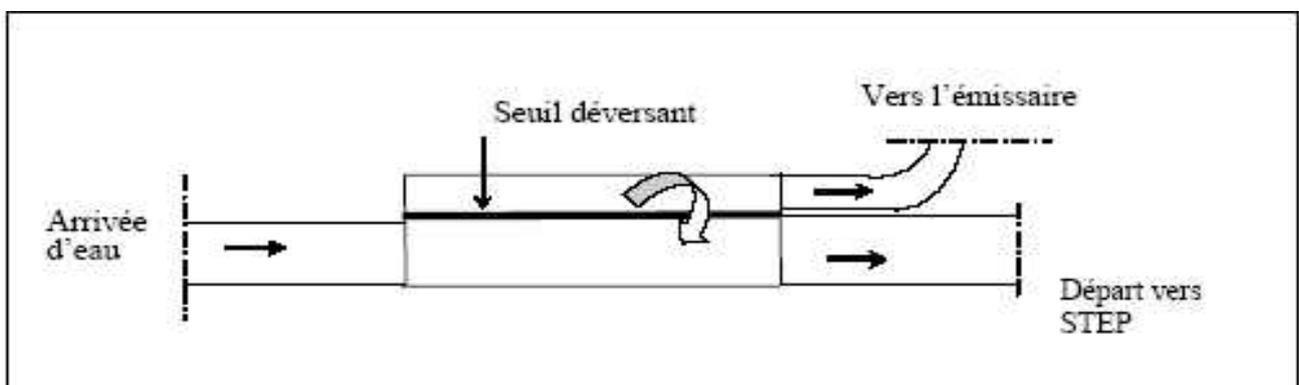


Figure N° (VII -9) : Déversoir à seuil latéral pur, vue de dessus

b. Déversoirs à seuil frontal :

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

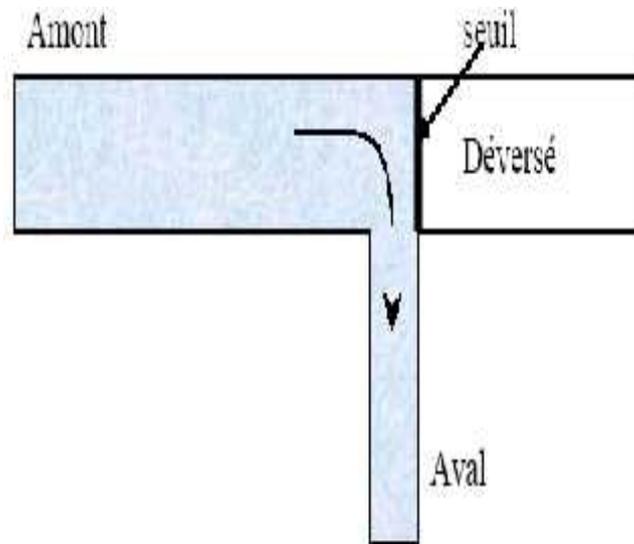


Figure N° (VII -10): Exemples de déversoir frontal

c. Déversoirs à seuil dit "intermédiaire" :

Ce sont les déversoirs qui ont des seuils qui ne sont pas purement rectilignes : seuil rectiligne avec angle intermédiaire (41%), seuil brisé (4%) ou seuil curviligne (18%).

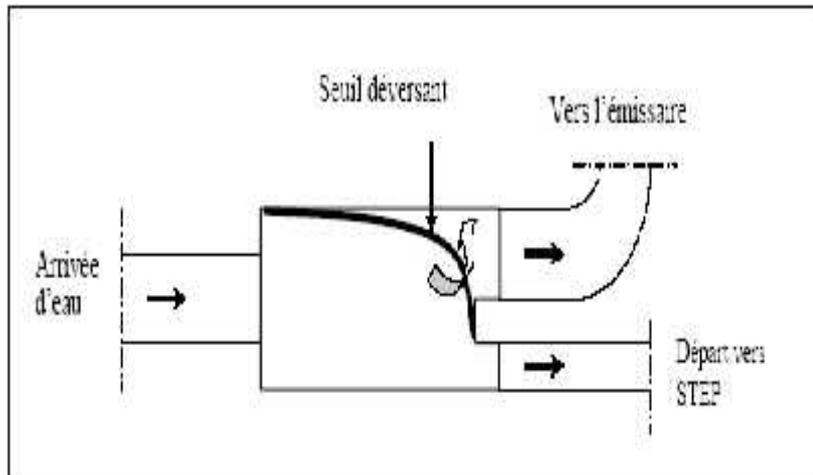


Figure N° (VII -11) : Exemple de déversoir à seuil curviligne

VII.6-5-3 déversoir by pass :

