REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-

DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: Assainissement

THEME

Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de Ben Aknoun, Lakhal et Ain Allah (W.Alger)

Présenté Par :
M^{r} : BOUKERRIA Sohaib

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
M^{me} H.MEDDI	M.C.A	Présidente
M^{r} Y.DERNOUNI	M.A.A	Examinateur
M^{r} A.HACHIMI	M.C.B	Examinateur
M^{me} C.SALHI	M.A.A	Examinatrice
M^{r} B.SALAH	Professeur	Promoteur

septembre/2017

Remerciements

Avant toute chose je dois remercier Allah le tout puissant pour la volonté, le courage et la patience qu'il m'a apporté pour pouvoir réaliser ce travail.

A mon promoteur, Monsieur ***B.SALAH****. qui m'a chaleureusement accueillie au sein de son service. Je lui suis reconnaissante pour m'avoir témoignée sa confiance, ses encouragements et sa disponibilité pour la réalisation de ce mémoire.*

A Madame ***MEDDI*** *.qui me fait l'honneur de présider notre jury. je le remercie également de nous avoir transmis son savoir au cours de notre cursus universitaire.*

A monsieur ***DERNOUNI****, monsieur* ***HACHIMI*** *et madame* ***SALHI****.qui m'ont fait l'honneur d'examiner mon travail.*

Enfin, j'adresse mes sincères remerciements et mes profonds respects à mes très chères familles qui ont été toujours là avec moi, et qui, grâce à eux, je suis là aujourd'hui, à mes amis et à toute personne qui a contribué même avec un mot de soutien. je les remercie pour croire en moi.

SOHAIB

Dédicaces

Je dédie ce mémoire en priorité à mes parents qui m'ont toujours guidé et orienté et en particulier pour leurs encouragements durant tout mon cursus universitaire.

A mes grand parents, avec toute ma reconnaissance pour votre aide, vos encouragements si précieux.

Je dédie également ce mémoire à mes tantes, mes oncles et mes cousins et cousines.

Je n'oublie pas mes frères et sœurs .

A mes amis chahrazed, skander, tarek et benali souhila merci de m'être fidèles et d'être toujours là pour moi .

Mon promoteur Monsieur B.SALAH.

A mes collègues et professeurs de l'ENSH.

A tous ceux qui m'ont soutenue au cours de la réalisation de ce mémoire.

Sohaib

ملخص:

تعاني شبكة الصرف الصحي لبعض بلديات الجهة الغربية لولاية الجزائر بن عكنون،العاشور، بوزريعة عيناالله دالي ابراهيم من قدم وعدم تلبية حاجيات السكان، رغم تمديده واعادة تهيئته مما يؤدي الى خطر كبير للصحة والأمن العام.

إن الهدف من دراستنا هو تحسين سير نظام الصرف، للمياه المستعملة، مياه الأمطار، والمياهالطفيلية لكي يلبي حاجيات الإنسان اليومية، والمحافظةعلى صحة المواطنوحماية المدينة والمحيط.

لغرض تحقيق الأهداف المسطرة واستنادا على المعطيات الأساسية يقوم عملنا هذا على التشخيص الفيزيائي والهيدروليكي المتعلق بنظام الصرف من اجل معرفة سلوك الشبكة وقد تم تحديد عدة نقاط ضعف في سير الشبكة من ميول سالبة إلى أقطار غيركافيةواقتراح بعض الحلول لاحقا من شانها إعادة تهيئة نظام الصرف.

Résumé :

Le réseau d'assainissement principal de certaines communes de la région ouest de la wilaya d'Alger, Ben Aknoun, EL Achour, Bouzereah, AIN ALLAH et Delly Brahim est vétuste, ne couvre pas la totalité de la population et a connu plusieurs extensions et rénovations. Pourtant de nombreux problèmes se posent, cela devient un risque majeur pour la santé et la sécurité public.

Le but de notre étude est d'améliorer le fonctionnement du système de collecte des eaux usées,pluviales et parasites pour répondre aux besoins de l'homme de tous les jours et protéger sa santé ainsi la sécurité de la ville et l'environnement

Afin d'atteindre les objectifs soulignés en se basant sur les données de base, notre travail consiste à faire un diagnostic physique et hydraulique pour desceller le comportement du réseau ou des pentes négatives et des conduites sous dimensionnées détectées, et proposer par la suite un réaménagement du système d'évacuation.

Abstract:

The main sewerage network in some of the regions in the west of Algiers: Ben Aknoun, EL Achour, Bouzereah, Delly Brahim,and AIN ALLAH is outdated, though it has undergone several extensions and renovations, yet many problems still occur.Thisis becoming a major risk threatening both public health and the environment safety.Our study aims to improve the functioning of the wastewater system, including municipal wastewater, rainwater and the infiltration clearwater in order to satisfy today's needs of the citizens and to protect the public health; thus ensuringthe safety of the city and protecting the environment.In order to achieve thesegoals, and based on the preliminary basic data, our work consists in elaborating a physical and a hydraulic diagnosis of the wastewater networkin order to highlight the behavior of the network,where several negative slopes and undersized pipes were detected. This led us to suggestthe right solutionsregarding the management and rearrangement of the water evacuation system.

SOMMAIRE :

Chapitre 1

I.1.Introduction 2

I.1. Situation géographique 2

I.2. Topographie du site 3

I.3. Géologie et sismicité du site 4

I.3.1. La géologie du site 4

I.3.2. La sismicité du site 5

I.4. CLIMATOLOGIE 6

I.4.1. LE CLIMAT 6

I.4.2. LES PRECIPITATIONS 6

I.4.3. LES TEMPERATURES 7

I.4.4. LES VENTS 8

I.4.5. L'HUMIDITE RELATIVE 9

I.4.6. L'EVAPORATION 10

I.4.7. EVAPOTRANSPIRATION 11

I.6.URBANISATION DU SITE 11

I.7COLLECTEUR INTERCOMMUNAL EXISTANT 11

I.7.1 COLLECTEUR AIN ALLAH 11

I.7.2 COLLECTEUR LAKHAL 12

I.7.3 Collecteur BEN AKNOUN 13

I.8.Conclusion 13

Chapitre II

II .1.INTRODUCTION 15

II 2.Une averse 16

II .3.Choix de la période de retour 16

II .4.Analyse des données pluviométriques 16

II .4.1.Test d'Homogénéité 19

II .4.2.CARACTERISTIQUES EMPIRIQUES DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUES 22
II .4.3.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel 23
II .4.4.ajustement de la serie pluviometrique par la loi de galton 28
II .4.5.Choisir les meilleures lois d'ajustement 31
II .5.calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari 33
II .6.Intensité des différentes périodes de retour 34
II .7.Conclusion 34

Chapitre III

III.1INTRODUCTION 36
III.2. Délimitation des sous bassins 36
III.2.1Bassin versant naturel 36
III.2.2. Bassin versant urbanisé 37
III.2.3. Notion de sous bassin versant 37
III.3. Notion sur les Systèmes et schéma d'assainissement 39
III.3.1.Système unitaire 39
III.3.2 Système séparatif 40
III.3.3 Système pseudo-séparatif 41
III.3.4. Choix du système d'assainissement 41
III.3.5. Schémas d'évacuation 42
III.3.5.1 Schéma perpendiculaire 42
III.3.5.2 Schéma par déplacement latéral 43
III.4. Situation démographique de la zone 43
III.4.1.Estimation de la population future 44
III.5. Estimation des besoins en eau 45
III.5.1. Définition de quelques concepts 45
III.5.2. L'évaluation de la consommation moyenne journalière 46
III.6. Notion et estimation des équivalents habitants 52
III.7. Notion et estimation de la population totale 53

III.8. Densité d'occupation du sol 53
III.9. Evaluation des débits des eaux usées 54
III.9.1. Nature des eaux usées 54
a. Les eaux usées d'origine domestique 54
b. Les eaux industrielles 54
c. Les eaux des services publiques 55
d. Les eaux usées parasites 55
III.9.2. Estimation du débit moyen des eaux usées 55
III.9.3. Notion est évaluation du débit de pointe 55
III.10. Evaluation des débits d'eaux parasites 58
III.11. Evaluation des débits d'eaux pluviales 58
III.11.1. La méthode Rationnelle 59
III.11.2. La méthode Superficielle 61
III.11.3. Choix de la méthode de calcul 64
III.11.4. Choix du coefficient de ruissellement 64
III.11.5. Estimation du coefficient réducteur d'intensité α 70
III.11.5.1Méthode d'estimation du coefficient réducteur d'intensité α 70
III.11.6. Estimation du débit totale 72
Conclusion 72

Chapitre IV

IV.1. Introduction 74
IV.2. Objectif de l'étude du diagnostic 74
IV.3. Diagnostic structurel des collecteurs Ain Allah, lakhal et ben aknoun. 74
IV.3.1 Diagnostic structurel des collecteurs Ain Allah 74
IV.3.1.1. Caractéristiques du collecteur Ain Allah 74
IV.3.1.2. Conditions actuelles des regards de collecteur Ain Allah 76
IV.3.1.3. CONTEXTE URBAIN 77
IV.3.1.4Etat du collecteur Ain Allah 79
IV.3.1.5.Profile en long 81

IV.3.2. Diagnostic du collecteur lakhal 81
IV.3.2.1. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES 81
IV.3.2.2. Conditions actuelles des regards de collecteur Lakhal 83
IV.3.2.3 Etat du collecteur Lakhal 83
IV.3.2.4 : 3Profile en long 86
IV.3.3. Diagnostic du collecteur benaknoun 86
IV.3.3.1.1Etat des regards 87
IV.3.3.2.Etat du collecteur 87
IV.3.3.3Profile en long 91
IV.4. Diagnostic hydraulique des collecteurs Ain Allah, lakhal et ben aknoun 91
IV.4.1. Méthodologie du diagnostic hydraulique 91
IV.4.2. Notion sur le calcul de la surface et du périmètre des différentes formes des collecteurs 92
IV.4.3. Interprétation des résultats 101
IV.5. Synthèse et recommandation 101
IV.5.1. Collecteur lakhal 101
IV.5.2. Collecteur AIN ALLAH 102
IV.5.3. Collecteur Ben Aknoun 102
CONCLUSION 103

Chapitre V

V.1. Introduction 105
V.2. Aperçu sur les différentes solutions proposées 105
V.3. Conditions d'implantation d'un réseau d'assainissement 105
V.4. Conditions d'écoulement et de dimensionnement 106
V.5. Notion et définition des paramètres influant dans le dimensionnement 106
V.5.1. Mode de calcul 106
V.5.1.1. calcul hydraulique et dimensionnement des conduites circulaires 106
V.5.1.2 calcul hydraulique et dimensionnement Dimensionnement des galeries 111
V.6. Elaboration des variantes 113
V.6.1. 1Variante 1 113

V.6.1.2VARIANTE 2 120
V.7. Choix de la variante 128
V.8. Conclusion 128

Chapitre VI

VI.1Introduction 129
VI.2Ouvrages principaux 129
VI.2.1.Canalisations 130
a) Conduites en béton non armé 131
b) Conduites en béton armé 131
c) Tuyaux en fibre ciment 131
D-Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié 132
Conduites en grésartificiels 132
conduites en PEHD ondulé 132
conduite en matièresplastique: 133
E)Le PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) 133
VI.2.2.-Choix du type de canalisations 133
VI.2.2.1-Propriétés mécaniques et physiques 134
VI.2.2.2-Propriétés chimiques 134
VI.2.2.3-Qualités économiques 134
VI.2.3- Assemblage des conduites 134
VI.2.3.1 : assemblage des conduites PVC 134
VI.2.3.2 : assemblage du PEHD ondulé 136
VI.2.3.3 : collage des conduites de type diffèrent 136
VI.2.4 : Différentes actions supportées par la conduite 136
VI.2.4.1 : Actions mécaniques 137
VI.2.4.2 : Action statique 137
VI.2.4.3 : Action chimique 137
VI.2.5: Protection des conduites: 137
VI.2.6: Essais des tuyaux préfabriqués: 137
VI.3 :Ouvrages annexes: 138
VI.3.1 : Ouvrages normaux 139
VI.3.1.1 :Branchements 139
VI.3.1.2 :caniveaux 140
VI.3.1.3 : Bouches d'égout 140
VI.3.1.4 Regards 141

VI.3.2 : Ouvrages spéciaux 144
VI.3.2.1 : Déversoirs d'orage 144
VI.3.2.2 : Bassins de stockage de l'eau pluvial.....146
VI.4: Dimensionnement des ouvrages spéciaux.....147
VI.4.1 Donné de base.....147
VI.4.2. Hauteur d'eau allant vers la deuxiemme galerie de AIN ALLAH.....148
VI.4.3. Hauteur de la lame déversante.....148
VI.4.4.La longueur du déversoir 148
VI.4.5.Dimentionnement de la conduie qui rejets ver la premiére galerie de AIN ALLAH 149
Conclusion 149

Chapitre VII

VII.1.Introduction 150
VII.2. Emplacement des canalisations……..…….150
VII.3.: Exécution des travaux..... ……..….150
VII.4.Décapage de la couche de terre végétale.....……...150
VII..5.Emplacement des jalons des piquets (piquetage).....……...151
VII.6.Exécution des tranchées et les regards.....…….…..151
VII.7 Aménagement du lit de sable……..152
VII.8. Pose des canalisations en tranchées ..... ……152
VII.8.1.Mise en place des conduits……..…..153
VII.8.2. Assemblage des conduits…….…154
VII.8.3. Essais sur les joints et les canalisations: 154
VII.8.4. . VII.9.Réalisation des regards.....155
VII.10.Remblaiement et compactage des tranchées..... ..155
VII.8.5. VII.11.Choix des engins 156
VII.12 : Devis quantitatif et estimatif..... 157
VII.12.1 : Détermination des différents volumes.....157
Conclusion: ..... ……..……160

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : précipitations moyennes mensuelles en (mm). 6
Tableau I-2 : températures moyennes mensuelles en (°C). 7
Tableau I-3 : moyennes mensuelles des vitesses du vent en (m/s). 8
Tableau I-4: l'humidité relative moyenne mensuelle en(%). 9
Tableau I-5 : évaporations moyenne mensuelles en (mm). 10
Tableau I-6 : Evapotranspirations mensuelles et annuelles dans différentes stations calculées selon Penman en mm. 11

Tableau N°II.1-Coordonnées de la station pluviométrique de BIR MOURAD RAIS 17
Tableau N°II.2 :observation non classées et comparaison avec la médiane……..…18
Tableau N°II.3.Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique……21
Tableau N°II.4.Résultats après utilisation de l'ajustement par le logiciel hyfran……..22
Tableau N°II.5.Les paramètres de la droite de gumbel 23
Tableau N°II.6. Estimation des paramètres de la droite de Gumbel 25
Tableau N°II.7.Reception du test dekhi 2……...26
Tableau N°II.8.Intensité des différentes périodes de retour…… . 30

Tableau III-1L'évaluation démographique des communes est représentée dans le tableau suivant : ... 45
Tableau III-2 : Répartition de la population future à l'horizon 2050 de calcul de la commune de « Bouzareah» 45
Tableau III-3 : Répartition de la population future a l'horizon 2050de calcul de la commune « D'El Achour» 45
Tableau III-4 : Répartition de la population future à l'horizon 2050calcul de la commune de « Delybrahim» 45
Tableau III-5 : Répartition de la population future a l'horizon 2050de calcul de la commune « Ben aknoun » 45
Tableau III-6 : Evaluation de la consommation des équipements de « Bouzareah» 47
Tableau III-7 : Evaluation de la consommation des équipements BEN AKNOUN. 48
Tableau III-8 : Evaluation de la consommation des équipements DELY BRAHIM. 50
Tableau III-9 : Equivalent habitants des communes 52

Tableau III-10 : Population totale des communes (2050) ……63
Tableau III-11 : Les résultats de calcule de densité des communes…….
Tableau III-12 : Evaluation des débits des eaux usées
Tableau III-13 : Evaluation des débits des eaux parasites

Tableau III-14 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins 64
Tableau III-15 :Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.....65
Tableau III-16 : Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer 65
Tableau III-17 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population.....66
Tableau N° III-18 :Evaluation du coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin.....69
Tableau N° III-19 : Evaluationdes débits pluviauxpour différentes périodes de retour 10ans, 20ans, 50ans, 100ans.....71
Tableau N° III-20 : Calcule du débit total pour des périodes de retour 10ans, 20ans, 50ans, 100ans ..73

Tableau IV-1 : conditions actuelles des regards de visite du collecteur Ain Allah ……..……76
Tableau IV-2 : Etat du collecteur Ain Allah…….. 80
Tableau IV-3 : Conditions actuelles des regards de collecteur Lakhal…… .83
TableauIV-4 : Etat du collecteur Ain Allah.....84
Tableau IV-5 : Etat du collecteur Ben Aknoun.....88
TableauIV-6 : Diagnostic Hydraulique du collecteur lakhal existant (T=10 ans)……..94
TableauIV-7 : Diagnostic Hydraulique du collecteur AIN ALLAH existant (T=10 ans)……..96
TableauIV-8 : Diagnostic Hydraulique du collecteur BEN AKNOOUN existant (T=10ans)…… ..... ……...98
TableauIV-9 : Diagnostic Hydraulique du collecteur BEN AKNOOUN existant (T=50 ans)……..……..99
TableauIV-10 : Diagnostic Hydraulique du collecteur BEN AKNOOUN existant (T=100ans)…….……100

Tableau V-1 : réhabilitation de l'amont du collecteur LAKHAL en PRV (ks=110) ……..……...114

Tableau V-2 : réhabilitation de la partie en dalot du collecteur LAKHAL en PRV (ks=110)..... 115

Tableau V-3 : réhabilitation de l'aval du collecteur LAKHAL en PRV (ks=110) …….116

Tableau V-4 : réhabilitation du collecteur BEN AKNOUN en PRV (ks=110)…….....……117

Tableau V-5 : réhabilitation de l'amont du collecteur AIN ALLAH en PRV (ks=110)… .....… . …118

Tableau IV-6 : renouvellement de la partie aval du collecteur BEN AKNOOUN en béton armée avec changement de tracer……..121

Tableau V-7 : renouvellement de la partie amont du collecteur LAKHAL en béton armée……..122

Tableau V-8 : renouvellement de la partie amont du collecteur LAKHAL en PRV (ks=110)……..124

Tableau IV-9 : renouvellement de la partie amont du collecteur AIN ALLAH en béton armée

……125

Tableau IV-10 : renouvellement avec une galerie rectangulaire en béton du collecteur AIN ALLAH…….126

Tableau IV-11 : vérification que le régime est fluvial dans la galerie Hc(m) <Hn(m)…….. 127

Tableau VI-1:diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes. ……..130

Tableau VI-2:Dimentionnement de la conduie qui rejets ver la premiére galerie de AIN ALLAH: ……153

Tableau VII.1 : coefficient de foisonnement …… 168

Tableau VII.2: Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet. …… 169

LISTES DES FIGURES ET CARTES

Figure I-1 : plan de situation de la zone d'etude……...…5
Figure I-2 :caarte géologique et hydrogéologique de la wilaya d'Alger……..4
Figure I-3 : Carte I-1 : Carte sismique d'Algérie 5
Figure I-4 : précipitations moyennes mensuelles 6
Figure I-5 :temperature moyennes mensuelles……7

Figure I-6: moyennes mensuelles des vitesses du vent..... 8
Figure I-7 : humidité relative moyenne mensuelle..... 9
Figure I-8 : évaporation moyenne mensuelle.....10

Figure N°II.1 : le cycle de l'eau……..15

Figure N°II.2 : Graphique des observations sur papier normal 19
Figure N°II.3 .Ajustement par la loi de Gumel.....22
Figure N°II.4 : Ajustement par la loi de Gumbel 23
Figure N°II.5 : Ajustement par la loi de Galton 25
Figure N°II.6 : Ajustement par la loi de Galton 26
Figure N°II.7.Test d'adéquation de la loi de Galton.....27
Figure N°II.8.Test d'adéquation de la loi de Gumbel.....28

Figure III-1 : délimitation des sous bassins.....38
Figure III-2 : Système unitaire…… ...40
FigureIII-3 : Système séparatif..... .40
Figure III-4 : Système pseudo-séparatif ……41
Figure III -5 : Schéma perpendiculaire 42
Figure III -6 : Schéma oblique 43
FigureIII-7 : Schéma latéral.....43
Figure III-8 : Schéma par zones étagées.....43
Figure III.9.Délimitation des sous bassin en surface presque de même nature pour L'estimation coefficient de ruissèlement….....69

Figure VI-1 : composition chimique de conduite en PVC 132
Figure VI-2 : nettoyage de la partie a assemblé 134
Figure VI-3 :appliqué l'adhésif a l entré de l'emboitement 135
Figure VI-4 : Assemblage par collage à froid 135
Figure VI-5: soudage des conduites en PEHD 136
Figure VI-6 :Exemple d'un branchement simple 139
FigureVI. 7: Vue en 3D des caniveaux et la bouche d'égout avec décantation 140
Figure VI.8 :bouche d'ègout a acceè laterale ou acces sur le dessus 141
Figure VI.9 :exemple d'un regard simple. 143
Figure VI.10 :schéma de principe du déversoir d'orage 145

Figure VII.1 : Coupe transversale d'une tranchée avec 162
Fig.VII.2 : pose de la canalisation 163
Fig.VII.3 : le pipelayers Pipelayers (pose de la canalisation) 164
Figure VII-4 : la mise en place de l'adhésif à l'aide d'un pinceau 164

Listes des planches

Planche N° 1 : Profil en long du collecteur AIN ALLAH.

Planche N° 2 : Profil en long du collecteur LAKHAL.

Planche N° 3 : Profil en long du collecteur BEN AKNOUN.

Planche N° 4: Tracer en plan des collecteur principaux.

Planche N° 5 : Changement de tracer AIN ALLAH ,BEN AKNOUN.

Liste des annexes

Annexe. Série de précipitations moyennes mensuelles et maximales journalières de la station expérimentale de BIR MOURAD RAIS

Annexe 01: coefficient de Strickler pour différents types de matériaux

Annexe 0 2: estimation du coefficient reducteur d'intensité α

Liste des abréviations

ANRH : Agence Nationale des ressources Hydrauliques.

APC : Assemblée populaire communale.

ONM : Office national de météorologie.

ONS : Office national de statistiques.

Introduction générale

L'assainissement est un art ancien dont ses vertiges se retrouvent déjà dans les ruines de Babylone et de la Grèce antique.

Ce n'est qu'à la fin de la 1ére moitié du 19éme siècle que l'assainissement est devenu une science qui consiste à évacuer par voie hydraulique le plus rapidement possible et sans stagnation, les déchets provenant d'une agglomération humaine ou plus généralement d'un centre d'activité économique.

Donc l'Assainissement des agglomérations a pour but :
· De collecter et évacuer les eaux usées et pluviales en évitant les risques d'inondation ;
· D'assurer leur rejet dans le milieu récepteur après un traitement compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces deux objectifs nécessitent un entretien efficace des systèmes de collecte et de traitement et leur maintien en état, y compris l'évacuation « sans danger » des différents déchets qu'ils génèrent (produits de curage ; matières de vidange ; refus de dégrillage ; graisses ; sables ; boues ; etc.…).

Les systèmes d'Assainissement dépendent à l'évidence de l'occupation des sols et réciproquement les choix d'urbanisme ne peuvent pas se faire sans tenir compte des contraintes d'Assainissement.

Comme tous les autres équipements dont l'urbanisation dépend, l'Assainissement concourt au confort des usagers, mais également aux nuisances, aux pollutions et aux déséquilibres écologiques.

En effet un système d'Assainissement est en perpétuelle évolution, et on ne peut se limiter à étudier les ouvrages d'Assainissement à réaliser dans un secteur géographique donné sans se soucier des implications dans l'espace et dans le temps.

C'est dans ce cadre que s'inscrit notre projet qui se base sur l'étude du système d'évacuation d'eaux usées et pluviales des centres ruraux des communes Bouzareah, Dely Brahim, Ben Aknoun et El Achour, Wilaya d'Alger.

Afin de mieux aborder ce travail, on va présenter 7 chapitres :

On présentera en premier lieu les caractéristiques de notre agglomération, puis nous allons aborder l'étude hydrologique et par la suite le calcul de base, le diagnostic physique et hydraulique du réseau du système d'évacuation ainsi que des solution que nous proposerons. On s'intéresse également aux éléments constitutifs du réseau de ce système ainsi que leur dimensionnement. A la fin nous ferons l'estimation des couts.

CHAPITRE I

PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

I.1.Introduction

Avant la mise en œuvre de tous travaux d'assainissement il est essentiel d'identifier les conditions d'exécution des ouvrages d'assainissement projetés.

Par conséquence une étude de site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physique du lieu tel que le climat, la topographie, la géologie, la sismicité.

I.2.Situation géographique

Notre étude se basera sur trois collecteurs appartenant à quatre communes de la willaya d'Alger : **DELLY BRAHIM**, **BOUZAREAH, BEN AKNOUN ET EL ACHOUR.**

- **DELLY BRAHIM :**

  Delly Ibrahim est une commune de la banlieue nord de l'Algérois, se situe à 11 Km à l'ouest d'Alger-centre.

  Une latitude de 36°45' Nord et une longitude de 2°58'60" Est, compte 35 230 habitants Depuis le dernier recensement de la population **(ONS 2008)**

- **BOUZAREAH :**

  Bouzaréah est le 11^{e} arrondissement d'Alger, Bouzaréah est considérée comme le Véritable belvédère d'Alger. La commune est située à 8 km du centre d'Alger avec une Latitude de 36°47'24'' Nord et une longitude de 3°01'04'' Est.

  S'étendant sur une superficie de 22 km^{2} ayant une population près de 83797 habitants **(ONS 2008).**

- **BEN AKNOUN :**

  Ben Aknoun est une commune de la wilaya d'Alger en Algérie, située dans la proche banlieue ouest de la ville d'Alger à 270 mètres d'altitude.

  Ben Aknoun est située à environ 7 km à l'ouest du centre-ville d'Alger avec une latitude de 36°45'34'' Nord et une longitude de 3°00'33'' Est. Compte 18 838 habitants depuis le dernier recensement de la population **(ONS 2008).**

EL ACHOUR :

El Achour est une commune de la wilaya d'Alger en Algérie, située dans la proche banlieue Sud-Ouest d'Alger.

El Achour est située à environ 12 km au sud-ouest du centre-ville d'Alger avec une latitude de 36°44'00'' Nord et une longitude de 2°59'00'' Est. S'étendant sur une superficie de 11,2 km^2 ayant une population prés de 41 070 Habitants (ONS 2008).

Figure I-1 : Plan de situation de la zone d'étude

I.3.Topographie du site

La topographie joue un rôle très important dans la conception d'un projet d'assainissement.

Notre zone d'étude est caractérisée par une topographie accidentée, elle est caractériser par une zone haute (Clervale, les Asphodéles, Ain allah) et une zone basse la ou

les collecteurs ce croisent. Ce qui va engendrer un dépôt de matières en bas et un affouillement an haut. La pente moyenne de la zone ne dépasse pas 5%.

I.4.Géologie et sismicité du site

I.4.1.La géologie du site

Du point de vue géologique notre zone d'étude correspond à la partie Ouest de la willaya d'Alger. Selon la figure (I-2) les collecteurs traversent 3 formations géologiques, à savoir :

- Une partie est située dans des marnes et argiles, peu perméable à l'eau. Ces formations peuvent présenter un substratum de nappe d'eau est ont un caractère corrosif en présence de l'eau pour un acier enterré.
- Une autre partie est située à la limite des zones en calcaire et marnes.
- Des sols homogènes et constituées de marnes peu argileuses et normalement consolidées.

Pour les ouvrages importants et ceux qui doivent être executés en souterrain une étude géogtechnique de la sturcture des terrains doit étre faite pour tout site susceptible de recevoir des ouvrages imprtants d'assainissement.

I.4.2.La sismicité du site

Dans la région Méditerranéenne s'affrontent les plaques Africaine et Eurasiatique. La Frontière de plaque associée à cette convergence correspond à une zone de déformation. Cette déformation de la région méditerranéenne est associée à une sismicité Qui touche un certain nombre de pays des deux rives, génère de nombreuses failles actives provoquant des séismes plus au moins importants sur tout la cote nord de l'Algérie.

L'étude sismique de l'Algérie a démontré cinq zones établies au niveau national :

- **Zone 0:** **sismicité négligeable**
- **Zone I :** **sismicité faible** **(**sans dommages)
- **Zone II a :** **sismicité moyenne** (dommages légers)
- **Zone II b :** **sismicité moyenne** (dommages notables)
- **Zone III :** **sismicité élevée** (destructions)

D'après cette classification la zone d'étude se trouve dans la zone III soit une sismicité élevée.

I.5.CLIMATOLOGIE

I.5.1.LE CLIMAT

La zone d'étude se situe sur la bande littorale, donc elle est caractérisée par un climat méditerranéen sec et chaud en été et doux pluvieux en hiver.

I.5.2.LES PRECIPITATIONS

L'office national de météo-logie (DAR EL BEIDA) a enregistré les variations pluviales journalières de la série pluviométrique de la station de DAR EL BEIDA.

Selon l'observation, les précipitations sont irrégulières. JUIN et JUILLET sont les mois les plus secs. La pluviométrie maximale de l'année est durant période qui s'étend deNovembre à Janvier, elle représente 46,5% de la pluviométrie totale annuelle. La pluviométrie annuelle moyenne est de 607 mm/ans. Le tableau (I.1) représente les précipitations moyennes mensuelles de la série pluviométrique 1996-2008 et sa représentation graphique est sur la figure (I-3).

Tableau I-1 : précipitations moyennes mensuelles en (mm) de l'année 2008.

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
P (mm)	76,2	75,6	47,8	55,5	48,9	4,9	2,6	10,7	26,8	52,1	107,4	98,5

Source : ONM

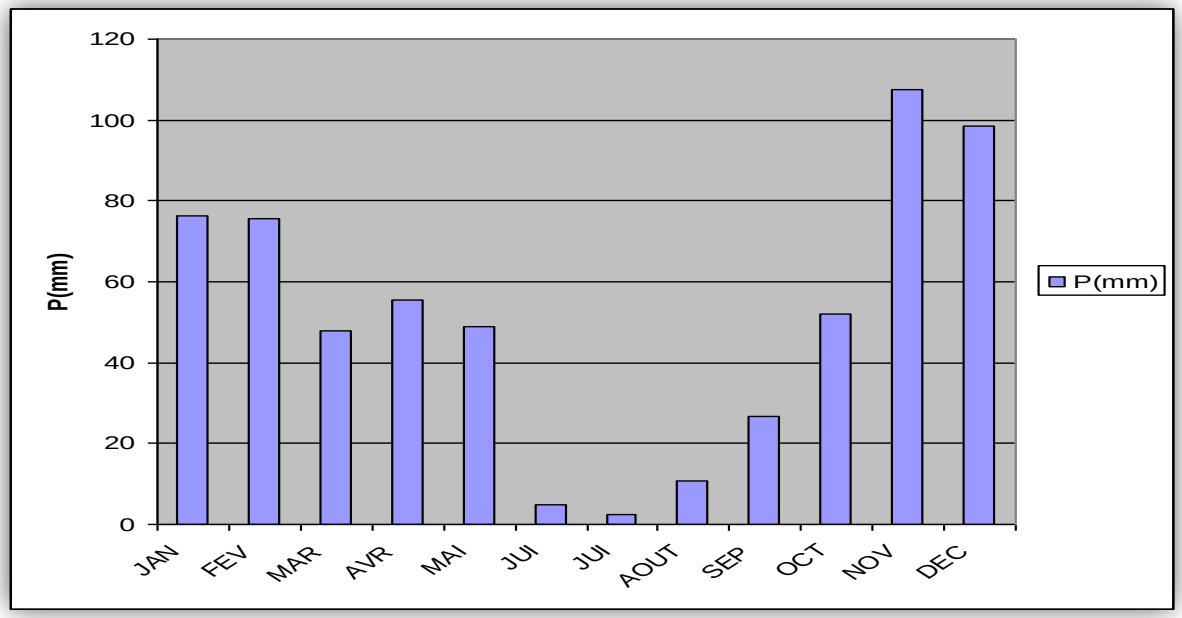


Figure I-2 : précipitations moyennes mensuelles

I.5.3.LES TEMPERATURES

Elle varie en moyenne de 4 °c à 45°c. L'année se divise en un semestre chaud (de MAI jusqu'à OCTOBRE) ou la température est supérieure a la moyenne annuelle (18.1°c) et un semestre froid ou la température est inférieure a cette moyenne.

La distribution de la température moyenne mensuelle est donnée par le tableau (I-2) et sa représentation graphique sur la figure (I-4).

Tableau I-2 : températures moyennes mensuelles en (°C) de l'année 2008.

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
T (°C)	11,4	11,4	13,6	15,7	18,9	22,8	25,4	26,3	23,7	20,5	15,2	12,3

Source : ONM

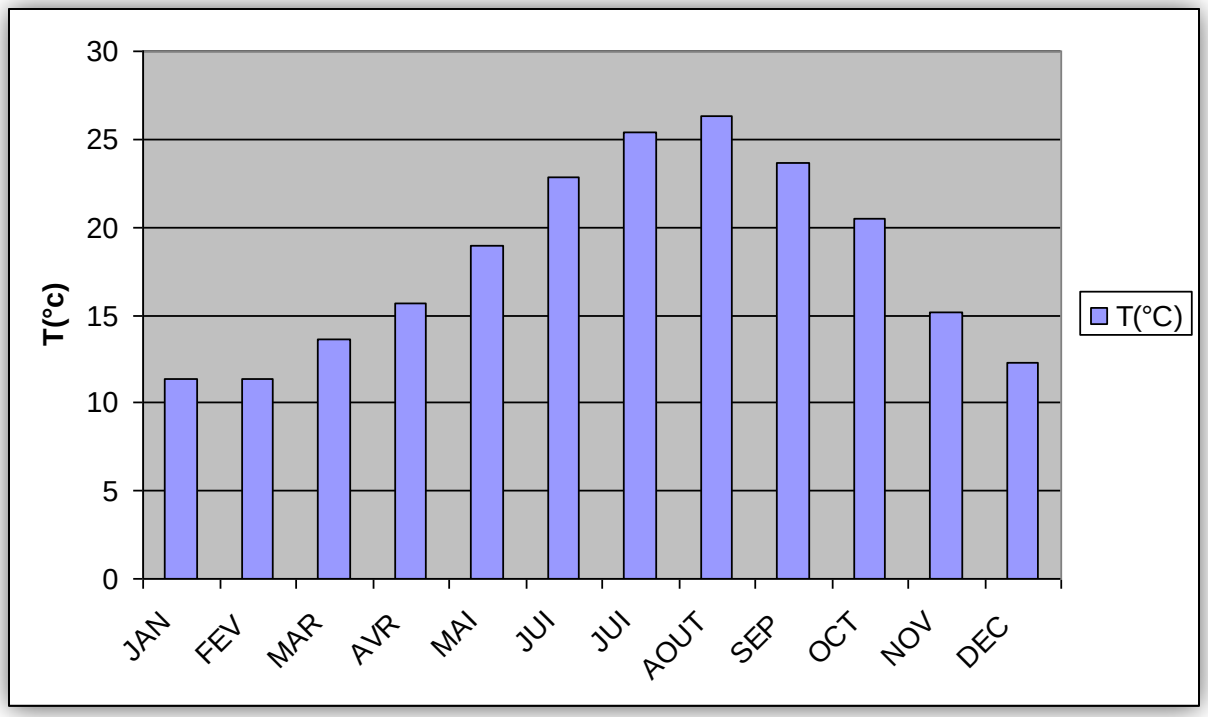


Figure I-3 : températures moyennes mensuelles

I.5.4.LES VENTS

Sur notre zone les vents dominats sont des vents d'ouest (soufflant de novembre a mai apportons des pluies) et des vents d'Est (soufflant de mai à octobre en général frais et humide, en été souffle par fois le vent du sud (siroco).

La distribution des vitesses moyennes mensuelles est donnée sur le tableau et sa représentation graphique est sur la figure (I-5).

Tableau I-3 : moyennes mensuelles des vitesses du vent en (m/s) de l'année 2008.

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
V (m/s)	9,7	9,8	10,3	11	10,5	10,9	10,8	10,4	10,5	9,5	10,2	9,7

Source : ONM

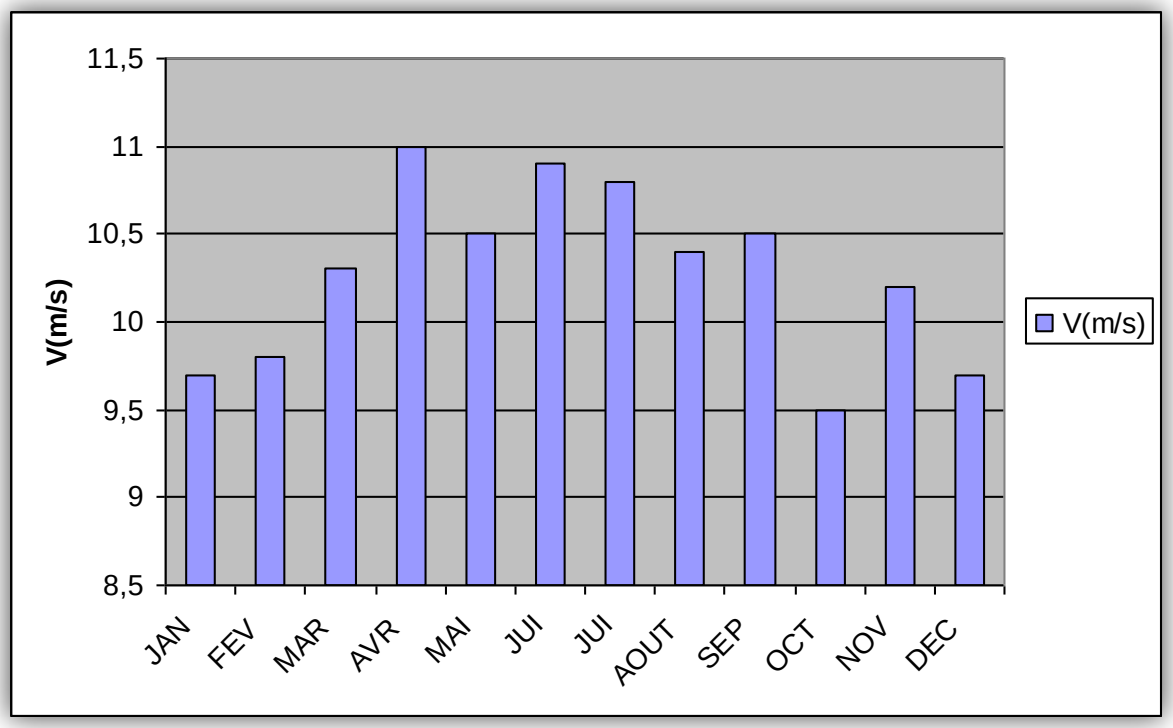


Figure I-4: moyennes mensuelles des vitesses du vent

I.5.5.L'HUMIDITE RELATIVE

L'humidité relative moyenne annuelle est de 75%. Elle représente un maximum en février 81% et un minimum en Aout 70%.On peut conclure que la région de nos collecteurs a une humidité relative assez élevée. L'humidité relative est donnée par le tableau et sa représentation graphique par la figure (I-6).

Tableau I-4: l'humidité relative moyenne mensuelle en(%)de l'année 2008.

