



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Interception des rejets côtiers des eaux usées de la commune de
Aïn Tagourait et transfert vers la STEP de Bouismail.**

Présenté par :

ISSAAD Abderachid

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
KHETTAL Tahar	Professeur	Président
KADI Latifa	M.A.A	Examinateur
BAGHRICHE Lilia	M.C.B	Examinateur
AMMARI Abdelhadi	M.C.A	Promoteur

Session Novembre 2021

Remerciements

- *Au terme de ce travail, il m'est très agréable de remercier Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné, le courage de réaliser ce modeste travail, et de me donner la patience dans mes difficiles conditions.*
- *Je voudrais adresser mes vifs remerciements à Monsieur A. AMMARI (promoteur) de m'apporter des corrections, et remarques à même d'enrichir considérablement le présent document.*
- *Je voudrais aussi remercier l'ensemble des professeurs, la direction de l'école nationale supérieure d'hydraulique.*
- *Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*
- *Je remercie Monsieur A. boukharri (chargé d'études en SEAAL), m'avoir orienté par ses conseils avisés dans le but de mener à bien ce travail, et l'effort fournie pour réaliser cette modeste étude.*
- *Je remercie ma famille, et mes amis pour leurs prières et leur soutien inconditionnel, et tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce document, dont les noms n'ont pas été cités. Puisse le Dieu tout puissant vous accordez sa grâce selon l'immensité de sa bonté.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail en signe de grande reconnaissance et respect à :

Mes très chères parentes pour leur soutien, Encouragement, amour inconditionnel et confiance tout au long de mon cursus d'étudiant.

Mes sœurs et mon petit frère

Mes oncles et tantes.

Mes amis de l'ENSH.

Mes amis d'enfance.

ملخص

الهدف الرئيسي من هذه الدراسة هو القضاء على تصريفات مياه الصرف الصحي الساحلية لبلدية عين تاقورايت ولاية تيبازة وتحويلها إلى محطة المعالجة مياه صرف الصحي الواقعة ببوسماعيل ولاية تيبازة وذلك لحماية الساحل و المسطحات المائية. لهذا ، أجرينا دراسة هيدرولوجية لمنطقة الدراسة ، و ذلك من أجل تقدير تصريف مياه الامطار وكذلك لتقييم تصريف مياه صرف الصحي الحالية والمستقبلية ؛ بعد ذلك ، قمنا بإعداد تشخيص الحالة الفيزيائية والهيدروليكية لنظام الصرف الصحي لمعرفة المشاكل والاختلالات ، كما قمنا بتحديد مواقع مصبات مياه الصرف والقضاء على التصريفات العشوائية لمياه الصرف الصحي وتحويلها إلى محطة المعالجة من أجل حماية صحة الإنسان والبيئة وكذلك اختيار الخيار الامثل لتجميع و تحويل المياه مع مراعاة المعايير الفنية والاقتصادية .

Abstract

The main objective of this study is to intercept the coastal wastewater discharges of the municipality of Ain Tagourait and to transfer it to the waste water treatment plan of Bousmail, which are located within the wilaya of Tipaza.

For this purpose, we have carried out a hydrological study of the area of interest, to estimate runoff discharges as well as the evaluation of the current and future waste water flow; Then, we have established a physical and hydraulic diagnosis of the sewerage system to know the problems and the anomalies, we have also geo-localize and intercept the waste water discharges and transfer it towards the waste water treatment plan in order to preserve the human health and protect the environment .We choose also of the most advantageous alternatives for the waste water transfert, by taking into account the technical/economic criteria.

Résumé

L'objectif principal de cette étude est d'intercepter les rejets côtiers d'eaux usées de la commune d'Ain Tagourait et de les transférer vers la STEP de Bousmail, qui sont situées dans la wilaya de Tipaza.