Ce type de déversoir permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à dégager le réseau aval ; assurer le partage du flux polluant entre le milieu naturel et collecteur aval ; envoyer les eaux excédentaires lors des orages vers un autre collecteur en assurant un rôle de maillage du réseau

Pour avoir la capacité de transports ; prélever les eaux de temps sec pour les envoies vers un égout des eaux, transformation de la partie aval du collecteur unitaire en collecteur semi-pluvial, possible qu'avec un vannage.

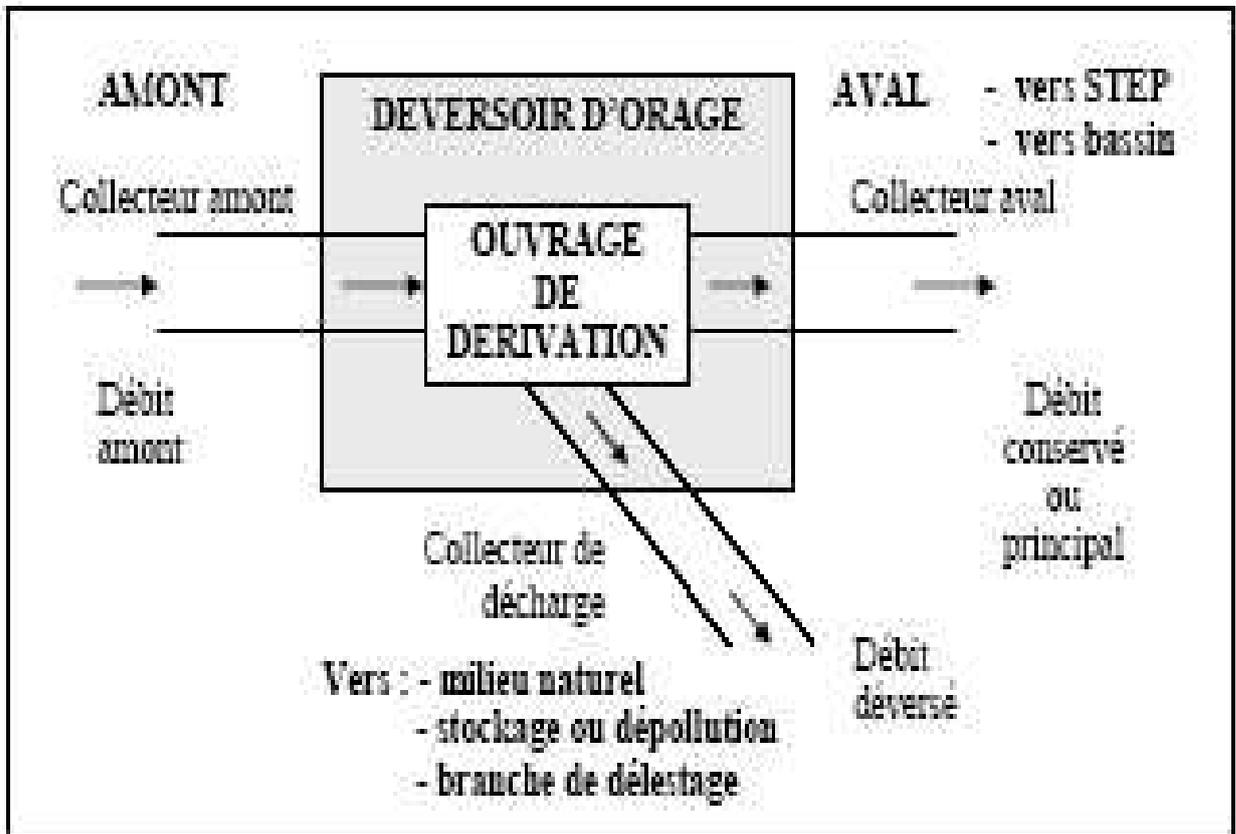


Figure N° (VII -12) : schéma de principe du déversoir d'orage.

VII.7 La station de relevage PR67.