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
H(%)	79	81	77	76	77	71	70	70	72	75	78	80

Source : ONM

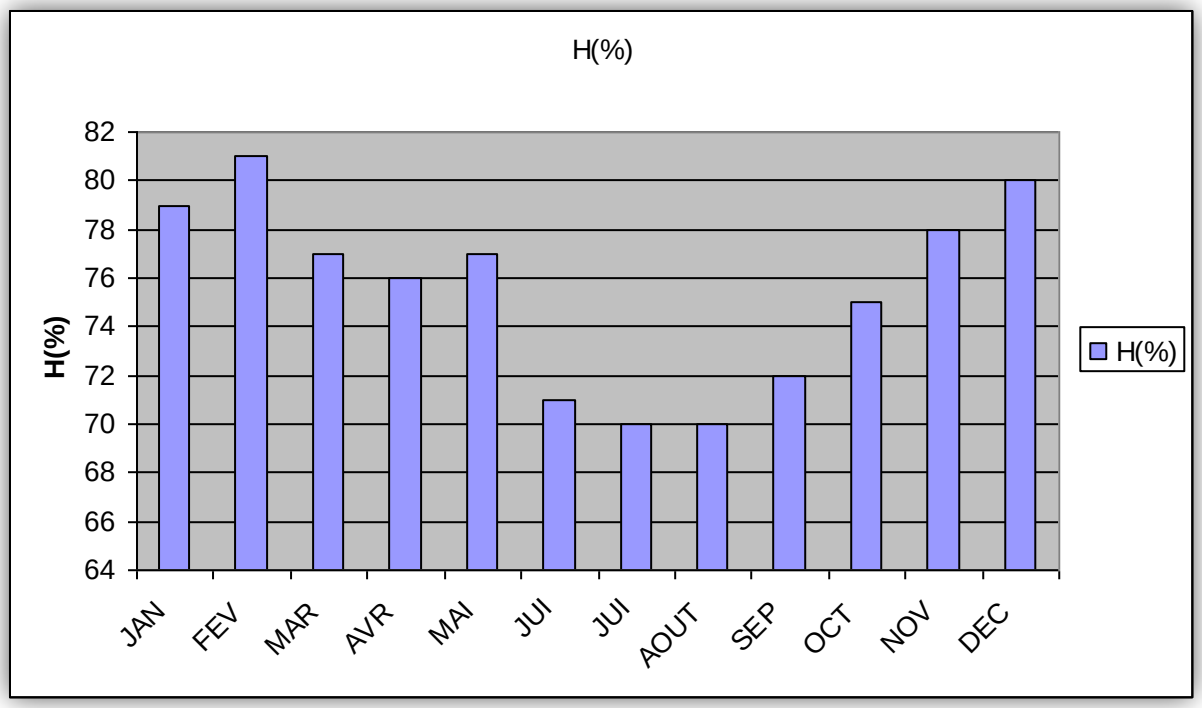


Figure I-5 : humidité relative moyenne mensuelle

I.5.6.L'EVAPORATION

L'évaporation est importante dans la wilaya d'Alger, soit de 955 mm/an selon la méthode de Pen man modifiée avec une moyenne de 4,05 mm/j.

La distribution de l'évaporation moyenne mensuelle est donnée sur le tableau et sa représentation graphique est sur la figure (I-7).

Tableau I-5 : évaporations moyenne mensuelles en (mm) de l'année 2008.

MOIS	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUI	JUI	AOUT	SEP	OCT	NOV	DEC
EV (mm)	57,1	48,4	66,9	79,7	80,7	106,5	120,4	128,6	105,5	82,2	63,4	55,6

Source : ONM

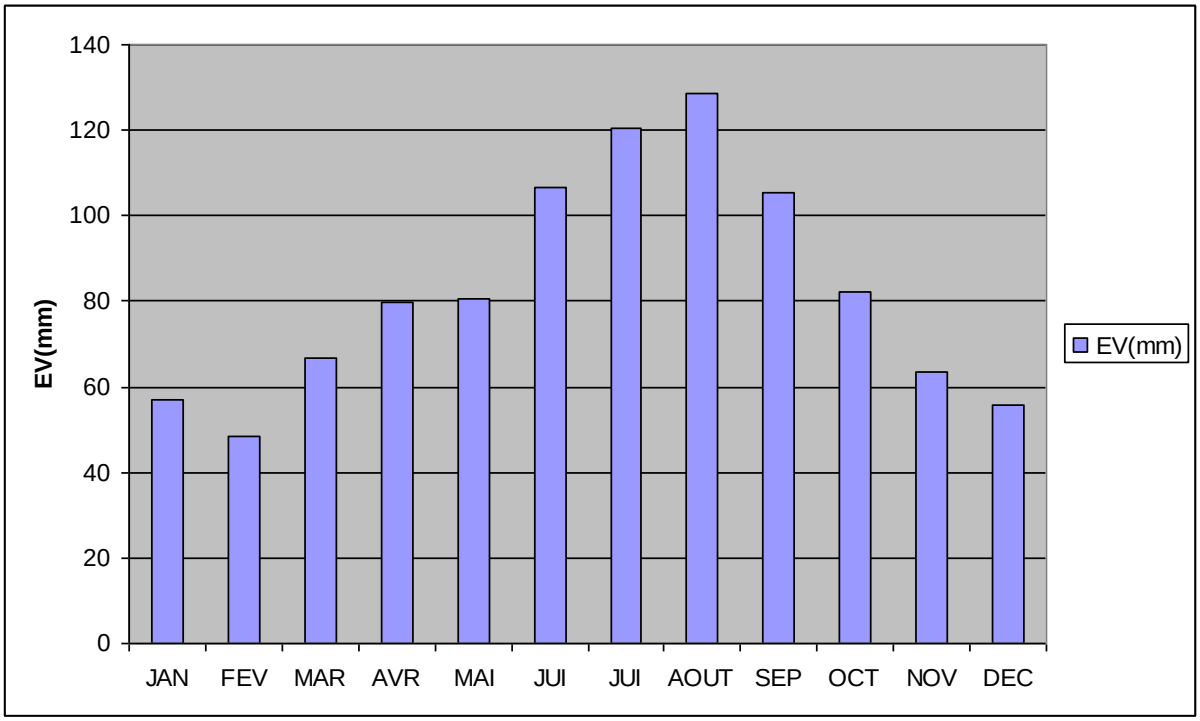


Figure I-6 : évaporation moyenne mensuelle

I.5.7.EVAPOTRANSPIRATION

L'évapotranspiration potentielle est importante dans la wilaya d'Alger, soit de 1366 mm/an selon la méthode de Penman modifiée avec une moyenne de 4,05 mm/j. Les valeurs moyennes mensuelles et annuelles de l'évapotranspiration de la station d'Alger sont regroupées dans le tableau ci-dessous :

Tableau I-6 : Evapotranspirations mensuelles et annuelle calculées selon Penman en mm de l'année 2008.

Station	**Jan**	**Fév**	**Ma**	**Avl**	**Mai**	**Jui**	**Jill**	**Aou**	**Sep**	**Oct**	**Nov**	**Dec**	**Année**
Alger	49	58	95	124	158	176	196	185	135	98	53	39	**1366**

I.6.URBANISATION DU SITE

Notre zone d'étude se situe dans une zone complètement urbanisé mis à part une minorité d'espaces forestières.

I.7.COLLECTEUR INTERCOMMUNAL EXISTANT :

I.7.1.COLLECTEUR AIN ALLAH :

La partie du collecteur en tôles d'acier est posée pendant les années 1950. La partie en béton en amont de celles-ci, composée de section circulaire, a été posée postérieurement suivant l'évolution de l'urbanisation. L'épaisseur initiale des tôles en acier n'est pas connue.

Généralement, la durée de vie utile de ce type d'acier ondulé enterré est de 40-70 ans et est conditionnée par les facteurs d'agressivité (sol encaissant, nature des effluents, formation de dépôts fermentescibles, conditions de pose).

Cela permet d'estimer que l'ouvrage du collecteur Ain Allah, âgé de plus de 60 ans.

Les effluents transportés du collecteur sont de type unitaire (eaux usées et eaux pluviales). Ils proviennent, d'une part, en amont, des secteurs des communes Ain Allah, Delly Ibrahim et Ben Aknoun présentant une surface de 212 ha et, d'autre part, des effluents du collecteur Lekhal qui dessert plusieurs sous bassins versants présentant une surface de 289 ha .

Ces effluents rejoignent en aval un ouvrage bassin partiellement à ciel ouvert recevant également les effluents du collecteur Ben Aknoun, pour se diriger vers le collecteur de l'oued El Kerma.

I.7.2.COLLECTEUR LAKHAL :

Le collecteur Lekhal est un ouvrage de 2966 ml évacuant les effluents unitaires d'un grand bassin versant.

Ce collecteur comprend de l'amont vers l'aval :

Commune Dely Brahim : un linéaire de 1752 ml composés d'ouvrages en béton armé de différentes sections successives (circulaire DN1000, ovoïde 1200 x 1800, ovoïde 1900 x 2400, ovoïde 2000 x 2400, dalot 1450 x 1700) ;

Communes Delly Brahim et Ben Aknoun : un linéaire de 1214 ml en tôles d'acier ondulées de section circulaire théorique de DN2000. Ce linéaire est l'objet de la PRESENTE étude. Le collecteur rejoigne le collecteur Ain Allah vers le croisement des routes N36 et 5 juillet.

Le collecteur est relativement profond. Le radier est situé à des profondeurs de l'ordre de 8 m sur les premiers 500 ml du collecteur, et entre 3 à 5 m par la suite, avec des profondeurs de l'ordre de 9 m à certains endroits aval sur le linéaire en parallèle de l'oued naturel.

Le collecteur dispose initialement 14 regards de visite, dont l'intervalle entre certains regards est très longue (336 ml, 174 ml et 166 ml) et supérieure à un intervalle satisfaisant (<100 ml) aux besoins d'intervention en sécurité pour la surveillance et l'entretien.

Une inspection sur le parcours du collecteur effectuée le 27 janvier 2016 a permis de constater que 5 de ces regards sont accessibles et 9 regards sont enterrés. Un nouvel accès au collecteur est créé à travers une chambre de raccordement de plusieurs collecteurs mise en œuvre par Cosider sur le site des travaux de construction de l'école de la CNAS.

I.7.3.Collecteur BEN AKNOUN :

En amont Le collecteur visitable est un ouvrage ovoïde avec une banquette, il présente une hauteur de 1,90 m et une largeur de 1,20 m, il se situe à une profondeur variant entre 3,00 m et 4,60 m.

En aval du collecteur Ben Aknoun aval longe en partie la rocade sud. Il traverse un secteur commerçant et résidentiel avant de rejoindre le collecteur Oued El Kerma, c'est un collecteur visitable est un ouvrage de section elliptique de 2,00 m de hauteur et 1,80 m de largeur, ponctué de chambres à sables.

I.8.Conclusion

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant la zone d'étude, du point de vue topographique, géologique, climatique, ainsi que l'urbanisation du site, et les collecteurs intercommunaux existant toutes ces données nous serviront pour entamer notre étude du projet.

CHAPITRE II

ETUDE

HYDROLOGIQUE

II .1.INTRODUCTION :

L'hydrologie est la science qui étudie les propriétés, la distribution et la circulation de l'eau à la surface de la terre, dans les sols, dans les souterrains et dans l'atmosphère. Par cela elle s'intéresse au cycle de l'eau. Au titre des échanges entre l'atmosphère, et la surface terrestre, l'hydrologie s'intéresse aux précipitations (pluie et neige), à la transpiration des végétaux et à l'évaporation directe de la couche terrestre superficielle. On parle d'hydrosphère pour désigner la partie de la planète dans laquelle l'eau se trouve. Les cycles hydrologiques sont donc présents dans l'hydrosphère, l'hydrologie au sens large regroupe :

- L'hydrologie de surface étudie le ruissellement, les phénomènes d'érosion, les écoulements des cours d'eau et les inondations.
- L'hydrologie de sub-surface ou hydrologie de la zone non-saturée étudie les processus d'infiltration, de flux d'eau et de transport de polluants au travers de la zone non saturée. Cette zone a une importance fondamentale car elle constitue l'interface entre les eaux de surfaces et de profondeur.
- L'hydrologie souterraine ou hydrogéologie porte sur les ressources du sous-sol, leur captage, leur protection et leur renouvellement.
- L'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine : production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales.

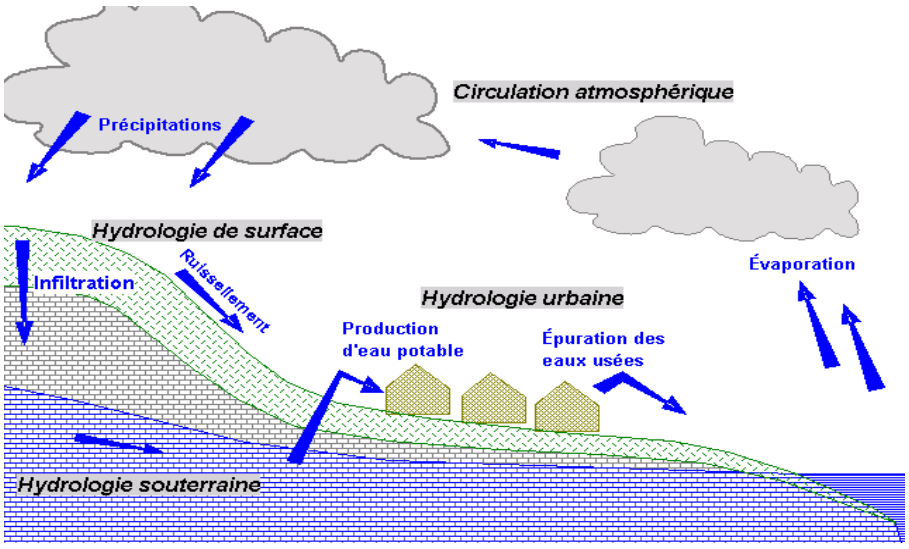


Figure N°II.1 : Le cycle de l'eau

En assainissement, le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des différents ouvrages sont liée à une évaluation saine non seulement des débits d'eau usée mais aussi des débits d'eau pluviale De ce fait le but de cette partie est de choisir la loi adéquate qui nous permet de calculé l'intensité moyenne maximale de durée et de période de retour donnée Ceci nécessite la connaissance des précipitations, en Particulier les pluies maximales journalières et les pluies de courte durée (Averses). Qui permettra par la suite l'estimation des débits de ruissèlement.

II 2.Une averse :

Une averse est un mode de précipitations se caractérisant par un début et une fin brusque et par des variations rapides d'intensité. C'est une période de forte pluie qui peut varier d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps

II .3.Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se reproduire. En général en assainissement on opte pour des pluies décennales.

Le choix de la période de retour en assainissement se fait par rapport au cout du réseau d'égout, son entretien et sa protection contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il peut provoquer en cas d'un mauvais fonctionnement.

II .4.Analyse des données pluviométriques :

En général, l'analyse des données disponibles est le premier pas à franchirdans l'étude d'un projet d'assainissement. Pour cela, une série pluviométrique comportant les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Pour notre cas, l'étude est basée sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique de BIR MOURAD RAIS qui se localise dans les environs immédiats de la région d'étude.

La série de base de la station expérimentale de BIR MOURAD RAIS fournie par l'ANRH d'Alger, a une période de fonctionnement de 52 ans (soit de 1961à 2013).

La station de BIR MOURAD RAIS qui est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau suivant :

Tableau N°II.1-Coordonnées de la station pluviométrique de BIR MOURAD RAIS

Station	Code	X (km)	Y (km)	Z(m)	Période D'observation	Nombre d'années
BIR MOURAD RAIS	020509	531.3	382.8	140	1962-2013	52

II .4.2.CARACTERISTIQUES EMPIRIQUES DE LA SERIE PLUVIOMETRIQUES :

La simulation par le logiciel hyfran nous donne Caractéristiques empiriques de la série pluviométriques qui consiste à la moyenne, l'écart type, Médiane et coefficient de variation Qui sont capitale lors de l'analyse de celle-ci.

Tableau N°II.3.Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique

Caractéristiques de la série	Valeurs
Nombre D'années	41
Minimum	27
Maximum	135
Moyenne	66.3
Ecart-type	24.9
Médiane	59.5
Coefficient de Variation (Cv)	0.376
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.922
Coefficient d'aplatissement (Ck)	3.13
Exposant climatique	0.39

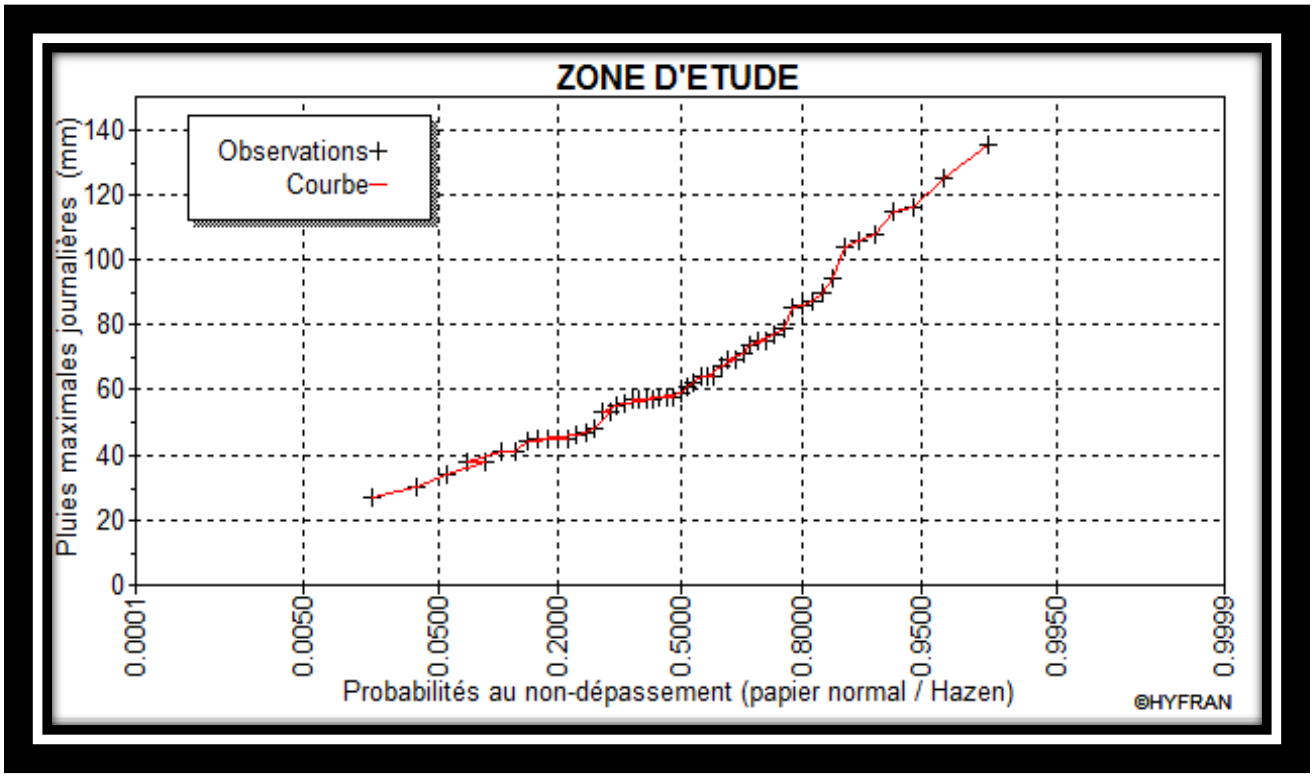


Figure N°II.2 : Graphique des observations sur papier normal

Graphique des observations sur papier normal

Le coefficient de variation Cv nous permet de constaté que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, par cela les deux lois Généralement utilisées sont :

- la loi de Gumbel ;

- la loi de Galton ;

II .4.3.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

F(x)= $e^{-e^{-y}}$Ou bienOn peut écrire : y = - ln (- ln (F (x))

- Y=α(x-x0) est la variable réduite de Gumbel.
- x : précipitation maximale journalière (mm) ;
- x_0: ordonnée à l' origine en (mm).
- 1/a : la pente de la droite de Gumbel
- L'équation de la droite de Gumbel est x= (1/α) y+x0.

a. Procédé d'ajustement et résultats :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre
- Calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule

de HAZEN :F(x) =$\frac{m-0.5}{n}$ …

Avec : m : Rang de précipitation

n : nombre d'observations

- Calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule suivante :

  y= -In (-In (F(x))

- Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de Gumbel tel que : x= (1/α) y+x0.

Sachant que :

1/α : la pente de la droite de Gumbel ;

X0 : l'ordonnée à l'origine ;

- Tracer la droite de Gumbel (à l'aide du logiciel HYFRAN)
-

Tableau N°II.4.Résultats après utilisation de l'ajustement par le logiciel hyfran

T	Q	XT	Ecart-type	intervalle de confiance
10000.0	0.9999	234	26.2	183 - 285
2000.0	0.9995	203	21.7	160 - 245
1000.0	0.9990	189	19.8	150 - 228
200.0	0.9950	158	15.3	128 - 188
100.0	0.9900	144	13.4	118 - 171
50.0	0.9800	131	11.5	108 - 153
20.0	0.9500	113	9.02	95.1 - 130
10.0	0.9000	98.8	7.14	84.8 - 113
5.0	0.8000	84.2	5.29	73.9 - 94.6
3.0	0.6667	72.6	3.99	64.8 - 80.4
2.0	0.5000	62.2	3.14	56.1 - 68.4
1.4286	0.3000	51.5	2.88	45.8 - 57.1
1.2500	0.2000	45.9	3.07	39.8 - 51.9
1.1111	0.1000	38.9	3.55	31.9 - 45.9
1.0526	0.0500	33.8	4.03	25.9 - 41.7
1.0204	0.0200	28.6	4.58	19.6 - 37.6
1.0101	0.0100	25.4	4.95	15.8 - 35.1
1.0050	0.0050	22.7	5.27	12.4 - 33.1
1.0010	0.0010	17.6	5.91	6.00 - 29.2
1.0005	0.0005	15.7	6.14	3.68 - 27.8
1.0001	0.0001	12.0	6.62	-0.988 - 25.0

Avec :

T : période de retour (T=10ans) ;

q : probabilité au non dépassement ;

XT: précipitations maximales journalières ;

Tableau N°II.5.Les paramètres de la droite de gumbel

1/α	X_0
19.4134	55.0961

Alors la droite de gumbel devient : X=19.4134Y+55.0961

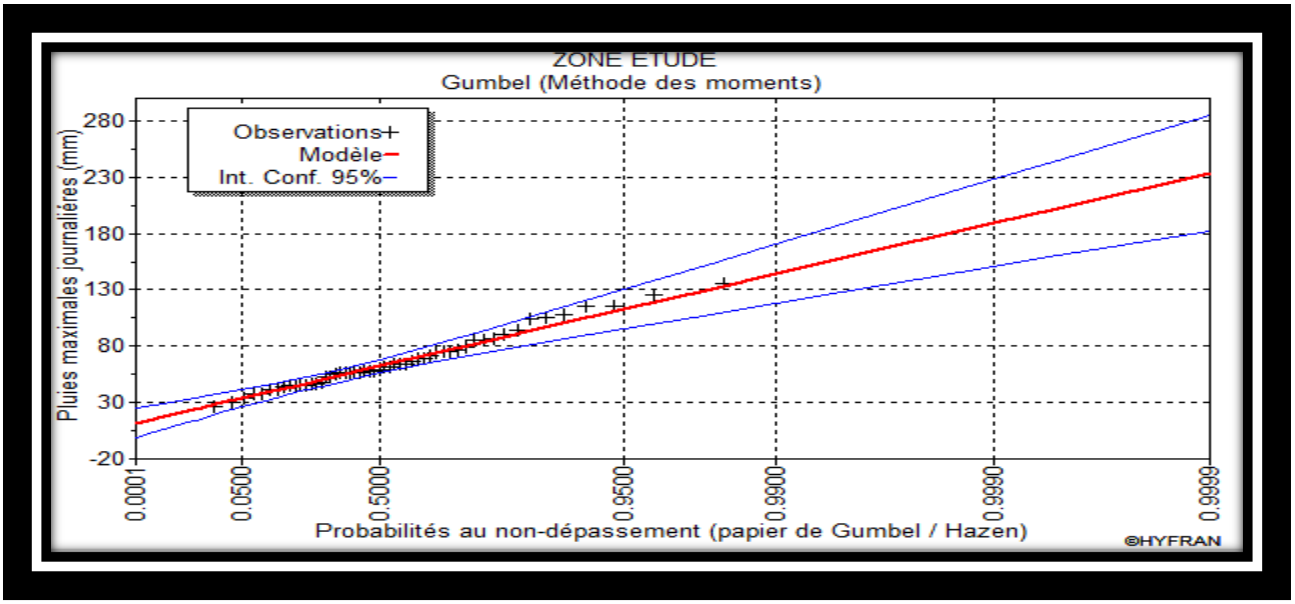


Figure N°II.3 .Ajustement par la loi de Gumel

Pour une meilleure visualisation de la droite de Gumbel on enlève l'intervalle de confiance

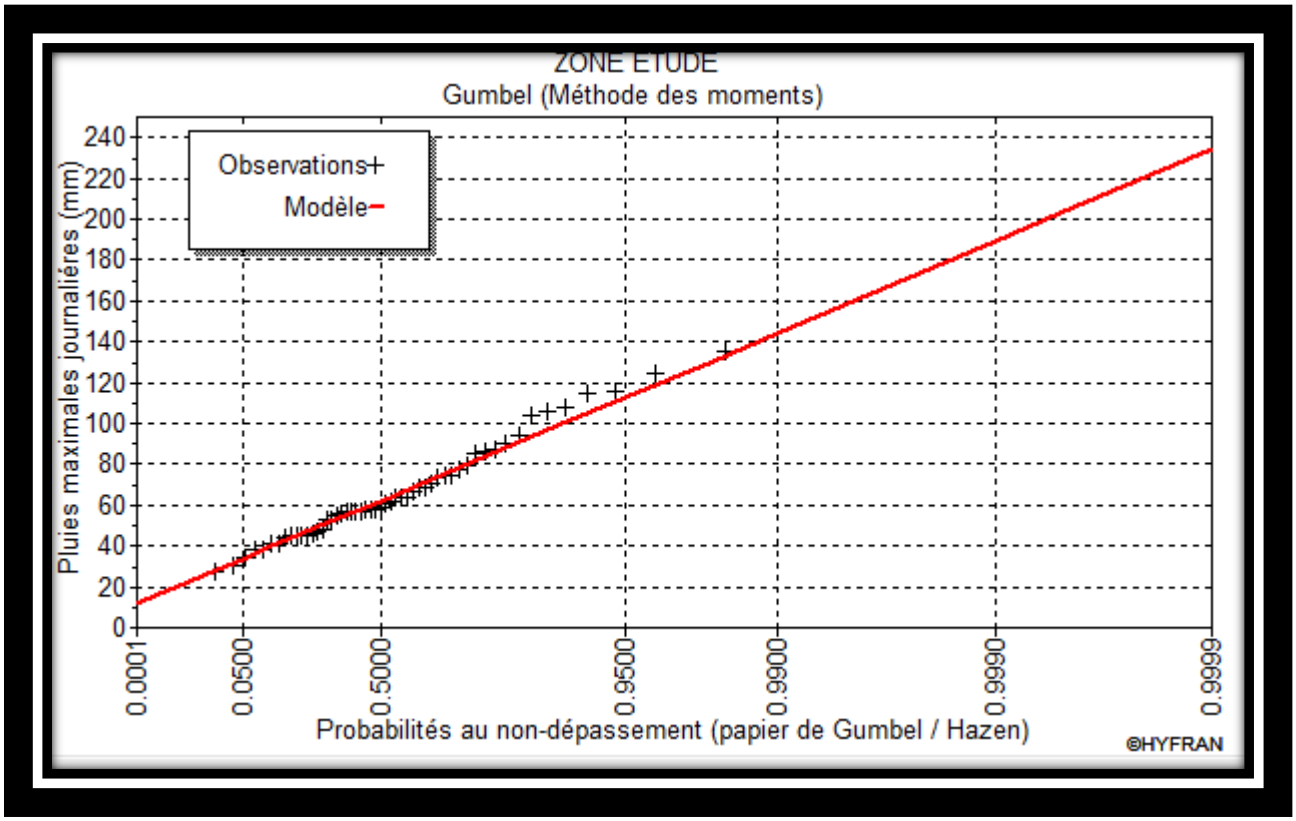


Figure N°II.4 : Ajustement par la loi de Gumbel

b. Test d'adéquation de la loi de Gumbel :

Tableau N°II.6. Récapitulatif du test de khi 2

X^2 calculé	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	X^2 Théo
7.28	0.2955	6	9	12,5916

H0 :L'échantillon provient d'une loi de gumbel

H1 :L'échantillon ne provient pas d'une loi de gumbel

On a X^2calculé$<X^2$ Théo

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%.

Ii .4.4.ajustement de la serie pluviometrique par la loi de galton

(loi log normale) :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{1}{2}} du \cdots\cdots\cdots\cdots (\text{II.14}) \quad ,$$

$$\mu = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \cdots\cdots\cdots\cdots (\text{II.15})$$

Tel que :

$F(x)$: La fréquence au non dépassement

μ : La variable réduite

a. Procédé d'ajustement et résultats :

- Classer les valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement)
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule d'HENRI.
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série initiale puis ceux de la série transformée en $\overline{\ln x}$.
- Déterminer la droite de GALTON.
- Déterminer la valeur extrême soit graphiquement sur la droite de GALTON ou bien analytiquement par la formule :

$$\ln x = \overline{lnx} + \mu\sigma_{lnx} \cdots\cdots\cdots\cdots (\text{II.16})$$

- Tracer la droite de GALTON à l'aide du logiciel HYFRAN.

Tableau N°II.7. Estimation des paramètres de la droite de Gumbel

$\overline{lnx}$	σ_{lnx}
4.12871	0.364425

Alors La droite de Galton devient :

Ln(x)= 4.12871+0.364425

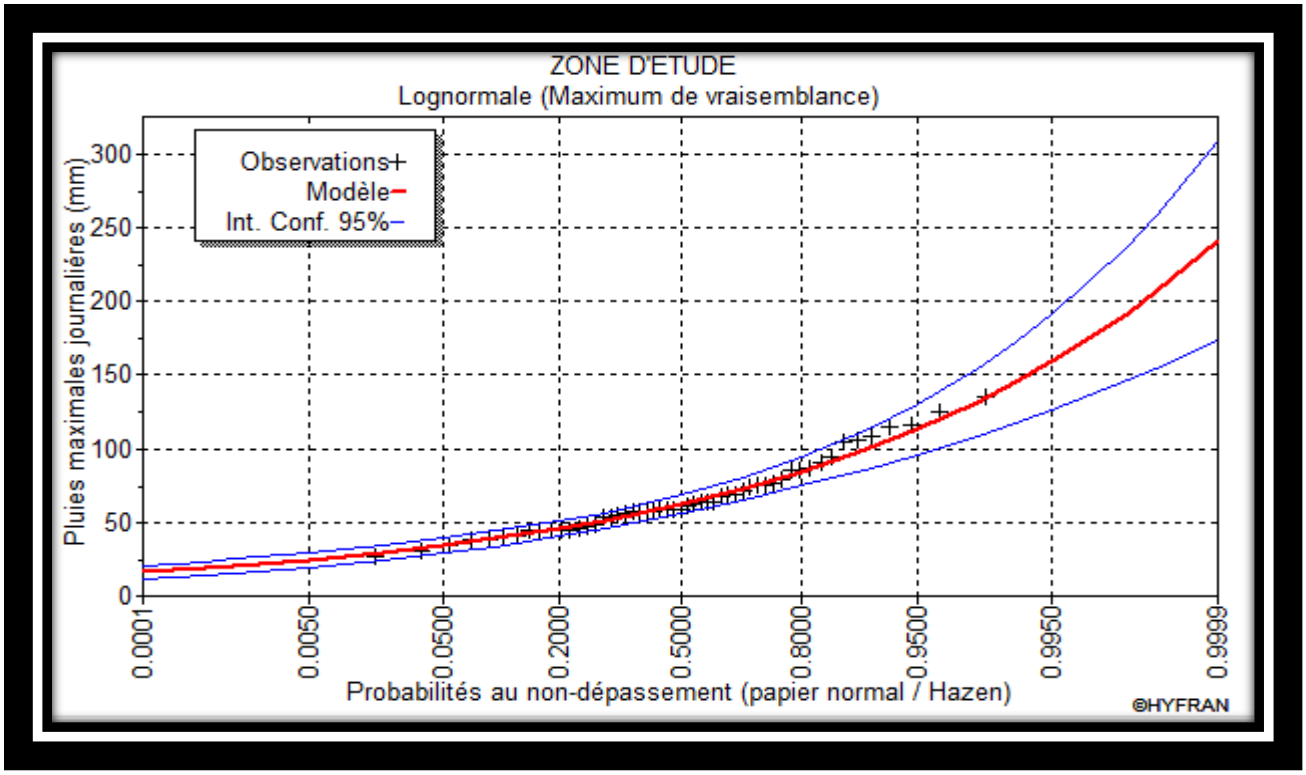


Figure N°II.5 : Ajustement par la loi de Galton

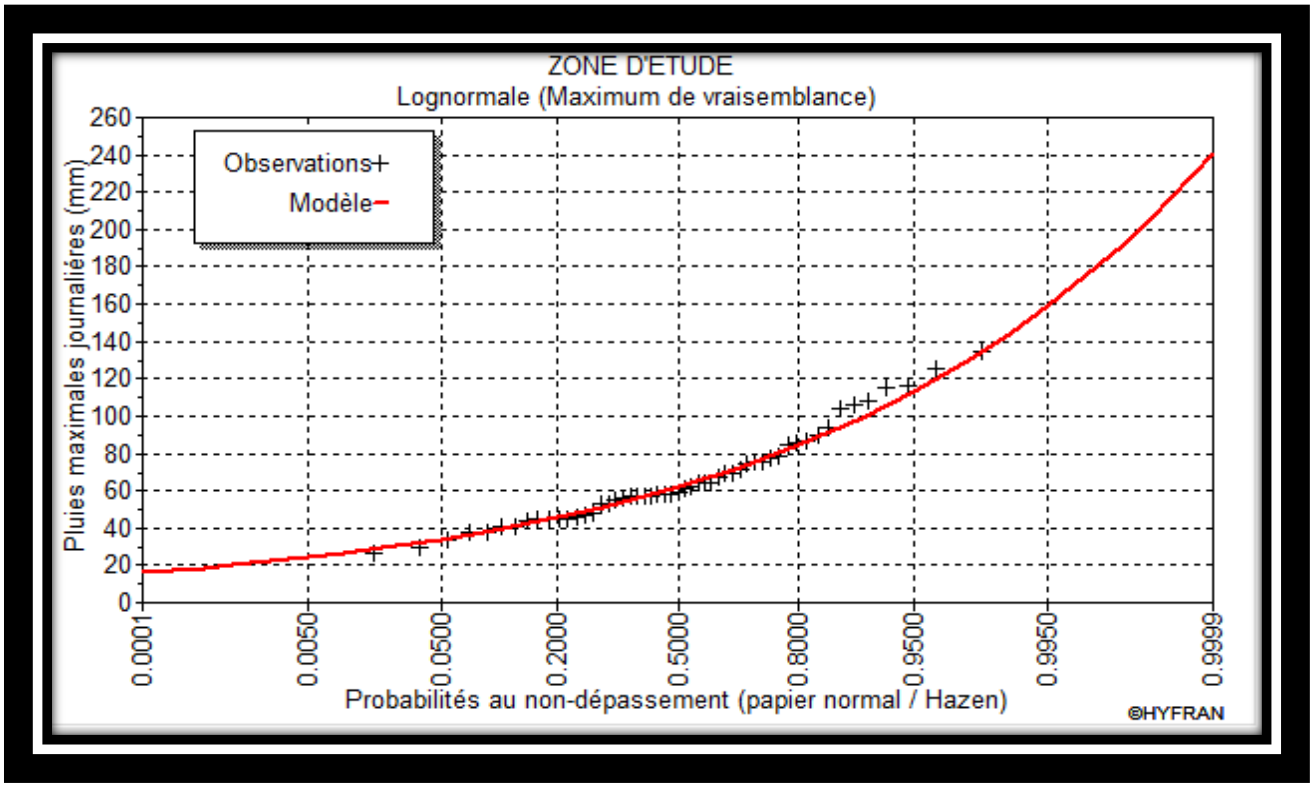


Figure N°II.6 : Ajustement par la loi de Galton

b.Test d'adéquation de la loi de Galton :

Tableau N°II.8.Récapitulatif du test de khi 2

X^2	p-value		Degré de liberté	Nombre de classe	X^2 Théo
5.58	0.4713		6	9	12,5916

H0 :L'échantillon provient d'une loi de gumbel

H1 :L'échantillon ne provient pas d'une loi de gumbel

On a $X^2 < X^2$ Thé

Nous pouvons accepter H0 au niveau de signification de 5%.

II .4.5.Choisir les meilleures lois d'ajustement :

Après la comparaison entre les deux méthodes on remarque que notre série pluviométrique s'ajuste suivant les deux lois Gumbel et Galton, mais en comparant les deux graphiques on voit bien que la série s'ajuste mieux à la loi de Galton car dans le graphe les point se rapproche plus de la courbe du model de Galton que de Gumbel.

Et vu que les deux lois donnent des résultats proches on choisit la loi qui a le khi 2 le moins élevé car il donne l'écart entre valeurs observées et prévues et on cherche absolument a le minimisé.

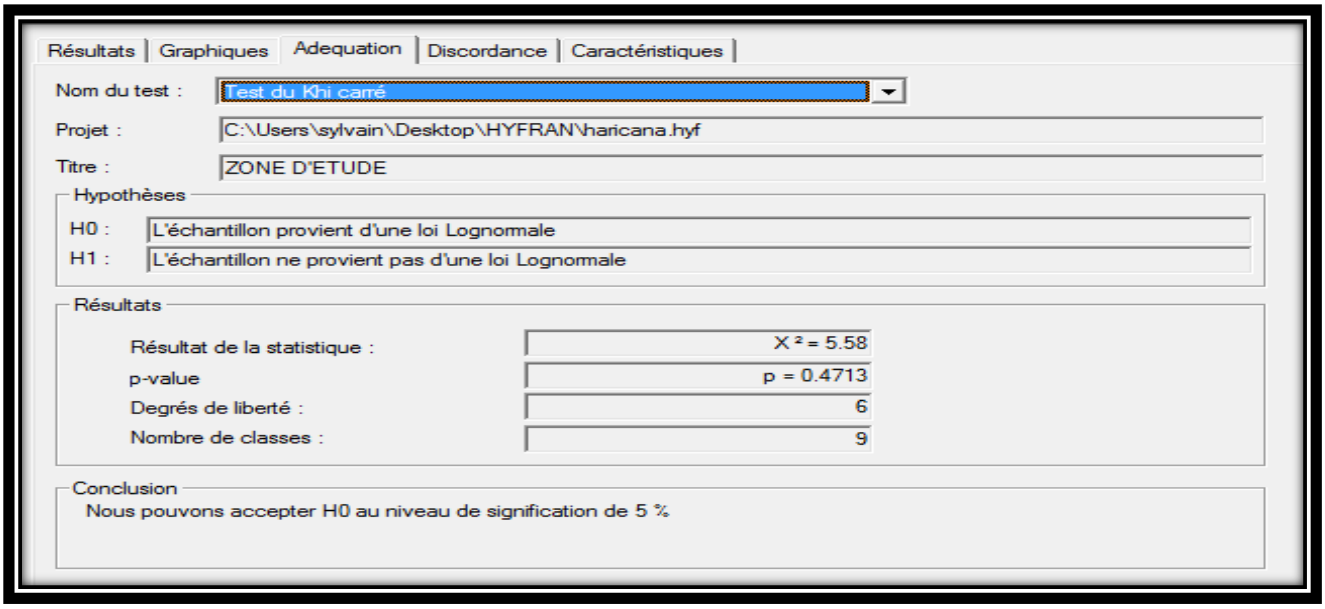


Figure N°II.7.Test d'adéquation de la loi de Galton

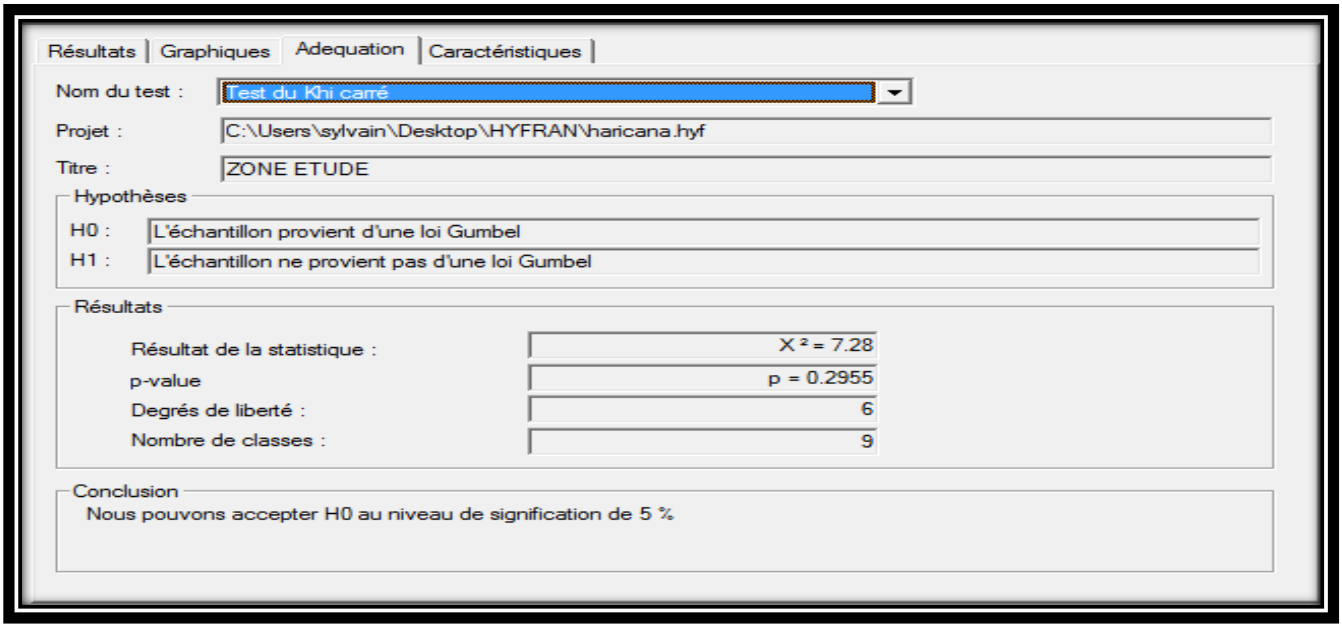


Figure N°II.8.Test d'adéquation de la loi de Gumbel

Et par cela X²de Galton (5.58) $< X^2$de gumbel (7.28)

Alors on opte pour la loi de Galton

II .5.de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari :

$$I_{\Delta t,\, p\%}=I_{24,p\%}\left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots (II.17)$$

Avec :

$I_{\Delta t(15min),\, p\%}$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;

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

Δt : durée de l'averse en heure, t=0.25h=15min pour une période de retour de 10 ans ;

b : exposant climatique de la région (b=0.42), il est donnée par l'A.N.R.H de Birmouradrais ;

Afin d'estimer la valeur de l'intensité, nous admettons une période de retour de 10 ans pour l'averse et une durée de 15 minutes.