Dans ce but, nous avons effectué un calcul hydrologique de la zone d'étude, pour l'estimation du débit pluvial ainsi que l'évaluation du débit usées actuel et futur à évacuer ; Ensuite, nous avons établi un diagnostic physique et hydraulique du système d'assainissement pour connaître les problèmes et anomalies, nous avons aussi localiser et intercepter les rejets en vue de leurs transfert vers la STEP de Bousmail afin de préserver la santé publique et protéger l'environnement. On a procéder aussi au choix de la variante la plus avantageuses pour transférer ces eaux, en tenant compte des critères technico-économiques.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE	
Introduction.....	2
I.1 Situation géographique :.....	2
I.2 Situation Topographique :.....	3
I.3 Situation Géologique :.....	4
I.4 Situation sismique :.....	5
I.5 Situation climatique :.....	6
I.5.1 Climat :.....	6
I.5.2 Les températures :.....	6
I.5.3 Humidité :.....	6
I.5.4 Les vents :.....	7
I.5.5 Pluviométrie :.....	7
I.6 Situation hydraulique :.....	8
I.6.1 Alimentation en eau potable.....	8
I.6.2 Assainissement.....	8
Conclusion.....	9
CHAPITRE II : CALCUL HYDROLOGIQUE	
Introduction.....	10
II.1 Généralité :.....	10
II.1.1 Les averses :.....	10
II.1.2 Choix de la période de retour :.....	10
II.2 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :.....	10
II.2.1 Analyse des données pluviométriques :.....	10
II.3 Etude statistique des pluies maximales journalières :.....	13
II.3.1 Caractéristiques empiriques de la série :.....	13
II.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières :.....	14
II.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :.....	15
II.3.4 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :.....	17
II.3.5 Ajustement à la loi GEV :.....	18
II.3.6 Choix de la loi d'ajustement :.....	20

II.3.7 Calcul les averses et les intensités de courte durée :.....	21
II.4 Intensité moyenne maximale :.....	23
Conclusion	24

CHAPITRE III : ESTIMATION DES DEBITE DE PROJET

Introduction.....	25
III.1 Etude démographique :.....	25
III.2 Délimitation des sous bassins versants :.....	26
III.3 Estimation des coefficients de ruissèlement :.....	27
III.4 Coefficient de ruissellement pondéré :.....	29
III.5 Calcul de la densité partielle :.....	30
III.6 Estimation du débit d’eaux usées domestique :.....	31
III.7 Estimation des débits pluviaux.....	33
III.7.1 La méthode rationnelle :.....	33
III.7.2 Hypothèses et validité de la méthode rationnelle :.....	34
III.7.3 Temps de concentration.....	34
III.7.4 Coefficient réducteur (d’abattement spatial) α :.....	36
III.8 Estimation des débits totaux à évacuer :.....	37
Conclusion.....	38

CHAPITRE IV: DIAGNOSTIC ET REAHABILITATION DU SYSTEME D’ASSAINISSEMENT

Introduction.....	39
IV.1 Problèmes descellés :.....	39
IV.2 Diagnostic physique:.....	40
IV.2.1 Etat des rejets :.....	42
IV.3 Diagnostic hydraulique:.....	42
IV.4 Constatations :.....	51
IV.5 Recommandation :.....	51
IV.6 Réhabilitation du système d’assainissement :.....	51
IV.6.1 Dimensionnement des collecteurs principaux :.....	52
IV.6.1.1 Conditions d’écoulement et de dimensionnement	52