La station de relevage PR 67 qui contient 4 pompes de 1500 m^3 citée dans le chapitre n°02 peut relever notre débit calculer (pluviale - usée) vers un bassin de stockage des eaux qui se situe à DERGANA, en suite nos eaux filent gravitaire ment vers la station d'épuration de REGHAIA.

Conclusion :

Dans ce chapitre on a cité éléments constitutifs du réseau d'égout, et on a projeté des bouches d'égout, des regards ; ainsi pour les ouvrages principaux, les canalisations en PVC assurent un bon fonctionnement du système d'évacuation.

CHAPITRE VIII

Devis quantitatif et estimatif du projet

CHAPITRE VII

Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction :

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du cout de notre projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

L'estimation est réalisée au stade du schéma de principe, par mètre de canalisation posée.

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage à grande masse
- Travaux de décapage de la tranchée
- Fourniture et pose de lit de sable
- Fourniture et pose des buses en PVC
- L'exécution des regards et le déversoir d'orage
- Travaux de remblai de la tranchée
- Transport des terres excédentaires

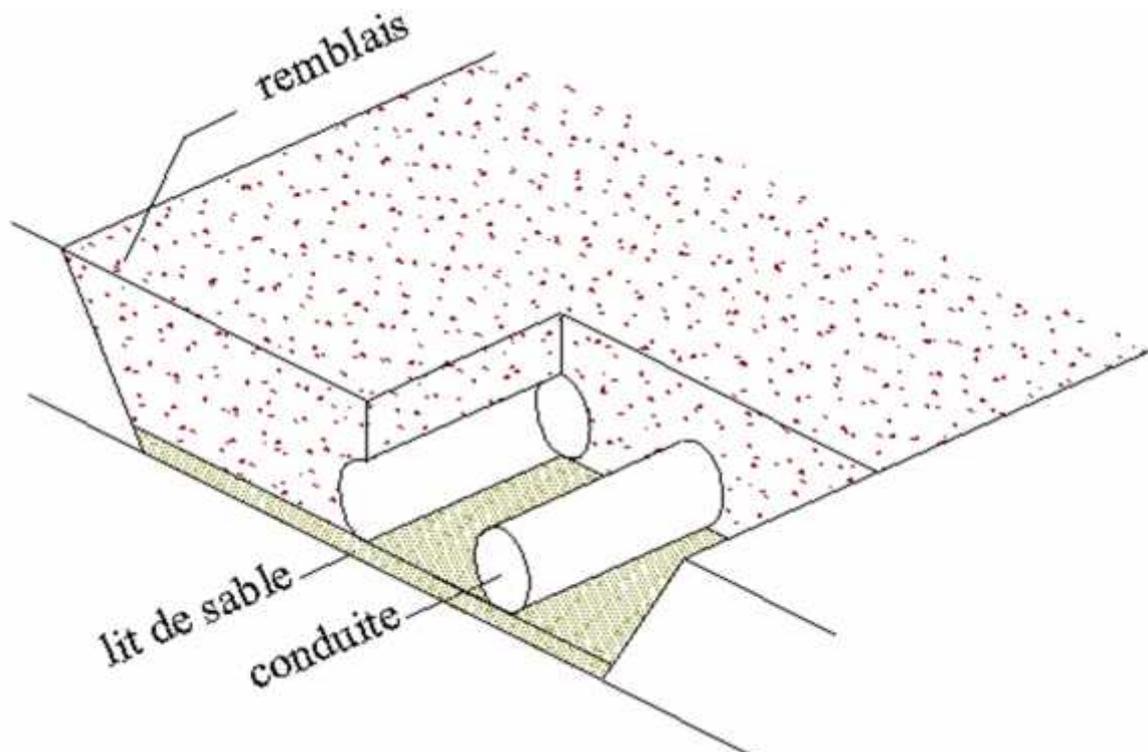
VIII-1 Détermination des différents volumes :

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

VIII-1-1 Volume des déblais « V_d »

$$V_d = B.L.H$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m³).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m). B= D+2.a ; (a=0.30m)
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

VIII-1-2 Volume du lit du sable « V_{ls} »

$$V_{ls} = e.L.B$$

- 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).

VIII-1-3 Volume occupé par les conduites « V_{condt} »

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4$$

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

VIII-1-4 Volume du remblai « V_r »

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{ct} + V_{ls}]$$

- V_r : Volume du remblai en (m³).