On obtient donc :

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

$$I_{(15min),\,10\%}=\frac{99.1}{24}\left(\frac{0.25}{24}\right)^{(0.42-1)}$$

$$I_{(15min),\,10\%}=63.86mm/h$$

On détermine la valeur de l'intensité pluviale qui représente le débit spécifique tel

Que :$I = \frac{58 \times 10000}{3600} = 177.39\, l/s/ha$

II .5ntensité des différentes périodes de retour :

De la même façon on aura l'intensité pour une période de retour 20 ans, 50 ans, 100ans.

Tableau N°II.9.Intensité des différentes périodes de retour

période de retour	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
intensité (l/s/ha)	177,39	202,27	214,03	257,76

II .6.Conclusion :

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

Les résultats obtenus par l'ajustement sont très rapprochés pour les deux lois mais on a opté pour la loi de Gumbel car c'est la loi avec le khi 2 minime ce qui réduis l'écart entre valeurs observées et prévues.

CHAPITRE III

CALCUL DE BASE

III.1INTRODUCTION

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et les eaux usées de différentes origines. L'assainissement des agglomérations consiste à évacuer le plus rapidement que possible et sans stagnation les eaux usées de différentes origines provenant de cette dernière. Donc L'établissement d'un réseau d'assainissement pour une agglomération afin de respecter les normes de santé public, répond à deux catégories de préoccupations :

•Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales.

• Assurer l'élimination des eaux usées hors de l'agglomération.

Le contenu du chapitre présent est une phase préliminaire indispensable avant tout dimensionnement en assainissement qui le calcule de base, qui va s'intéresser à l'évaluation des différents débits.

III.2.Délimitation des sous bassins :

III.2.1Bassin versant naturel :

Un bassin versant est un bassin de drainage d'un oued, en un point donné de son cours, est l'air limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de l'oued.

Le bassin versant à une fonction de collecteur, il recueille les pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire.

Cette transformation est fonction des conditions climatiques et des caractéristiques physiques du bassin versant sont :

- Morphologiques : forme, relief, réseau de drainage.
- Climatiques : intensité de pluies.
- Superficielles : nature du sol et couverture végétale.

III.2.2.Bassin versant urbanisé

Un bassin versant se définit aussi comme une surface drainée par un réseau d'assainissement et délimité par la ligne fermée reliant tous les points les plus élevés (ligne de partage des eaux).

III.2.3.Notion de sous bassin versant

Le sous bassin versant est une section du bassin versant ayant les mêmes caractéristiques que ce dernier.

Le découpage de la région en sous bassins élémentaire doit être réalisé suivant :

- Les courbes de niveau.
- Les routes et les voiries existantes.
- Les pentes et les contres pente.
- Les limites naturelles : oued, colline, talweg….

Pour notre étude nous subdivisons le bassin en 17 sous bassins versant, en fonction des rejets localisés et suivant la nature d'occupation de sol.

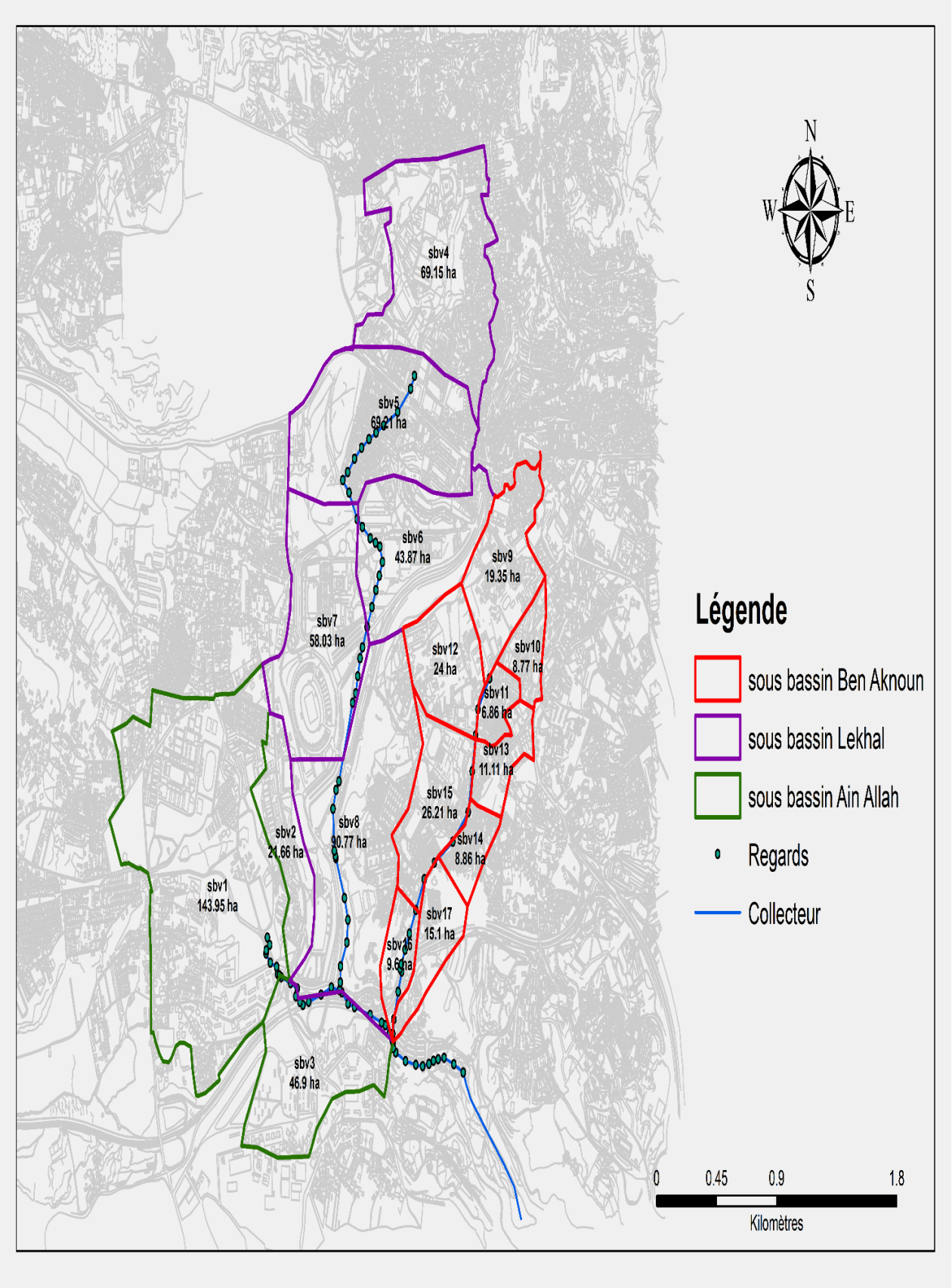


Figure III-1 : délimitation des sous bassins.

III.3.Notion sur les Systèmes et schéma d'assainissement

Un système d'assainissement est l'ensemble des ouvrages hydrauliques qui assurent l'évacuation des effluents des citoyens vers le milieu exutoire (STEP ou OUED). [1]

L'évacuation de ces effluents se fait au moyen de trois systèmes principaux :

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

III.3.1.Système unitaire :

L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collecté par un réseau unique. Les grands mérites de ce système sont la simplicité, le faible encombrement ainsi que l'économie à la conception et l'entretien

Avantage :

- ✓ C'est un système économique puisqu'il nécessite des infrastructures moindres par rapport aux autres réseaux.

Inconvénients :

- ✓ Il oblige à dimensionner la station d'épuration en fonction des eaux de pluie qui requiert des infrastructures importantes, Ce désavantage peut être en partie réduit grâce aux déversoirs d'orage.

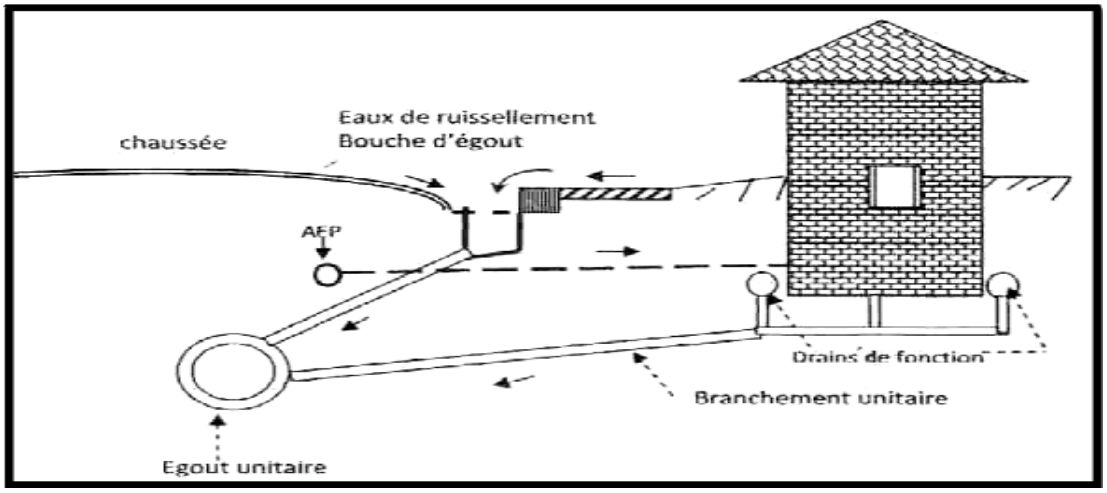


Figure II-2 : Système unitaire **Source : livre de salah boualem**

III.3.2 Système séparatif :

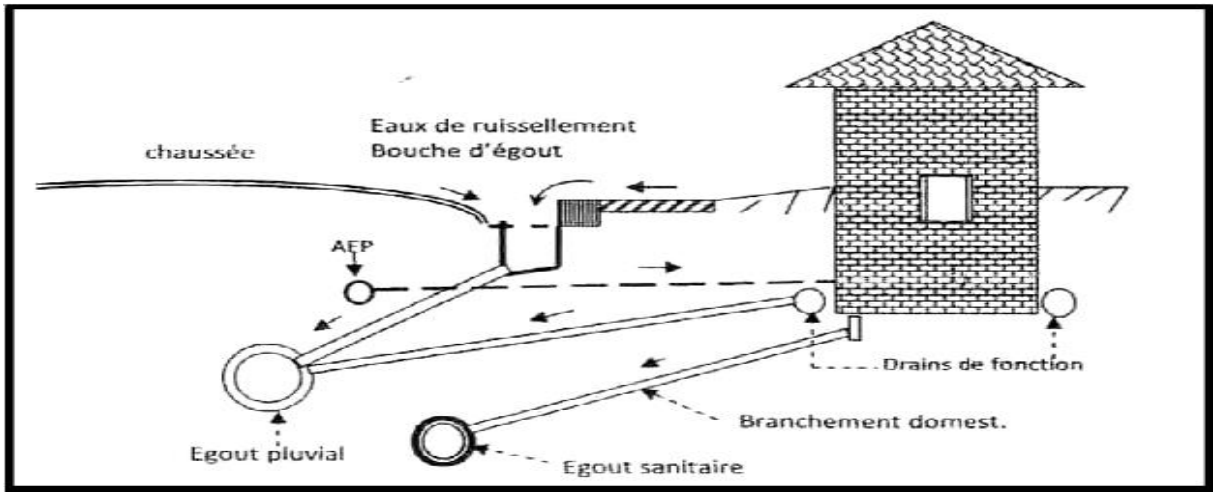
Deux réseaux différents conduisent les eaux usées à la station d'épuration et les eaux pluviales à un point de rejet dans le milieu naturel. Ce système est a priori favorable au fonctionnement des stations d'épuration, mais en pratique, il nécessite un contrôle rigoureux des branchements et des pénétrations d'eaux parasites.

Avantage :

- ✓ Le dimensionnement de la station d'épuration est fait selon le débit de point d'eau usée seulement, il en résulte donc une économie.
- ✓ La station d'épuration fonctionne avec un bon rendement.

Inconvénient :

- ✓ Le doublement du réseau implique une augmentation du coût.
- ✓ Les faux branchements.



FigureIII-3 : Système séparatif **Source : livre de salah boualem**

III.3.3 Système pseudo-séparatif :

Ce système est conçu de telle façon à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux des toitures et d'espaces privés, avec celles des eaux usées.

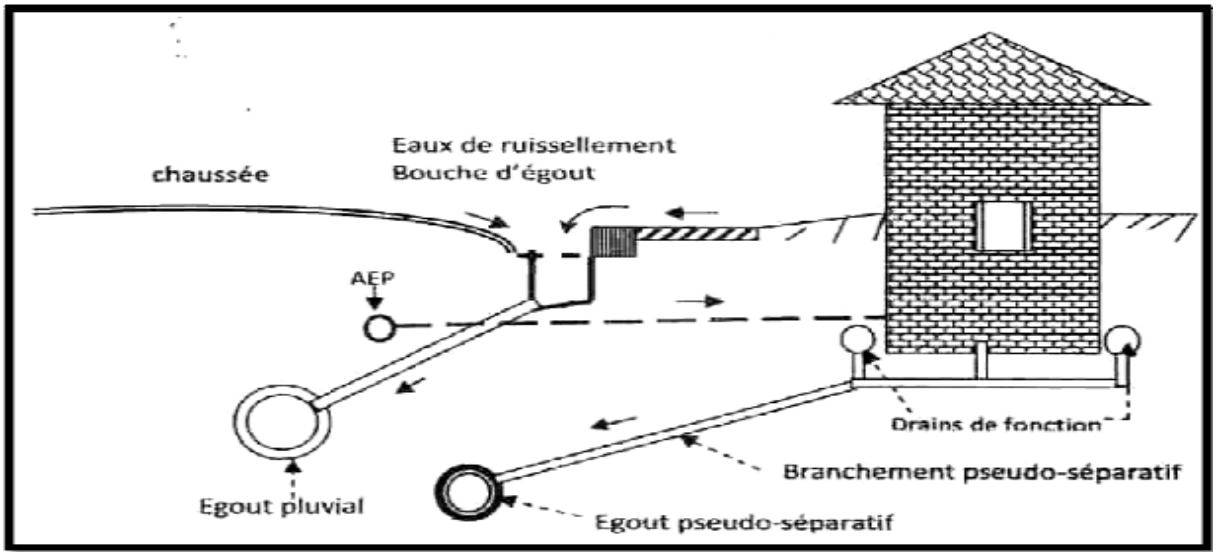


Figure III-4 : Système pseudo-séparatif **Source : livre de salah boualem**

III.3.4.Choix du système d'assainissement

Pour choisir le système d'assainissement il faut tenir compte de :

- L'aspect économique en faisant une comparaison entre plusieurs variantes.
- La topographie du terrain naturel.
- Les conditions de rejet.
- La largeur des chaussées.
- L'urbanisation de l'agglomération et son encombrement

Remarque : pour notre zone d'étude le réseau est unitaire

III.3.5. Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas :

III.3.5.1 Schéma perpendiculaire :

Pour ce type de schéma, l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Et l'épuration est difficile car il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile.

Il est seulement utilisable dans le cas des réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections.

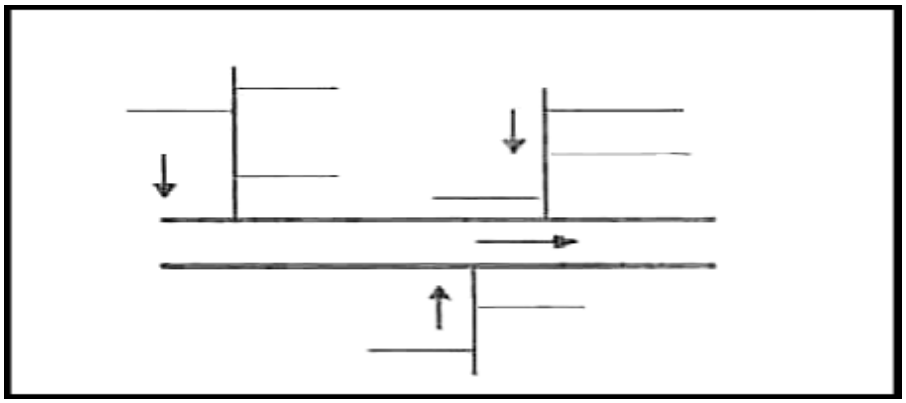


Figure III -5 : Schéma perpendiculaire Source : livre de salah boualem

III.3.5.2 Schéma par déplacement latéral :

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique ; ceci peut être obtenu soit pas un tracé oblique, soit par un collecteur latéral.

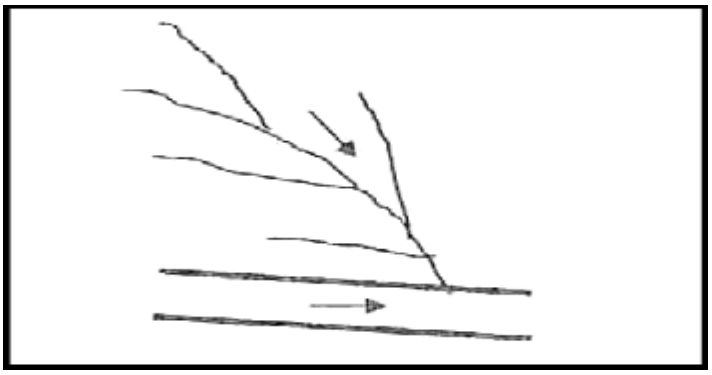
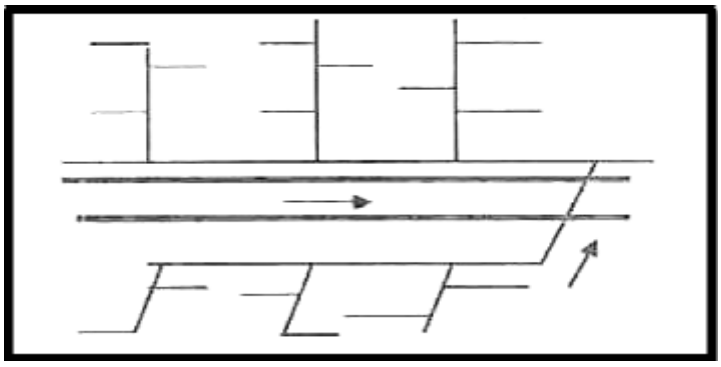


Figure III -6 : Schéma oblique Source : livre de salah boualem



FigureIII-7 : Schéma latéral Source : livre de salah boualem

III.3.5.3. Schéma par zones étagées :

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Le réseau (2) est utilisé pour ne pas trop chargé le réseau (1).

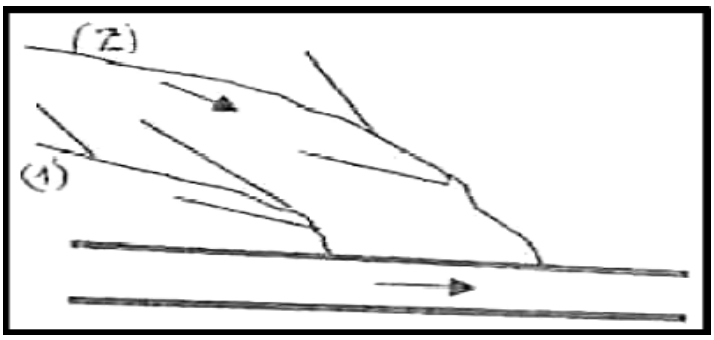


Figure III-8 : Schéma par zones étagées Source : Cours

III.4.Situation démographique de la zone :

On procède à une étude démographique en vue d'évaluer la population dans les différents Horizons à venir. La région objet de la présente étude comprend 174114habitants. Le nombre d'habitants de nos quatre communes n'a pas cessé d'augmenter.

Tableau III-1

L'évaluation démographique des communes est représentée dans le tableau suivant :

Communes	Année	Nombre D'habitant	Taux D'accroissement
Bouzareah	**2008**	**86486**	**1.8**
EL Achour	**2008**	**41071**	**2.5**
Délybrahim	**2008**	**27607**	**1.3**
Ben Aknoun	**2008**	**18950**	**-0.15**

(Source : ONS)

III.4.1.Estimation de la population future :

L'estimation du nombre d'habitants est basée sur le recensement d'année de référence, et en appliquant le taux probable d'accroissement correspondant. Selon le besoin des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations : l'estimation à court terme de 5 à 10 ans où à long terme de 10 à 50 ans.

Pour notre cas on choisit une estimation à long terme, pour cela on utilise la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'intérêt composé :

$$P_t = P_0(1+T)^n \qquad \text{...(III.1)}$$

Avec : ... ...

P_t **:** Population futur (population de l'horizon « n ») ;

P_0 **:** Population de base (population de référence) ;

T : Taux d'accroissement de la population en % ;

n : nombre d'années pendant lesquelles il ya croissance géométrique de la population.

Pour l'estimation de la population à l'horizon 2050 nous utiliserons le taux d'accroissement des communes pour l'année 2008.

Tableau III-2 : Répartition de la population future à l'horizon 2050 de calcul de la commune de « Bouzareah»

Horizon	2008	2017	2050
Estimation	86486	101549	182958

Tableau III-3 : Répartition de la population future a l'horizon 2050de calcul de la commune « D'El Achour»

Horizon	2008	2017	2050
Estimation	41071	51292	115861

Tableau III-4 : Répartition de la population future à l'horizon 2050calcul de la commune de « Delybrahim»

Horizon	2008	2017	2050
Estimation	27607	31010	47492

Tableau III-5 : Répartition de la population future a l'horizon 2050de calcul de la commune « Ben aknoun »

Horizon	2008	2017	2050
Estimation	18950	18696	17792

III.5.Estimation des besoins en eau

III.5.1.Définition de quelques concepts :

- **Dotation :**

On introduit le terme de dotation pour l'évaluation des besoins en eau. Elle est définie comme la quantité d'eau nécessaire à un habitant par jour. Elle correspond à la plus forte consommation journalière de l'année. Suivant le degré de confort des habitants, la consommation journalière peut se situer dans la fourchette de 200 à 250 litres/ habitant/jour dans les secteurs d'habitat nouveau.

- **Consommation moyenne journalière :**

La consommation journalière dépend du type de demande, on distingue plusieurs types d'usages :

- **Besoin domestique :**

Ce besoin inclut dans les usages au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour boire, cuisiné, nettoyé, et l'eau pour les sanitaires. Comme il peut aussi inclure pour la production à petite échelle tels que les petits jardins individuels, l'abreuvement du bétail, ou les petites industries à domicile. Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

- **Besoins publics :**

Ces besoins englobant la consommation des administrations (50l/j/employé), des établissements d'enseignement (30 à 100 l/j/élève), des municipalités, des hôpitaux (200 à 600 l/j/lit)

- **Besoins commerciaux et industriels :**

Ces besoins concernant les usages d'eau qui sont liés à des activités économiques. La consommation correspond aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville.

- **Besoins touristiques :**

La consommation touristique correspond à toutes les infrastructures touristiques telles que les hôtels classés, les complexes touristiques, les villages de vacances et les campings.

III.5.2.L'évaluation de la consommation moyenne journalière :

Pour répondre à toutes sortes de consommation, la dotation moyenne selon l'APC est arrêtée à 200 l/j/hab.

On note aussi que cette moyenne est supposée répondre à toute sorte de consommation, donc les besoins moyens journaliers pour différents horizons sont calculés en fonction de la relation suivante :

$$Q_{moy.J} = \frac{Dot}{1000} * N \text{ .....(III.2)}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$ **:**Débit moyen journalier (m^3/j) ;

Dot : Dotation moyenne en (l/j/hab) ;

N : Nombre d'habitants.

Le tableau suivant représente l'évaluation de la consommation des équipements de la commune BOUZAREAH.

Tableau III-6 : Evaluation de la consommation des équipements de « Bouzareah»

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/j/)	$Q_{m.j}(m^3/j)$
Ecoles primaires	26	3780	Élève	40	151,2
Ecole privé	05	1000	Élève	40	40
C.E.M	07	4458	Élève	60	267,48
Lycée	04	3130	Élève	60	187,8
Crèches	12	1140	Élève	40	45,6
Université	01	5600	Etudiant	60	336
Ecoles supérieures	02	2000	Etudiant	60	120
Centre de formation	01	200	m²	50	10
Centre culturel	01	200	m²	50	10

Suite tableau III-6 : Evaluation de la consommation des équipements de « Bouzareah»

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/j/)	$Q_{m.j}(m^3/j)$
Mosquées	08	4000	Fidèles	100	400
Marché	01	900	m²	25	22,5
Ambassades	03	120	Bureau	60	7,2
Salle de sport	02	200	m²	20	04
Polyclinique	04	50	Lit	20	01
Centre de santé	03	20	Personne	10	0,2
Hammams	04	100	Personne	150	15
Douches	03	20	Cabines	100	02
Station de lavage	11	110	Voitures	60	6,6
Pompes à essence	01	200	m²	25	05
Centre commerciaux	01	250	m²	40	10
Supermarchés	02	200	m²	25	05
Salon de coiffure	33	660	Personne	25	16,5
Cafétéria / salon de Thé	21	1050	Personne	25	26,25
Faste Food	68	1088	m²	25	27,2
Poissonnerie	10	120	m²	25	3

(Source : APC de BOUZAREAH)

$$\sum Q_{m.j}\ (m^3/j)=1733,87 m^3/j$$

Le tableau suivant représente l'évaluation de la consommation des équipements de la commune de BEN AKNOUN.

Tableau III-7 : Evaluation de la consommation des équipements BEN AKNOUN.

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/hab/j)	$Q_{m.j}$ (m^3/j)
Ecoles primaires	08	1900	Elève	40	76
Ecole privé	04	350	Elève	40	14
C.E.M	02	1005	Elève	60	60,3
Lycée	05	3000	Elève	60	180
Université	04	5000	Etudiant	60	300
Crèches	06	1300	Elève	40	52
Centre de formation	02	800	Elève	50	40
Centre culturel	01	150	m2	50	7,5
Centre de familiale	01	120	m2	50	6
Centre de féminin	01	200	m²	50	10
Ecole de formation	01	100	Elève	40	4
Ecole ADWAN	01	100	Elève	40	4
Institut	05	600	Elève	50	30
Hôpital	01	200	Lit	60	12
Polyclinique	01	20	Lit	20	0,4
Cité universitaire	06	9000	Lit	150	2700
Résidence de police	01	2000	Lit	150	600

Suite tableau III-7 : Evaluation de la consommation des équipements BEN AKNOUN.

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/hab/j)	$Q_{m.j}$ (m^3/j)
APC	01	30	Bureau	60	1,8
Annexe APC	02	15	Bureau	60	0,9
Poste	01	06	Bureau	60	0,36
Annexe Poste	01	03	Bureau	60	0,18
Caserne	03	90	Bureau	60	5,4
Poste Police	01	20	Bureau	60	1,2
Hammam	02	200	Personne	150	30
Douche	03	30	cabine	100	3
Station Lavage	05	50	voiture	60	3
Faste Food	80	2400	m^2	25	60
Cafeteria	11	330	m^2	25	8,25
Boulangerie	05	150	m^2	25	3,75
Pompe à essence	01	100	m^2	25	2,5
Dégraissage	04	120	m^2	25	3
Coiffeur homme	20	300	personne	25	7,5
Coiffeur femme	18	180	personne	25	4,5

(Source : APC BEN AKNOUN)

$\sum Q_{m.j}$ (m^3/j)=4624,34m^3/j

Le tableau suivant représente l'évaluation de la consommation des équipements de la commune de DALY BRAHIM.

Tableau III-8 : Evaluation de la consommation des équipements DELY BRAHIM.

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/hab/j)	$Q_{m.j}$ (m^3/j)
Ecoles primaires	11	3846	Elève	40	153,84
Ecole privé	15	3557	Elève	40	142,28
C.E.M	03	2613	Elève	60	156,78
Lycée	01	1275	Elève	60	76,5
Université	02	10400	Etudiant	60	624
Crèches	04	340	Elève	40	13,6
Centre biométrique	01	50	m²	50	2,5
Institut pasteur	01	100	m²	50	5
Mosquées	05	4000	Fidèle	100	400
Ambassades	07	105	Bureau	60	6,3
Direction des impôts	01	30	Bureau	60	1,8
Maison des personnes âgées	01	500	personne	180	150
Stade	01	2500	personne	10	25
Hôpital	01	150	Lit	60	9
Polyclinique	01	15	Lit	20	0,3
Centre de santé	01	25	personne	20	0,5
Cité universitaire	02	3000	Lit	200	900
Résidence de police	01	1500	Lit	150	450
Hôtel	04	800	Lit	200	240

Suite tableau III-8 : Evaluation de la consommation des équipements DELY BRAHIM.

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/hab/j)	$Q_{m.j}$ (m^3/j)
APC	01	25	Bureau	60	1,5
Annexe APC	04	12	Bureau	60	0,72
Poste	01	05	Bureau	60	0,3
Gendarmerie	01	20	Bureau	60	1,2
Caserne	02	50	Bureau	60	3
Poste Police	02	40	Bureau	60	2,4
Hammam	01	70	personne	150	10,5
Douche	02	20	cabine	100	2
Station Lavage	09	70	voiture	60	4,2
Faste Food	100	3000	m²	25	75
Cafeteria	75	2250	m²	25	56,25
Boulangerie	50	1500	m²	25	37,5
Salle des fêtes	03	12000	personne	30	360
Dégraissage	05	150	m²	25	3,75
Coiffeur homme	20	300	personne	25	7,5
Coiffeur femme	15	200	personne	25	5

(Source : APC de DELY BRAHIM)

$\sum Q_{m.j}$ (m^3/j)=3928.22m^3/j

III.6.Notion et estimation des équivalents habitants :

C'est la consommation des équipements équivaux à des habitants. La notion d'Equivalent est utilisée en assainissement, notamment pour évaluer la capacité des stations d'épuration, et permettent d'associer une population équivalente aux masses de polluants journaliers parvenant à une station d'épuration (ou transitant en un point quelconque du réseau d'assainissement). (**Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement).**

Cela permet d'avoir une unité de dotation homogène et d'évaluer la répartition sur l'air d'étude. Cette notion de calcul est utilisée pour estimer les besoins des établissements et les activités dans la ville et de la transformer en nombre d'équivalents habitants.

- **Pour les communes Ben Aknoun, Bouzaréah, Daly Brahim :**

L'équivalent habitant est donné par la formule suivante :

EH=∑ des besoins des équipements/ dot ;

EH=∑ $Q_{j.moy}$/dot. …..(III.3)

Avec :

- EH : population équivalente à la consommation totale des équipements ;
- $Q_{j.moy}$: Débit moyen journalier de chaque équipement en (m^3/j) ;
- Dot : dotation moyenne journalière par habitant en (m^3/j/hab), dans notre cas la dotation des communes est de 200 l/j/hab qui vaux 0,2 m^3/j/hab.

- **Pour la commune d'El Achour :**

L'équivalent habitant de la consommation des équipements est estimé à 20% de la population à horizon 2050.

Tableau III-9 : Equivalent habitants des communes

Communes	EH (Habitants)
Bouzareah	**8670**
El achour	**23173**
Delybrahim	**19642**
Ben aknoun	**23122**

III.7.Notion et estimation de la population totale :

On évalue la population totale d'une agglomération à un horizon donné par la somme de la population à l'horizon d'étude et l'équivalent d'habitant.

Population totale à l'horizon d'étude = population à l'horizon d'étude (2050) + EQH

$$\mathbf{P_T} = P_{2050} + EQH \textbf{…..(III.4}$$

Tableau III-10 : Population totale des communes (2050)

Communes	Bouzareah	El achour	Delybrahim	Ben aknoun
Population (hab)	182958	115861	47492	17792
Population tot(hab)	191628	139034	67134	40914

III.8.Densité d'occupation du sol :

C'est le nombre de personne par unité de surface. Elle est fréquemment exprimée en personne par hectare et s'obtient en divisant le nombre de personne par la surface considérée mesurée en hectare, il est impératif de connaitre la répartition spatiale de la population (densité d'occupation du sol) dans le but de déterminer le nombre d'habitant occupant une surface bien déterminée.

$$DOS=\frac{P_T}{A} \dots \text{(III.5)}$$

- DOS : densité d'occupation du sol (hab /ha) ;
- P_T : population totale (hab) ;
- A : surface (hectare).

Tableau III-11 : Les résultats de calcule de densité des communes

Communes	Surface (ha)	Densité (hab/ha)
Bouzaréah	1232	156
El Achour	1120	125
Benaknoun	367	112
Daly brahim	859	79

Dans notre cas on a :

$$DOS_{moy} = [(D_1 * A_1)+(D_2 * A_2)+(D_3 * A_3)+(D_4 * A_4)] / A_{tot} \dots\dots \text{(III.6)}$$

$$DOS_{moy} = [(156 * 1232) + (125 * 1120) + (112 * 367) + (79 * 859)] / 3578$$

$$DOS_{moy} = 124 \text{ hab/ha}$$

III.9. Evaluation des débits des eaux usées

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

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies, mauvaises odeurs et des insectes, il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr, D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

Notion sur l'évaluation des débits d'eaux usées

III.9.1. Nature des eaux usées

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

a. Les eaux usées d'origine domestique :

Elles sont constituées des eaux vannes provenant des toilettes et des eaux ménagères issues des cuisines, des bains et de la lessive. Les eaux vannes véhiculent les matières fécales et l'urine. Les eaux des cuisines sont riches en corps gras et détergents. Les eaux usées domestiques sont jugées dangereuses en raison de leur forte teneur en germes et de leurs propriétés infectieuses. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. [2]

b. Les eaux industrielles :

Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à une autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures.

Certaines des eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte. [2]

c. Les eaux des services publiques :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, et ne sont mêlées aux eaux usées que dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoin publiques seront pris en compte avec les besoins domestiques. [2]

d. Les eaux usées parasites :

Ce sont des eaux qui transitent dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir. Ce terme est utilisé pour désigner une eau claire généralement très peu polluée introduite dans un

système d'assainissement unitaire ou séparatif (Eaux claires parasites ou ECP), on parle alors d'intrusion d'eau claires parasites. Le débit de ces eaux est compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha. [2]

III.9.2.Estimation du débit moyen des eaux usées :

La consommation moyenne journalière est égale au produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

Pour notre agglomération, la dotation moyenne journalière est de l'ordre de**200L/J/hab**.

(Selon l'A.P.C), l'eau usée rejetée est de l'ordre de **80 %** de la consommation totale.

-Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy,j} = (Cr \cdot D \cdot Ni) / 86400 \quad (l/s) \ldots. (III.7)$$

Avec :

- $Q_{moy\,j}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l /s) ;
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;
- D : dotation journalière prise égale à 200 l/j/hab ;
- Ni : nombre d'habitants du sous bassin.

III.9.3.Notion est évaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \ (m^3/s) \ldots (III.8)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe journalier exprimé en (l/s) ;

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier ;

K_p: coefficient de pointe.

Pour estimer le coefficient de pointe Kp on a plusieurs méthodes, parmi lesquelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau :
  - $K_p = 3$ en tête du réseau ;
  - $K_p = 2$à proximité de l'exutoire.

Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville :

- $\mathbf{K_p}=\frac{24}{14}$**= 1.714 ;**
- $\mathbf{K_p}=\frac{24}{14}$ **= 2.4.**

Et la méthode de calcule donc on a opter est la suivante :

Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen :

$$\begin{cases} \mathbf{K_p=1.5+\frac{2.5}{\sqrt{Qmoy}}} \text{ si } \mathbf{Q_{moy}>2.8\ l/s;\ \dots\ (III.9)} \\ \mathbf{K_p=3} \text{ si } \mathbf{Q_{moy}\leq 2.8\ l/s.} \end{cases}$$

Tableau III-12 : Evaluation des débits des eaux usées

Collecteur	Numéro des sous bassins	Regard d'intégration	Superficie (ha)	Densité (hab./ha)	Nombre d'habitant	Dotation (l/j/hab.)	Coefficient de rejet Kr	Débit moyen Qmoy (l/s)	Coefficient de pointe Kp	Débit de point Qp (l/s)	Débit des eaux usées Qeu (m3/s)
AIN ALLAH	1	R1	143,95	124	17850	200	0,8	33,05556	1,934828	63,95682	0,063957
	2	R10	21,66	124	2686	200	0,8	4,974074	2,620944	13,03677	0,013037
	3	R12'	46,9	124	5816	200	0,8	10,77037	2,261771	24,36012	0,02436
LAKHAL	4	R1	69,15	124	8575	200	0,8	15,87963	2,127364	33,78176	0,033782
	5	R5	69,21	124	8582	200	0,8	15,89259	2,127108	33,80527	0,033805
	6	R20R20'	43,87	124	5440	200	0,8	10,07407	2,287658	23,04603	0,023046
	7	R31R32	58,02	124	7196	200	0,8	13,32593	2,184843	29,11506	0,029115
	8	R41	90,77	124	11255	200	0,8	20,84259	2,047601	42,67731	0,042677
BEN AKNOUN	9	R1	19,35	124	2399	200	0,8	4,442593	2,686101	11,93325	0,011933
	10	R1	8,77	124	1087	200	0,8	2,012963	3	6,038889	0,006039
	11	R1	6,86	124	851	200	0,8	1,575926	3	4,727778	0,004728
	12	R3	24	124	2976	200	0,8	5,511111	2,564928	14,13561	0,014136
	13	R5	11,11	124	1378	200	0,8	2,551852	3	7,655556	0,007656
	14	R8	8,86	124	1099	200	0,8	2,035185	3	6,105556	0,006106
	15	R14	26,21	124	3250	200	0,8	6,018519	2,519049	15,16095	0,015161
	16	R17	9,6	124	1190	200	0,8	2,203704	3	6,611111	0,006611
	17	R18	15,1	124	1872	200	0,8	3,466667	2,842715	9,854747	0,009855

III.10.Evaluation des débits d'eaux parasites:

Vu le manque de données hydrogéologique sur notre zone d'étude alors nous avons pris en considération la remonté des nappes et l'intrusion des eaux parasite à l'intérieur de nos colleteur ce débit est estimé 0.15 l/ha.

Tableau III-13 : Evaluation des débits des eaux parasites.

SBV	Surface (ha)	Débit (m3/s)
1	143,95	0,02159
2	21,66	0,00325
3	46,90	0,00704
4	69,15	0,01037
5	69,21	0,01038
6	43,87	0,00658
7	58,03	0,00870
8	90,77	0,01362
9	19,35	0,00290
10	8,77	0,00132
11	6,86	0,00103
12	24,00	0,00360
13	11,11	0,00167
14	8,86	0,00133
15	26,21	0,00393
16	9,60	0,00144
17	15,10	0,00227

III.11.Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales sont les eaux de ruissellement de surface issues des précipitations. Elles s'écoulent sur le sol pour éventuellement rejoindre des cours d'eau.

L'estimation des eaux pluviales repose sur le découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassins, suivant des critères bien précis comme la nature du sol et les limites naturelles, ensuite on estime un coefficient de ruissellement pondéré correspondant à chaque sous bassin. La quantification de ces eaux se fait suivant différentes méthodes, parmi ces méthodes on cite la méthode superficielle et la méthode rationnelle. [1]

III.11.1. La méthode Rationnelle

La méthode rationnelle est une méthode qui permet de déterminer à l'aide d'une formulation simple les débits de pointe à l'exutoire d'un bassin versant, elle consiste à estimer le débit à partir

d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, 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 :

$$Q = \alpha.Cr.i.A \quad \textbf{(l / s) … (II.10)}$$

Avec :

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

A : surface du bassin (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

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

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

Hypothèses de la méthode rationnelle :

- Le débit de pointe Qp est observé à l'exutoire seulement si la durée de L'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme sur l'ensemble du bassin drainé, dans le temps et dans l'espace ;
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Qp est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- Le coefficient de ruissellement est constant d'une averse à l'autre.

Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est approchée.
- Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- La méthode ne tient pas compte l'effet de stockage d'eau de ruissellement sur les sous bassins.
- Elle ne tient pas compte de distribution spatiale de la pluie (variation de l'intensité).
- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.

Validité de la méthode rationnelle

- Elle est applicable pour des surfaces limitées (inférieures à 10ha).
- Elle est applicable seulement pour les zones dont le temps de concentration est inférieur à 30 minutes.
- Elle n'est pas applicable pour des zones étendues car les calculs deviennent difficiles.
- Dans notre cas lors du découpage des sous bassins, on a obtenue des surfaces supérieures à 10 hectares, ces dernières restent acceptables tant que le coefficient de ruissellement et le cheminement hydraulique au sein de cette surface restent les mêmes.

Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné en durée d'écoulement pour atteindre l'exutoire.

Il est composé du :

- Temps $t_1$pris par la goutte d'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$\mathbf{t_1 = \frac{l}{60.v}} \textbf{ ...(III.11)}$$

Avec :

l: La longueur de la canalisation ;

v: La vitesse d'écoulement.

- Temps $t_2$mis par la goutte d'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie entre 2 à 20 min
- Temps $t_3$de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation, autrement dit le parcours superficiel du bassin :

$$\boldsymbol{t_3 = \frac{l}{11\sqrt{I}}} \textbf{ ...(III.12)}$$

Avec :

I: La pente du terrain en (%) ;

l: La longueur du plus long parcours de l'eau en (km) ;

$$\mathbf{t_c = t_1 + t_2 + t_3 \ ...(III.13)}$$

Trois aspects sont à considérer :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$;
- Le bassin comporte un parcours superficiel suivi par une canalisation : $t_c = t_3 + t_1$;

- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{t_c = 3,98\left(\frac{l}{\sqrt{I}}\right)^{0,77}} \quad \textbf{...(III.14)}$$

On cite aussi la formule de PASSINI :

$$\mathbf{t_c = \frac{\sqrt[3]{A.l}}{I}} \quad \textbf{...(III.15)}$$

III.11.2. La méthode Superficielle :

C'est une méthode proposée par A. Caquot en 1941, qui est une variante de la méthode rationnelle. Dans sa forme originale, elle repose sur une expression mathématique globale et surtout qui présente un intérêt pédagogique, explicite des composantes hydrologiques influant sur le ruissellement et a pour objectif une application manuelle plus facile à partir essentiellement de variables mesurables, intégrant notamment le temps de concentration difficile à appréhender. [1]

Cette méthode se traduit par la relation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}}.I^{\frac{v}{u}}.C_r^{\frac{1}{u}}.A^{\frac{w}{u}} \quad \textbf{... (III.16)}$$

Ou :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f (m^3/s).

K, u, v, w : Coefficients dont les relations sont données ci-dessous.

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré (ha).

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)}.a(f)}{6.6} \quad \textbf{... (III.17)}$$

Avec :

$v = -0,41b(f)$

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

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

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

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

Ou :

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

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

$$I = \frac{Ctnam - Ctnav}{L} \quad \textbf{… (III .18)}$$

Cam : Cote amont du collecteur (m) ;

Cav : Cote aval du collecteur (m) ;

L : Longueur du collecteur (m) ;

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

$$Iéq = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Li}{\sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Li}{\sqrt{Ii}}\right)} \right]^2 \quad \textbf{…(III.19)}$$

Li : Distance partielle du tronçon i ;

Ii : Pente du tronçon i ;

N : Nombre de tronçons.

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

$$Iéq = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} IiQi}{\sum_{i=1}^{N} Qi} \right]^2 \quad \textbf{… (III.20)}$$

Ii : Pente du tronçon i ;

Qi : Débit du tronçon i ;

N : Nombre des tronçons

Tableau III-14 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres Equivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassin en série	$\sum_{i=1}^{N} Ai$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Ci.Ai}{\sum_{i=1}^{N} Ai}\right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Li}{\sum_{i=1}^{N} (\frac{Li}{\sqrt{Ii}})}\right]^2$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Li}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} Ai}}\right]$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^{N} Ai$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Ci.Ai}{\sum_{i=1}^{N} Ai}\right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} IiQi}{\sum_{i=1}^{N} Qi}\right]^2$	$\left[\frac{L(Qpj\max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} Ai}}\right]$

La valeur du débit $Q_{(f)}$ correspond à une valeur brute, on obtient alors la valeur de Q(f) corrigé en multipliant le débit brute par un coefficient m :

$$\mathbf{Q_{(f)\ corrigé} = m\ Q_{(f)\ brute}} \ \ldots \ \mathbf{(III.21)}$$

Avec :

m : Coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left(\frac{M}{2}\right)^{b} \quad \ldots \mathbf{(III.22)}$$

Et ;**M** : Coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où : ***L*** : Longueur du plus long parcours hydraulique en (m) ;

A : Surface du bassin considéré en (m^2).

Limite d'application de la méthode superficielle

La méthode superficielle peut être appliquée si :

- La pente comprise entre 0,002 et 0.05 m/m ;
- Le coefficient de ruissellement est compris entre 0,2 et 1 ;
- La surface total : $A \leq 200$ ha ;
- Le coefficient d'allongement : $M \geq 0,8$.

III.11.3.Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, coefficient de ruissellement et en tenant compte de manque de données pour la détermination des paramètres de la méthode superficielle, nous avons opté pour la méthode rationnelle étant donné qu'elle est assez satisfaisante pour les aires limitées et particulièrement les zones dont t_c < 20min.

III.11.4.Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombée sur le bassin considéré. La détermination de ce coefficient est primordiale pour l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui sont pris en compte lors du dimensionnement du réseau. [1]

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

Le coefficient de ruissellement est compris entre 0.05 et 1, et dépend des facteurs suivants :

- ✓ Le mode d'occupation du sol.
- ✓ L'inclinaison ou la topographie du terrain.
- ✓ La densité de la population.
- ✓ La nature du sol.
- ✓ La durée de pluie.

Le coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

$$\mathbf{Crp} = \frac{0{,}98t}{4{,}53+t}p + \frac{0{,}78t}{31{,}17+t}(1-p) \ \ldots \textbf{(III.23)}$$

Tel que:

- t : temps écoulé à partir du commencement des précipitations.
- P : pourcentage des surfaces imperméables (≤ 1).
- Crp : coefficient de ruissellement pondéré.

Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

L'accroissement de la population implique une augmentation dans le coefficient de ruissellement, car en effet avec l'augmentation de la population on aura aussi une augmentation de la surface couverte par rapport à la surface perméable, ce qui donne un coefficient de ruissellement important.

Tableau III-15 :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
Jardin– prairie	0.05 – 0.20

Coefficient de ruissellement en fonction des surfaces à drainer

Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de ces surfaces.

Tableau III-16 : Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocage	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

Source : Cours

Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

La densité de population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées.)

Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente.

Le tableau suivant montre quelques valeurs de ce coefficient :

Tableau III-17 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0.23
30 – 80	0.2 – 0.27
60 – 150	0.25 – 0.34
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.6 – 0.62
300 – 400	0.6 – 0.8
400 – 600	0.7 – 0.9

Source : Cours

Remarque : Pour notre projet, le coefficient de ruissellement va être estimé en fonction de la nature du sol. On divise nos sous bassin on surface presque de même nature. Et de calculer un coefficient de ruissèlement pondéré pour chaque sous bassin

- **Coefficient de ruissellement pondéré :**

Le découpage en (n) aires élémentaires (Si) d'un bassin de superficie (S) montre que ces dernières présentent des natures du sol très hétérogènes ce qui nous mène à parler du coefficient de ruissellement pondéré (C_{rp}) donné par la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum_{i=1}^{n} C_{ri} S_i}{S} \dots \textbf{(III.23)}$$

Tel que :

S: Surface totale en (ha) ;

S_i: Surface partielle en (ha) ;

C_{ri}: Coefficient de ruissellement des surfaces élémentaires ;

C_{rp}: Coefficient de ruissellement pondéré ;

Le coefficient de ruissellement pondéré permet d'estimer le coefficient de ruissellement des sous bassins.

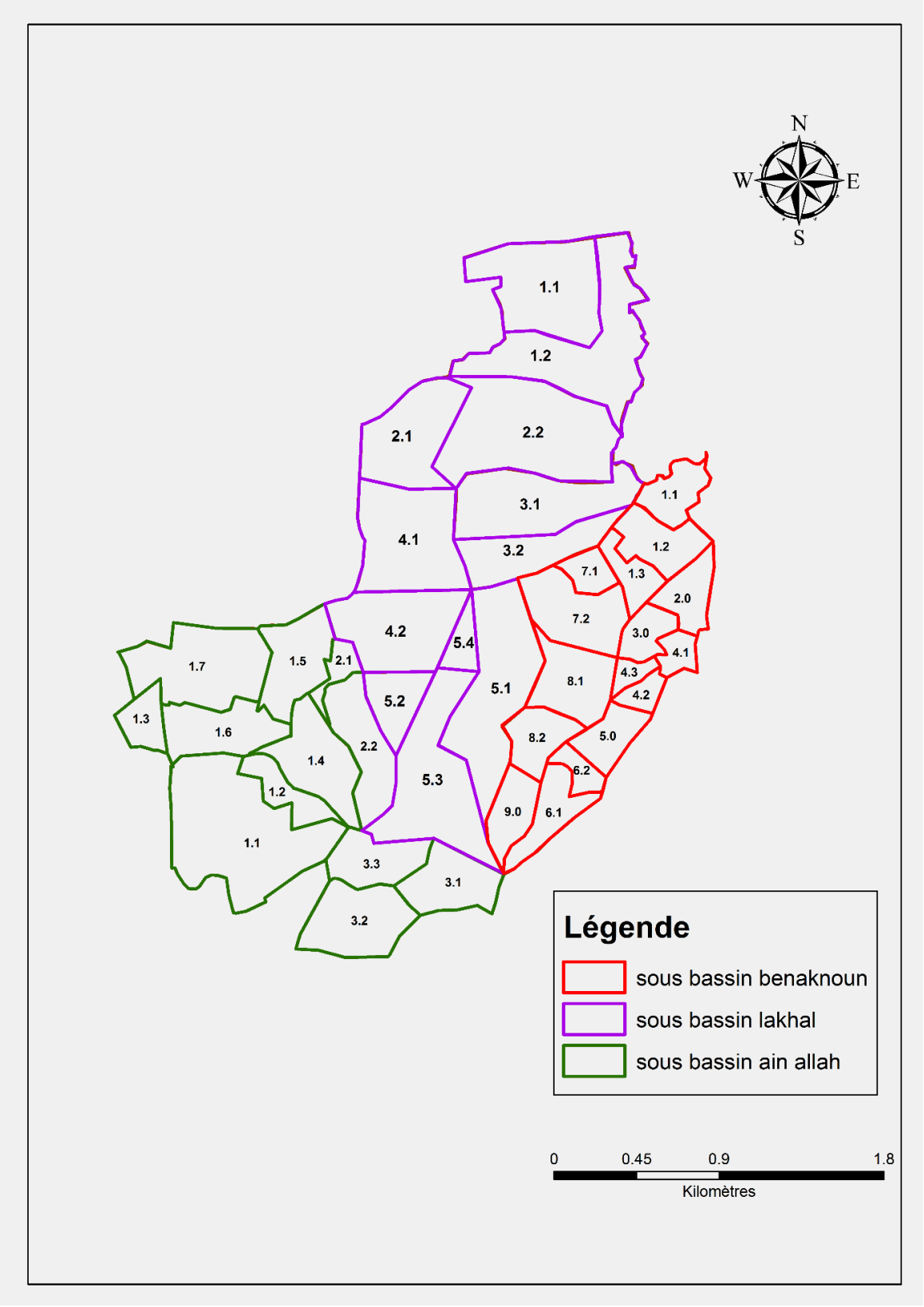


Figure III.9.Délimitation des sous bassin en surface presque de même nature pour L'estimation du coefficient de ruissèlement.

Tableau N° III-18 :Evaluation du coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin

N°SB	N°SPDMN	superficie	Cr	Crp	Commune
1	1.1	48,70	0,87	0,70	AIN
	1.2	8,34	0,25		
	1.3	6,75	0,25		
	1.4	18,87	0,52		
	1.5	16,64	0,80		
	1.6	16,60	0,53		
	1.7	28,05	0,82		
2	2.1	4,28	0,71	0,70	ALLAH
	2.2	17,35	0,70		
3	3.1	14,74	0,71	0,70	
	3.2	19,77	0,75		
	3.3	12,73	0,59		
4	4.1	38,22	0,81	0,69	
	4.2	30,80	0,55		
5	5.1	23,93	0,55	0.74	
	5.2	44,08	0,84		
6	6.1	29,11	0,64	0.46	LAKHAL
	6.2	17,28	0,51		
7	7.1	30,91	0,64	0.57	
	7.2	26,64	0,50		
8	8.1	36,49	0,82	0.69	
	8.2	10,08	0,52		
	8.3	35,13	0,64		
	8.4	5,05	0,49		
9	9.1	9,04	0,83	0.67	
	9.2	12,22	0,66		
	9.3	6,96	0,50		
10		9.18	0,83	0.83	
11		6.86	0,64	0.64	Ben
12	12.1	5,37	0,40	0.59	
	12.2	18,58	0,65		
13	13.1	4,28	0,58	0.56	
	13.2	3,80	0,45		Aknoun
	13.3	3,03	0,66		
14		8,88	0,83	0.83	
15	15.1	16,08	0,68	0.69	
	15.2	10,19	0,71		
16		9,58	0,59	0.59	
17	17.1	4,33	0,27	0.54	
	17.2	10,74	0,66		

III.11.5.Estimation du coefficient réducteur d'intensité α :

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courte de forte intensité.

Qui corrige la méthode rationnelle pour des surfaces supérieure à 10 ha. En allant Jusqu'à 200ha

III.11.5.1Méthode d'estimation du coefficient réducteur d'intensité α :

On le calcule on assimilant le bassin a un rectangle de longueur x et de largeur y drainé par un collecteur

1-2-3 .

Le point P du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul P-2, et la distance du point 2

Situé à l'amont du tronçon d'égout étudié au point p du bassin considéré.

Tableau N° III-19 : Evaluationdes débits pluviauxpour différentes périodes de retour 10ans, 20ans, 50ans, 100ans

SBV	coefficient réducteur d'intensité α	Cr	surface (ha)	Intensité I10ans (l/s/s/ha)	Intensité I20ans (l/s/s/ha)	Intensité I50ans (l/s/s/ha)	Intensité I100ans (l/s/s/ha)	Qplu, 10ans	Qplu, 20ans	Qplu, 50ans	Qplu, 100ans
1	0,78	0,70	143,95	177,39	202,27	214,03	256,57	13,942	15,898	16,822	20,166
2	0,79	0,70	21,66	177,39	202,27	214,03	256,57	2,125	2,423	2,564	3,073
3	0,85	0,70	46,90	177,39	202,27	214,03	256,57	4,950	5,644	5,973	7,160
4	0,83	0,69	69,15	177,39	202,27	214,03	256,57	7,025	8,010	8,476	10,161
5	0,80	0,74	69,21	177,39	202,27	214,03	256,57	7,268	8,287	8,769	10,512
6	0,85	0,46	43,87	177,39	202,27	214,03	256,57	3,043	3,470	3,671	4,401
7	0,86	0,57	58,03	177,39	202,27	214,03	256,57	5,046	5,754	6,088	7,298
8	0,83	0,69	90,77	177,39	202,27	214,03	256,57	9,221	10,515	11,126	13,338
9	0,85	0,67	19,35	177,39	202,27	214,03	256,57	1,955	2,229	2,359	2,827
10	1,00	0,83	8,77	177,39	202,27	214,03	256,57	1,291	1,472	1,558	1,868
11	1,00	0,64	6,86	177,39	202,27	214,03	256,57	0,779	0,888	0,940	1,126
12	0,88	0,59	24,00	177,39	202,27	214,03	256,57	2,210	2,520	2,667	3,197
13	0,81	0,56	11,11	177,39	202,27	214,03	256,57	0,894	1,019	1,079	1,293
14	1,00	0,83	8,86	177,39	202,27	214,03	256,57	1,304	1,487	1,574	1,887
15	0,91	0,69	26,21	177,39	202,27	214,03	256,57	2,919	3,329	3,522	4,222
16	1,00	0,59	9,60	177,39	202,27	214,03	256,57	1,005	1,146	1,212	1,453
17	0,83	0,54	15,10	177,39	202,27	214,03	256,57	1,201	1,369	1,449	1,736

III.11.6.Estimation du débit totale :

Le débit total est la somme du débit pluvial, débit d'eaux usées, débit d'eau parasite

On résumera sans le tableau suivant le calcul du débit total pour différentes périodes de retour c'est-à-dire différentes intensité 10ans, 20 ans, 50ans, 100ans.

Tableau N° III-20 : Calcule du débit total pour des périodes de retour 10ans, 20ans, 50ans, 100ans

SBV	$Q_{total, 10ans}$	$Q_{total, 20ans}$	$Q_{total, 50ans}$	$Q_{total, 100ans}$
1	14,03	15,98	16,91	20,25
2	2,14	2,44	2,58	3,09
3	4,98	5,68	6,00	7,19
4	7,06	8,05	8,52	10,20
5	7,30	8,33	8,81	10,56
6	3,07	3,50	3,70	4,43
7	5,08	5,79	6,13	7,34
8	9,27	10,57	11,18	13,39
9	1,97	2,24	2,37	2,84
10	1,30	1,48	1,57	1,87
11	0,78	0,89	0,95	1,13
12	2,23	2,54	2,68	3,21
13	0,90	1,03	1,09	1,30
14	1,31	1,49	1,58	1,89
15	2,94	3,35	3,54	4,24
16	1,01	1,15	1,22	1,46
17	1,21	1,38	1,46	1,75

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé au calcul des débits des eaux usées et pluviales pour chaque bassin urbain.

D'après les valeurs obtenues, on constate que les débits d'eaux usées sont négligeables par rapport aux débits d'eaux pluviales.

CHAPITRE III

CALCUL DE BASE

III.1INTRODUCTION

Le réseau d'assainissement est appelé à assurer la collecte et l'évacuation des eaux de ruissellement et les eaux usées de différentes origines. L'assainissement des agglomérations consiste à évacuer le plus rapidement que possible et sans stagnation les eaux usées de différentes origines provenant de cette dernière. Donc L'établissement d'un réseau d'assainissement pour une agglomération afin de respecter les normes de santé public, répond à deux catégories de préoccupations :

•Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales.

• Assurer l'élimination des eaux usées hors de l'agglomération.

Le contenu du chapitre présent est une phase préliminaire indispensable avant tout dimensionnement en assainissement qui le calcule de base, qui va s'intéresser à l'évaluation des différents débits.

III.2.Délimitation des sous bassins :

III.2.1Bassin versant naturel :

Un bassin versant est un bassin de drainage d'un oued, en un point donné de son cours, est l'air limitée par le contour à l'intérieur duquel l'eau précipitée se dirige vers ce point de l'oued.

Le bassin versant à une fonction de collecteur, il recueille les pluies et les transforme en écoulement à l'exutoire.

Cette transformation est fonction des conditions climatiques et des caractéristiques physiques du bassin versant sont :

- Morphologiques : forme, relief, réseau de drainage.
- Climatiques : intensité de pluies.
- Superficielles : nature du sol et couverture végétale.

III.2.2.Bassin versant urbanisé

Un bassin versant se définit aussi comme une surface drainée par un réseau d'assainissement et délimité par la ligne fermée reliant tous les points les plus élevés (ligne de partage des eaux).

III.2.3.Notion de sous bassin versant

Le sous bassin versant est une section du bassin versant ayant les mêmes caractéristiques que ce dernier.

Le découpage de la région en sous bassins élémentaire doit être réalisé suivant :

- Les courbes de niveau.
- Les routes et les voiries existantes.
- Les pentes et les contres pente.
- Les limites naturelles : oued, colline, talweg….

Pour notre étude nous subdivisons le bassin en 17 sous bassins versant, en fonction des rejets localisés et suivant la nature d'occupation de sol.

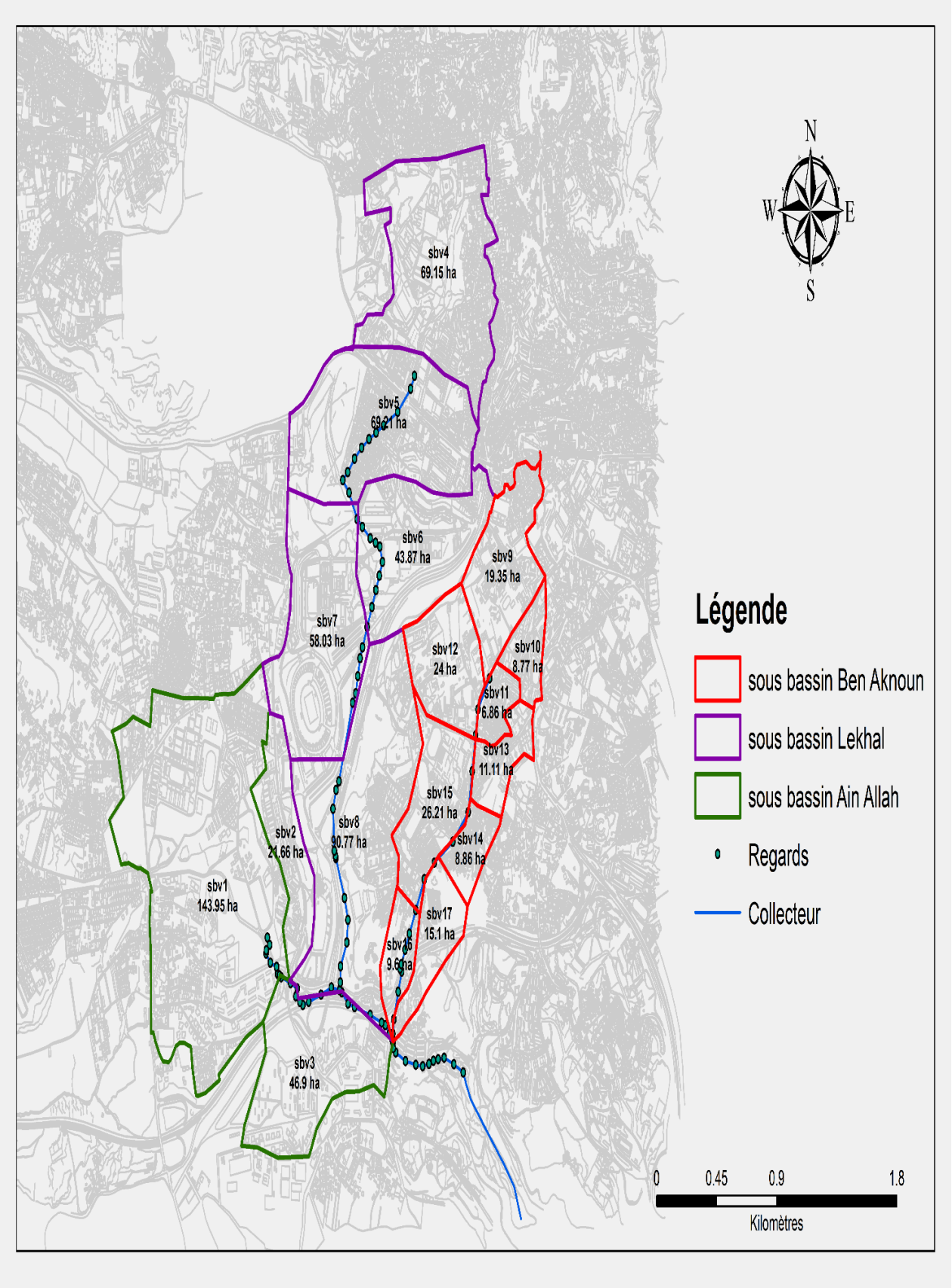


Figure III-1 : délimitation des sous bassins.

III.3.Notion sur les Systèmes et schéma d'assainissement

Un système d'assainissement est l'ensemble des ouvrages hydrauliques qui assurent l'évacuation des effluents des citoyens vers le milieu exutoire (STEP ou OUED). [1]

L'évacuation de ces effluents se fait au moyen de trois systèmes principaux :

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

III.3.1.Système unitaire :

L'ensemble des eaux pluviales et des eaux usées est collecté par un réseau unique. Les grands mérites de ce système sont la simplicité, le faible encombrement ainsi que l'économie à la conception et l'entretien

Avantage :

- ✓ C'est un système économique puisqu'il nécessite des infrastructures moindres par rapport aux autres réseaux.

Inconvénients :

- ✓ Il oblige à dimensionner la station d'épuration en fonction des eaux de pluie qui requiert des infrastructures importantes, Ce désavantage peut être en partie réduit grâce aux déversoirs d'orage.

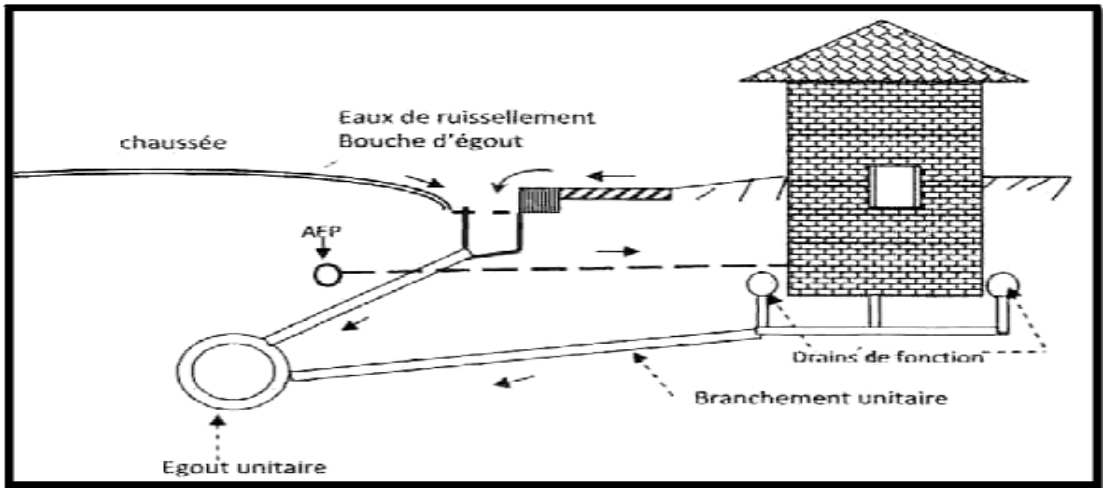


Figure II-2 : Système unitaire **Source : livre de salah boualem**

III.3.2 Système séparatif :

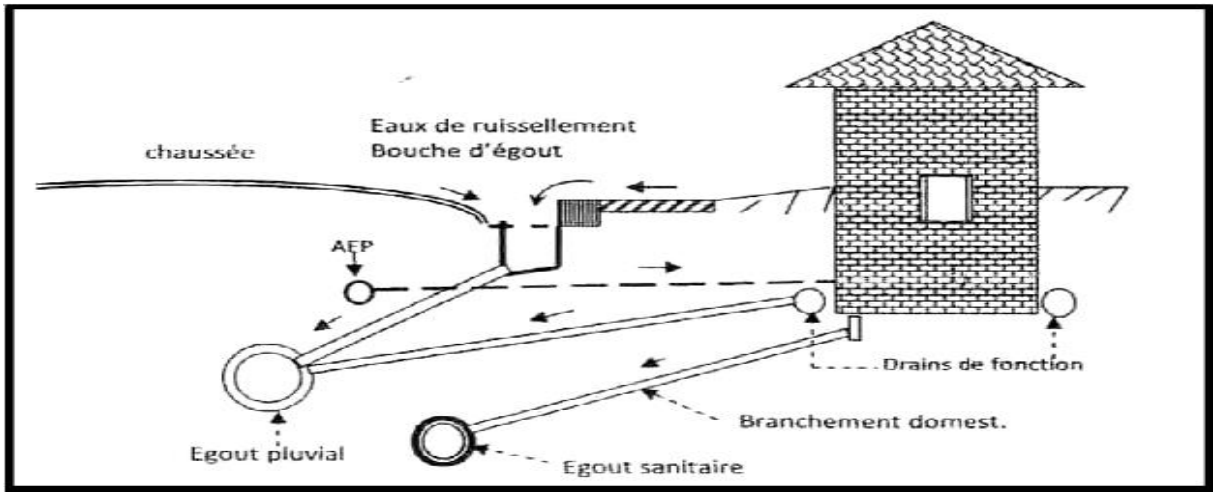
Deux réseaux différents conduisent les eaux usées à la station d'épuration et les eaux pluviales à un point de rejet dans le milieu naturel. Ce système est a priori favorable au fonctionnement des stations d'épuration, mais en pratique, il nécessite un contrôle rigoureux des branchements et des pénétrations d'eaux parasites.

Avantage :

- ✓ Le dimensionnement de la station d'épuration est fait selon le débit de point d'eau usée seulement, il en résulte donc une économie.
- ✓ La station d'épuration fonctionne avec un bon rendement.

Inconvénient :

- ✓ Le doublement du réseau implique une augmentation du coût.
- ✓ Les faux branchements.



FigureIII-3 : Système séparatif **Source : livre de salah boualem**

III.3.3 Système pseudo-séparatif :

Ce système est conçu de telle façon à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux des toitures et d'espaces privés, avec celles des eaux usées.

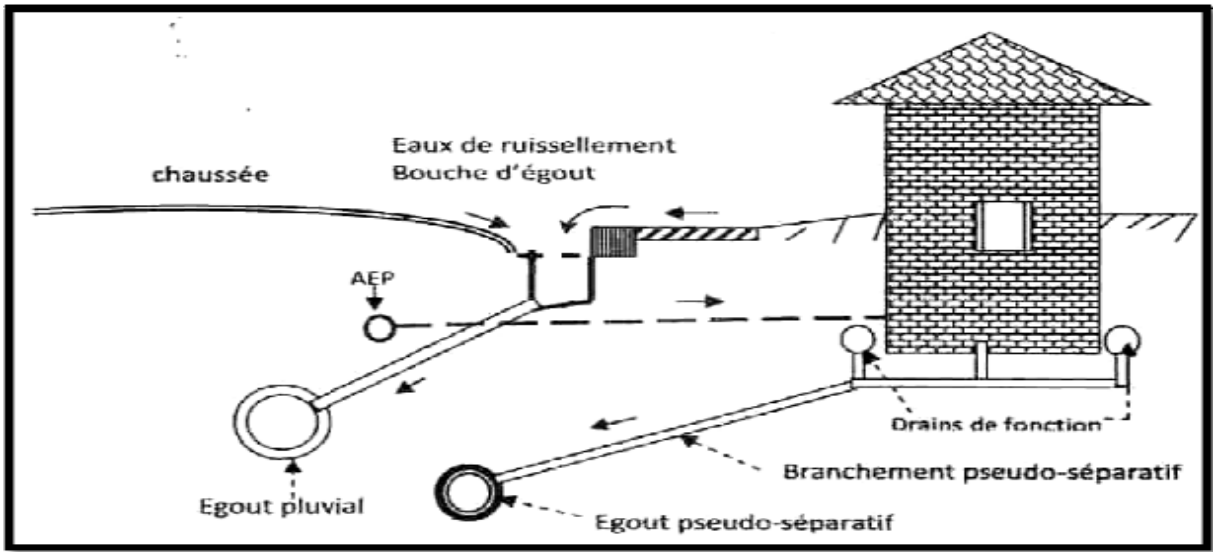


Figure III-4 : Système pseudo-séparatif **Source : livre de salah boualem**

III.3.4.Choix du système d'assainissement

Pour choisir le système d'assainissement il faut tenir compte de :

- L'aspect économique en faisant une comparaison entre plusieurs variantes.
- La topographie du terrain naturel.
- Les conditions de rejet.
- La largeur des chaussées.
- L'urbanisation de l'agglomération et son encombrement

Remarque : pour notre zone d'étude le réseau est unitaire

III.3.5. Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas :

III.3.5.1 Schéma perpendiculaire :

Pour ce type de schéma, l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Et l'épuration est difficile car il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile.

Il est seulement utilisable dans le cas des réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections.

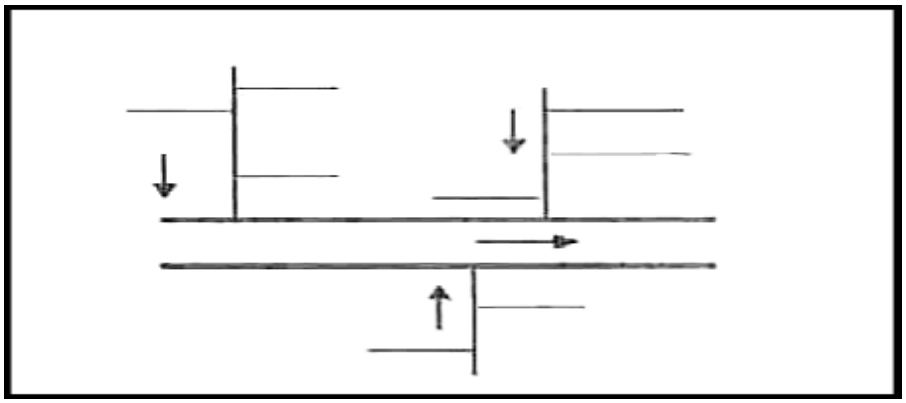


Figure III -5 : Schéma perpendiculaire Source : livre de salah boualem

III.3.5.2 Schéma par déplacement latéral :

Dans le cas où une épuration est nécessaire, on a tout intérêt à transporter les eaux vers une station unique ; ceci peut être obtenu soit pas un tracé oblique, soit par un collecteur latéral.

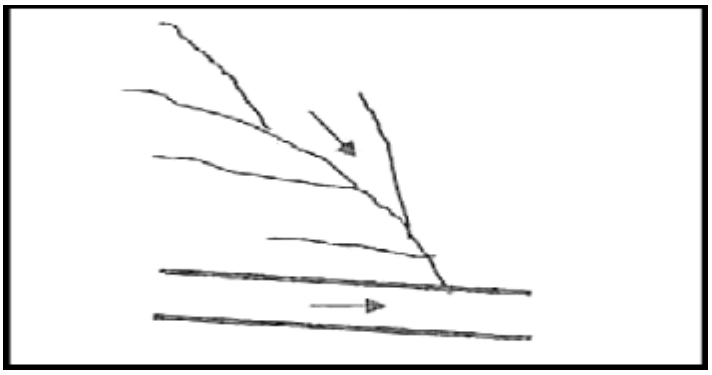
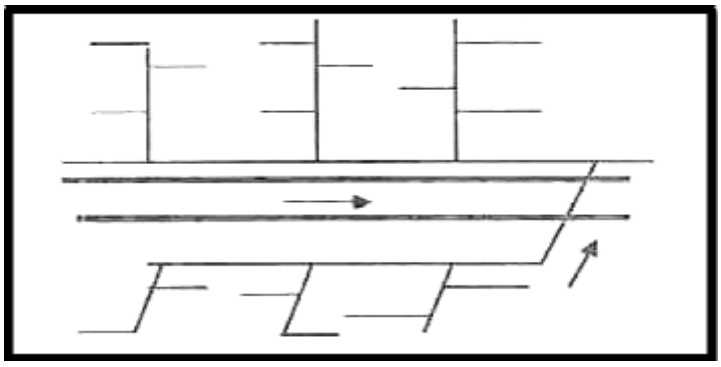


Figure III -6 : Schéma oblique Source : livre de salah boualem



FigureIII-7 : Schéma latéral Source : livre de salah boualem

III.3.5.3. Schéma par zones étagées :

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Le réseau (2) est utilisé pour ne pas trop chargé le réseau (1).

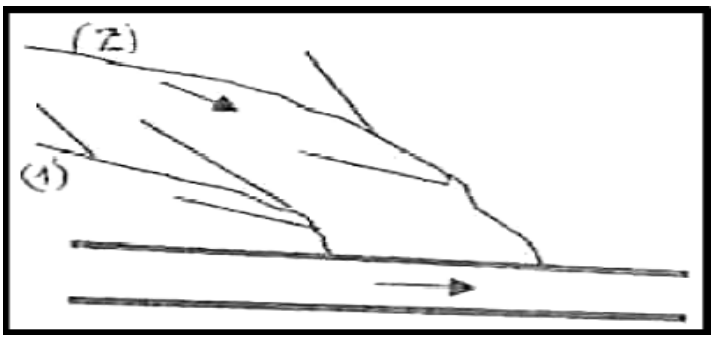


Figure III-8 : Schéma par zones étagées Source : Cours

III.4.Situation démographique de la zone :

On procède à une étude démographique en vue d'évaluer la population dans les différents Horizons à venir. La région objet de la présente étude comprend 174114habitants. Le nombre d'habitants de nos quatre communes n'a pas cessé d'augmenter.

Tableau III-1

L'évaluation démographique des communes est représentée dans le tableau suivant :

Communes	Année	Nombre D'habitant	Taux D'accroissement
Bouzareah	**2008**	**86486**	**1.8**
EL Achour	**2008**	**41071**	**2.5**
Délybrahim	**2008**	**27607**	**1.3**
Ben Aknoun	**2008**	**18950**	**-0.15**

(Source : ONS)

III.4.1.Estimation de la population future :

L'estimation du nombre d'habitants est basée sur le recensement d'année de référence, et en appliquant le taux probable d'accroissement correspondant. Selon le besoin des prévisions, il existe deux types d'estimations des populations : l'estimation à court terme de 5 à 10 ans où à long terme de 10 à 50 ans.

Pour notre cas on choisit une estimation à long terme, pour cela on utilise la formule de la croissance géométrique à l'aide de l'intérêt composé :

$$P_t = P_0(1+T)^n \qquad \text{...(III.1)}$$

Avec : ... ...

P_t **:** Population futur (population de l'horizon « n ») ;

P_0 **:** Population de base (population de référence) ;

T : Taux d'accroissement de la population en % ;

n : nombre d'années pendant lesquelles il ya croissance géométrique de la population.

Pour l'estimation de la population à l'horizon 2050 nous utiliserons le taux d'accroissement des communes pour l'année 2008.

Tableau III-2 : Répartition de la population future à l'horizon 2050 de calcul de la commune de « Bouzareah»

Horizon	2008	2017	2050
Estimation	86486	101549	182958

Tableau III-3 : Répartition de la population future a l'horizon 2050de calcul de la commune « D'El Achour»

Horizon	2008	2017	2050
Estimation	41071	51292	115861

Tableau III-4 : Répartition de la population future à l'horizon 2050calcul de la commune de « Delybrahim»

Horizon	2008	2017	2050
Estimation	27607	31010	47492

Tableau III-5 : Répartition de la population future a l'horizon 2050de calcul de la commune « Ben aknoun »

Horizon	2008	2017	2050
Estimation	18950	18696	17792

III.5.Estimation des besoins en eau

III.5.1.Définition de quelques concepts :

- **Dotation :**

On introduit le terme de dotation pour l'évaluation des besoins en eau. Elle est définie comme la quantité d'eau nécessaire à un habitant par jour. Elle correspond à la plus forte consommation journalière de l'année. Suivant le degré de confort des habitants, la consommation journalière peut se situer dans la fourchette de 200 à 250 litres/ habitant/jour dans les secteurs d'habitat nouveau.

- **Consommation moyenne journalière :**

La consommation journalière dépend du type de demande, on distingue plusieurs types d'usages :

- **Besoin domestique :**

Ce besoin inclut dans les usages au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour boire, cuisiné, nettoyé, et l'eau pour les sanitaires. Comme il peut aussi inclure pour la production à petite échelle tels que les petits jardins individuels, l'abreuvement du bétail, ou les petites industries à domicile. Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie.

- **Besoins publics :**

Ces besoins englobant la consommation des administrations (50l/j/employé), des établissements d'enseignement (30 à 100 l/j/élève), des municipalités, des hôpitaux (200 à 600 l/j/lit)

- **Besoins commerciaux et industriels :**

Ces besoins concernant les usages d'eau qui sont liés à des activités économiques. La consommation correspond aux besoins en eau des établissements industriels implantés dans la ville.

- **Besoins touristiques :**

La consommation touristique correspond à toutes les infrastructures touristiques telles que les hôtels classés, les complexes touristiques, les villages de vacances et les campings.

III.5.2.L'évaluation de la consommation moyenne journalière :

Pour répondre à toutes sortes de consommation, la dotation moyenne selon l'APC est arrêtée à 200 l/j/hab.

On note aussi que cette moyenne est supposée répondre à toute sorte de consommation, donc les besoins moyens journaliers pour différents horizons sont calculés en fonction de la relation suivante :

$$Q_{moy.J} = \frac{Dot}{1000} * N \text{ .....(III.2)}$$

Avec :

$Q_{moy.j}$ **:**Débit moyen journalier (m^3/j) ;

Dot : Dotation moyenne en (l/j/hab) ;

N : Nombre d'habitants.

Le tableau suivant représente l'évaluation de la consommation des équipements de la commune BOUZAREAH.