IV.6.1.2 Formules d'écoulement.....	52
Conclusion.....	55
CHAPITRE V : LOCALISATION ET INTERCEPTION	
Introduction.....	56
V.1 Localisation des rejets.....	56
V.2 Interception des rejets :.....	58
V.2.1 Etudes des variantes :.....	59
V.2.2 Choix de variantes :.....	59
V.3 Dimensionnement des intercepteurs :.....	60
Conclusion.....	68
CHAPITRE VI :ELEMENTS CONSTITUTIFS	
Introduction.....	69
VI.1 Les ouvrages principaux :.....	69
VI.1.1 Les conduites :.....	69
VI.1.1.1 Conduites en polychlorure de Vinyle (PVC) :.....	70
VI.1.1.2 Les conduites en béton armé :.....	70
VI.1.1.3 Conduite polyéthylène haute densité (PEHD) :.....	71
VI.1.1.4 Choix du type de canalisation :.....	72
VI.1.2 Les branchements :.....	72
VI.2 Les ouvrages annexes :.....	73
VI.2.1 Les ouvrages normaux :.....	73
VI.2.2 Les bouches d'égout.....	73
VI.2.3 Les Regards :.....	74
VI.2.3.1 Les regards de jonction :.....	74
VI.2.3.2 Les regards de visites.....	75
VI.2.3.3 Les regards de chute:.....	75
VI.2.4 Les ouvrages spéciaux :.....	76
VI.2.4.1 Déversoirs d'orage :.....	76
VI.2.5 Les types de déversoirs d'orage :.....	76
VI.2.5.1 Déversoir à seuil frontal :.....	76
VI.2.5.2 Déversoir à seuil latéral :.....	77
VI.2.5.3 Déversoir à double seuil latéral :.....	77

VI.2.6	Choix du type de déversoir :	78
VI.2.7	Principe de dimensionnement du déversoir d'orage frontal:	78
VI.3	Dimensionnement de la station de refoulement :	80
VI.3.1	Choix de la variante d'emplacement :	81
VI.3.2	Détermination du diamètre technico-économique :	81
VI.3.2.1	Calcul perte de charge total :	81
VI.3.2.2	Calcul des pertes de charge singulières :	82
VI.3.2.3	Calcul de la hauteur manométrique total HMT :	82
VI.3.2.4	Calcul la puissance absorbée par la pompe :	82
VI.3.2.5	Calculer énergie consommée par la pompe :	82
VI.3.2.6	Frais d'exploitation :	82
VI.3.2.7	Frais d'investissement de la Conduite:	83
VI.3.2.8	Calcul les frais de pose :	84
VI.3.2.9	Calcul du diamètre économique :	85
VI.3.3	Dimensionnement des pompes :	89
VI.3.3.2	Equipment amont :	91
VI.3.3.3	Equipment en aval :	93
VI.3.3.4	Réservoirs d'air (anti-bélier) :	93
VI.3.3.4.2.1	METHODE DE PUECH ET MEUNIER :	94
VI.3.3.5	Dimensionnement de puisard :	97
VI.3.4	Bâtiment de la station de pompage :	98
VI.3.4.1	Types des bâtiments des stations de pompage :	98
VI.3.4.2	Schéma de la station de pompage :	99
VI.3.4.3	Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :	99
VI.3.4.4	Longueur du bâtiment :	99
VI.3.4.5	Largeur du bâtiment :	100
	Conclusion.....	100

CHAPITRE VII : MANAGEMENT DE PROJET

	Introduction.....	101
VII.1	Les étapes de réalisation du projet d'assainissement :	101
VII.1.1	Avant-projet sommaire et travaux topographiques (APS) :	101
VII.1.2	L'avant-projet détaillé (APD) :	101
VII.1.3	Emplacement des canalisations :	101

VII.1.7	Exécution des travaux :	101
VII.2	.Choix des engins :	105
VII.2.1	Pour le décapage de la couche de la terre végétale :	105
VII.2.2	Pour l'excavation des tranchées :	106
VII.2.3	Pour le remblaiement des tranchées	107
VII.2.4	Pour le compactage.....	107
VII.3	.Devis quantitatif et estimatif :	108
VII.3.1	.Détermination des différents volumes :.....	108
VII.4	Planification des travaux :	122
VII.4.1	Techniques de la planification :.....	122
VII.4.2	Méthodes basées sur le réseau :	122
VII.4.3	Les étapes de la planification :	123
VII.4.4	Calcul de temps de réalisation (TR) :	124
	Conclusion.....	125

CONCLUSION GENERALE.....	126
---------------------------------	------------

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

ANNEXES

ANNEXES I

ANNEXES II

ANNEXES III

ANNEXES IV

LISTES DES TABLEAUX

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Tableau I-1 : Températures moyennes annuelles.....	6
Tableau I-2 : Variation annuelle de l'humidité.....	6
Tableau I- 1:Vents moyens mensuels.....	7