VIII-1-5 Volume excédentaire « V_{exce} »

$$V_{excé} = V_f - V_{remb}$$

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

Tel que $V_f = V_{deb} \cdot K_f$

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

$$K_f = 1,24.0$$

Les différents volumes sont représentés dans le tableau **VII.1**:

Tableau VIII.1: Volumes de travaux

	Vdeb m ³	Vcondt m ³	Vls m ³	Vc.t m ³	Vremb m ³	Vf m ³	Vexcé m ³
Réseau d'eau pluviale et usée	6469.22	2115.32	358.09	358.09	3637.72	8021.56	4383.84

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

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage	m ³	358.09	150	53713.5
2	Déblai	m ³	6469.22	300	1940766
3	Pose du lit de sable	m ³	358.09	1000	358090
4	Remblai de tranchée	m ³	3637.72	350	1273202
5	Evacuation des déblaies excédentaires	m ³	4383.84	160	701414.4
B	Canalisation				
1	Canalisation en PVC				
	300	MI	2693	1500	4039500
	400	MI	325	2000	650000
	500	MI	341	2800	954800
	600	MI	152	3600	547200
	800	MI	250	5500	1375000
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé de 0 - 2m de profondeur	U	37	24500	906500
	De 2.01 - 3 m	U	55	28000	1540000
	De 3.01 – 5m	U	34	33500	1139000
3	les regards avaloirs	U	126	15000	1890000

Suite de Tableau VIII.2 :

THT	17369185.9
TVA 17%	2952761.6
TTC	20321947.5

Le devis est estimé de vingt million trois cent mille dinars algérien.

Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous a permis d'établir une estimation du coût total du projet de dimensionnement.

Conclusion générale

A la lumière de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération.

De tous ces critères résulte, le choix du système d'évaluation, ainsi que le schéma correspondant.

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelle avec une période de retour de 10ans, les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population.

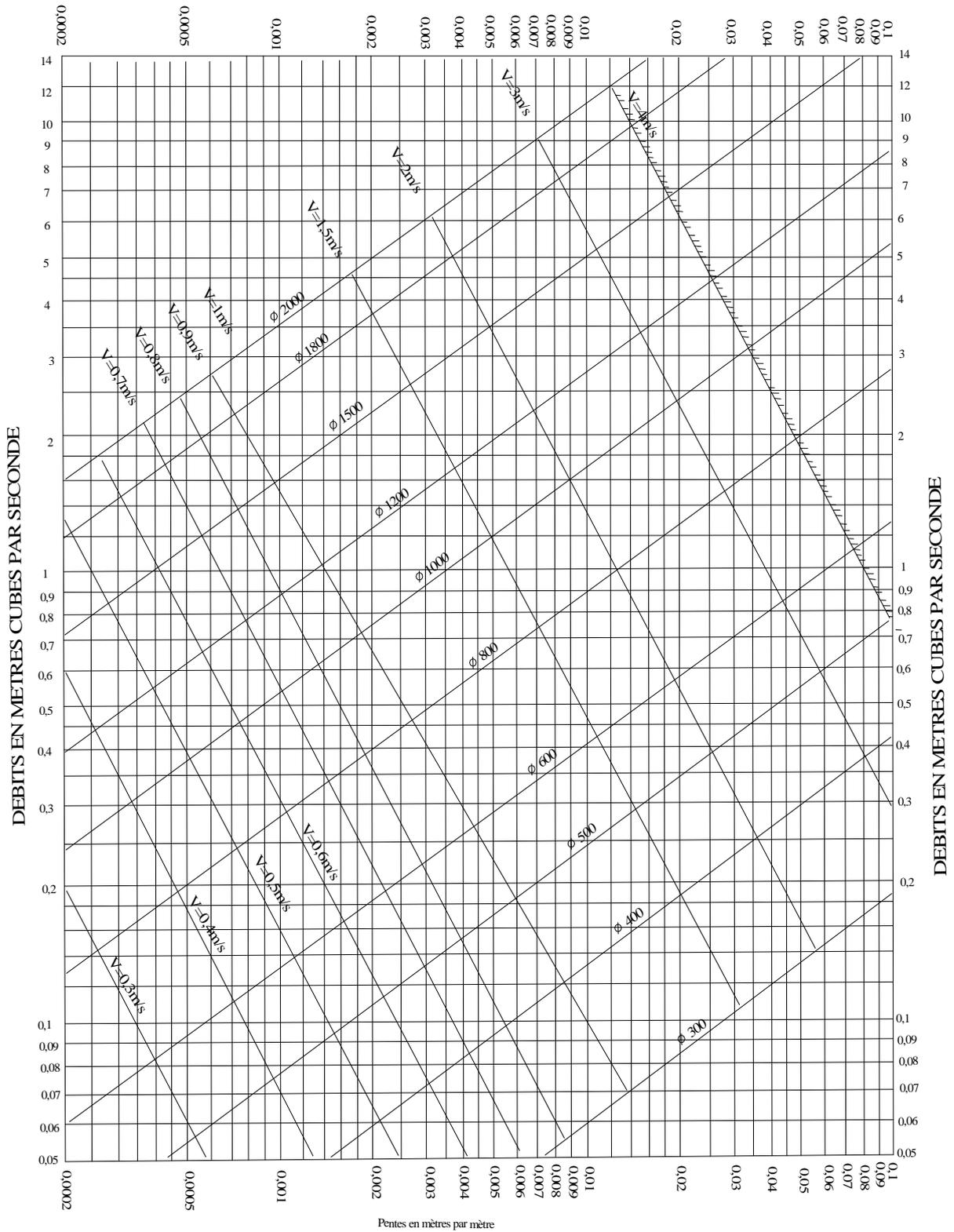
Pour les conduites utilisées ce sont des conduites en PVC qui ont une excellente étanchéité, très grande facilité de pose, très bonne caractéristique hydraulique, bonne résistance mécanique.