Tableau III-6 : Evaluation de la consommation des équipements de « Bouzareah»

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/j/)	$Q_{m.j}(m^3/j)$
Ecoles primaires	26	3780	Élève	40	151,2
Ecole privé	05	1000	Élève	40	40
C.E.M	07	4458	Élève	60	267,48
Lycée	04	3130	Élève	60	187,8
Crèches	12	1140	Élève	40	45,6
Université	01	5600	Etudiant	60	336
Ecoles supérieures	02	2000	Etudiant	60	120
Centre de formation	01	200	m²	50	10
Centre culturel	01	200	m²	50	10

Suite tableau III-6 : Evaluation de la consommation des équipements de « Bouzareah»

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/j/)	$Q_{m.j}(m^3/j)$
Mosquées	08	4000	Fidèles	100	400
Marché	01	900	m²	25	22,5
Ambassades	03	120	Bureau	60	7,2
Salle de sport	02	200	m²	20	04
Polyclinique	04	50	Lit	20	01
Centre de santé	03	20	Personne	10	0,2
Hammams	04	100	Personne	150	15
Douches	03	20	Cabines	100	02
Station de lavage	11	110	Voitures	60	6,6
Pompes à essence	01	200	m²	25	05
Centre commerciaux	01	250	m²	40	10
Supermarchés	02	200	m²	25	05
Salon de coiffure	33	660	Personne	25	16,5
Cafétéria / salon de Thé	21	1050	Personne	25	26,25
Faste Food	68	1088	m²	25	27,2
Poissonnerie	10	120	m²	25	3

(Source : APC de BOUZAREAH)

$$\sum Q_{m.j}\ (m^3/j)=1733,87 m^3/j$$

Le tableau suivant représente l'évaluation de la consommation des équipements de la commune de BEN AKNOUN.

Tableau III-7 : Evaluation de la consommation des équipements BEN AKNOUN.

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/hab/j)	$Q_{m.j}$ (m^3/j)
Ecoles primaires	08	1900	Elève	40	76
Ecole privé	04	350	Elève	40	14
C.E.M	02	1005	Elève	60	60,3
Lycée	05	3000	Elève	60	180
Université	04	5000	Etudiant	60	300
Crèches	06	1300	Elève	40	52
Centre de formation	02	800	Elève	50	40
Centre culturel	01	150	m2	50	7,5
Centre de familiale	01	120	m2	50	6
Centre de féminin	01	200	m²	50	10
Ecole de formation	01	100	Elève	40	4
Ecole ADWAN	01	100	Elève	40	4
Institut	05	600	Elève	50	30
Hôpital	01	200	Lit	60	12
Polyclinique	01	20	Lit	20	0,4
Cité universitaire	06	9000	Lit	150	2700
Résidence de police	01	2000	Lit	150	600

Suite tableau III-7 : Evaluation de la consommation des équipements BEN AKNOUN.

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/hab/j)	$Q_{m.j}$ (m^3/j)
APC	01	30	Bureau	60	1,8
Annexe APC	02	15	Bureau	60	0,9
Poste	01	06	Bureau	60	0,36
Annexe Poste	01	03	Bureau	60	0,18
Caserne	03	90	Bureau	60	5,4
Poste Police	01	20	Bureau	60	1,2
Hammam	02	200	Personne	150	30
Douche	03	30	cabine	100	3
Station Lavage	05	50	voiture	60	3
Faste Food	80	2400	m^2	25	60
Cafeteria	11	330	m^2	25	8,25
Boulangerie	05	150	m^2	25	3,75
Pompe à essence	01	100	m^2	25	2,5
Dégraissage	04	120	m^2	25	3
Coiffeur homme	20	300	personne	25	7,5
Coiffeur femme	18	180	personne	25	4,5

(Source : APC BEN AKNOUN)

$\sum Q_{m.j}$ (m^3/j)=4624,34m^3/j

Le tableau suivant représente l'évaluation de la consommation des équipements de la commune de DALY BRAHIM.

Tableau III-8 : Evaluation de la consommation des équipements DELY BRAHIM.

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/hab/j)	$Q_{m.j}$ (m^3/j)
Ecoles primaires	11	3846	Elève	40	153,84
Ecole privé	15	3557	Elève	40	142,28
C.E.M	03	2613	Elève	60	156,78
Lycée	01	1275	Elève	60	76,5
Université	02	10400	Etudiant	60	624
Crèches	04	340	Elève	40	13,6
Centre biométrique	01	50	m²	50	2,5
Institut pasteur	01	100	m²	50	5
Mosquées	05	4000	Fidèle	100	400
Ambassades	07	105	Bureau	60	6,3
Direction des impôts	01	30	Bureau	60	1,8
Maison des personnes âgées	01	500	personne	180	150
Stade	01	2500	personne	10	25
Hôpital	01	150	Lit	60	9
Polyclinique	01	15	Lit	20	0,3
Centre de santé	01	25	personne	20	0,5
Cité universitaire	02	3000	Lit	200	900
Résidence de police	01	1500	Lit	150	450
Hôtel	04	800	Lit	200	240

Suite tableau III-8 : Evaluation de la consommation des équipements DELY BRAHIM.

Equipement	Nombre	Nmbtot	Unité de mesure	Dotation (l/hab/j)	$Q_{m.j}$ (m^3/j)
APC	01	25	Bureau	60	1,5
Annexe APC	04	12	Bureau	60	0,72
Poste	01	05	Bureau	60	0,3
Gendarmerie	01	20	Bureau	60	1,2
Caserne	02	50	Bureau	60	3
Poste Police	02	40	Bureau	60	2,4
Hammam	01	70	personne	150	10,5
Douche	02	20	cabine	100	2
Station Lavage	09	70	voiture	60	4,2
Faste Food	100	3000	m²	25	75
Cafeteria	75	2250	m²	25	56,25
Boulangerie	50	1500	m²	25	37,5
Salle des fêtes	03	12000	personne	30	360
Dégraissage	05	150	m²	25	3,75
Coiffeur homme	20	300	personne	25	7,5
Coiffeur femme	15	200	personne	25	5

(Source : APC de DELY BRAHIM)

$\sum Q_{m.j}$ (m^3/j)=3928.22m^3/j

III.6.Notion et estimation des équivalents habitants :

C'est la consommation des équipements équivaux à des habitants. La notion d'Equivalent est utilisée en assainissement, notamment pour évaluer la capacité des stations d'épuration, et permettent d'associer une population équivalente aux masses de polluants journaliers parvenant à une station d'épuration (ou transitant en un point quelconque du réseau d'assainissement). (**Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement).**

Cela permet d'avoir une unité de dotation homogène et d'évaluer la répartition sur l'air d'étude. Cette notion de calcul est utilisée pour estimer les besoins des établissements et les activités dans la ville et de la transformer en nombre d'équivalents habitants.

- **Pour les communes Ben Aknoun, Bouzaréah, Daly Brahim :**

L'équivalent habitant est donné par la formule suivante :

EH=∑ des besoins des équipements/ dot ;

EH=∑ $Q_{j.moy}$/dot. …..(III.3)

Avec :

- EH : population équivalente à la consommation totale des équipements ;
- $Q_{j.moy}$: Débit moyen journalier de chaque équipement en (m^3/j) ;
- Dot : dotation moyenne journalière par habitant en (m^3/j/hab), dans notre cas la dotation des communes est de 200 l/j/hab qui vaux 0,2 m^3/j/hab.

- **Pour la commune d'El Achour :**

L'équivalent habitant de la consommation des équipements est estimé à 20% de la population à horizon 2050.

Tableau III-9 : Equivalent habitants des communes

Communes	EH (Habitants)
Bouzareah	**8670**
El achour	**23173**
Delybrahim	**19642**
Ben aknoun	**23122**

III.7.Notion et estimation de la population totale :

On évalue la population totale d'une agglomération à un horizon donné par la somme de la population à l'horizon d'étude et l'équivalent d'habitant.

Population totale à l'horizon d'étude = population à l'horizon d'étude (2050) + EQH

$$\mathbf{P_T} = P_{2050} + EQH \textbf{…..(III.4}$$

Tableau III-10 : Population totale des communes (2050)

Communes	Bouzareah	El achour	Delybrahim	Ben aknoun
Population (hab)	182958	115861	47492	17792
Population tot(hab)	191628	139034	67134	40914

III.8.Densité d'occupation du sol :

C'est le nombre de personne par unité de surface. Elle est fréquemment exprimée en personne par hectare et s'obtient en divisant le nombre de personne par la surface considérée mesurée en hectare, il est impératif de connaitre la répartition spatiale de la population (densité d'occupation du sol) dans le but de déterminer le nombre d'habitant occupant une surface bien déterminée.

$$DOS=\frac{P_T}{A} \dots \text{(III.5)}$$

- DOS : densité d'occupation du sol (hab /ha) ;
- P_T : population totale (hab) ;
- A : surface (hectare).

Tableau III-11 : Les résultats de calcule de densité des communes

Communes	Surface (ha)	Densité (hab/ha)
Bouzaréah	1232	156
El Achour	1120	125
Benaknoun	367	112
Daly brahim	859	79

Dans notre cas on a :

$$DOS_{moy} = [(D_1 * A_1)+(D_2 * A_2)+(D_3 * A_3)+(D_4 * A_4)] / A_{tot} \dots\dots \text{(III.6)}$$

$$DOS_{moy} = [(156 * 1232) + (125 * 1120) + (112 * 367) + (79 * 859)] / 3578$$

$$DOS_{moy} = 124 \text{ hab/ha}$$

III.9. Evaluation des débits des eaux usées

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

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies, mauvaises odeurs et des insectes, il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr, D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

Notion sur l'évaluation des débits d'eaux usées

III.9.1. Nature des eaux usées

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

a. Les eaux usées d'origine domestique :

Elles sont constituées des eaux vannes provenant des toilettes et des eaux ménagères issues des cuisines, des bains et de la lessive. Les eaux vannes véhiculent les matières fécales et l'urine. Les eaux des cuisines sont riches en corps gras et détergents. Les eaux usées domestiques sont jugées dangereuses en raison de leur forte teneur en germes et de leurs propriétés infectieuses. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. [2]

b. Les eaux industrielles :

Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à une autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures.

Certaines des eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte. [2]

c. Les eaux des services publiques :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, et ne sont mêlées aux eaux usées que dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoin publiques seront pris en compte avec les besoins domestiques. [2]

d. Les eaux usées parasites :

Ce sont des eaux qui transitent dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir. Ce terme est utilisé pour désigner une eau claire généralement très peu polluée introduite dans un

système d'assainissement unitaire ou séparatif (Eaux claires parasites ou ECP), on parle alors d'intrusion d'eau claires parasites. Le débit de ces eaux est compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha. [2]

III.9.2.Estimation du débit moyen des eaux usées :

La consommation moyenne journalière est égale au produit de la dotation moyenne journalière par le nombre de consommateurs.

Pour notre agglomération, la dotation moyenne journalière est de l'ordre de**200L/J/hab**.

(Selon l'A.P.C), l'eau usée rejetée est de l'ordre de **80 %** de la consommation totale.

-Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{moy,j} = (Cr \cdot D \cdot Ni) / 86400 \quad (l/s) \ldots. (III.7)$$

Avec :

- $Q_{moy\,j}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l /s) ;
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;
- D : dotation journalière prise égale à 200 l/j/hab ;
- Ni : nombre d'habitants du sous bassin.

III.9.3.Notion est évaluation du débit de pointe :

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

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \ (m^3/s) \ldots (III.8)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe journalier exprimé en (l/s) ;

$Q_{moy.j}$: débit moyen journalier ;

K_p: coefficient de pointe.

Pour estimer le coefficient de pointe Kp on a plusieurs méthodes, parmi lesquelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau :
  - $K_p = 3$ en tête du réseau ;
  - $K_p = 2$à proximité de l'exutoire.

Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville :

- $\mathbf{K_p}=\frac{24}{14}$**= 1.714 ;**
- $\mathbf{K_p}=\frac{24}{14}$ **= 2.4.**

Et la méthode de calcule donc on a opter est la suivante :

Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen :

$$\begin{cases} \mathbf{K_p=1.5+\frac{2.5}{\sqrt{Qmoy}}} \text{ si } \mathbf{Q_{moy}>2.8\ l/s;\ \dots\ (III.9)} \\ \mathbf{K_p=3} \text{ si } \mathbf{Q_{moy}\leq 2.8\ l/s.} \end{cases}$$

Tableau III-12 : Evaluation des débits des eaux usées

Collecteur	Numéro des sous bassins	Regard d'intégration	Superficie (ha)	Densité (hab./ha)	Nombre d'habitant	Dotation (l/j/hab.)	Coefficient de rejet Kr	Débit moyen Qmoy (l/s)	Coefficient de pointe Kp	Débit de point Qp (l/s)	Débit des eaux usées Qeu (m3/s)
AIN ALLAH	1	R1	143,95	124	17850	200	0,8	33,05556	1,934828	63,95682	0,063957
	2	R10	21,66	124	2686	200	0,8	4,974074	2,620944	13,03677	0,013037
	3	R12'	46,9	124	5816	200	0,8	10,77037	2,261771	24,36012	0,02436
LAKHAL	4	R1	69,15	124	8575	200	0,8	15,87963	2,127364	33,78176	0,033782
	5	R5	69,21	124	8582	200	0,8	15,89259	2,127108	33,80527	0,033805
	6	R20R20'	43,87	124	5440	200	0,8	10,07407	2,287658	23,04603	0,023046
	7	R31R32	58,02	124	7196	200	0,8	13,32593	2,184843	29,11506	0,029115
	8	R41	90,77	124	11255	200	0,8	20,84259	2,047601	42,67731	0,042677
BEN AKNOUN	9	R1	19,35	124	2399	200	0,8	4,442593	2,686101	11,93325	0,011933
	10	R1	8,77	124	1087	200	0,8	2,012963	3	6,038889	0,006039
	11	R1	6,86	124	851	200	0,8	1,575926	3	4,727778	0,004728
	12	R3	24	124	2976	200	0,8	5,511111	2,564928	14,13561	0,014136
	13	R5	11,11	124	1378	200	0,8	2,551852	3	7,655556	0,007656
	14	R8	8,86	124	1099	200	0,8	2,035185	3	6,105556	0,006106
	15	R14	26,21	124	3250	200	0,8	6,018519	2,519049	15,16095	0,015161
	16	R17	9,6	124	1190	200	0,8	2,203704	3	6,611111	0,006611
	17	R18	15,1	124	1872	200	0,8	3,466667	2,842715	9,854747	0,009855

III.10.Evaluation des débits d'eaux parasites:

Vu le manque de données hydrogéologique sur notre zone d'étude alors nous avons pris en considération la remonté des nappes et l'intrusion des eaux parasite à l'intérieur de nos colleteur ce débit est estimé 0.15 l/ha.

Tableau III-13 : Evaluation des débits des eaux parasites.

SBV	Surface (ha)	Débit (m3/s)
1	143,95	0,02159
2	21,66	0,00325
3	46,90	0,00704
4	69,15	0,01037
5	69,21	0,01038
6	43,87	0,00658
7	58,03	0,00870
8	90,77	0,01362
9	19,35	0,00290
10	8,77	0,00132
11	6,86	0,00103
12	24,00	0,00360
13	11,11	0,00167
14	8,86	0,00133
15	26,21	0,00393
16	9,60	0,00144
17	15,10	0,00227

III.11.Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales sont les eaux de ruissellement de surface issues des précipitations. Elles s'écoulent sur le sol pour éventuellement rejoindre des cours d'eau.

L'estimation des eaux pluviales repose sur le découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassins, suivant des critères bien précis comme la nature du sol et les limites naturelles, ensuite on estime un coefficient de ruissellement pondéré correspondant à chaque sous bassin. La quantification de ces eaux se fait suivant différentes méthodes, parmi ces méthodes on cite la méthode superficielle et la méthode rationnelle. [1]

III.11.1. La méthode Rationnelle

La méthode rationnelle est une méthode qui permet de déterminer à l'aide d'une formulation simple les débits de pointe à l'exutoire d'un bassin versant, elle consiste à estimer le débit à partir

d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, 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 :

$$Q = \alpha.Cr.i.A \quad \textbf{(l / s) … (II.10)}$$

Avec :

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

A : surface du bassin (ha).

Cr : coefficient de ruissellement.

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

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

Hypothèses de la méthode rationnelle :

- Le débit de pointe Qp est observé à l'exutoire seulement si la durée de L'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme sur l'ensemble du bassin drainé, dans le temps et dans l'espace ;
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Qp est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i ;
- Le coefficient de ruissellement est constant d'une averse à l'autre.

Critique de la méthode rationnelle :

- La décomposition du bassin en aires élémentaires est approchée.
- Le coefficient de ruissellement est toujours constant sur tout le bassin et pendant toute la durée de l'averse.
- La méthode ne tient pas compte l'effet de stockage d'eau de ruissellement sur les sous bassins.
- Elle ne tient pas compte de distribution spatiale de la pluie (variation de l'intensité).
- L'estimation du temps de concentration est souvent laborieuse.

Validité de la méthode rationnelle

- Elle est applicable pour des surfaces limitées (inférieures à 10ha).
- Elle est applicable seulement pour les zones dont le temps de concentration est inférieur à 30 minutes.
- Elle n'est pas applicable pour des zones étendues car les calculs deviennent difficiles.
- Dans notre cas lors du découpage des sous bassins, on a obtenue des surfaces supérieures à 10 hectares, ces dernières restent acceptables tant que le coefficient de ruissellement et le cheminement hydraulique au sein de cette surface restent les mêmes.

Temps de concentration :

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la goutte d'eau tombée au point le plus éloigné en durée d'écoulement pour atteindre l'exutoire.

Il est composé du :

- Temps $t_1$pris par la goutte d'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$\mathbf{t_1 = \frac{l}{60.v}} \textbf{ ...(III.11)}$$

Avec :

l: La longueur de la canalisation ;

v: La vitesse d'écoulement.

- Temps $t_2$mis par la goutte d'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie entre 2 à 20 min
- Temps $t_3$de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation, autrement dit le parcours superficiel du bassin :

$$\boldsymbol{t_3 = \frac{l}{11\sqrt{I}}} \textbf{ ...(III.12)}$$

Avec :

I: La pente du terrain en (%) ;

l: La longueur du plus long parcours de l'eau en (km) ;

$$\mathbf{t_c = t_1 + t_2 + t_3 \ ...(III.13)}$$

Trois aspects sont à considérer :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$;
- Le bassin comporte un parcours superficiel suivi par une canalisation : $t_c = t_3 + t_1$;

- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration est donné par la relation suivante :

$$\mathbf{t_c = 3,98\left(\frac{l}{\sqrt{I}}\right)^{0,77}} \quad \textbf{...(III.14)}$$

On cite aussi la formule de PASSINI :

$$\mathbf{t_c = \frac{\sqrt[3]{A.l}}{I}} \quad \textbf{...(III.15)}$$

III.11.2. La méthode Superficielle :

C'est une méthode proposée par A. Caquot en 1941, qui est une variante de la méthode rationnelle. Dans sa forme originale, elle repose sur une expression mathématique globale et surtout qui présente un intérêt pédagogique, explicite des composantes hydrologiques influant sur le ruissellement et a pour objectif une application manuelle plus facile à partir essentiellement de variables mesurables, intégrant notamment le temps de concentration difficile à appréhender. [1]

Cette méthode se traduit par la relation suivante :

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}}.I^{\frac{v}{u}}.C_r^{\frac{1}{u}}.A^{\frac{w}{u}} \quad \textbf{... (III.16)}$$

Ou :

Q (f) : Débit pluvial de fréquence f (m^3/s).

K, u, v, w : Coefficients dont les relations sont données ci-dessous.

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

C_r : Coefficient de ruissellement.

A : Surface du sous bassin considéré (ha).

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

$$K = \frac{(0,5)^{b(f)}.a(f)}{6.6} \quad \textbf{... (III.17)}$$

Avec :

$v = -0,41b(f)$

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

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

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

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

Ou :

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

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

$$I = \frac{Ctnam - Ctnav}{L} \quad \textbf{… (III .18)}$$

Cam : Cote amont du collecteur (m) ;

Cav : Cote aval du collecteur (m) ;

L : Longueur du collecteur (m) ;

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

$$Iéq = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Li}{\sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Li}{\sqrt{Ii}}\right)} \right]^2 \quad \textbf{…(III.19)}$$

Li : Distance partielle du tronçon i ;

Ii : Pente du tronçon i ;

N : Nombre de tronçons.

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

$$Iéq = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} IiQi}{\sum_{i=1}^{N} Qi} \right]^2 \quad \textbf{… (III.20)}$$

Ii : Pente du tronçon i ;

Qi : Débit du tronçon i ;

N : Nombre des tronçons

Tableau III-14 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres Equivalents	Aeq	Ceq	Ieq	Meq
Bassin en série	$\sum_{i=1}^{N} Ai$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Ci.Ai}{\sum_{i=1}^{N} Ai}\right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Li}{\sum_{i=1}^{N} (\frac{Li}{\sqrt{Ii}})}\right]^2$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Li}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} Ai}}\right]$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^{N} Ai$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} Ci.Ai}{\sum_{i=1}^{N} Ai}\right]$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^{N} IiQi}{\sum_{i=1}^{N} Qi}\right]^2$	$\left[\frac{L(Qpj\max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} Ai}}\right]$

La valeur du débit $Q_{(f)}$ correspond à une valeur brute, on obtient alors la valeur de Q(f) corrigé en multipliant le débit brute par un coefficient m :

$$\mathbf{Q_{(f)\ corrigé} = m\ Q_{(f)\ brute}} \ \ldots \ \mathbf{(III.21)}$$

Avec :

m : Coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2}\right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}} = \left(\frac{M}{2}\right)^{b} \quad \ldots \mathbf{(III.22)}$$

Et ;**M** : Coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où : ***L*** : Longueur du plus long parcours hydraulique en (m) ;

A : Surface du bassin considéré en (m^2).

Limite d'application de la méthode superficielle

La méthode superficielle peut être appliquée si :

- La pente comprise entre 0,002 et 0.05 m/m ;
- Le coefficient de ruissellement est compris entre 0,2 et 1 ;
- La surface total : $A \leq 200$ ha ;
- Le coefficient d'allongement : $M \geq 0,8$.

III.11.3.Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, coefficient de ruissellement et en tenant compte de manque de données pour la détermination des paramètres de la méthode superficielle, nous avons opté pour la méthode rationnelle étant donné qu'elle est assez satisfaisante pour les aires limitées et particulièrement les zones dont t_c < 20min.

III.11.4.Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombée sur le bassin considéré. La détermination de ce coefficient est primordiale pour l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui sont pris en compte lors du dimensionnement du réseau. [1]

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

Le coefficient de ruissellement est compris entre 0.05 et 1, et dépend des facteurs suivants :

- ✓ Le mode d'occupation du sol.
- ✓ L'inclinaison ou la topographie du terrain.
- ✓ La densité de la population.
- ✓ La nature du sol.
- ✓ La durée de pluie.

Le coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

$$\mathbf{Crp} = \frac{0{,}98t}{4{,}53+t}p + \frac{0{,}78t}{31{,}17+t}(1-p) \ \ldots \textbf{(III.23)}$$

Tel que:

- t : temps écoulé à partir du commencement des précipitations.
- P : pourcentage des surfaces imperméables (≤ 1).
- Crp : coefficient de ruissellement pondéré.

Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

L'accroissement de la population implique une augmentation dans le coefficient de ruissellement, car en effet avec l'augmentation de la population on aura aussi une augmentation de la surface couverte par rapport à la surface perméable, ce qui donne un coefficient de ruissellement important.

Tableau III-15 :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
Jardin– prairie	0.05 – 0.20

Coefficient de ruissellement en fonction des surfaces à drainer

Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de ces surfaces.

Tableau III-16 : Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.9
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocage	0.40 – 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 – 0.60
Chemin en gravier	0.25 – 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 – 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 – 0.25
Forêts	0.01 – 0.20

Source : Cours

Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

La densité de population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées.)

Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente.

Le tableau suivant montre quelques valeurs de ce coefficient :

Tableau III-17 : Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0.23
30 – 80	0.2 – 0.27
60 – 150	0.25 – 0.34
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.6 – 0.62
300 – 400	0.6 – 0.8
400 – 600	0.7 – 0.9

Source : Cours

Remarque : Pour notre projet, le coefficient de ruissellement va être estimé en fonction de la nature du sol. On divise nos sous bassin on surface presque de même nature. Et de calculer un coefficient de ruissèlement pondéré pour chaque sous bassin

- **Coefficient de ruissellement pondéré :**

Le découpage en (n) aires élémentaires (Si) d'un bassin de superficie (S) montre que ces dernières présentent des natures du sol très hétérogènes ce qui nous mène à parler du coefficient de ruissellement pondéré (C_{rp}) donné par la formule suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum_{i=1}^{n} C_{ri} S_i}{S} \dots \textbf{(III.23)}$$

Tel que :

S: Surface totale en (ha) ;

S_i: Surface partielle en (ha) ;

C_{ri}: Coefficient de ruissellement des surfaces élémentaires ;

C_{rp}: Coefficient de ruissellement pondéré ;

Le coefficient de ruissellement pondéré permet d'estimer le coefficient de ruissellement des sous bassins.

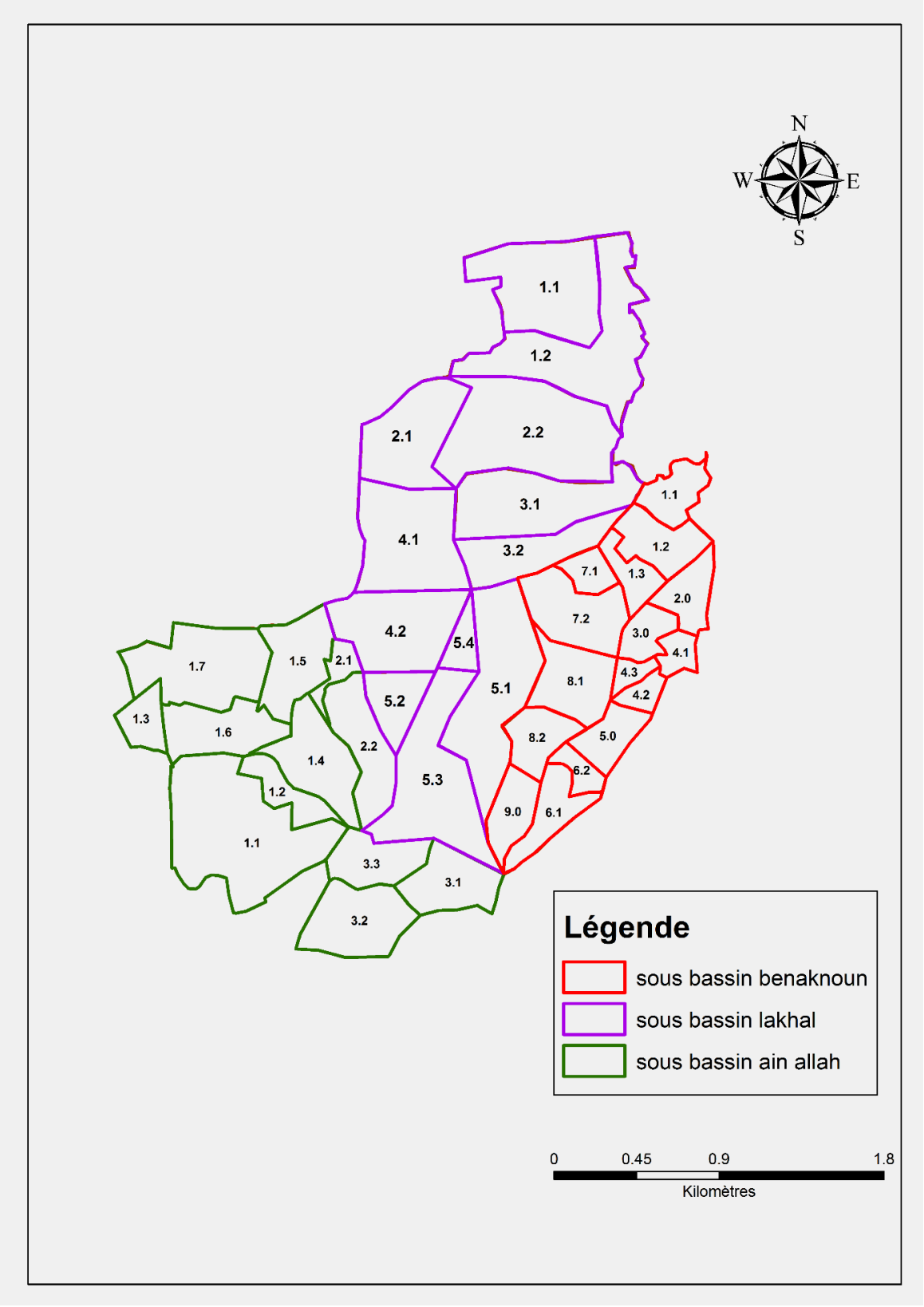


Figure III.9.Délimitation des sous bassin en surface presque de même nature pour L'estimation du coefficient de ruissèlement.

Tableau N° III-18 :Evaluation du coefficient de ruissèlement pour chaque sous bassin

N°SB	N°SPDMN	superficie	Cr	Crp	Commune
1	1.1	48,70	0,87	0,70	AIN
	1.2	8,34	0,25		
	1.3	6,75	0,25		
	1.4	18,87	0,52		
	1.5	16,64	0,80		
	1.6	16,60	0,53		
	1.7	28,05	0,82		
2	2.1	4,28	0,71	0,70	ALLAH
	2.2	17,35	0,70		
3	3.1	14,74	0,71	0,70	
	3.2	19,77	0,75		
	3.3	12,73	0,59		
4	4.1	38,22	0,81	0,69	
	4.2	30,80	0,55		
5	5.1	23,93	0,55	0.74	
	5.2	44,08	0,84		
6	6.1	29,11	0,64	0.46	LAKHAL
	6.2	17,28	0,51		
7	7.1	30,91	0,64	0.57	
	7.2	26,64	0,50		
8	8.1	36,49	0,82	0.69	
	8.2	10,08	0,52		
	8.3	35,13	0,64		
	8.4	5,05	0,49		
9	9.1	9,04	0,83	0.67	
	9.2	12,22	0,66		
	9.3	6,96	0,50		
10		9.18	0,83	0.83	
11		6.86	0,64	0.64	Ben
12	12.1	5,37	0,40	0.59	
	12.2	18,58	0,65		
13	13.1	4,28	0,58	0.56	
	13.2	3,80	0,45		Aknoun
	13.3	3,03	0,66		
14		8,88	0,83	0.83	
15	15.1	16,08	0,68	0.69	
	15.2	10,19	0,71		
16		9,58	0,59	0.59	
17	17.1	4,33	0,27	0.54	
	17.2	10,74	0,66		

III.11.5.Estimation du coefficient réducteur d'intensité α :

C'est un coefficient déterminé expérimentalement qui tient compte de la répartition irrégulière des pluies courte de forte intensité.

Qui corrige la méthode rationnelle pour des surfaces supérieure à 10 ha. En allant Jusqu'à 200ha

III.11.5.1Méthode d'estimation du coefficient réducteur d'intensité α :

On le calcule on assimilant le bassin a un rectangle de longueur x et de largeur y drainé par un collecteur

1-2-3 .

Le point P du bassin se trouve en amont du collecteur 1-2 intéressé par le calcul P-2, et la distance du point 2

Situé à l'amont du tronçon d'égout étudié au point p du bassin considéré.

Tableau N° III-19 : Evaluationdes débits pluviauxpour différentes périodes de retour 10ans, 20ans, 50ans, 100ans

SBV	coefficient réducteur d'intensité α	Cr	surface (ha)	Intensité I10ans (l/s/s/ha)	Intensité I20ans (l/s/s/ha)	Intensité I50ans (l/s/s/ha)	Intensité I100ans (l/s/s/ha)	Qplu, 10ans	Qplu, 20ans	Qplu, 50ans	Qplu, 100ans
1	0,78	0,70	143,95	177,39	202,27	214,03	256,57	13,942	15,898	16,822	20,166
2	0,79	0,70	21,66	177,39	202,27	214,03	256,57	2,125	2,423	2,564	3,073
3	0,85	0,70	46,90	177,39	202,27	214,03	256,57	4,950	5,644	5,973	7,160
4	0,83	0,69	69,15	177,39	202,27	214,03	256,57	7,025	8,010	8,476	10,161
5	0,80	0,74	69,21	177,39	202,27	214,03	256,57	7,268	8,287	8,769	10,512
6	0,85	0,46	43,87	177,39	202,27	214,03	256,57	3,043	3,470	3,671	4,401
7	0,86	0,57	58,03	177,39	202,27	214,03	256,57	5,046	5,754	6,088	7,298
8	0,83	0,69	90,77	177,39	202,27	214,03	256,57	9,221	10,515	11,126	13,338
9	0,85	0,67	19,35	177,39	202,27	214,03	256,57	1,955	2,229	2,359	2,827
10	1,00	0,83	8,77	177,39	202,27	214,03	256,57	1,291	1,472	1,558	1,868
11	1,00	0,64	6,86	177,39	202,27	214,03	256,57	0,779	0,888	0,940	1,126
12	0,88	0,59	24,00	177,39	202,27	214,03	256,57	2,210	2,520	2,667	3,197
13	0,81	0,56	11,11	177,39	202,27	214,03	256,57	0,894	1,019	1,079	1,293
14	1,00	0,83	8,86	177,39	202,27	214,03	256,57	1,304	1,487	1,574	1,887
15	0,91	0,69	26,21	177,39	202,27	214,03	256,57	2,919	3,329	3,522	4,222
16	1,00	0,59	9,60	177,39	202,27	214,03	256,57	1,005	1,146	1,212	1,453
17	0,83	0,54	15,10	177,39	202,27	214,03	256,57	1,201	1,369	1,449	1,736

III.11.6.Estimation du débit totale :

Le débit total est la somme du débit pluvial, débit d'eaux usées, débit d'eau parasite

On résumera sans le tableau suivant le calcul du débit total pour différentes périodes de retour c'est-à-dire différentes intensité 10ans, 20 ans, 50ans, 100ans.

Tableau N° III-20 : Calcule du débit total pour des périodes de retour 10ans, 20ans, 50ans, 100ans

SBV	$Q_{total, 10ans}$	$Q_{total, 20ans}$	$Q_{total, 50ans}$	$Q_{total, 100ans}$
1	14,03	15,98	16,91	20,25
2	2,14	2,44	2,58	3,09
3	4,98	5,68	6,00	7,19
4	7,06	8,05	8,52	10,20
5	7,30	8,33	8,81	10,56
6	3,07	3,50	3,70	4,43
7	5,08	5,79	6,13	7,34
8	9,27	10,57	11,18	13,39
9	1,97	2,24	2,37	2,84
10	1,30	1,48	1,57	1,87
11	0,78	0,89	0,95	1,13
12	2,23	2,54	2,68	3,21
13	0,90	1,03	1,09	1,30
14	1,31	1,49	1,58	1,89
15	2,94	3,35	3,54	4,24
16	1,01	1,15	1,22	1,46
17	1,21	1,38	1,46	1,75

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons procédé au calcul des débits des eaux usées et pluviales pour chaque bassin urbain.

D'après les valeurs obtenues, on constate que les débits d'eaux usées sont négligeables par rapport aux débits d'eaux pluviales.

CHAPITRE IV :

DIAGNOSTIC DES COLLECTEUR AIN ALLAH, LAKHAL, BEN AKNOUN

IV.1.Introduction

Au bout de quelques années, les réseaux d'assainissement peuvent présenter des anomalies susceptibles de perturber le fonctionnement du système d'évacuation, de restreindre la pérennité des ouvrages ou de nuire à l'environnement. L'étude de diagnostic peut être préventive ou consécutive au constat d'un dysfonctionnement, elle a pour but de déceler les anomalies, les analyser et les interpréter pour ensuite les maîtriser et les supprimer. Elle doit donc détailler les origines des problèmes observés.

Ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles d'écoulement ainsi que la qualité des eaux usées et pluviales des communes, afin de proposer un assainissement adéquat jusqu'à l'horizon 2050. Il est envisagé aussi de prendre les mesures qui permettent de créer un milieu sain pour la population concernée. Le secteur affecté par l'étude concerne une population estimée à 185 197 habitants.

IV.2.Objectif de l'étude du diagnostic :

L'étude du diagnostic a pour objectif d'identifier, localiser et évaluer de façon précise des anomalies structurelles et fonctionnelles des réseaux, en vue de permettre de réduire, voire et de supprimer les anomalies, causes de perturbations du fonctionnement.

Pour cela on fera un diagnostic physique (structurel) et un diagnostic hydraulique (fonctionnel).

IV.3.Diagnostic structurel des collecteurs Ain Allah, lakhal et ben aknoun.

IV.3.1Diagnostic structurel des collecteurs Ain Allah

IV.3.1.1.Caractéristiques du collecteur Ain Allah :

Le collecteur Ain Allah présente un linéaire total de 1,2 km comprenant plusieurs sections, à savoir :

- Partie amont du collecteur, entre regards de visite R1 et Section 2 amont R16, un linéaire de 555 ml de section circulaire en béton armé (de l'amont vers l'aval : DN 1800 – 1500, avec

des traversées en 3 x DN800 de la trémie de passage sous terrain au croisement de la route Ain Allah)

- Partie aval du collecteur, entre Section 2 amont R16 et Section 5 aval R25, un linéaire de 630 ml de sections ellipsoïdales en tôles d'acier ondulées, dont 201 ml de dimensions 1,5 x 2 m et 429 ml de 2,5 x 3 m ;
- Avant le tronçon de rejet, vers regard de visite R25, un linéaire 16 ml en béton armé de section dalot 4,5 x 2,8 m. Le collecteur rejoigne le collecteur Oued El Kerma, avec l'arrivée du collecteur Ben Aknoun, vers le croisement des routes N5 et Oued Romane.

Figure IV-1 : Vue aérienne illustrative de la localisation du collecteur Ain Allah

- Le collecteur est relativement profond. Le radier est situé à des profondeurs de l'ordre de 10,5 – 13,60 m sous des talus des routes et à 8 m sous la route N5 (rocade Sud).

- Le collecteur dispose initialement 10 regards de visite. L'intervalle entre les regards est généralement acceptable (<100 ml) par rapport aux besoins d'intervention en sécurité pour la surveillance et l'entretien du collecteur. Cependant, la distance entre les 2 regards R21 et R22 (121 ml) est supérieure à un intervalle satisfaisant.

- Les inspections effectuées en mars et avril 2016, premièrement en surface sur le parcours du collecteur et ensuite en collecteur, ont permis de constater qu'actuellement seulement 4 regards (R19, R20, R24 et R25) sont accessibles et 6 regards sont enterrés. Cette situation présente des intervalles longs entre des regards accessibles, dont une distance de 215 ml depuis le seul regard de visite R19 et la tête du collecteur en acier, ainsi qu'une distance de 292 ml sans accès entre les regards R20 et R24.

IV.3.1.2.Conditions actuelles des regards de collecteur Ain Allah

Tableau IV-1 : conditions actuelles des regards de visite du collecteur Ain Allah

N°du regard de visite	Profondeur (m)	Situation
R16 (regard situé sur la partie en tôle acier en aval de 49 ml du début de cette partie)	10,48	

Suite tableau IV-1 : conditions actuelles des regards de visite du collecteur Ain Allah

N°du regard de visite	Profondeur (m)	**Situation**
R18 **R21** **R22** **R23**	6.45 8.49 10.68 9.11	**Regard enterré**
R19	**5.65**	**Accessible sans tampon**
R20	**8.14**	Regard accessible au milieu de la route N5 (rocade Sud)

IV.3.1.3.CONTEXTE URBAIN :

L'environnement du collecteur présente des sensibilités, comme suit, il Contexte trois routes à très forte circulation, dont :

- La route N36 : Le collecteur est situé dans le talus de la route N36 qui la sépare de la route N5, sur le côté droit de la direction entre le rondpoint de la route Ain Allah et le pont de la route de 5 juillet. Ce talus présente un dénivelé entre les routes N36 et N5.

Figure IV-2 :L'emplacement du collecteur Ain Allah sur la route N°36

- La route de 5 juillet : Le collecteur est situé sous le pont de la route de 5 juillet. Le regard de visite R18 situé dans cette zone est enterré.

Figure IV-3 :L'emplacement du collecteur Ain Allah sous le pont de la route 5 juillet

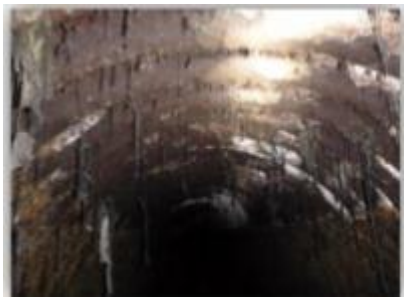
- La route N5 (rocade Sud) : Le collecteur traverse la route d'une façon diagonale sur un linéaire de plus de 200 ml (amont regard R20 jusqu'au regard R22). Il continue sur la bretelle de sortie de la route N5 vers Ben Aknoun et route Oued Romane. Le collecteur est profond dans cette traversée et comprend un seul regard de visite accessible au milieu de la route, dont les contraintes d'intervention sont très délicates.