CHAPITRE II : CALCUL HYDROLOGIQUE

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique.....	11
Tableau II- 2: La série pluviométrique (station de Ain Tagourait) 1979-2012.....	12
Tableau II-3 : Les caractéristiques de la série pluviométrique.....	14
Tableau II-4 : Les paramètres de la loi de Gumbel.....	16
Tableau II-5: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).....	16
Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran).....	18
Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV.....	19
Tableau II-8 : Résultat du test de Khi-deux « 2 ».....	20
Tableau II-9:Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour.....	22

CHAPITRE III :ESTIMATION DES DEBITS DE PROJET

Tableau III -1 : Estimation de la population pour différents horizons.....	25
Tableau III -2 : Valeurs des coefficients de ruissellement selon la nature des surfaces.....	27
Tableau III-3 :Valeurs des coefficients de ruissellement pour différentes densités de population.....	28
Tableau III -4 : coefficient de ruissellement des sous-bassins.....	29
Tableau III -5 :Nombre d'habitant pour chaque sous-bassin.....	31
Tableau III -5: Evaluation des débits d'eaux usées domestiques.....	33
Tableau III -6: les résultats du calcul des débits pluviaux.....	36
Tableau III -7: les résultats du calcul des débits totaux.....	37

CHAPITRE IV :DIAGNOSTIC ET REAHABILITATION DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

Tableau IV-1:les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 1 de la cité Mahddine	43
Tableau IV-2:les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 2 de la cité Mahddine.....	44
Tableau IV-3 :les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 3 cité Forne II.....	44

Tableau IV-4 : les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 4 centre-ville de Ain Tagourait.....	45
Tableau IV-5 : les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 5 centre-ville de Ain Tagourait	46
Tableau IV-6 : les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 6 cité DJELLOULI.....	48
Tableau IV-7 :les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 7cité DJELLOULI.....	49
CHAPITRE V : LOCALISATION ET INTERCEPTION DES REJETS	
Tableau V-1 : les coordonnées GPS des rejets de notre zone d'études.....	57
Tableau V-2 : étude technique et économique pour les deux variantes.....	59
Tableau V-3 : Calcul hydraulique de l'intercepteur Est de la ville	61
Tableau V-4 : Calcul hydraulique de l'intercepteur Est de la ville (vers station de relevage centre).....	62
Tableau V-3 : Calcul hydraulique de l'intercepteur centre-ville (vers station de relevage centre).....	64
Tableau V-4 : Calcul hydraulique de l'intercepteur ouest (vers station de relevage ouest)...	66
CHAPITRE VI : ELÉMENTS CONSTITUTIFS	
TableauVI-1 : valeurs de T_C	78
TableauVI-2 : les caractéristiques des déversoirs d'orage.....	80
TableauVI-3 : variation journalière des tarifs de l'énergie.....	83
TableauVI-4 : prix et dimensions des conduites PEHD PN6.....	84
TableauVI-5 : coefficient de frottement des différents diamètres de conduite PEHD PN6.....	85
TableauVI-6 : Calcul de la HMT pour les différents diamètres de la station de refoulement..	
TableauVI-7 :- Calcul des frais d'exploitation du station de refoulemnt	85
TableauVI-8 :- Calcul les frais de la pose de la conduite de refoulement.....	87
TableauVI-9 - : Calcul les frais d'investissement du Conduite de refoulement.....	87
TableauVI-10 - : calculs du bilans des frais.....	88
TableauVI-11 : Caractéristiques hydrauliques des pompes.....	89
TableauVI-12 : les caractéristiques du panier dégrilleur.....	92
TableauVI-13 : Calcul de célérité d'onde des différents conduites de refoulement.....	95
TableauVI-14 : Calcul du régime permanent.....	95
TableauVI-15 : Caractéristiques du profil en long.....	96
TableauVI-16 : calcul du volume du ballon d'air du station de refoulement	97
TableauVI-17 : calcul du volume du ballon d'air du poste relevage ouest	97