Pour les éléments du réseau d'égout ; on a projeté des regards de visite, des bouches d'égout

Le point le plus important pour notre projet, c'est l'élimination des rejets vers le milieu naturel et projeté un nouveau réseau d'assainissement adéquat et faire un devis quantitatif et estimatif du projet.

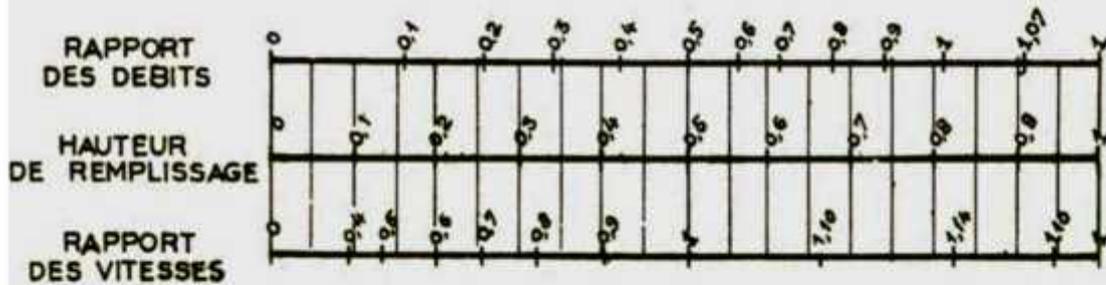
RESEAUX PLUVIAUX EN SYSTEME UNITAIRE OU SEPARATIF

(Canalisations circulaires-Formule de Bazin)

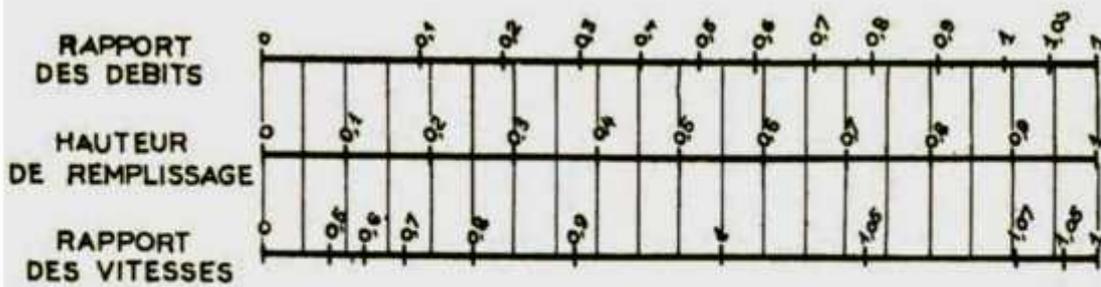


ANNEXE I : Dimensionnement des canalisations circulaires d'après la formule de Bazin.

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



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

Annexe II : Variation des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.