Figure IV-4 : Traverser diagonale de la rocade sud du collecteur Ain Allah

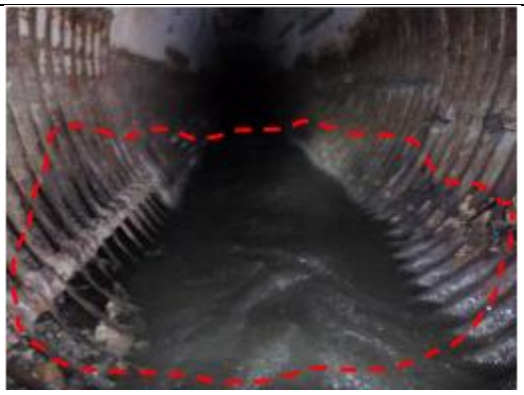
IV.3.1.4Etat du collecteur Ain Allah :

Un diagnostic qui a été établie en 2014 montre que la partie en tôle ondulée, qui s'étend sur un linéaire de 60 9m, présente des traces de rouille et de dégradation. Les observations enregistrées lors du diagnostic du collecteur, des regards et des branchements sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 :Etat du collecteur Ain Allah

Profondeur (m)	**Situation**
Affouillement sous un radier détérioré du collecteur	
Perforations de l'acier	
Corrosion généralisée de la tôle	

Suite tableau IV-2 :Etat du collecteur Ain Allah

Profondeur (m)	Situation
Perforations et disparition de l'acier sur le radier du collecteur	

IV.3.1.5.Profile en long

Le profil en long du collecteur Il est caractérisé par de fortes pentes et de sur-profondeurs, comme il est représenté dans Profil N°1.

IV.3.2.Diagnostic du collecteur lakhal :

IV.3.2.1.CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :

Le collecteur Lekhal est un ouvrage de 2966 ml évacuant les effluents unitaires d'un grand bassin versant. Ce collecteur comprend de l'amont vers l'aval :

- Commune Dely Brahim : un linéaire de 1752 ml composés d'ouvrages en béton armé de différentes sections successives (circulaire DN1000, ovoïde 1200 x 1800, ovoïde 1900 x 2400, ovoïde 2000 x 2400, dalot 1450 x 1700).

- Communes Delly Brahim et Ben Aknoun : un linéaire de 1214 ml en tôles d'acier ondulées de section circulaire théorique de DN2000. Ce linéaire est l'objet de la présente étude. Le collecteur rejoigne le collecteur Ain Allah vers le croisement des routes N36 et 5 juillet.

Figure IV-5 : Vue aérienne illustrative de la localisation du collecteur Lekhal.

- Le collecteur est relativement profond. Le radier est situé à des profondeurs de l'ordre de 8 m sur les premiers 500 ml du collecteur, et entre 3 à 5 m par la suite, avec des profondeurs de l'ordre de 9 m à certains endroits aval sur le linéaire en parallèle de l'oued naturel.

- Le collecteur dispose initialement 14 regards de visite, dont l'intervalle entre certains regards est très longue (336 ml, 174 ml et 166 ml) et supérieure à un intervalle satisfaisant (<100 ml) aux besoins d'intervention en sécurité pour la surveillance et l'entretien.
- Une inspection sur le parcours du collecteur effectuée le 27 janvier 2016 a permis de constater que 5 de ces regards sont accessibles et 9 regards sont enterrés. Un nouvel accès au collecteur est créé à travers une chambre de raccordement de plusieurs collecteurs mise en œuvre par Cosider sur le site des travaux de construction de l'école de la CNAS.

IV.3.2.2.Conditions actuelles des regards de collecteur Lakhal :

Tableau IV-3 : Conditions actuelles des regards de collecteur Lakhal

N°du regard de visite	Profondeur (m)	Situation
R36 (regard situé sur la partie dalot en béton armé)	8.42	
R37 (regard situé sur une chambre en tête de la partie en acier ondulé)	6.99	
R44 R45 R46 R47 R48		**Regard enterré**

R49 **R50**		

IV.3.2.3Etat du collecteur Lakhal :

La partie en tôle ondulée qui s'étend sur un linéaire de 1200m se trouve dans un état très dégradé (rouille, trous et importantes cassures). Ces dégradations provoquent de très dangereux affaissements du sol à plusieurs endroits. Le réseau actuel est très mal entretenu, les observations enregistrées lors du diagnostic du collecteur et des regards et de branchements sont représenter dans le tableau suivant :

TableauIV-4 : Etat du collecteur Ain Allah

Profondeur (m)	**Situation**
Zones de perforations ou fissures colmatés, avec des traces d'infiltration et de concrétion	
Zones de perforations ou fissures colmatés, avec des traces d'infiltration et de concrétion	

Détérioration et disparition de la tôle ondulée acier du radier au départ du collecteur. Les effluents s'écoulent directement sur le sol ou s'infiltrent dans le terrain naturel. «Cette détérioration est quasi généralisée sur tout le tronçon	

Suite TableauIV-4 : Etat du collecteur Ain Allah

Profondeur (m)	**Situation**
Effondrement du collecteur	Vue en externe Vue interne

Détérioration et affaissement du radier	
Trace de chiffons indice d'une mise en charge du collecteur	

IV.3.2.4 : 3Profile en long :

Le profil en long du collecteur Il est caractérisé par de fortes pentes et de sur-profondeurs, comme il est représenté dans Profil N°3.

IV.3.3. Diagnostic du collecteur benaknoun :

Le collecteur Ben Aknoun est un collecteur structurant qui draine les eaux pluviales d'une partie du bassin Oued El Kerma, il est situé en sa totalité dans la commune de Ben Aknoun. Le collecteur est en béton

Le collecteur Ben Aknoun dans sa partie en tôle (partie avale) présente un état de dégradation très avancé. Par contre la partie qui traverse la rocade a été réhabilitée par les coques en CCV. A l'amont, la partie du collecteur qui longe le centre de repos familial a été renouvelé en buse Ø2000.

IV.3.3.1.1Etat des regards :

Regard dégradé

Décalage du regard d'arrivée par rapport au regard de départ

Perforation au niveau du radier

FigureIV-6 : Etat de quelque regard

IV.3.3.2.Etat du collecteur :

Un diagnostic qui a été établie en 2016 montre que la partie en béton présente d'importantes fissurations. Les observations enregistrées lors du diagnostic du collecteur, des regards et des branchements sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV-5 : Etat du collecteur Ben Aknoun

Tronçon	Observation	PHOTO
R4-R5	**A 95 ml affouillement pied droit coté gauche partie inférieur**	
R17-R18	**poussé au niveau du pied droit côté gauche**	
	A 24 ml affouillement au niveau pied droit coté gauche partie inférieur	

	A 75 ml pose très importante pied droit coté droit (10 cm) jusqu'à 104 ml	

Suite Tableau IV-5 : Etat du collecteur Ben Aknoun

	A **140 ml fissure longitudinal sur 10 ml**	
R17-R18	**Regard dégradé (R6)**	
	A 4 ml branchement coté droit DN 300 bouché par des racines	

R7-R8	**A 53 ml fissure vertical sur une longueur de 20 ml**	**Observation visuelle**

Suite Tableau IV-5 : Etat du collecteur Ben Aknoun

	Infiltration et présence de racines au niveau du pied droit	
R8-R9	**Fissure longitudinal au niveau de la voute partie supérieur**	

	A 70 ml infiltrations avec développement de racines	

Suite Tableau IV-5 : Etat du collecteur Ben Aknoun

R17-R18	**Traces de Fuite d'eau potable**	

IV.3.3.3Profile en long

.Le profil en long du collecteur Il est caractérisé par de fortes pentes et de sur-profondeurs, comme il est représenté dans Profil N°3.

IV.4.Diagnostic hydraulique des collecteurs Ain Allah, lakhal et ben aknoun.

Dans cette partie-là on va vérifier la capacité des collecteurs a véhiculée le débit total à l'horizon 2050 pour différentes période de retour 10 ans, 20 ans, 50 ans, 100 ans.

Si la capacité du collecteur n'est pas satisfaite pour une période de retour 10 ans, il ne sera plus utile de la vérifié pour les autres périodes de retour.

IV.4.1.Méthodologie du diagnostic hydraulique :

Nous avons comme données :

- Le diamètre nominal des tronçons circulaire, ainsi que les dimensions des traçons qui sont **non circulaire** c'est-à-dire **ovoïdale ellipsoïdale ou rectangulaire à ciel ouvert, ou avec dalot.**

- Nous avons aussi le débit total de dimensionnement que doit véhiculer le collecteur qui est la somme des débits d'eau usées,pluvial, et parasite.

Alors on calculele débità pleins section du collecteur Existant pour chaque tronçon en utilisant la formule de Manning Strickler.

- Si débit total < débit à pleins section on conclue que le réseau d'assainissement existant permet d'évacuer notre débit calculé total.

- Si débit total >débit à pleins section on conclue que le diamètre de collecteur existant ne suffit pas pour évacuer notre débit calculé.

IV.4.2.Notion sur le calcul de la surface et du périmètre des différentes formes des collecteurs :

Dans la formule de Manning Strickler nous aurons besoin des Sections et périmètre pour les différentes formes du collecteur :

- **Circulaire :**

Surface=$\frac{\pi D^2}{4}$

Périmètre=π*D

Avec :

D : diamètre du collecteur**.**

- **Ellipsoïdale :**

Surface : π*a*b

Périmètre **:** $\pi * \sqrt{2 * (a^2 + b^2)}$

Avec :

a :demi-grand axe

b :demi-petit axe

- **Ovoïdale :**

On aura les formes suivant :

Ovoïde : L : 1.2, H : 1.8.

Ovoïde : L : 2, H : 2.4.

Ovoïde : L : 1.9, H : 2.4

Avec :

L : largeur

H : Hauteur

Pour les surface et rayon hydraulique de l'ovoide (voir annexe 4)

- **Rectangulaire :**

Surface **: b*h**

Périmètre : **2*(b+h)**

Avec :

b : largeur.

h :largeur

2

TableauIV-6 : Diagnostic Hydraulique du collecteur lakhal existant (T=10 ans)

Collecteur LAKHAL																		
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part(m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**B(m)*H(m)**	**Ø (mm)**	**N° Regard**	**Qcum (m3/s)**	**Vps (m/s)**	**Qps (m3/s)**	**rQ**	**rh**	**rv**	**H remplisage (m)**	**V (m/s)**	**observation**
R1	253,17		249,45						**R1**									
R2	251,88	248,91	248,58	58,55	58,55	0,009		**1000**	**R2**	7,07	2,67	2,10	3,37					**insuffisant**
R3	245,5	243,48	243,33	142,62	201,17	0,036		**1000**	**R3**	7,07	5,25	4,13	1,71					**insuffisant**
R4	242,76	240,58	240,58	117,36	318,53	0,023		**1000**	**R4**	7,07	4,25	3,34	2,12					**insuffisant**
R5	241,4	239	237,82	62,88	381,41	0,025		**1000**	**R5**	14,38	4,40	3,46	4,16					**insuffisant**
R6	240,36	237,25	237,25	59,44	440,85	0,01	1,2*1,8		**R6**	14,38	3,06	5,07	2,84					**insuffisant**
R7	239,84	236,8	236,8	65,08	505,93	0,007	1,2*1,8		**R7**	14,38	2,52	4,16	3,45					**insuffisant**
R8	239,23	236,13	236,13	67,87	573,8	0,01	1,2*1,8		**R8**	14,38	3,12	5,16	2,79					**insuffisant**
R9	238,44	235,57	234,97	71,82	645,62	0,008	1,2*1,8		**R9**	14,38	2,71	4,48	3,21					**insuffisant**
R10	237,99	233,98	233,98	51,69	697,31	0,019	1,9*2,4		**R10**	14,38	2,96	11,48	1,25					**insuffisant**
R11	237,75	233,55	233,55	69,34	766,65	0,006	2*2,4		**R11**	14,38	5,51	21,40	0,67					**suffisant**
R12+R13	237,65	232,64	232,64	120,99	887,64	0,008	2*2,4		**R12+R13**	14,38	6,07	23,57	0,61					**suffisant**
R14+R15	237,82	232,5	232,5	47,35	934,99	0,003	1,7*1,45		**R14+R15**	14,38	2,42	5,98	2,41					**insuffisant**
R16+R16'	237,79	231,92	231,92	74,06	1009,05	0,008	1,7*1,45		**R16+R16'**	14,38	3,95	9,72	1,48					**insuffisant**
R17	238,38	231,63	231,63	42,23	1051,28	0,007	1,7*1,45		**R17**	14,38	3,69	9,11	1,58					**insuffisant**
R18+R19	238,39	231,49	231,49	34,02	1085,3	0,004	1,7*1,45		**R18+R19**	14,38	2,86	7,05	2,04					**insuffisant**
R20+R20'	238,11	230,86	230,86	61,34	1146,64	0,01	1,7*1,45		**R20+R20'**	17,45	4,52	11,14	1,57					**insuffisant**

R21+R22	235,93	230,16	230,16	61,47	1208,11	0,011	1,7*1,45		**R21+R22**	17,45	4,76	11,73	1,49					**insuffisant**
R23+R24	238,48	229,68	229,68	60,36	1268,47	0,008	1,7*1,45		**R23+R24**	17,45	3,98	9,80	1,78					**insuffisant**
R25+R26	237,59	228,84	228,84	72,56	1341,03	0,012	1,7*1,45		**R25+R26**	17,45	4,80	11,82	1,48					**insuffisant**
R27+R28	230,89	227,94	227,94	84,34	1425,37	0,011	1,7*1,45		**R27+R28**	17,45	4,61	11,35	1,54					**insuffisant**
R29+R30	234,24	227,04	227,04	86,29	1511,66	0,01	1,7*1,45		**R29+R30**	17,45	4,55	11,22	1,55					**insuffisant**
Collecteur LAKHAL																		
R31+R32	234,06	226,6	226,6	46,07	1557,73	0,01	1,7*1,45		**R31+R32**	22.53	4,36	10,74	2,10					**insuffisant**
R33+R34	233,35	225,88	225,88	70,29	1628,02	0,01		**2000**	**R33+R34**	22.53	2,55	8,01	2,81					**insuffisant**
R35+R36	232,01	223,59	223,59	67,08	1695,1	0,034		**2000**	**R35+R36**	22.53	4,66	14,63	1,54					**insuffisant**
R37	230,18	223,19	223,19	45,76	1740,86	0,009		**2000**	**R37**	22.53	2,36	7,40	3,04					**insuffisant**
R38	227,47	219,62	219,62	339,26	2080,12	0,011		**2000**	**R38**	22.53	2,58	8,12	2,77					**insuffisant**
R39	226,54	218,88	218,88	38,91	2119,03	0,019		**2000**	**R39**	22.53	3,48	10,92	2,06					**insuffisant**
R40	225,57	217,32	217,32	78,28	2197,31	0,02		**2000**	**R40**	22.53	3,56	11,18	2,02					**insuffisant**
R41	219,72	216,21	216,21	166,16	2363,47	0,007		**2000**	**R41**	31.81	2,06	6,47	4,92					**insuffisant**
R42	219,2	213,77	213,77	21,14	2384,61	0,115		**2000**	**R42**	31.81	8,56	26,89	1,18					**insuffisant**
R43	219,02	213,67	213,67	3,88	2388,49	0,026		**2000**	**R43**	31.81	4,05	12,71	2,50					**insuffisant**
R44	221,22	211,76	211,76	174,45	2562,94	0,011		**2000**	**R44**	31.81	2,64	8,28	3,84					**insuffisant**
R45	220,46	210,58	210,58	89,31	2652,25	0,013		**2000**	**R45**	31.81	2,90	9,10	3,50					**insuffisant**
R46	213,4	209,8	209,8	87,93	2740,18	0,009		**2000**	**R46**	31.81	2,37	7,46	4,27					**insuffisant**
R47	215,93	209,01	209,01	104,97	2845,15	0,008		**2000**	**R47**	31.81	2,19	6,87	4,63					**insuffisant**
R48	212,53	208,57	208,57	63,35	2908,5	0,007		**2000**	**R48**	31.81	2,10	6,60	4,82					**insuffisant**
R49	214,73	208,46	208,46	27,87	2936,37	0,004		**2000**	**R49**	31.81	1,58	4,97	6,40					**insuffisant**
R50	213,55	208,18	208,18	18,24	2954,61	0,015		**2000**	**R50**	31.81	3,12	9,81	3,24					**insuffisant**

TableauIV-7 : Diagnostic Hydraulique du collecteur AIN ALLAH existant (T=10 ans)

Collecteur AIN ALLAH																			
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part (m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**Dimention non circulaire**	**Φ(mm)**	**N° Regard**	**Qcumulé (m3/s)**	**Vps (m/s)**	**Qps (m3/s)**	**rQ**	**Rh**	**rv**	**H remplissage**	**V (m/s)**	**Vautocurage (m/s)**	**Observation**
R1	224,61		219,9						**R1**										
R2	224,5	219,7	219,7	33,16	33,16	0,0060		1800	**R2**	14,03	3,19	8,12	1,73						Insuffisant
R3	224,21	219,5	219,5	32,32	65,48	0,0062		1800	**R3**	14,03	3,23	8,23	1,71						Insuffisant
R4	224,09	218,96	218,96	14,35	79,83	0,0376		1800	**R4**	14,03	7,97	20,29	0,69						Suffisant
R5	223,61	218,75	218,75	48,66	128,49	0,0043		1800	**R5**	14,03	2,70	6,87	2,04						Insuffisant
R5'	223,08	218,49	218,49	26,33	154,82	0,0099		1800	**R5'**	14,03	4,08	10,39	1,35						Insuffisant
R6	222,15	218,23	218,23	22,98	177,8	0,0113		1800	**R6**	14,03	4,37	11,13	1,26						Insuffisant
R7	223,13	216,42	216,42	30,51	208,31	0,0593		1800	**R7**	14,03	10,01	25,48	0,55	0,53	1,03	0,96	10,31	oui	Suffisant
R8	222,93	216,37	216,37	16,2	224,51	0,0031		1800	**R8**	14,03	2,28	5,81	2,41						Insuffisant
R9	223,08	216,05	216,05	15,03	239,54	0,0213		1800	**R9**	14,03	6,00	15,26	0,92	0,77	1,117	1,38	6,70	oui	Suffisant
R10	223,91	214,52	214,52	73,45	312,99	0,0208		1800	**R10**	16,17	5,93	15,10	1,07						Insuffisant
R11	222,02	213,64	213,64	53,52	366,51	0,0164		1800	**R11**	16,17	5,27	13,41	1,21						Insuffisant
R12	221,75	213,48	213,48	33,51	400,02	0,0048		3*(800)	**R12**	16,17	1,65	2,49	6,48						Insuffisant
R12'	221,48	213,05	213,05	6,89	406,91	0,0624		1800	**R12'**	21,15	10,27	26,13	0,81	0,68	1,10	1,22	11,34	oui	Suffisant
R13	220,85	212,72	212,72	29,99	436,9	0,0110		1800	**R13**	21,15	4,31	10,97	1,93						Insuffisant
R14	218,58	212,47	212,47	25,57	462,47	0,0098		1500	**R14**	21,15	3,60	6,36	3,33						Insuffisant
R15	218,66	212,22	212,22	44,79	507,26	0,0056		1500	**R15**	21,15	2,72	4,81	4,40						Insuffisant
R15'	219,8	211,54	211,54	43,64	550,9	0,0156		1500	**R 15'**	21,15	4,54	8,03	2,63						Insuffisant
R15''	219,9	211,48	211,48	4	554,9	0,0150		1800	**R15''**	21,15	5,03	12,81	1,65						Insuffisant

Suite tableauIV-7 : Diagnostic Hydraulique du collecteur AIN ALLAH existant (T=10

Collecteur AIN ALLAH																				
R16	221,19	210,71	210,71	49,32	604,22	0,0156		1800	**R16**	52,96	5,14	9,08	5,83							Insuffisant
R17	223,03	209,41	209,41	83,17	687,39	0,0156	1,52		**R17**	52,96	2,82	6,65	7,96							Insuffisant
R18	214,35	207,91	207,91	68,47	755,86	0,0219	1,5 2		**R18**	52,96	3,34	7,88	6,72							Insuffisant
R19	213,29	207,64	207,64	14,07	769,93	0,0192	2,53		**R19**	52,96	4,28	25,22	2,10							Insuffisant
R20	214,73	206,59	206,59	68,5	838,43	0,0153	2,53		**R20**	52,96	3,83	22,54	2,35							Insuffisant
R21	214,28	205,79	205,79	50,36	888,79	0,0159	2,53		**R21**	52,96	3,89	22,94	2,31							Insuffisant
R22	214,79	204,11	204,11	120,75	1009,54	0,0139	2,53		**R22**	52,96	3,64	21,47	2,47							Insuffisant
R23	212,09	202,98	202,98	91,8	1101,34	0,0123	2,5:3		**R23**	52,96	3,43	20,20	2,62							Insuffisant
R24	210,49	202,49	202,49	28,95	1130,29	0,0169	2,5:3		**R24**	52,96	4,02	23,68	2,24							Insuffisant
SECTION1	208,87	202,25	202,25	61,61	1191,9	0,0039	2,5:3		**SECTION1**	52,96	1,93	11,36	4,66							Insuffisant
R25	208,86	202,13	202,13	16,31	1208,21	0,0074	4,5:2,8		**R25**	52,96	12,66	159,58	0,33	0,39	0,89	1,10	11,23	oui	Suffisant
SECTION2	208,84	201,95	201,95	3,68	1211,89	0,0489	4,5:2,8		**SECTION2**	52,96	32,65	411,45	0,13	0,25	0,72	0,71	23,49	oui	Suffisant
SECTION3	208,9	202,04	202,04	9,71	1221,6	-0,0093	2,5:3		**SECTION3**	52,96									contre pente
SECTION4	209,03	202,16	202,16	5,57	1227,17	-0,0215	2,7:2,8		**SECTION4**	52,96									contre pente
SECTION5	209,22	201,91	201,91	7,82	1234,99	0,0320	2,7:2,8		**SECTION5**	52,96	12,05	89,19	0,59	0,56	1,05	1,56	12,68	oui	Suffisant

TableauIV-8 : Diagnostic Hydraulique du collecteur BEN AKNOOUN existant (T=10 ans)

Collecteur BEN AKNOUN																			
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part(m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**H(m)**	**Ø(mm)**	**N° Regard**	**Vps (m/s)**	**Qps (m3/s)**	**Qcum (m3/s)**	**rQ**	**rh**	**rv**	**H remplissage**	**V (m/s)**	**V auto(m/s)**	**observation**
R1	249,54		246,77						**R1**										
R2	246,85	242,24	242,24	149,83	149,83	0,0302		1800	**R2**	7,14	18,18	4,05	0,22	0,32	0,82	0,58	5,86	oui	suffisant
R3	242,16	239,18	239,18	102,56	252,39	0,0298		2000	**R3**	7,61	23,91	6,28	0,26	0,35	0,85	0,70	6,04	Oui	suffisant
R4	240,14	236,64	236,64	144,29	396,68	0,0176		2000	**R4**	5,85	18,38	6,28	0,34	0,40	0,89	0,80	6,79	Oui	suffisant
R5	240,08	235,56	235,56	162,03	558,71	0,0067		2000	**R5**	3,61	11,34	7,18	0,63	0,58	1,07	1,16	6,25	Oui	suffisant
R6	235,97	232,62	232,62	171,24	729,95	0,0171		2000	**R6**	5,77	18,12	7,18	0,40	0,44	0,93	0,87	3,35	Oui	suffisant
R7	232,35	229,45	229,45	160,85	890,8	0,0197		2000	**R7**	6,19	19,44	7,18	0,37	0,42	0,91	0,83	5,25	Oui	suffisant
R8	230,24	227,04	227,04	98,94	989,74	0,0244		2000	**R8**	6,89	21,64	8,49	0,39	0,43	0,93	0,87	5,73	Oui	suffisant
R9	228,37	225,27	225,27	136,09	1125,83	0,013		2000	**R9**	5,03	15,80	8,49	0,54	0,53	1,02	1,05	7,04	Oui	suffisant
R10	227,42	223,78	223,78	104,59	1230,42	0,0142		2000	**R10**	5,25	16,51	8,49	0,51	0,51	1,01	1,02	5,07	Oui	suffisant
R11	225,57	221,73	221,73	70,6	1301,02	0,029		2000	**R11**	7,51	23,59	8,49	0,36	0,41	0,90	0,82	4,75	Oui	suffisant
R12	224,05	220,51	220,51	64,38	1365,4	0,0189		2000	**R12**	6,06	19,05	8,49	0,45	0,47	0,96	0,94	7,22	Oui	suffisant
R13	223,26	218,81	218,81	19,28	1384,68	0,0882		2000	**R13**	13,10	41,14	8,49	0,21	0,31	0,81	0,63	4,90	Oui	suffisant
R14	221,83	215,35	215,35	16,09	1400,77	0,215		2000	**R14**	20,45	64,24	11,43	0,18	0,29	0,78	0,59	10,27	Oui	suffisant
R15	218,21	210,43	210,43	101,68	1502,45	0,0484		1800	**R15**	9,04	23,01	11,43	0,50	0,50	1,00	1,00	20,38	Oui	suffisant
R16	209,51	204,86	204,86	115,13	1617,58	0,0484		1800	**R16**	9,04	23,01	11,43	0,50	0,50	1,00	1,00	9,01	Oui	suffisant
R17	207,36	202,91	202,91	58,5	1676,08	0,0333		1800	**R17**	7,50	19,09	12,44	0,65	0,59	1,07	1,18	9,72	Oui	suffisant
R18	206,53	202,49	202,49	35,48	1711,56	0,0175	1,81,2		**R18**	6.59	10.96	13,65	1.25	0.94	0.35	1,88	2.62	Oui	inssufisant

TableauIV-9 : Diagnostic Hydraulique du collecteur BEN AKNOOUN existant (T=50 ans)

Collecteur BEN AKNOUN																		
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part(m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**H(m)**	**Ø(mm)**	**N° Regard**	**Vps (m/s)**	**Qps (m3/s)**	**Qcum (m3/s)**	**rQ**	**rh**	**rv**	**H remplissage**	**V (m/s)**	**Vauto**	**observation**
R1	249,54		246,77						**R1**										
R2	246,85	242,24	242,24	149,83	149,83	0,0302		1000	**R2**	4,83	3,79	4,89	1,29						insuffisant
R3	242,16	239,18	239,18	102,56	252,39	0,0298		2000	**R3**	7,61	23,91	7,57	0,32	0,38	0,88	0,77	4,23	Oui	suffisant
R4	240,14	236,64	236,64	144,29	396,68	0,0176		2000	**R4**	5,85	18,38	7,57	0,41	0,45	0,94	0,89	7,14	Oui	suffisant
R5	240,08	235,56	235,56	162,03	558,71	0,0067		2000	**R5**	3,61	11,34	8,66	0,76	0,65	1,10	1,30	6,43	Oui	suffisant
R6	235,97	232,62	232,62	172,24	730,95	0,0171		2000	**R6**	5,77	18,12	8,66	0,48	0,49	0,98	0,98	3,55	Oui	suffisant
R7	232,35	229,45	229,45	160,83	891,78	0,0197		2000	**R7**	6,19	19,44	8,66	0,45	0,47	0,96	0,94	5,55	Oui	suffisant
R8	230,24	227,04	227.04	98,94	990,72	0,0244		2000	**R18**	6,89	21,64	10,24	0,47	0,49	0,98	0,97	6,07	Oui	suffisant
R9	228,37	225,27	225,27	136,09	1126,8	0,0130		2000	**R16**	5,03	15,80	10,24	0,65	0,59	1,07	1,17	7,40	Oui	suffisant
R10	227,42	223,78	223,78	104,59	1231,4	0,0142		2000	**R8**	5,25	16,51	10,24	0,62	0,57	1,06	1,14	5,35	Oui	suffisant
R11	225,57	221,73	221,73	70,6	1302	0,0290		2000	**R17**	7,51	23,59	10,24	0,43	0,46	0,95	0,92	5,01	Oui	suffisant
R12	224,05	220,51	220,51	64,38	1366,4	0,0189		2000	**R9**	6,06	19,05	10,24	0,54	0,53	1,02	1,05	7,68	Oui	suffisant
R13	223,26	218,81	218,81	19,28	1385,7	0,0882		2000	**R10**	13,10	41,14	10,24	0,25	0,34	0,84	0,68	5,08	Oui	suffisant
R14	221,83	215,35	215,35	16,09	1401,8	0,215		2000	**R11**	20,45	64,24	13,78	0,21	0,32	0,81	0,64	10,67	Oui	suffisant
R15	218,21	210,43	210,43	101,68	1503,4	0,0484		1800	**R12**	9,04	23,01	13,78	0,60	0,56	1,05	1,12	21,56	Oui	suffisant
R16	209,51	204,86	204,86	115,13	1618,6	0,0484		1800	**R13**	9,04	23,01	13,78	0,60	0,56	1,05	1,12	9,53	Oui	suffisant
R17	207,36	202,91	202,91	58,5	1677,1	0,0333		1800	**R14**	7,50	19,09	15	0,79	0,66	1,10	1,32	9,96	Oui	suffisant
R18	206,53	202,29	202,29	35,48	1712,5	0,0175	1,81,2		**R15**	6.59	10.96	16,46	16.46						Insuffisant

TableauIV-10 : Diagnostic Hydraulique du collecteur BEN AKNOOUN existant (T=100 ans)

Collecteur BEN AKNOUN																			
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part(m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**H(m)**	**Ø(mm)**	**N° Regard**	**Vps (m/s)**	**Qps (m3/s)**	**Qcum (m3/s)**	**rQ**	**rh**	**rv**	**H remplissage**	**V (m/s)**	**Vauto**	**observation**
R1	249,54		246,77						**R1**										
R2	246,85	242,24	242,24	149,83	149,83	0,0302		1000	**R2**	4,83	3,79	5,84	1,54						insuffisant
R3	242,16	239,18	239,18	102,56	252,39	0,0298		2000	**R3**	7,61	23,91	9,05	0,38	0,42	0,92	0,85	4,42	Oui	suffisant
R4	240,14	236,64	236,64	144,29	396,68	0,0176		2000	**R4**	5,85	18,38	9,05	0,49	0,50	0,99	1,00	7,56	Oui	suffisant
R5	240,08	235,56	235,56	162,03	558,71	0,0067		2000	**R5**	3,61	11,34	10,35	0,91	0,76	1,12	1,52	6,53	Oui	suffisant
R6	235,97	232,62	232,62	172,24	730,95	0,0171		2000	**R6**	5,77	18,12	10,35	0,57	0,55	1,04	1,09	3,76	Oui	suffisant
R7	232,35	229,45	229,45	160,83	891,78	0,0197		2000	**R7**	6,19	19,44	10,35	0,53	0,52	1,02	1,05	5,88	Oui	suffisant
R8	230,24	227,04	227.04	98,94	990,72	0,0244		2000	**R18**	6,89	21,64	12,24	0,57	0,54	1,04	1,08	6,42	Oui	suffisant
R9	228,37	225,27	225,27	136,09	1126,8	0,013		2000	**R16**	5,03	15,80	12,24	0,77	0,66	1,10	1,31	7,58	Oui	suffisant
R10	227,42	223,78	223,78	104,59	1231,4	0,0142		2000	**R8**	5,25	16,51	12,24	0,74	0,64	1,10	1,27	5,51	Oui	suffisant
R11	225,57	221,73	221,73	70,6	1302	0,029		2000	**R17**	7,51	23,59	12,24	0,52	0,51	1,01	1,03	5,31	Oui	suffisant
R12	224,05	220,51	220,51	64,38	1366,4	0,0189		2000	**R9**	6,06	19,05	12,24	0,64	0,58	1,07	1,17	8,05	Oui	suffisant
R13	223,26	218,81	218,81	19,28	1385,7	0,0882		2000	**R10**	13,10	41,14	12,24	0,30	0,37	0,87	0,74	5,25	Oui	suffisant
R14	221,83	215,35	215,35	16,09	1401,8	0,215		2000	**R11**	20,45	64,24	16,48	0,26	0,35	0,84	0,69	11,03	Oui	suffisant
R15	218,21	210,43	210,43	101,68	1503,4	0,0484		1800	**R12**	9,04	23,01	16,48	0,72	0,62	1,09	1,25	22,31	Oui	suffisant
R16	209,51	204,86	204,86	115,13	1618,6	0,0484		1800	**R13**	9,04	23,01	16,48	0,72	0,62	1,09	1,25	9,87	Oui	suffisant
R17	207,36	202,91	202,91	58,5	1677,1	0,0333		1800	**R14**	7,50	19,09	17,94	0,94	0,79	1,12	1,57	10,13	Oui	suffisant
R18	206,53	202,29	202,29	35,48	1712,5	0,0175	1,81,2		**R15**	6.59	10.96	1.81							insuffisant

IV.4.3.Interprétation des résultats :

Les collecteur Lakhal et Ain ALLAH ne peuvent pas véhiculée le débit total

Pour l'horizon 2050 même pas pour une pluie décennale T=10 ans

Par contre le collecteur de Ben aknoun permet de véhiculée le débit pour l'horizon d'étude même pour une pluie centennale T=100 ans.

Et la ou la vitesse dépasse la vitesse limites même si le débit peut être véhiculé ce n'est pas envisageable.

IV.5.Synthèse et recommandation :

IV.5.1.Collecteur lakhal :

- **L'état des canalisations :**

- Le système d'évacuation est de type unitaire, ce qui à causer un sous dimensionnement en amont du collecteur et une dégradation totale de la tôle dans sa partie avale, ce qui nécessite le renouvellement du collecteur. - L'état du réseau dans la majorité des canalisations secondaires ne nécessite que des opérations de curage.

- **Etat des regards :**

- Le collecteur LAKHAL, renferme dans sa totalité 37 regards, La négligence exorbitante dans le domaine de l'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifié.

- La majorité des regards sont fissurés envasés, couvertes par le bitumeou encore colmatépar la présence de racines.

- **État des bouches d'égout :**

- Les bouches d'égout sur les rues, ne sont pas ferméespar la boue, mais le radierau niveau de l'entrée desbouches està90% inexistant, en raison de l'absence d'entretien du collecteur, ceci en conformité au programme de surveillance annuelle.

IV.5.2.Collecteur AIN ALLAH

- **L'état des canalisations :**

- Le collecteur ce trouve dans un état dégradé, sur toute sa partie aval elle est complètement corrodée. - L'état du réseau dans sa majeure partie nécessite une réhabilitation ou un renouvellement

- **Etat des regards :**

- Le collecteur AIN ALLAH renferme dans sa totalité 27 regards, la négligence exorbitante dans le domaine de l'entretien et de la maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifié, ces regards sont couverts par les chaussées, et l'accumulation dedébris sableux et d'ordures publics.

- **État des bouches d'égout :**

- Elles sont dans un état moyen, cependant, celles qui se trouvent en aval du collecteur, sont envasées par la terre. Cela est dû à l'absence d'aménagement de trottoirs, ainsi que l'inexistence totale d'entretien et de travaux de nettoyage.

IV.5.3.Collecteur Ben Aknoun :

- **Etat des canalisations :**

- le système d'évacuation est de type unitaire, la conception est en conduite circulaire en bétonquifonctionne selon un schéma latéral. - le collecteur principale traverse l'autoroute BEN AKNOUN-ZERALDA en Ø=1800 mm vers BIR KHADAM ou il se raccorde avecle collecteur AIN ALLAH en allant vers OUED EL KARMA. - Cette partie aval du collecteur

est à renouveler, au regard de la dégradation totale de la tôle. - A propos des canalisations secondaires, elles doivent être nettoyées, débarrassées de la présence des racines qui empêchent l'écoulement des eaux

- **Etat des regards :**

Le collecteur AIN ALLAH renferme dans sa totalité 18 regards, La négligence exorbitante dans le domaine d'entretien et de maintenance a rendu une partie des regards dans un état non identifiable.

- **État des bouches d'égout :**

Il existe deux types de bouches d'égout : circulaires et carrées, qui sont écartées de 30 À 70 m. Généralement, elles sont en moyen état, cependant, celles qui se trouvent à l'aval du collecteur, sont envasées par laterre. Cela est dû àl'absence totale d'entretien et de travaux de nettoyage

CONCLUSION :

Nous avons soutirés les anomalies structurel de nos collecteur, on montre qu'il Peuvent pas véhiculée le débit total de notre zone d'étude à l'horizon 2050 pour une Période de retour de 10 ans sauf le collecteur de ben aknoun qui est fonctionnelle même Pour une pluie décennale, ce qui nous incite à élaborer des solutions efficaces.

CHAPITRE V

Solutions et réaménagement du système

V.1.Introduction

Tenu compte du diagnostic physique et hydraulique qui relève des anomalies fonctionnelles et une dégradation physique nous allons proposer des solutions afin de réaménager ce system par des techniques de réhabilitation, dédoublement, renouvèlement, et changement de tracer

V.2.Aperçu sur les différentes solutions proposées :

- **La réhabilitation :**

  Cette réhabilitation n'est pas structurelle, elle consiste à améliorer l'hydraulicité du réseau par l'amélioration du coefficient de rugosité.

  La technique utilisée est les coques en PRV, et avec un revêtement hélicoïdal ou en béton.

- **Le renouvellement :**

  Le renouvellement est le remplacement de collecteur existant par un nouveau, dimensionné de manière suffisante pour évacuer toutes les eaux.

- **Le dédoublement (renforcement) :**

  Le dédoublement consiste à projeter un collecteur parallèle à l'existant de manière à jumeler les capacités pour pouvoir évacuer toutes les eaux.

- **Le changement du tracé :**

  Le changement de tracé consiste à renouvelé le collecteur par un nouveau en changent son tracé initial.

V.3.Conditions d'implantation d'un réseau d'assainissement

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous-sols est exclus, dans la mesure où cette position entrainerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance des agglomérations devraient être relevés vers ce dernier. Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

V.4.Conditions d'écoulement et de dimensionnement

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

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0,6m/s pour le 1/10ème du débit de pleine section, et une vitesse de 0,3m/s pour le 1/100ème de ce même débit avec un diamètre minimal. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chausses 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 conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4à5) m/s à pleine section.

V.5.Notion et définition des paramètres influant dans le dimensionnement

V.5.1.Mode de calcul

V.5.1.1.calcul hydraulique et dimensionnement des conduites circulaires :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement d'un réseau du type unitaire doit permettre l'entrainement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts sans provoquer l'affouillement de la paroi de la conduite. Nous présentons dans ce qui suit les différents calculs hydrauliques :

❖ **Calcul du diamètre :**

Le calcul du diamètre est en fonction du débit total Q qui est la somme des débits des eaux pluviales et eaux usées et parasites. L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule suivante :

$$\mathbf{Q=V.S\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ (V.1)}$$

Avec :

- Q : Débit (m3/s).
- S : Section mouillée (m²).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s). cette vitesse se calcule par différentes expressions.

Pour le dimensionnement d'un réseau, nous avons utilisé la formule de Manning pour le calcul de la vitesse qui est déterminée par l'expression suivante :

$$\mathbf{V=K_s * R_h^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ (V.2)}$$

Où :

- I_I(m/m) : pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.
- R_h(m) : Rayon hydraulique.
- K_s : coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

Pour une section circulaire on aura :

$$\mathbf{R_h=\frac{S}{P}=\frac{\pi D^2/4}{\pi D}=\frac{D}{4}\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(V.3)}$$

Avec :

- P : périmètre mouillé, c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau en (m).
- S : section mouillé, c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau en (m2).
- D : diamètre calculé de la conduite.

- R_h: Rayon hydraulique, c'est le rapport entre la section mouillé et le périmètre mouillé.

L'expression du débit :

$$\mathbf{Q= K_S*S*R^{\frac{2}{3}} *\sqrt{I_I}} \text{..... (V.4)}$$

On remplace la valeur de $\mathbf{R_h}$ dans (1), on tire le diamètre∅.

Donc : $$\mathbf{D_{cal}= \left[\frac{3{,}2\ Q_t}{K_S\sqrt{I}}\right]^{\frac{3}{8}}} \text{..... (V.5)}$$

Où :

$$\mathbf{Q_t= Q_{eu}+ Q_{epl+}Q_{parasite}} \text{..... (V.6)}$$

- $\mathbf{Q_{eu}}$: Débit d'eau usée.
- $\mathbf{Q_{epl}}$: Débit d'eau pluvial.

Sur le marché, il existe une gamme de conduites de diamètres normalisés, souvent le diamètre est différent du diamètre normalisé, en pratique, on choisit le premier diamètre normalisé supérieure au diamètre calculé.