Tableau VI-18-: caractéristique de la puisard98

Tableau VI-19-: dimensionnes de puisard.....98

CHAPITRE VII : MANAGEMENT DE PROJET

Tableau VII-1:résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale de cité Mahddine.....110

Tableau VII-2:résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 1 de cité forne..111

Tableau VII-3:résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 2 de cité forne..111

Tableau VII-4:résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 1 centre-ville..113

Tableau VII-5:résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 2 centre-ville..114

Tableau VII-6:résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 3 centre-ville..115

Tableau VII-6:résultats de calcul des différentes volumes du collecteur de cité DJLOULI.....116

Tableau VII-7:résultats de calcul des différentes volumes du intercepteur Est.....117

Tableau VII-8:résultats de calcul des différentes volumes du intercepteur centre.....118

Tableau VII-9:résultats du calcul des différents volumes de l'intercepteur ouest.....119

Tableau VII-10 : les volumes totaux des travaux.....119

Tableau VII-11 : devis estimatif et quantitatif.....120

Tableau VII-12 : Opérations et leurs temps de réalisation.....124

LISTES DES FIGURES

CHAPITRE I : PRESENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Figure I -1 : Image satellite non traitée de la zone d'étude	2
Figure I- 2 : extrait de la carte topographique de la région de blida (échelle 1 :2500000).....	3
Figure I- 3: Carte géologique de la wilaya de Tipaza (à partir de la carte géologique de l'Algérie du Nord au 1/500000).....	4
Figure I- 4 : Carte de micro zonage sismique de l'Algérie.....	5
Figure I- 5 : Répartition mensuelles de la pluviométrie.....	7

CHAPITRE II : CALCUL HYDROLOGIQUE

Figure II-1 : carte de variation des précipitations [ANRH-BLIDA].....	11
Figure II- 2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel.....	17
Figure II-3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton.....	18
Figure II-4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV.....	19
Figure II-5 : Les courbes intensité-durée-fréquence.....	23

CHAPITRE III :ESTIMATION DES DEBITS DE PROJET

Figure III -1: Evolution de la population de la commune de Ain Tagourait.....	26
---	----

CHAPITRE IV : DIAGNOSTIC ET REAHABILITATION DU SYSTEME D'ASSAINISSEMENT

Figure IV-1 : regard enterrée.....	41
Figure IV-2 : l'état intérieur de regard.....	41
FigureIV-3 : Dépôt important dans le regard.....	41
FigureIV-4 : l'état extérieur du regard de centre-ville.....	41
FigureIV-5 : rejet direct vers chaaba.....	42
FigureIV-6 : rejet direct vers chaaba	42

CHAPITRE V : LOCALISATION ET INTERCEPTION DES REJETS

Figure V-1 : Image satellitaire non traitée de localisation des rejets.....	56
---	----

CHAPITRE VI : ELÉMENTS CONSTITUTIFS

Figure VI-1 : conduite en PVC.....	70
Figure VI-2 : conduite en béton armé.....	70
Figure VI-3 : conduite en PEHD.....	71
Figure VI-4 : Exemple d'un branchement simple.....	73

Figure VI-5 : Exemple d'une bouche d'égout sans decantation.....	74
Figure VI-6 : Exemple d'un regard simple.....	74
Figure VI-7 : Exemples de déversoir frontal.....	77
Figure VI-8 : Exemple de déversoir à seuil latéral.....	77
Figure VI-9 : Exemple de déversoir à double seuil.....	77
FigureVI-10 : courbe d'optimisation.....	88
FigureVI-11 : courbe d'optimisation.....	89
Figure VI-12 : installation des pompes immergées en parallèle.....	90
Figure VI-13 : Courbes caractéristiques des pompes.....	91
Figure VI-14 : Panier dégrilleur.....	92
Figure VI-15 :Abaque de Puech et Meunier $K=0.2$ et $A=2$	95

CHAPITRE VII : MANAGEMENT DE PROJET

Figure VII-1 : Les engins de décapage	106
Figure VII-2 : Pelle équipée en rétro.....	107
Figure VII-3 : Chargeur.....	107
Figure VII-4 : compacteur à rouleau lisse.....	107
Figure VII-5 : diagramme de Gantt	125
Figure VII-6 : Réseau a nœud des opérations du projet.....	126