❖ **Vitesse en pleine section :**

La vitesse en pleine section est calculée à partir de relation suivante, avec le rayon hydraulique.

$$\mathbf{V_{ps}=K_s.(D_{nor}/4)^{2/3}\sqrt{I_m}} \text{..... (V.7)}$$

Avec :

- V_{ps} : vitesse pleine section (m/s).
- K : coefficient de rugosité de Manning.
- R_h : rayon hydraulique.
- I : pente du radier (m/m).

❖ **Débit en pleine section :**

C'est le débit qui véhiculé dans la conduite à pleine section, c'est-à-dire à la capacité de la conduite. Il est donné par la formule suivante :

$$\mathbf{Q_{PS} = V_{PS}.S} \text{ …….. (V.8)}$$

Avec:

- Q_{PS} : Débit pleine section (m3/s).
- V_{PS} : vitesse en pleine section (m/s).
- S : section de la conduite (m2).

❖ **Vitesse d'écoulement :**

Elle est déterminée à partir du rapport des vitesses$\mathbf{r_v}$.

$$\mathbf{V = V_{PS} * r_v} \text{…….. (V.9)}$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- V_{ps} : vitesse en pleine section (m/s).
- r_v : rapport des vitesses tiré de l'abaque.

❖ **Hauteur de remplissage :**

Elle est déterminée à partir du degré de remplissager$_h$.

$$\mathbf{H = r_h * D_{nor}} \text{…….. (V.10)}$$

Avec :

- H : hauteur de remplissage (m).
- r_h : degré de remplissage tiré à partir de l'abaque.
- D_{nor} : diamètre normalisé de la conduite (m).

❖ **Rapport des débits :**

$$\mathbf{R_Q = \frac{Q_T}{Q_{ps}}} \text{..... (V.11)}$$

Avec :

- R_Q : rapport des débits.
- Q_T : débit total réel (m3/s).
- Q_{ps} : débit pleine section (m3/s).

❖ **Rapport des vitesses :**

$$\mathbf{R_v = \frac{V}{V_{ps}}} \text{..... (V.12)}$$

Avec :

- R_v : rapport des vitesses tiré à partir de l'abaque.
- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- V_{ps} : vitesse en pleine section (m/s).

❖ **Rapport des hauteurs :**

$$\mathbf{R_h = \frac{H}{D_{nor}}} \text{..... (V.13)}$$

Avec :

- R_h: degré de remplissage tiré à partir de l'abaque.
- H : hauteur de remplissage (m).
- D_{nor} : diamètre normalisé de la **conduite** (m).

V.5.1.2 calcul hydraulique et dimensionnement Dimensionnement des galeries :

Une galerie est constituée par un collecteur enterré en béton armé d'une longueur importante et d'une section permettant la circulation d'une personne. A l'intérieur d'une galerie sont placés les canalisations de distribution des fluides et les réseaux d'évacuation. Il existe plusieurs géométrie de canaux : rectangulaire, circulaire, trapézoïdale. La section choisie pour cette étude est rectangulaire, Cette forme permettra d'augmenter la hauteur d'eau en période sèche donc diminuer le dépôt et augmenter la vitesse d'écoulement.

➢ **Calcul des paramètres hydrauliques :**

Pour le dimensionnement des canaux, on utilise la formule de Manning-Strickler :

$$\mathbf{Q_{veh} = V.S} \text{………….. } \mathbf{(V.14)}$$

Avec :

- Q_{veh} : c'est le débit qui est véhiculé dans la galerie à pleine section, Donc c'est la capacité de la galerie.
- S : section du canal (m2).

❖ **Vitesse :**

$$\mathbf{V = K.R_h^{2/3}.I^{1/2}} \text{………….. } \mathbf{(V.15)}$$

Avec :

- K : coefficient de la rugosité de Manning-Strickler.
- R_h : rayon hydraulique.
- I : pente du radier (m/m).

Pour une section rectangulaire on a :

$$R_h = \frac{S}{P} = \frac{b.h}{b+2h} \text{..... (V.16)}$$

Avec :

- P : périmètre mouillé c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau en (m).
- S : section mouillé c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau en (m2).
- b : c'est la largeur de la section (m).
- h : la hauteur de galerie (m)

.

➢ **les paramètres de vérification du type d'écoulement :**

❖ **le nombre de Froude :**

Le régime reste fluvial c'est-à-dire le nombre de Froude doit rester inférieur à 1.

$$\mathbf{Fr} = \frac{V}{(g.h_n)^{1/2}} < 1 \text{..... (V.16)}$$

Avec :

- Fr : le nombre de Froude.
- V : vitesse de l'écoulement (m/s).
- h_c: hauteur normale de l'eau dans la galerie (m).
- g : accélération de pesanteur, égal à 9,81 (m2/s).

❖ **la hauteur critique :**

La hauteur critique doit rester inférieure à la hauteur normale de l'eau, c'est-à-dire :

$$h_c < h_n$$

Et : $$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g.b^2}} \text{..... (V.17)}$$

Avec :

- h_c: Hauteur critique de l'eau dans la galerie (m).
- Q : débit dans la galerie.
- b : la largeur de la section.
- g : accélération de la pesanteur, égal à 9, 81 (m²/s).

V.6.Elaboration des variantes :

V.6.1.1. Variante 1 :

a)La réhabilitation :

En premier lieux nous allons essayer une réhabilitation en introduisant une coque PRV

(Ks = 110), cela consiste à conserver le collecteur existant en augmentant sa capacité pour le

collecteur LAKHAL, et seulement pour la partie amont pour les collecteur Ben Aknoun et

AIN ALLAH, car dans leur partie aval un changement de tracer s'impose.

TableauV-1 : réhabilitation de l'amont du collecteur LAKHAL en PRV (ks=110)

Collecteur LAKHAL													
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part(m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**b(m)*h(m) ovo**	**Ø (mm)**	**Vps (m/s)**	**Qps (m/s)**	**Qcumulé (m/s)**	**Rq**	**observation**
R1	253,17		249,45										
R2	251,88	248,91	248,58	58,55	58,55	0,0092		**800**	3,61	1,82	7,07	3,89	**insuffisant**
R3	245,5	243,48	243,33	142,62	201,17	0,0358		**800**	7,11	3,58	7,07	1,98	**insuffisant**
R4	242,76	240,58	240,58	117,36	318,53	0,0234		**800**	5,76	2,89	7,07	2,44	**insuffisant**
R5	241,4	239	237,82	62,88	381,41	0,0251		**800**	5,96	3,00	14,38	4,80	**insuffisant**
R6	240,36	237,25	237,25	59,44	440,85	0,0096	1,1*1,65		7,23	9,62	14,38	1,50	**insuffisant**
R7	239,84	236,8	236,8	65,08	505,93	0,0069	1,4*2,1		15,71	26,59	14,38	0,54	**vitesse élevé**
R8	239,23	236,13	236,13	67,87	573,8	0,0099	1,4*2,4		18,77	31,77	14,38	0,45	**vitesse élevé**
R9	238,44	235,57	234,97	71,82	645,62	0,0078	1,4*2,4		16,68	28,24	14,38	0,51	**vitesse élevé**
R10	237,99	233,98	233,98	51,69	697,31	0,0192	1,4*2,4		26,14	44,25	14,38	0,32	**vitesse élevé**
R11	237,75	233,55	233,55	69,34	766,65	0,0062	1,4*2,4		14,87	25,18	14,38	0,57	**vitesse élevé**
R12+R13	237,65	232,64	232,64	120,99	887,64	0,0075	1,4*2,4		16,38	27,73	14,38	0,52	**vitesse élevé**

TableauV-2 : réhabilitation de la partie en dalot du collecteur LAKHAL en PRV (ks=110)

Collecteur LAKHAL															
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part(m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**b(m)*h(m) ovo**	**Vps (m/s)**	**Qps (m/s)**	**Qcumulé (m/s)**	**Rq**	**Rh**	**Rv**	**V (m/s)**	**observation**
R14+R15	237,82	232,5	232,5	47,35	934,99	0,0030	1,6*1,3	4,84	10,08	14,38	1,40	0,02	-2,54	-12,29	**insuffisant**
R16+R16'	237,79	231,92	231,92	74,06	1009,05	0,0078	1,6*1,3	7,83	16,28	14,38	0,88	0,73	1,11	8,71	**suffisant**
R17	238,38	231,63	231,63	42,23	1051,28	0,0069	1,6*1,3	7,33	15,25	14,38	0,94	0,79	1,12	8,21	**suffisant**
R18+R19	238,39	231,49	231,49	34,02	1085,3	0,0041	1,6*1,3	5,67	11,80	14,38	1,22	0,99	0,63	3,58	**insuffisant**
R20+R20'	238,11	230,86	230,86	61,34	1146,64	0,0103	1,6*1,3	8,96	18,65	17,45	0,94	0,78	1,12	10,03	**vitesse élevé**
R21+R22	235,93	230,16	230,16	61,47	1208,11	0,0114	1,6*1,3	9,44	19,63	17,45	0,89	0,74	1,11	10,51	**vitesse élevé**
R23+R24	238,48	229,68	229,68	60,36	1268,47	0,0080	1,6*1,3	7,89	16,41	17,45	1,06	0,93	1,10	8,67	**insuffisant**
R25+R26	237,59	228,84	228,84	72,56	1341,03	0,0116	1,6*1,3	9,52	19,80	17,45	0,88	0,73	1,11	10,59	**vitesse élevé**
R27+R28	230,89	227,94	227,94	84,34	1425,37	0,0107	1,6*1,3	9,14	19,01	17,45	0,92	0,76	1,12	10,21	**vitesse élevé**
R29+R30	234,24	227,04	227,04	86,29	1511,66	0,0104	1,6*1,3	9,03	18,79	17,45	0,93	0,78	1,12	10,10	**vitesse élevé**
R31+R32	234,06	226,6	226,6	46,07	1557,73	0,0096	1,6*1,3	8,64	17,98	22,53	1,25	0,94	0,35	3,01	**insuffisant**

TableauV-3 : réhabilitation de l'aval du collecteur LAKHAL en PRV (ks=110)

Collecteur LAKHAL															
N° Regard	cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pentes	Ø (mm)	Vps (m/s)	Qps (m/s)	Qcumulé (m/s)	Rq	Rh	Rv	V (m/s)	observation
R33+R34	233,35	225,88	225,88	70,29	1628,02	0,0102	1800	6,52	16,60	22,53	1,36				**insuffisant**
R35+R36	232,01	223,59	223,59	67,08	1695,1	0,034138	1800	11,93	30,37	22,53	0,74	0,64	1,10	13,07	**vitesse élevé**
R37	230,18	223,19	223,19	45,76	1740,86	0,008741	1800	6,04	15,37	22,53	1,47				**insuffisant**
R38	227,47	219,62	219,62	339,26	2080,12	0,0105	1800	6,62	16,84	22,53	1,34				**insuffisant**
R39	226,84	218,88	218,88	38,91	2119,03	0,0190	1800	8,91	22,67	22,53	0,99	0,85	1,12	10,00	**vitesse élevé**
R40	225,57	217,32	217,32	78,28	2197,31	0,0199	1800	9,12	23,20	22,53	0,97	0,82	1,12	10,23	**vitesse élevé**
R41	219,72	216,21	216,21	166,16	2363,47	0,0067	1800	5,28	13,43	31,77	2,36				**insuffisant**
R42	219,2	213,77	213,77	21,14	2384,61	0,1154	1800	21,95	55,84	31,81	0,57	0,54	1,04	22,82	**vitesse élevé**
R43	219,02	213,67	213,67	3,88	2388,49	0,0258	1800	10,37	26,39	31,81	1,21				**insuffisant**
R44	221,22	211,76	211,76	174,45	2562,94	0,0109	1800	6,76	17,20	31,81	1,85				**insuffisant**
R45	220,46	210,58	210,58	89,31	2652,25	0,0132	1800	7,42	18,89	31,81	1,68				**insuffisant**
R46	213,4	209,8	209,8	87,93	2740,18	0,0089	1800	6,08	15,48	31,81	2,05				**insuffisant**
R47	215,93	209,01	209,01	104,97	2845,15	0,0075	1800	5,60	14,26	31,81	2,23				**insuffisant**
R48	212,53	208,57	208,57	63,35	2908,5	0,0069	1800	5,38	13,70	31,81	2,32				**insuffisant**
R49	214,73	208,46	208,46	27,87	2936,37	0,0039	1800	4,06	10,33	31,81	3,08				**insuffisant**
R50	213,55	208,18	208,18	18,24	2954,61	0,0154	1800	8,00	20,37	31,81	1,56				**insuffisant**

TableauV-4 : réhabilitation du collecteur BEN AKNOUN en PRV (ks=110)

Collecteur BEN AKNOUN																	
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part(m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**Qcum (m3/s)**	**Ø(mm) PRV**	**Vps (m/s)**	**Qps (m3/s)**	**rQ**	**rh**	**rv**	**H remplissage**	**V (m/s)**	**Vauto**	**observation**
R1	249,54		246,77														
R2	246,85	242,24	242,24	149,83	149,83	0,0302	4,05	1600	10,38	20,88	0,19						suffisant
R3	242,16	239,18	239,18	102,56	252,39	0,0298	6,28	1800	11,16	28,39	0,22	0,32	0,82	0,65	8,51	Oui	suffisant
R4	240,14	236,64	236,64	144,29	396,68	0,0176	6,28	1800	8,57	21,81	0,29	0,37	0,86	0,73	9,60	Oui	suffisant
R5	240,08	235,56	235,56	162,03	558,71	0,0067	7,18	1800	5,27	13,42	0,54	0,52	1,02	1,05	8,75	Oui	suffisant
R6	235,97	232,62	232,62	171,24	729,95	0,0172	7,18	1800	8,46	21,54	0,33	0,39	0,89	0,79	4,68	Oui	suffisant
R7	232,35	229,45	229,45	160,85	890,8	0,0197	7,18	1800	9,07	23,08	0,31	0,38	0,87	0,76	7,40	Oui	suffisant
R8	230,24	227,04	227,04	98,94	989,74	0,0244	8,49	1800	10,08	25,65	0,33	0,39	0,89	0,79	8,03	Oui	suffisant
R9	228,37	225,27	225,27	136,09	1125,83	0,0130	8,49	1800	7,37	18,75	0,45	0,47	0,97	0,94	9,75	Oui	suffisant
R10	227,42	223,78	223,78	104,59	1230,42	0,0142	8,49	1800	7,71	19,62	0,43	0,46	0,95	0,92	7,02	Oui	suffisant
R11	225,57	221,73	221,73	70,6	1301,02	0,0290	8,49	1800	11,01	28,01	0,30	0,37	0,87	0,75	6,70	Oui	suffisant

TableauV-5 : réhabilitation de l'amont du collecteur AIN ALLAH en PRV (ks=110)

Collecteur AIN ALLAH												
N° Regard	**cote TN(m)**	**CFE Am(m)**	**CFE Av (m)**	**Dist part (m)**	**Dist cum (m)**	**pentes**	**Φ(mm)**	**Vps (m/s)**	**Qcumulé (m3/s)**	**Qps (m/s)**	**Rq**	**observation**
R1	224,61		219,9									
R2	224,5	219,7	219,7	33,16	33,16	0,0060	1600	**4,64**	14,03	9,32	1,50	**insuffisant**
R3	224,21	219,5	219,5	32,32	65,48	0,0062	1600	**4,70**	14,03	9,45	1,49	**insuffisant**
R4	224,09	218,96	218,96	14,35	79,83	0,0376	1600	**11,58**	14,03	23,29	0,60	**suffisant**
R5	223,61	218,75	218,75	48,66	128,49	0,0043	1600	**3,92**	14,03	7,89	1,78	**insuffisant**
R5'	223,08	218,49	218,49	26,33	154,82	0,0099	1600	**5,93**	14,03	11,93	1,18	**insuffisant**
R6	222,15	218,23	218,23	22,98	177,8	0,0113	1600	**6,35**	14,03	12,77	1,10	**insuffisant**
R7	223,13	216,42	216,42	30,51	208,31	0,0593	1600	**14,55**	14,03	29,24	0,48	**suffisant**
R8	222,93	216,37	216,37	16,2	224,51	0,0031	1600	**3,32**	14,03	6,67	2,10	**insuffisant**
R9	223,08	216,05	216,05	15,03	239,54	0,0213	1600	**8,71**	14,03	17,52	0,80	**suffisant**
R10	223,91	214,52	214,52	73,45	312,99	0,0208	1600	**8,62**	16,17	17,33	0,93	**suffisant**
R11	222,02	213,64	213,64	53,52	366,51	0,0164	1600	**7,66**	16,17	15,40	1,05	**insuffisant**
R12	221,75	213,48	213,48	33,51	400,02	0,0048	600	**2,15**	16,17	1,82	8,88	**insuffisant**
R12'	221,48	213,05	213,05	6,89	406,91	0,0624	1600	**14,92**	21,15	30,00	0,71	**suffisant**
R13	220,85	212,72	212,72	29,99	436,9	0,0110	1600	**6,26**	21,15	12,59	1,68	**insuffisant**
R14	218,58	212,47	212,47	25,57	462,47	0,0098	1200	**4,87**	21,15	5,51	3,84	**insuffisant**
R15	218,66	212,22	212,22	44,79	507,26	0,0056	1200	**3,68**	21,15	4,17	5,08	**insuffisant**
R15'	219,8	211,54	211,54	43,64	550,9	0,0156	1200	**6,15**	21,15	6,96	3,04	**insuffisant**
R15''	219,9	211,48	211,48	4	554,9	0,0150	1600	**7,31**	21,15	14,71	1,44	**insuffisant**

b) Résultat de la réhabilitation :

- La réhabilitation n'est pas faisable pour le collecteur LAKHAL, AIN ALLAH, car même en augmentant la capacité du collecteur en introduisant la coque en PRV (ks =110) la capacité reste insuffisante pour véhiculé le débit total pour une période décennal.

- La réhabilitation est faisable pour la partie amont de ben aknoun qui été déjà suffisante mais dans un état physique très dégradé.

V.6.1.2VARIANTE 2 :

a)Collecteur Ben Aknoun :

Nous allons renouveler le collecteur et changer de tracer de sa partie aval (du R11 au R18). Car il longe l'autoroute N36 en diagonale avec un manque de regard de visite. Pour cela le changement de tracer devra être assez perpendiculaire à l'autoroute a fin de diminué la distance de traversé de l'autoroute.

b) Collecteur AIN ALLAH :

Nous allons fair un renouvellement dela partie amonts en béton armée du R1 a A15'' puis un changement de tracer de sa partie aval (du R11 au R25).Car il longe l'autoroute N36 en diagonale avec un manque de regard de visite. Pour cela le changement de tracer devra être assez perpendiculaire à l'autoroute a fin de diminué la distance de traversé de l'autoroute. Nous proposons pour cette partie aval une galerie rectangulaire avec cunette qui fera l'objet d'un dédoublement en parallèle de la première suivant le même tracer pour pouvoir intercepté les rejets de LAKHAL avec un débit de 26.48 m^3 /s dans chaque galerie.

c)Collecteur lakhal :

Nous allons renouveler du R1 a R40 avec une canalisation circulaire en béton armée et du R40 a R50 en PRV (Ks=110) car même si la vitesse augment le matériau prv résiste. Mais il est impératif de mettre un déversoir d'orage by pass au niveau du regard R49 car il rejet la totalité du débit qui est égale 31.81 m^3 /s. au regard 19 de AIN ALLAH, alors le déversoir by pass Dévi au regard R19 de Ain Allah un débit de 5.33 m^3/s qui va être intercepté au niveau de la galerie 1. Et le reste du débit 26.48 m^3 /s sera intercepté dans la galerie 2 .

TableauIV-6 : renouvellement de la partie aval du collecteur BEN AKNOOUN en béton armée avec changement de tracer.

Collecteur BEN AKNOUN																		
N° Regard	cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum (m)	pentes	Qcum (m3/s)	N° Regard	Ø(mm) calculé	Ø(mm) calculé	Vps	Qps	Rq	Rh	Rv	H remplissage	V (m/s)	Vautocurage
R12	222,15	221,05	219,9	76,54	1378,54	0,0089	11,43	**R12**	**1604,39**	**1600**	5,63	9,947	1,15					oui
R13	221,15	219,5	218	30,77	1409,31	0,0130	11,43	**R13**	**1493,87**	**1500**	6,52	11,53	0,99	0,84	1,12	1,26	7,32	oui
R14	221,67	217,5	217,5	26,83	1436,14	0,0186	11,43	**R14**	**1396,32**	**1400**	7,46	11,48	1,00	0,85	1,12	1,19	8,37	oui
R15	220,55	217,1	216,9	31,4	1467,54	0,0127	12,44	**R15**	**1547,94**	**1600**	6,74	13,55	0,92	0,76	1,12	1,22	7,53	oui
R16	220,54	216,8	214	34,81	1502,35	0,0029	13,65	**R16**	**2119,11**	**2160**	3,91	14,33	0,95	0,80	1,12	1,73	4,38	oui
R17	218,85	213,8	213,8	30,08	1532,43	0,0066	13,65	**R17**	**1810,58**	**1800**	5,27	13,40	1,02	0,87	1,12	1,57	5,89	oui
R18	218,75	213,5	211,75	20,6	1553,03	0,0146	13,65	**R18**	**1563,05**	**1800**	7,80	19,84	0,69	0,61	1,09	1,09	8,46	oui
R19	215,5	211,5	208,6	33,49	1586,52	0,0075	13,65	**R19**	**1771,71**	**1800**	5,58	14,20	0,96	0,81	1,12	1,46	6,26	oui
R20	211,525	208,3	208,3	24,51	1611,03	0,0122	13,65	**R20**	**1614,82**	**1800**	7,15	18,19	0,75	0,64	1,10	1,16	7,84	oui
R21	209,05	207,95	204,95	16,96	1627,99	0,0206	13,65	**R21**	**1464,16**	**1500**	8,22	14,52	0,94	0,79	1,12	1,18	9,20	oui
R22	208,15	204,65	201,55	25,14	1653,13	0,0119	13,65	**R22**	**1622,53**	**1800**	7,06	17,96	0,76	0,65	1,10	1,16	7,75	oui
R23	206,13	201	201	31,31	1684,44	0,0176	13,65	**R23**	**1509,06**	**1600**	7,91	15,91	0,86	0,71	1,11	1,14	8,78	oui

Collecteur Lakhal																		
N° Regard	Cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum(m)	pentes	N° Regard	Qcum (m3/s)	Øcal (mm)	Ønor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	rq	rh	rv	V (m/s)	H (m)	Vautocurage
R1	253,17		249,45				**R1**											
R2	251,88	248,91	245,7	58,55	58,55	0,0092	**R2**	7,07	1536,04	1500	3,75	6,62	1,07	0,93	1,10	4,10	1,40	oui
R3	246,5	245	242,3	90	148,55	0,0078	**R3**	7,07	1585,92	1800	3,88	9,88	0,72	0,62	1,09	4,24	1,12	oui
R4	242,76	241,58	240	100	248,55	0,0072	**R4**	7,07	1609,04	1800	3,74	9,51	0,74	0,64	1,10	4,09	1,15	oui
R5	241,4	239,65	237,82	62,88	311,43	0,0056	**R5**	14,38	2203,69	2200	3,76	14,28	1,01	0,86	1,12	4,21	1,89	oui
R6	240,36	237,4	237,25	80	391,43	0,0052	**R6**	14,38	2227,99	2200	3,65	13,87	1,04	0,90	1,11	4,06	1,97	oui
R7	239,84	236,8	236,8	80	471,43	0,0056	**R7**	14,38	2199,35	2500	4,11	20,18	0,71	0,62	1,09	4,48	1,55	oui
R8	239,23	236,13	236,13	90	561,43	0,0074	**R8**	14,38	2086,77	2000	4,08	12,81	1,12	0,98	1,02	4,16	1,97	oui
R9	238,44	235,57	234,6	100	661,43	0,0056	**R9**	14,38	2201,19	2500	4,10	20,14	0,71	0,62	1,09	4,47	1,55	oui
R10	237,99	234	233,98	90	751,43	0,0067	**R10**	14,38	2130,39	2200	4,11	15,63	0,92	0,77	1,12	4,59	1,69	oui
R11	237,75	233,55	233,55	69,34	820,77	0,0062	**R11**	14,38	2159,49	2200	3,96	15,07	0,95	0,80	1,12	4,45	1,76	oui
R12+R13	235.94	233,22	232,64	79,5	900,27	0,0042	**R12+R13**	14,38	2328,31	2500	3,53	17,34	0,83	0,69	1,11	3,91	1,73	oui
R14+R15	237,82	232,5	232,5	47,35	947,62	0,0030	**R14+R15**	14,38	2481,23	2500	2,98	14,63	0,98	0,83	1,12	3,35	2,08	oui
R16+R16'	236.29	232,15	232,15	75,9	1023,52	0,0046	**R16+R16'**	14,38	2282,84	2500	3,72	18,28	0,79	0,66	1,10	4,10	1,66	oui
R17	235,38	231,85	231,85	70	1093,52	0,0043	**R17**	14,38	2314,40	2500	3,59	17,62	0,82	0,68	1,10	3,96	1,71	oui
R18+R19	235,21	231,5	231,5	65	1158,52	0,0054	**R18+R19**	14,38	2217,44	2500	4,02	19,75	0,73	0,63	1,09	4,40	1,57	oui
R20+R20'	234,11	231,2	231,2	69,5	1228,02	0,0043	**R20+R20'**	17,45	2485,24	2500	3,60	17,68	0,99	0,84	1,12	4,04	2,09	oui
R21+R22	233,93	230,9	230,9	90	1318,02	0,0033	**R21+R22**	17,45	2608,66	2800	3,41	21,02	0,83	0,69	1,11	3,78	1,94	oui
R23+R24	233,48	230,5	230,5	75	1393,02	0,0053	**R23+R24**	17,45	2388,60	2500	4,00	19,65	0,89	0,74	1,11	4,46	1,84	oui

TableauV-7 : renouvellement de la partie amont du collecteur LAKHAL en béton armée

R25+R26	233,39	230,1											),79	1,12	4,21	1,98	oui
R27+R28	230,89	229,4											),83	1,12	4,07	2,08	oui
R29+R30	233,24	229	229	86,29	1655,81	0,0046	**R29+R30**	17,45	2452,24	2500	3,73	18,32	0,95	0,80	1,12	4,18	2,00	oui
R31+R32	233,06	228,65	228,65	60,07	1715,88	0,0058	**R31+R32**	22,53	2585,56	2500	4,18	20,54	1,10	0,96	1,06	4,46	2,40	oui
R33+R34	232,35	228,2	224,7	79,69	1795,57	0,0056	**R33+R34**	22,53	2600,79	2500	4,12	20,22	1,11	0,98	1,04	4,28	2,44	oui
R35+R36	232,01	224,4	224,4	86,88	1882,45	0,0035	**R35+R36**	22,53	2852,04	2800	3,47	21,39	1,05	0,91	1,11	3,84	2,56	oui
R37	228,18	224	224	69	1951,45	0,0058	**R37**	22,53	2588,01	2500	4,17	20,49	1,10	0,96	1,06	4,43	2,41	oui
R38	227,12	223,6	223,6	100	2051,45	0,0040	**R38**	22,53	2774,49	2800	3,74	23,03	0,98	0,83	1,12	4,20	2,32	oui
R39	226,54	223,3	223	87,98	2139,43	0,0034	**R39**	22,53	2858,78	2800	3,45	21,26	1,06	0,92	1,10	3,80	2,58	oui
R40	224,17	222,6	218,7	89,28	2228,71	0,0045	**R40**	22,53	2716,12	2800	3,96	24,37	0,92	0,77	1,12	4,42	2,16	oui

TableauV-8 : renouvellement de la partie amont du collecteur LAKHAL en PRV (ks=110)

Collecteur Lakhal																		
N° Regard	Cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum(m)	pentes	N° Regard	Qcum (m3/s)	Φ (mm)	Φ normalisé	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	rq	rh	rv	V (m/s)	H (m)	Vautocurage (m/s)
R41	219,72	218,55	216	25,56	2363,47	0,0059	**R41**	31,81	2545,49	2555	6,25	32,04	0,99	0,84	1,12	7,01	2,53	oui
R42	219,2	215,7	214,5	51,2	2384,61	0,0059	**R42**	31,81	2546,23	2555	6,25	32,02	0,99	0,84	1,12	7,01	2,53	oui
R43	218,02	214,2	213	50	2388,49	0,0060	**R43**	31,81	2534,94	2555	6,32	32,40	0,98	0,83	1,12	7,09	2,49	oui
R44	216,22	212,5	211,76	79,5	2562,94	0,0063	**R44**	31,81	2512,65	2555	6,47	33,17	0,96	0,81	1,12	7,26	2,42	oui
R45	214,46	211,2	210,58	89,31	2652,25	0,0063	**R45**	31,81	2514,08	2555	6,46	33,12	0,96	0,81	1,12	7,25	2,42	oui
R46	213,4	210	210	87,93	2740,18	0,0066	**R46**	31,81	2490,31	2555	6,63	33,97	0,94	0,78	1,12	7,42	2,35	oui
R47	212,93	209,5	209,5	79,32	2845,15	0,0063	**R47**	31,81	2511,58	2555	6,48	33,21	0,96	0,81	1,12	7,26	2,42	oui
R48	212,53	209,1	209,1	63,35	2908,5	0,0063	**R48**	31,81	2510,79	2555	6,48	33,24	0,96	0,80	1,12	7,27	2,41	oui
R49	212,73	208,5	208,5	85,9	2936,37	0,0070	**R49**	31,81	2463,71	2555	6,82	34,96	0,91	0,76	1,12	7,61	2,27	oui
R19'	213,05	208,2	208,2	50	2954,61	0,0060	**R50**	26,48	2366.46	2400	6,06	27,42	0,97	0,81	1,12	6,80	2,44	oui

TableauIV-9 : renouvellement de la partie amont du collecteur AIN ALLAH en béton armée

N° Regard	cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part (m)	Dist cum (m)	pentes	Φ (mm)	Φnormalisé (mm)	Vps	Qps	Qcumulé (m3/s)	Rq	Rh	Rv	V(m/s)	H remplissage (m)	Vautocurage (m/s)
R1	222,61	219.9	219,9														
R2	222,5	219,7	219,7	45,45	33,16	0,0044	2281,78	2500	**3,64**	**17,85**	14,03	0,79	0,66	1,10	4,00	1,66	oui
R3	222,21	219,5	219,4	39,25	72,41	0,0051	2219,89	2500	**3,91**	**19,21**	14,03	0,73	0,63	1,09	4,28	1,58	oui
R4	222,09	218,99	218,96	45,56	117,97	0,0090	1995,34	2000	**4,48**	**14,08**	14,03	1,00	0,85	1,12	5,03	1,70	oui
R5	221,61	218,75	218,75	48,66	166,63	0,0043	2290,12	2500	**3,60**	**17,68**	14,03	0,79	0,67	1,10	3,97	1,67	oui
R6	221,08	218,5	218,49	31,69	198,32	0,0079	2045,22	2000	**4,20**	**13,18**	14,03	1,06	0,93	1,10	4,61	1,85	oui
R7	221,15	218,23	218	33,65	231,97	0,0077	2053,20	2000	**4,15**	**13,05**	14,03	1,08	0,94	1,09	4,52	1,88	oui
R8	221,13	217,55	216,42	56,98	288,95	0,0079	2044,80	2000	**4,20**	**13,19**	14,03	1,06	0,93	1,10	4,61	1,85	oui
R9	219,93	216,37	216,37	16,2	305,15	0,0031	2438,69	2500	**3,05**	**14,95**	14,03	0,94	0,78	1,12	3,41	1,96	oui
R10	219,08	216,05	216,05	49,65	354,8	0,0064	2124,22	2500	**4,40**	**21,61**	14,03	0,65	0,59	1,07	4,73	1,47	oui
R11	219,91	215,52	214,3	82,45	437,25	0,0064	2241,47	2500	**4,40**	**21,58**	16,17	0,75	0,64	1,10	4,82	1,60	oui
R12	217,02	213,9	213,64	65	502,25	0,0062	2259,88	2500	**4,30**	**21,11**	16,17	0,77	0,65	1,10	4,73	1,63	oui
R13	216,75	213,48	213,48	33,51	535,76	0,0048	2369,99	2500	**3,79**	**18,6**	16,17	0,87	0,72	1,11	4,21	1,80	oui
R14	216,48	213,1	213,05	67,89	603,65	0,0056	2544,07	2500	**4,10**	**20,13**	21,15	1,05	0,91	1,11	4,54	2,28	oui
R15	215,85	212,69	212,69	55,69	659,34	0,0065	2476,29	2500	**4,41**	**21,64**	21,15	0,98	0,83	1,12	4,95	2,07	oui
R16	214,58	212,4	212,47	45,63	704,97	0,0064	2484,19	2500	**4,37**	**21,45**	21,15	0,99	0,84	1,12	4,91	2,09	oui
R17	214,66	212,22	212,22	44,79	749,76	0,0056	2545,41	2500	**4,10**	**20,11**	21,15	1,05	0,91	1,11	4,53	2,28	oui
R18	213,8	211,95	208,44	45	794,76	0,0060	2511,14	2500	**4,25**	**20,85**	21,15	1,01	0,87	1,12	4,76	2,17	oui
R19	213,10	208,18	208,18	59,69	854,45	0,0044	2666,54	2800	**3,90**	**24,03**	21,15	0,88	0,73	1,11	4,34	2,05	oui

TableauIV-10 : renouvellement avec une galerie rectangulaire en béton du collecteur AIN ALLAH

N° Regards	cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part (m)	Dist cum (m)	pentes	Qcumulé (m^3/s)	Vcunnette (0.3m*0.3m)	Qcunnette (m^3/s)	Scunnette(m²)	Pcunnette (m)	Hn (m)	Vmonolithe (m/s)	Qps motnolithe (m^3/s)	section monolithe normalisé (m²)	Vautocurage (m/s)
R20	211,25	207,94	207,94	45,45	45,45	0,0053	26,480	1,17	0,11	0,09	0,9	2,4428	4,00	26,480	2,7*3	oui
R21	211,36	207,71	207,71	47,56	93,01	0,0048	26,480	1,12	0,10	0,09	0,18	2,437	4,01	26,480	2,7*3	oui
R22	210,35	207,51	206,47	40,89	133,9	0,0049	26,480	1,13	0,10	0,09	0,18	2,42512	4,03	26,480	2,7*3	oui
R23	210,29	206,28	205,75	38,89	172,79	0,0049	26,480	1,13	0,10	0,09	0,18	2,42637	4,03	26,480	2,7*3	oui
R24	208,90	205,58	205,15	35,24	208,03	0,0048	26,480	1,12	0,10	0,09	0,18	2,4396	4,01	26,480	2,7*3	oui
R25	207.65	204,98	204,98	33,98	242,01	0,0050	26,480	1,14	0,10	0,09	0,18	2,4018	4,07	26,480	2,7*3	oui
R26	207,5	204,78	204,78	40,72	282,73	0,0049	26,480	1,13	0,10	0,09	0,18	2,4208	4,04	26,480	2,7*3	oui
R27	207,09	204,59	203,38	39,39	322,12	0,0048	26,480	1,12	0,10	0,09	0,18	2,4397	4,01	26,480	2,7*3	oui
R28	206,49	203,18	202,49	39,89	362,01	0,0050	26,480	1,14	0,10	0,09	0,18	2,3995	4,07	26,480	2,7*3	oui
R29	205,87	202,29	202,21	39,68	401,69	0,0050	26,480	1,15	0,10	0,09	0,18	2,3941	4,08	26,480	2,7*3	oui
R30	205,86	202,06	202	30,14	431,83	0,0050	26,480	1,14	0,10	0,09	0,18	2,4072	4,06	26,480	2,7*3	oui
R31	204,84	201,65	201,73	55,68	487,51	0,0063	26,480	1,28	0,12	0,09	0,18	2,179	4,49	26,480	2,7*3	oui
R32	204,9	201,41	201,41	53,19	540,7	0,0060	26,480	1,25	0,11	0,09	0,18	2,21999	4,40	26,480	2,7*3	oui
R33	205,03	201,15	201,15	46,68	587,38	0,0056	26,480	1,21	0,11	0,09	0,18	2,294	4,26	26,480	2,7*3	oui
R34	202,22	201	201	28,98	616,36	0,0052	26,480	1,16	0,10	0,09	0,18	2,36705	4,13	26,480	2,7*3	oui

TableauIV-11 : vérification que le régime est fluvial dans la galerie Hc(m) <Hn(m)

Hn(m)	Hc(m)	Fr
2,4428	2,14	0,82
2,437	2,14	0,82
2,4251	2,14	0,83
2,4264	2,14	0,83
2,4396	2,14	0,82
2,4018	2,14	0,84
2,4208	2,14	0,83
2,4397	2,14	0,82
2,3995	2,14	0,84
2,3941	2,14	0,84
2,4072	2,14	0,84
2,179	2,14	0,97
2,22	2,14	0,94
2,294	2,14	0,90
2,3671	2,14	0,86

V.7.Choix de la variante :

Nous avons opté pour la variante 1 seulement pour la partie amont de ben aknoun qui est la plus économique. Du fait que la réhabilitation ce fait sans trancher

Et la variante 2 pour te le reste du réseau.

V.8.Conclusion :

Nous avons fait un réaménagement du system par une réhabilitation de la partie amont Benk aknoun et une combinaison ente le renouvellement, le changement de tracer et le dédoublement pour le reste du réseau, afin qu'il puisse véhiculer le débit total de rejet dans de bonnes conditions hydraulique ver le collecteur oued el kerma.

CHAPITRE VI

ELEMENTS CONSTRICTIFS DU RESEAU

VI.1Introduction :

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:

- **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.

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

VI.2Ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux comprennent:

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont distingués par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm).
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm).

Les ouvrages visitables de profils particuliers.

L'utilisation des conduites circulaires est réservée aux faibles sections. La forme circulaire est simple à fabriquer. Elle peut être utilisée pour les grandes sections avec certains inconvénients:

- Largeur importante de la tranchée.
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. D'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour pallier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme Ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau VI.1

Tableau VI-1:diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes.

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VI.2.1.Canalisations :

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

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

Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite

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 :

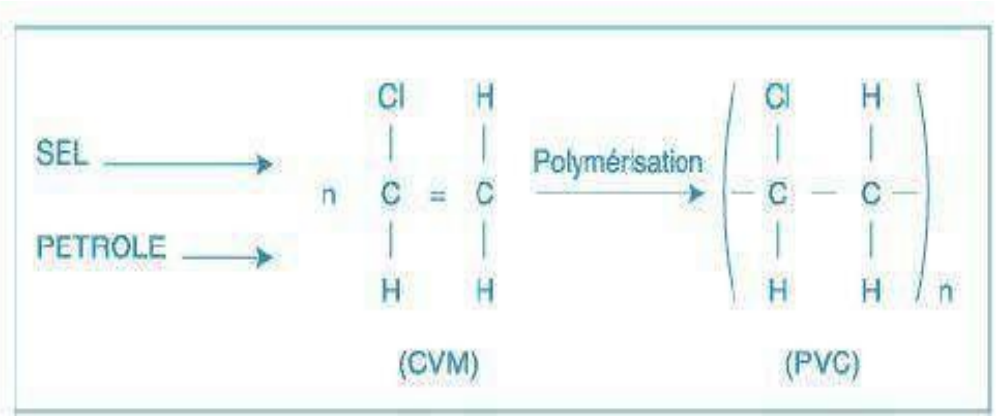


Figure VI-1 : composition chimique de conduite en PVC

E) Conduites en grésartificiels:

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable par les agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce type de canalisation est

F) conduites en PEHD ondulé:

Polyéthylène haute densité (PEHD) a une excellente stabilité chimique, antivieillissement et résistance au stress environnemental performances de craquage. Les matières premières pour la production de HDPE à double paroi tube ondulé appartient au tube flexible.

Sa structure ondulée extérieure, augmentant considérablement la rigidité de la bague de tuyau, ainsi la résistance de la charge de la conduite du sol.

G) conduite en matièresplastique:

On distingue

- les conduites en matièresthermodurcissables.

- les conduites en matières

thermoplastiques. Elles présentent

les caractéristiquessuivantes

- Résistance auxchocs.
- Résistance augel.
- Résistance à la corrosionchimique.
- Adaptation à ladéformation.
- Facilité de pose et de transport

E)Le PRV (Polyester Renforcé de fibre de Verre) :

Son coût relativement élevé, trés utilisé en milieux agressifs. Il est résistant à la corrosion par l'H2S, à l'attaque d'eaux salées, à l'abrasion et à la compression axiale (adapté donc à la pose par micro tunnelage). Faible épaisseur de la paroi, nécessite donc une largeur de tranchée plus faible (avantage apprécié pour les grosses sections).

VI.2.2.-Choix du type de canalisations :

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

- Des pentes du terrain;

- Des diamètres utilisés;

- De la nature du sol traversé;

- De la nature chimique des eaux usées;

- Des efforts extérieurs dus auremblai.