LISTES DES PLANCHES

- Planche numéro 01 : plan de masse +réseau existant ;
- Planche numéro 02 : plan de masse +réseau projeter ;
- Planche numéro 03 : Le profil en long du l'intercepteur ouest ;
- Planche numéro 04 : Le profil en long de la conduite de refouelemnt ;
- Planche numéro 05 : Plan type du station de refouelemnt ;

Introduction générale

Introduction générale

La wilaya de Tipaza connaît une expansion urbaine et économique sans précédent, et un développement des activités anthropiques qui s'accompagnent inévitablement d'une augmentation des rejets polluants pouvant entraîner une pollution environnementale assez grave car la ville se trouve en bord de mer dans une zone d'activité touristique et halieutique assez importante. Par conséquent, la conservation de l'environnement nécessite à éliminer une grande partie de la pollution du système d'égouts, ce qui entraîne le transfert des eaux usées de divers services vers le traitement afin de rejeter une eau assainie dans l'environnement.

La commune de Ain Tagourait est confrontée au problème des inondations récurrentes et de l'anarchie du système d'assainissement, notamment le rejet direct des eaux usées dans le milieu naturel sans aucun prétraitement. Dans ce contexte un diagnostic du système d'assainissement de la commune de Ain Tagourait est nécessaire pour trouver la cause du problème et proposer des solutions appropriées, afin de répondre aux besoins de la population et d'éliminer les rejets d'eaux usées dans le milieu naturel en les évacuant vers la station d'épuration de Bousmail afin de protéger la santé publique contre la propagation des maladies à transmission hydrique, et éviter la pollution de la nappe et de la côte par ces rejets.

Afin de mener à bien cette étude, nous avons scindé le travail en sept chapitres dont le premier consistera en une présentation de la zone d'étude, Le second chapitre fera l'objet du calcul hydrologique afin de déterminer l'intensité des pluies maximale. Le troisième chapitre sera porté sur le calcul débits d'eaux rejetées estimées de projet dans la suite, nous avons enchainé par le quatrième et le cinquième chapitre qui portera sur le diagnostic et réhabilitation du système d'assainissement existant ainsi que la localisation et interception des rejets ,Le sixième chapitre sera porté sur la projection et dimensionnement des différents éléments constitutifs du système. Pour finir le dernier chapitre mangement de projet comprendra l'organisation et le planning des travaux à réaliser et le devis estimatif et quantitatif.

CHAPITRE I :
PRÉSENTATION DE LA ZONE
D'ÉTUDE

Introduction

La présentation de la zone est une phase importante avant d'entamer un projet d'assainissement, élaboration de notre projet se fait sur la base des données du site climatologique et pluviométrique, et notamment hydrauliques. Ces données nous permettent de choisir une variante qui permet de donner un fonctionnement adéquat du système d'assainissement et la réussite du projet.

I.1 Situation géographique :

La commune d'Ain Tagourait est située à 70 km à l'ouest d'Alger et à 12km à l'Est de Tipasa. Elle est rattachée administrativement à la Wilaya de Tipasa et la Daïra de Bousmail.

La superficie du territoire communal est estimée à 2570 ha pour une population de 10702 habitants



Figure I -1 : Image satellite non traitée de la zone d'étude.

La commune de Ain Tagourait est limitée par les communes suivantes :

- Au Nord : la mer méditerranée.
- Au Sud : les communes Htatba et Sidi Rached.
- A l'Ouest : la commune de Tipaza.
- A l'Est : la commune de Bouharoun.

I.2 Situation Topographique :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement par gravité.

Dans zone d'études le relief est peu accidenté, il est constitué des collines du sahel qui s'allongent parallèlement à la cote depuis les hauteurs du massif montagneux à l'est jusqu'à la dépression de l'oued, et ne présente pas de difficultés majeures naturelles qui empêchent l'extension, La pente du terrain est moyenne, et va du nord vers le sud, l'altitude varie de 10 à 140m.