VI.2.2.1-Propriétés mécaniques et physiques :

- Résistance àl'abrasion,
- Résistance aux chargesextérieures,
- Résistance et réaction aufeu,
- Tenue à lapression,
- Étanchéité

VI.2.2.2-Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agentsatmosphériques,
- Inertie chimique vis-à-vis du fluidetransporté,
- Résistance à l'H2S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés..

VI.2.2.3-Qualités économiques :

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50ans,
- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicitéd'entretien.

VI.2.3- Assemblage des conduites :

VI.2.3.1: assemblage des conduites PVC :

A) 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

Figure VI-2 : nettoyage de la partie a assemblé

appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout male.

Figure VI-3 :appliqué l'adhésif a l entré de l'emboitement

- 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

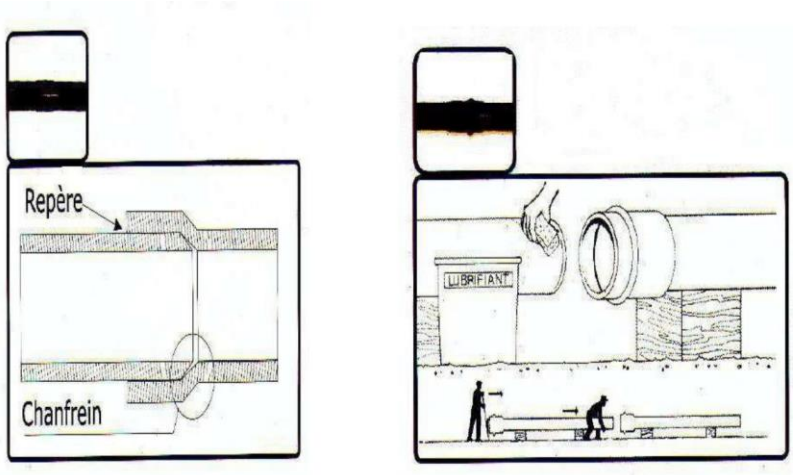


Figure VI-4 : Assemblage par collage à froid

VI.2.3.2: assemblage du PEHD ondulé

L'assemblage des conduites en PEHD se fait par soudage bout à bout a l'aide du dispositif de soudage.

Figure VI-5: soudage des conduites en PEHD

VI.2.3.3: collage des conduites de type diffèrent :

Le collage entre les conduites en PVC et les conduites en PEHD ondulé peut se réaliser avec des joints d'interventions qui permettent de coller des conduites de différents matériaux mais dans notre cas on aura pas besoin vu que à chaque fois on change le type de conduite en utilisant l'un des différents types de regards

VI.2.4: Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

VI.2.4.1: Actions mécaniques :

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentes dans l'eau à évacuer contre les parois intérieures de la canalisation.
Ces actions engendrent l'érosion de ces dernières.

VI.2.4.2: Action statique :

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

VI.2.4.3: Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

VI.2.5: Protection des conduites:

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit :

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.
- Développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H_2S). Qui est le principal facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation.
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur enH_2S.
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m^3 de béton).
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout.
- Le rinçage périodique des conduites.

VI.2.6: Essais des tuyaux préfabriqués:

Avant d'entamer la pose des canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais :

- Essai àl'écrasement.
- Essai àl'étanchéité.
- Essai à la corrosion.

a) -Essai àl'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 oblige de faire l'essai de l'écrasement.

L'épreuveàl'écrasementsefaitparpresseautomatiqueavecenregistrementdesefforts.Ilsd oiven t être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. àune vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

b) -Essaid'étanchéité:

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

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

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

1) l'essaiàl'eaueffectuépendant30mnpourlesfaiblesdiamètres;ainsiqu epourles joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

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

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

c) - Essai à la corrosion:

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de ph superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI.3 :Ouvrages annexes:

Les ouvrages annexes sont 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 sur dimensionnement se permettant l'optimisation des coûts. Les ouvrages annexes comprennent :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux

VI.3.1: Ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants. on les trouve aussi bien en amont ou le long des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.3.1.1: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 du réseau.

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.

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

Figure VI-6 : Exemple d'un branchement simple

VI.3.1.2:caniveaux :

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profiltransversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouchesd'égout.

Des caniveaux séparés seront installés facilitant l'entretien et la maintenance. L'écoulement des eaux sera aussi facilité en empêchant de manière graduée l'introduction de sable

VI.3.1.3: Bouches d'égout :

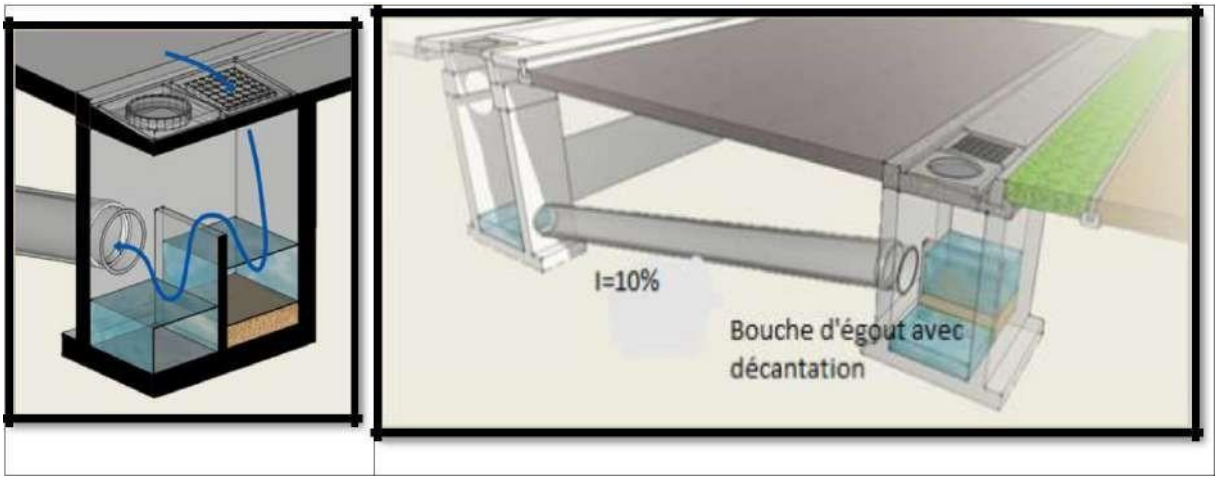
Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux (figue VI.3), soit sur le trottoir.

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 avecdécantation.



FigureVI. 7: Vue en 3D des caniveaux et la bouche d'égout avec Décantation

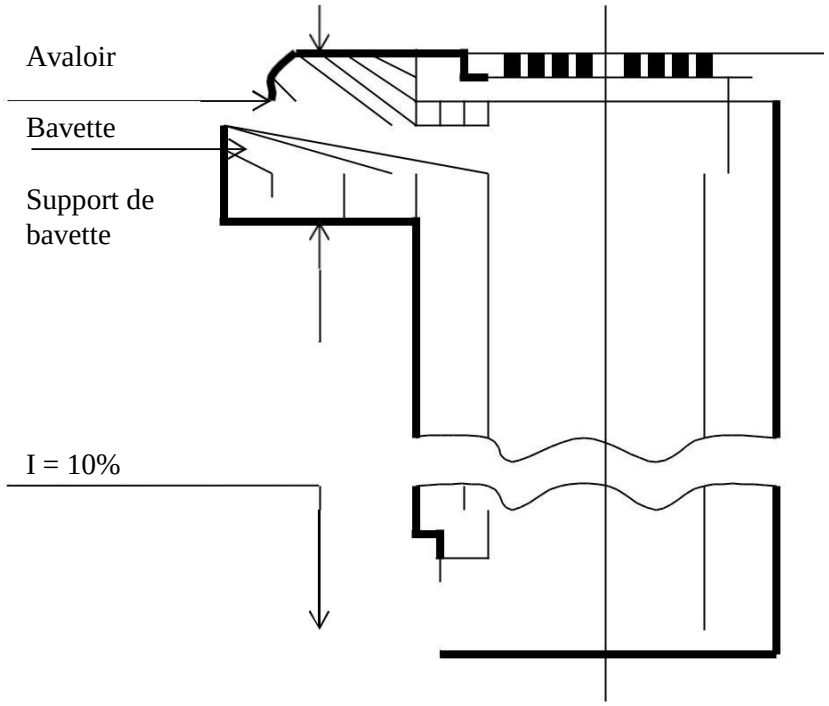


Figure VI.8 :bouche d'ègout a acceè laterale ou acces sur le dessus

VI.3.1.4 Regards :

a) Généralité :

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

- **Les regards simples** : Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents ;
- **Les regards latéraux** : Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteursde diamètre important ;
- **Les regards toboggan** : En cas d'exhaussement de remous;
- **Les regards de chute** : En cas de fortepente.

➢ La distance entre deux regards est variable:

- 35 à 50m en terrain accidenté;
- 50 à 80m en terrainplat.

➢ Sur les canalisations les regards doivent être installés:

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

b) Types des regards

On distingue différents types qui sont :

b-1) Regard de visite

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières ; l'intervalle d'espacement est de 35 à 80m

Remarque

Pour notre agglomération on va utiliser des regards de visite simples avec un espacement qui facilite au période d'entretien les opérations de nettoyages comme le montre la figure VI.8 et des regards de chute.

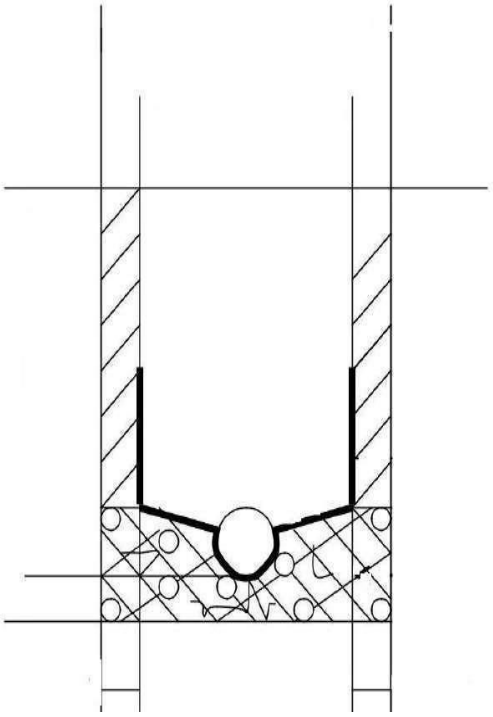


Figure VI.9 :exemple d'un regard simple.

b-2) Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés;

- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre;

- Les cheminées placées sur l'axe de lacanalisation

b-3) Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard);

- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs;

- Une absence de reflux d'eau par temps sec;

- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la mêmehauteur

b-4) Regard de chute :

C'est l'ouvrage le plus répondu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

1- La chute verticale profonde:

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but et de réduire la vitesse.

2- La chute toboggan:

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous

VI.3.2: Ouvrages spéciaux :

VI.3.2.1: Déversoirs d'orage :

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer par sur verse les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau aval.

Il joue le rôle d'équilibre dans le collecteur,

A) les fonctions du déversoird'orage:

- Évacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de tempssec
- Évacuer sans surverse le débitcritique
- Surverser le débit excédentaire des pluies et des averses sans remous le débit nuisible et sans surcharge en réseauaval
- Assurer le partage du flux polluant aux milieux naturelle et collecteuraval
- Assurer le rôle du by-pass et équilibré l'écoulement duréseau

B) Emplacement des déversoirs d'orage:

Ils sont placés :

*Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.

*Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs, ou déchargé un collecteur

Avant leurs projections il faut voir :

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

-La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.

-La topographie du site et La variation des pentes.

C) Types des déversoirs:

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

- Les déversoirs à seuil latéral haut.
- Les déversoirs à seuil latéral bas.
- Les déversoirs à seuil latérale et a conduite aval étranglé
- Les déversoirs à seuil latérale et a conduite aval libre
- Les déversoirs à seuil frontal haut
- Les déversoirs à seuil frontalbas
- Les déversoirs à ouverture defond
- Les déversoirs latérauxdoubles
- Les déversoirs avec ouverture duradier.
- Les déversoirssiphoïdes.
- Les déversoirs à barragegonflable.

Le choix de type de déversoir a projeté sera en fonction des données hydrauliques a l'amont de ce dernier

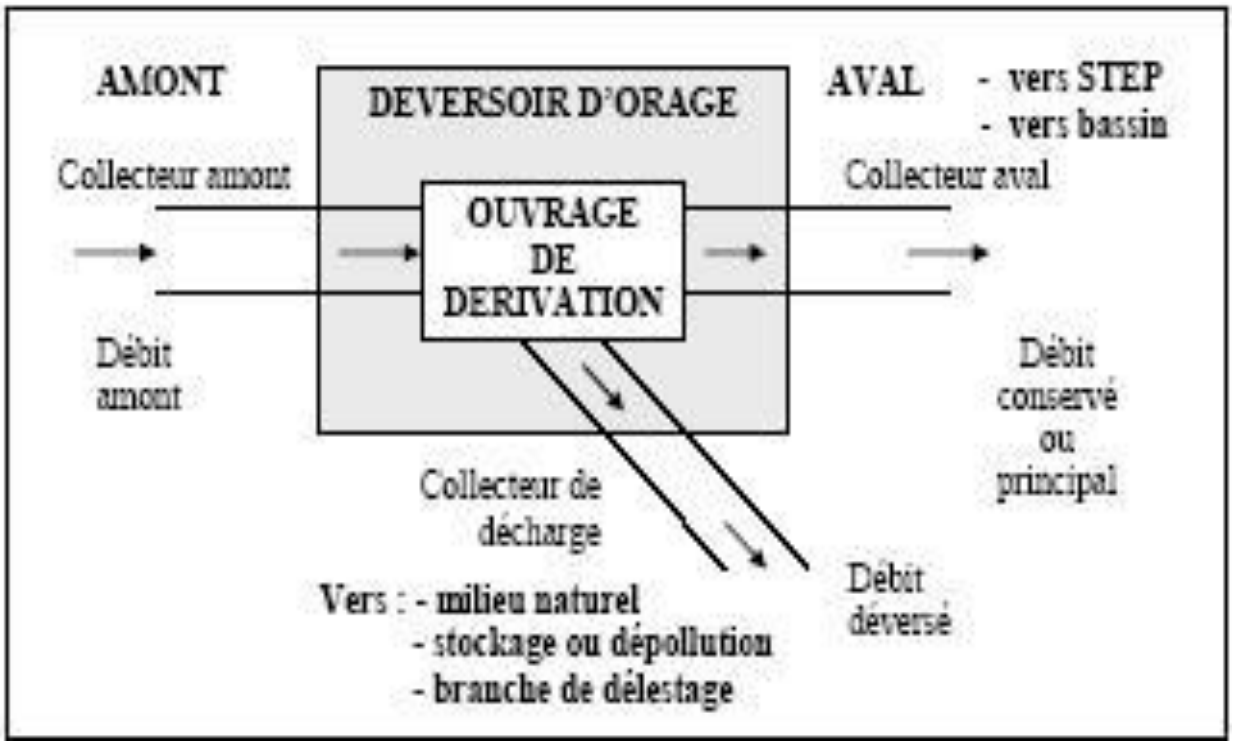


Figure VI.10 :schéma de principe du déversoir d'orage

VI.3.2.2: Bassins de stockage de l'eau pluvial :

Pour assurer un meilleur fonctionnent de notre station d'épuration il faut contrôler le débit traité c pour cela qu'un déversoir d'orage a été installé juste à l'amont de la station a fin de contrôle le débit traité et déversé le débit surplus vers un bassin derétention.

A) - L'objectif des bassins:

Les bassins de retenue sont des réservoirs d'accumulation d'eau pluviale. La technique actuelle s'oriente vers la réalisation des bassins de retenue, destinés à régulariser les débits d'eaux météoriques mais qui ne devront être utilisés qu'a bon escient et en fonction d'objectifs parmi lesquels on peut éviter:

- L'adaptation du tissu urbain dans lequel se situe le bassin;
- L'objectif de qualité pour l'utilisation prévue;
- L'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval;

B) -Types de bassins et dispositiond'ensemble :

Les bassins de retenue sont essentiellement constitués par :

- Un corps de bassin (fond etberge).
- Un ouvrage aval, généralement constitué par une digue avec dispositif d'évacuation des eaux :

Ils se divisent en deux types :

-Les bassins secs.

-Les bassins en eau.

B) -1 Les bassins secs :

Ils sont généralement vides sauf pendant la période consécutive à un orage, laquelle ne doit pas excéder quelque jour. Le fond doit avoir une pente minimale de 0.05 m/m afin d'éviter la formation des zones marécageuses. Les pentes de berges doivent être au maximum de:

-1/6 ; si les abords du bassin sont accessibles au public ;
-1/2 ; dans le cas contraire ;

Ce type de bassin plutôt réservé aux zones rurales est généralement plus économique que le type en eau

B) -2 Les bassins en eau :

Ces bassins présent en un plan d'eau permanent, pouvant parfois, être choisis dans le cadre de l'aménagement d'un milieu attractif.

Le tirant d'eau minimal d'un bassin en eau a été fixé à 1.5 m afin d'assurer la vie des poissons et d'éviter le développement des plantes aquatiques.

Si le bassin est intégré dans un milieu attractif, l'aménagement des berges sera, réalisé comme suit :

- Risbermes horizontal de 2 m à 4m pour raisons de sécurité;
- Parement vertical de 0,5 m à 0,75 m réalisé avec un souci esthétique;
- Talus gazonné de pente maximalede1/6.

VI.4: Dimensionnement des ouvrages spéciaux :

Le déversoirs d'orage by pass à seuil latéral est placé a partir du regard 49 au niveau du collecteur lakhal qui vihécul un debit de 31.48 m^3/s a fin de devérsé un debits de 5.33 m^3/s pour le vihéculé ver la 1er galerie de la partie aval de AIN ALLAH et laissé passé un debit de 26.48 m^3/s ver la 2émme galerie qui est parallelle a la premiére .

VI.4.1 Donné de base:

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : De = 2555mm
- Débit total à l'entrée : Qt = 31.81 m^3/s
- Débit à pleine section :Qps = 34.96 m^3/s
- Débit de pointe allant vers la deuxiemme galerie de AIN ALLAH :

  $Q_{2émme\ galerie}$ =21.48 m^3/s
- Debits rejeter ver la 1er galerie de Ben Aknoun : $Q_{dévérsé}$ = 5.33 m^3/s.
- Hauteur d'eau a l'entré : H_e=2.27 m

VI.4.2.Hauteur d'eau allant vers la deuxiemme galerie de AIN ALLAH :

Pour calculer la haut

eur d'eau transitée vers la station d'épuration on doit passer au calcul de :

$$\boldsymbol{Rq = \frac{Q2emme\ galerie}{Qps}} \ldots\ldots\ldots (\boldsymbol{VI.1})$$

$$\boldsymbol{Rh = \frac{H - galerie2}{Dnor}} \ldots\ldots\ldots (\boldsymbol{VI.2})$$

$$Rq = \frac{21.48}{34.96}$$

Rq= 0.7574

De l'abaque R_h=0.646

$H_{galerie2}$= De. R h

$H_{galerie2}$= 2555*1.6495

$H_{galerie2}$= 1.6495m

VI.4.3.Hauteur de la lame déversante:

On doit calculer la hauteur de la lame d'eau déversante par la formule suivante :

Hd He – $H_{galerie2}$ **H_d** = 2270–1649.5 = 620.53mm

VI.4.4.La longueur du déversoir

On applique la formule de BAZIN

$Qd= L* \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g}\ (Hd)^{(3/2)}$ …….(VI.3)

Q_d : débit déversé en m^3/s

µ : coefficient de débit il dépend de la forme de seuil et il varie suivant la hauteur de la lame déversante pour les crête minces nous prenons µ = 0.33

L : La longueur du déversoir exprimée en mètres

g : La pesanteur : g = 9,81 m/s^2

Hd : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir $h_{div}^{3/2}$

$$L = \frac{2}{3} * \frac{Qdiv}{\mu\sqrt{2g}\text{hdiv}^3/2.}$$

$$L = \frac{2}{3} * \frac{5.33}{0.6\sqrt{2*9.81}*0.62053^3/2.}$$

L=3.693m

On prends L=4m

VI.4.5.Dimentionnement de la conduie qui rejets ver la premiére galerie de AIN ALLAH:

Tableau VI-2:Dimentionnement de la conduie qui rejets ver la premiére galerie de AIN ALLAH:

N° Regard	Cote TN(m)	CFE Am(m)	CFE Av (m)	Dist part(m)	Dist cum(m)	pentes	N° Regard	Qcum (m3/s)	Φ (mm)	Φ normalisé	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	rq	rh	rv	V (m/s)	H (m)	Vautocurage (m/s)
R49	214,73	208,50	208,50															
R19	213 ,55	208,20	208,20	50,00	2954.4	0,01	R19	5,33	1497.62	1500	3,02	5,34	1,00	0,85	1.12	3,39	1,28	oui

Conclusion:

Dans ce chapitre on a cité éléments constitutifs du réseau d'égout, ainsi pour les ouvrages principaux, notre choix été fait pour les canalisations en béton et en PRV afin d'assurer un bon fonctionnement du système d'évacuation.
Et de l'autre cote pour diminué les diamétre et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts a savoir : des déversoirs d'orages de type latéral by pass.

CHAPITRE VII

ESTIMATION DES COUTS

VII.1. Introduction

Après la phase d'étude on passe à la réalisation du projet, ce dernier est dans la majorité des cas confie à un entrepreneur spécialisé, le financement étant assuré par le maître d'ouvrage .Ce dernier, ou son délégué (maître d'œuvre), doit surveiller lors de l'exécution que les travaux sont bien réalisés conformément aux prescriptions contenues dans les documents contractuels ainsi qu'aux règles de l'art.

VII.2. Emplacement des canalisations

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

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

VII.3.: Exécution des travaux

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

VII.4.Décapage de la couche de terre végétale

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

$$V = b \; x \; H \; xL(\mathrm{m}^3)\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots(\mathrm{VII.1})$$

H : Epaisseur de la couchevégétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranché

VII.5.Emplacement des jalons des piquets (piquetage)

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

VII.6. Exécution des tranchées et les regards

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

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

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

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

a) Profondeur de la tranchée

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

Avec : H : Profondeur de la

tranchée. e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite. h :

Hauteur du remblai

b) Largeur de la tranchée

$$B = D + 2c \quad \text{……(VII.3)}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond

(m) D D: Diamètre de la conduite (m)

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

VII.7 Aménagement du lit de sable

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm

d'épaisseur.

Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12%de particules inférieures à 0,1mm ; c'est-à-dire bien gradué, de préférence soit rapproché des conditions suivantes :

$$(D_{10}) < 3(D_{60})$$

$$1 < (D_{30})^2 / (D_{60} \text{ X } D_{10}) < 3$$

avec

D : étant l'ouverture des mailles qui laissent passer 10, 30, ou 60% de l'échantillon.

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

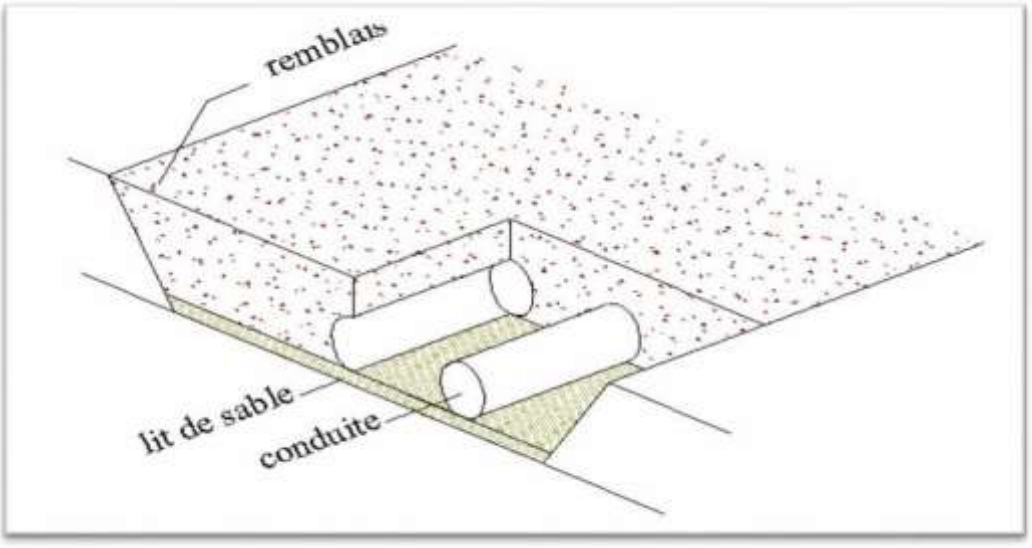


Figure VII.1 : Coupe transversale d'une tranchéeavec La mise en place de la conduite

VII.8. Pose des canalisations en tranchées

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

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale,

➢ De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur,

➢ De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol,

➢ De placer toujours les tuyaux sur des fouillessèches,

➢ D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,) qui constituent des tasseaux naturels,

➢ En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier,

➢ En sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant,

➢ En terrains ou l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage,

➢ De réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.

VII.8.1. Mise en place des conduites

La mise en place des conduites se fait soit par les ouvriers pour les petits diamètres soit par des engins appropriés « pipelayers

Fig.VII.2 : pose de la canalisation

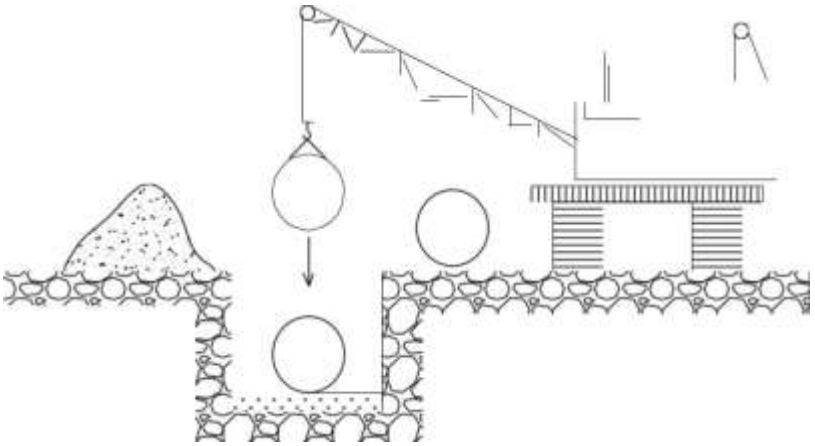


Fig.VII.3 : le pipelayers Pipelayers (pose de la canalisation)

VII.8.2. Assemblage des conduites :

Le collage des conduites se fait par collage à l'aide d'un adhésif spéciale pour le P.V.C

- Les joints techniques sont montés, bloqués et sertis en usine : ce qui assure une étanchéité totale.
- Les extrémités mâles des tubes sont chanfreinées : ce qui fiabilise vos installations.

Figure VII-4 : la mise en place de l'adhésif à l'aide d'un pinceau

VII.8.3. Essais sur les joints et les canalisations:

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

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

VII.9. Réalisation des regards

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

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

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

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

VII.10. Remblaiement et compactage des tranchées

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur.

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure.

Vu que nos conduites sont en PVC le remblayage et une partie très délicate dans notre projet et pour ne pas endommagé nos conduite un remblayage par couche est recommandé afin d'évité tous problèmes de force agissantes sur nos conduites

VII.11. Choix des engins

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

A-P our le décapage de la couche de la terre végétale

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

- Le bulldozer sera utilisé pour les grands travaux de terrassement et de décapage.
- Le chargeur est aussi utilisé pour les gros travaux de décapage.
- La niveleuse sera utilisée pour les petits travaux de terrassement.

B-P our l'excavation des tranchées :

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

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

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

B.1 Pour le remblaiement des tranchées

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

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés,

actionnées par des vérins et porte un godet.

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

B. 2Pour le compactage

Pour le compactage on utilisera deux appareils

- Un mini compacteur pour les premiers travaux de compactage
- Un rouleur lisse

Les engins qui conviennent à cette opération comprennent :

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

VII.12 : Devis quantitatif et estimatif

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

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

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

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

VII.12.1 : Détermination des différents volumes

A. Volume de la couche de terre végétale

$$V_{cv} = H_v . L \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.4)}$$

Volume de la couche de terre végétale en (m^3).

- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend H_v = 0,1 m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

B. Volume des déblais des tranchées

$$V_d = B.L \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \text{(VII.5)}$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m^3).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

C. Volume du lit du sable :

$$V_l = e.L. \quad \text{.....(VII.6)}$$

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m^3).
- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

D. Volume occupé par les conduites :

$V_{condt} = L. .D^2/4$.....(VII.7)

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m^3).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D: Diamètre de la conduite en (m).

E. Volume du remblai :

$V_r = V_{deb} – [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}]$.....(VII.10)

- V_r : Volume du remblai en (m^3).
-

F. Volume excédentaire :

$V_{excé} = V_f - V_{rem}$.....(VII.11)

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné en (m^3). Tel que $V_f = V_{deb}. K_f$
- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol

Le tableau VII.1 représente les valeurs de K_f en fonction la nature du sol[4]

Tableau VII.1 : coefficient de foisonnement

Terrain	Foisonnement
Argile, limon, sable argileux	1.25
Grave et sable graveleux	1.10
Sols rocheux altérés	1.30
Sol meuble	1.35

D'où le coefficient de foisonnement de notre sol est : $K_f = 1$

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

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	**Travaux de terrassement**				
1	Décapage de la tranchée	M_3	2000	150	300000
2	Déblai	M^3	107683	300	32304900
3	Pose du lit de sable	M_3	1680	1000	1680000
4	Remblai de la tranchée	M^3	98294.12	350	34402942
5	Evacuation des déblaies excédentaire	M^3	36309.6	160	5809536
B	**Canalisation**				
	Fourniture, transport et pose de canalisation				
	Canalisation PRV				
	1400	Ml	26.83	33000	885390
	1500	Ml	89.32	34500	3081540
	1600	Ml	107.04	36000	3853440
	1800	ML	182.09	38000	6919420
	2160	Ml	34.81	58000	2018980
	2400	ML	50	60000	3000000
	2555	ML	612.07	62000	37948340
	Canalisation en beeton armée				
	2000	ML	150	39500	592500
	2200	ML	190	48000	9120000
	2500	ML	1772.97	59500	105491715
	2800	ML	227.26	61000	13862860
	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	9 6	45000	4320000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	261000	261000
3	Construction galerie	ML	1232.72	42000	51774240
	THT				248461925
	TVA 19%				47207765,8
	TTC				295669691

VII .13Conclusion:

L’étude estimative des volumes des travaux, nous permet d’établir une estimation du coût total du projet.

Ce dernier s’éleve a 295669691 DA

Conclusion générale

L'objectif de ce projet, est la protection des réseaux d'assainissement des communes Ben Aknoun, Daly Brahim, Bouzareah et El Achour, ainsi que l'évacuation des débits des eaux usées et pluviales dans des conditions favorables, et d'éviter les problèmes qui menacent la santé public.

La reconnaissance du site d'après l'occupation du sol à long terme de notre agglomération (étude démographie et urbanisation), et d'après une étude hydrologique détaillée, nous avons pu déterminer les débits d'eaux usées ainsi que eaux pluviales pour une période de retour de 10 ans.

Un diagnostic hydraulique du réseau existant qui a était établit, ou nous avons constaté que le réseau débordait belle et bien (sous dimensionnement du réseau par rapport à la pluie décennale) ainsi que la localisation des zones critiques et les points sensibles du site.

Une partie consiste en la projection et le dimensionnement de solutions en exploitant toutes les possibilités (variantes) .

Dans un premier temps nous avons élaboré les variantes sur la base du plan de réseau sur support numérique puis une prospection sur terrain pour vérifier leur faisabilité ce qui nous a permis de modifier le tracé de certain.

Pour cela, parmi toutes les variantes, on a choisi les variantes qui ont données des dimensions des collecteurs acceptables, qui sont réalisables et les moins couteuses

Enfin nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant-projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau.

ANNEXE

ANNEXE. Série de précipitations moyennes mensuelles et maximales journalières de la station expérimentale de BIR MOURAD RAIS

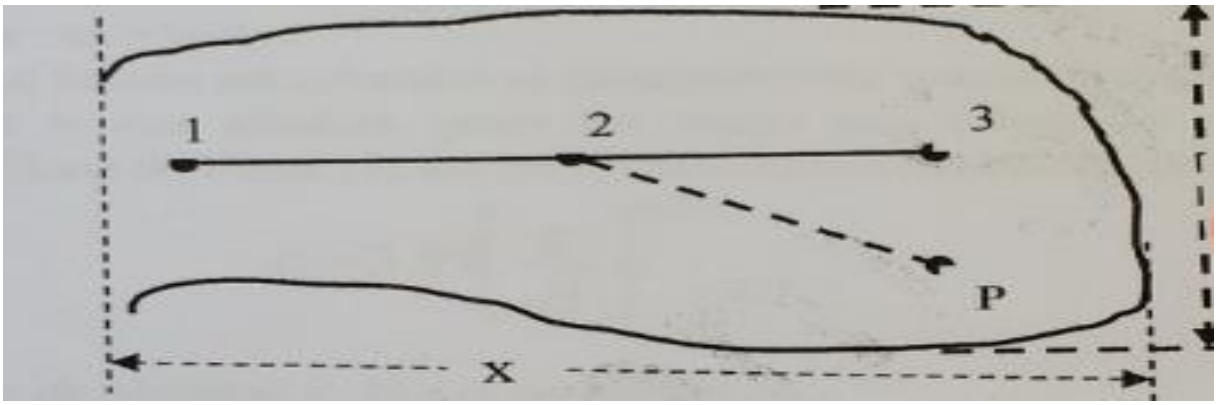
	Précipitations en (mm)													
Années	Sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	PJ max (mm)	Total (mm)
1961	19,1	54	61,5	21	40	19,8	11	29,1	15,2	0,3	2,8	8,3	61,5	282
1962	17,4	15	29,3	15,4	27,7	33,3	30,6	17	41,8	20,2	0	48,9	48,9	296,3
1963	10,8	31	36,2	59	50,2	135	12,1	122,9	35	13,4	0	0	135,2	505,5
1964	13,6	28	18,8	16,4	21,9	0,4	4,3	19,7	16,7	5,3	0	0	27,5	144,6
1965	0,7	108	50,5	92,7	22,3	23,2	13,1	43,1	0	7,2	10	0	108,3	371,1
1966	1	75	50,5	14	6,6	27,1	15,4	18,8	49,1	77,8	0	3,6	77,8	338,5
1967	14,9	52	25,7	27,7	74	68,3	21,2	55	62	3,2	0	0	74	403,6
1968	1,1	8,5	7,8	44	44,8	0,5	9	14,5	0	5,3	4,4	0	44,8	139,9
1969	10,1	43	15,8	85,5	24,4	51,4	17,9	30	0,1	9,6	0	9,1	85,5	297,1
1970	0,9	24	105	13,9	90,2	28,2	7,3	10	1,1	9,3	1,6	0	104,5	291
1971	0,1	0	53,9	49,6	17,3	22,2	30,6	37,4	9,9	6,9	0,6	7,8	53,9	236,3
1972	44,5	37	27,2	107	15,4	11,8	28,5	36	14	6,4	1,2	0,2	106,5	328,7
1973	3,1	60	33,9	49,2	86,4	14,7	44	12,5	12,4	16,2	2,5	0	86,4	335,3
1974	58,2	30	28,1	54,6	21,5	58	94,6	18	0	11,3	0	3,1	94,6	377
1975	22,7	36	35,7	8,3	14,4	13,5	57,4	10,9	35,5	10,8	0	29	57,4	274,5
1976	2,6	16	42,1	57,9	22	43,2	8	8,6	25	7,6	35,4	27,1	57,9	295,2
1977	11,4	47	25,5	33,7	27,4	22,4	21,7	33,1	20,2	0	1,1	21,1	46,8	264,4
1978	0	3,4	54	6,9	34	12	19	58,4	29,3	0	1,2	0	58,4	218,2
1979	17,3	87	24	33,5	18,9	40,5	74,2	6,6	6,8	3,6	0	0,5	87	312,9
1980	25,8	24	36,6	49,6	50,1	15,2	51,5	56	9,2	1,5	0,2	3,5	56	323,2
1981	0,4	26	35,4	41,2	34,6	25,7	33,2	16	15,3	2,3	0,3	10,5	41,2	240,9
1982	6,4	20	23	27,3	57,1	26,4	8,5	12,4	26,7	14,6	0	0	57,1	222,4
1983	21,4	26	90,7	28,7	1	42,6	20,8	4,2	8,7	0	12,5	0	90,7	256,9
1984	16,5	115	31,3	24,9	29,5	13,4	35,5	9,1	29,7	2	0	0	115	306,9
1985	5,5	38	30,7	27	19	20,7	34,2	12	0,6	0	8,6	0	38,1	196,4
1986	64	27	25,5	38,8	30,4	53	6,1	0	12,9	13,7	3,9	0	64	275,6
1987	7,5	9,1	31,2	45,2	10,1	21,1	37,3	5	18	26,2	0	1	45,2	211,7

Années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avr	mai	juin	juil	aout	PJ max (mm)	Total (mm)
1988	27,1	3,5	58,5	54,2	7,4	15,4	18,9	75	4,4	2,6	0	39,5	75	306,5
1989	58	23	22	7,5	18,7	0	13,8	15,5	7,8	1,7	15	0	58	182,5
1990	3,4	23	28,8	24	23,9	30,5	17,2	15,6	16	5,6	0	0,9	30,5	189
1991	3	39	51,9	3,8	55,4	8,8	29,6	35,8	28,7	14,7	2,8	0	55,4	273,4
1992	3,7	69	48,8	43,5	19,8	35,7	19,2	19,6	23,2	0	0	3,8	69,4	286,7
1993	21,7	7,4	33,7	57,1	69	22,7	0,3	24,8	5,7	0	0	0	69	242,4
1994	33,8	30	29,3	25,4	45,4	27,6	38,5	8,1	0	6,7	0	19,6	45,4	264,7
1995	14,5	17	26,8	28,5	53,7	40	25,1	75,3	7,9	49,3	2,5	3,6	75,3	344,2
1996	21,2	57	27,2	23,6	15,3	14	6,2	34,4	6,3	4,7	1,5	3,5	57,2	215,1
1997	31,5	22	58,7	35,2	24,9	17,9	26,3	34,1	49	0	0,9	4,4	58,7	304,6
1998	8,9	28	25,4	35,5	34,8	30,9	38,6	18	0,2	1,9	0	1,6	38,6	223,4
1999	29,8	19	64,5	42,5	9,3	3,6	12,9	7,3	22,6	9,9	0	0	64,5	221,4
2000	15,6	26	26,3	19	47,7	32,7	2,6	17,2	7,9	1,2	0	2,7	47,7	198,4
2001	36,8	23	125	20,5	12,3	17,2	12,4	19,5	6,5	1	7,7	11,6	125	293,8
2002	25,3	39	32,8	45	37,5	36,4	8,6	24,2	6,8	0,5	1	6,3	45	262,9
2003	21,4	7	18	34,4	56,4	18,9	20,7	27	62,7	4,1	0	0	62,7	270,6
2004	1,3	17	53,9	67,8	37,5	30,3	25	8,5	3,3	0	0,3	0	67,8	244,6
2005	11,3	43	49,4	19,3	26,6	28,1	10,3	1,1	79,7	0	0,2	4,2	79,7	273
2006	13,8	6,6	14,4	45	10,1	28	30,8	32,8	3	3,6	0,4	5,4	45	193,9
2007	12,1	49	71	27,3	15,3	13,2	22,3	12,3	30	8,6	2	0	71	263
2008	34,8	15	33,5	31,4	27	4,8	21	19	13	0	3,5	1,3	34,8	203,9
2009	18,4	13	22,5	20,5	52,3	14,3	53,6	29	16,6	4,6	0	22,5	53,6	267,3
2010	5	40	24,1	31,6	37,2	36,5	6	39	41,5	7	1	0	41,5	268,9
2011	10	13	64,5	24	20,5	38	28	59,5	12	0,5	0	35,5	64,5	305
2012	4	20	67	20,5	41	50,5	22	50,5	116,5	1	0	1	116,5	393,5
2013	16,5	21	59,5	23,5	27,5	10	25,5	1,5	5	43	0,5	1	59,5	234,9

Annexe 1 .1Le coefficient de Strickler (ks) en fonction du matériau de la conduite

Matériau	Ks
Béton lisse	100
Béton moitié lisse	85
Béton armé	75
PEHD	100
PEHD ondulé	120
PRV	110

Annexe 2: estimation du coefficient reducteur d'intensité α



Annexe 2.1 : Principe schématique de détermination du coefficient α source : (cours)

(P-2) en m	200	400	600	800	1000	1200	1400
y < x/2	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77
y>x/2	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75
(p-2) en m	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
y<x/2	0.76	0.75	0.73	0.72	0.70	0.69	0.68
y>x/2	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Annexe 2.2 : tableau qui donne le coefficient α en fonction de la distance P-2 source (cours)