Source :(APC de Ain Tagourait)

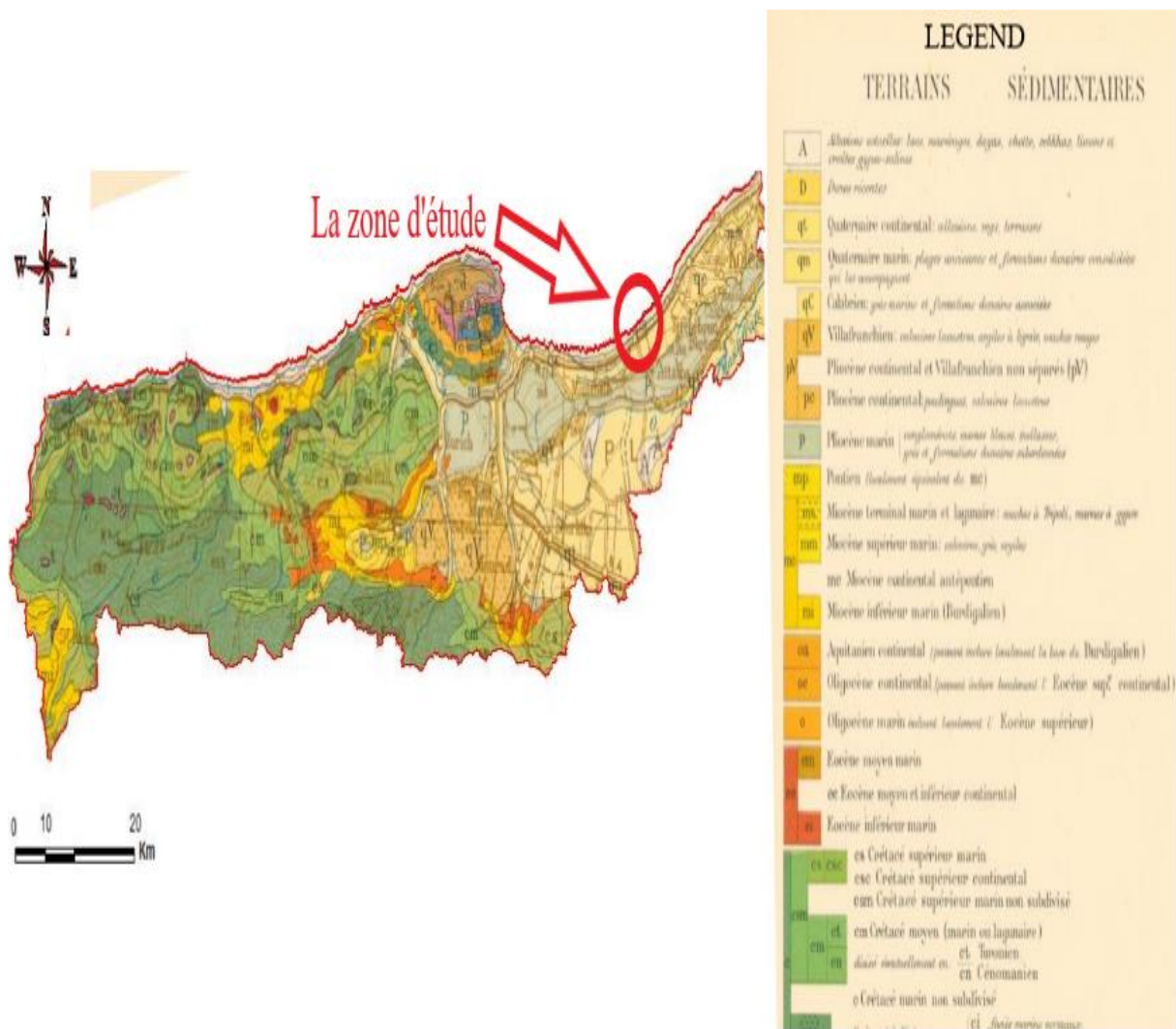
Figure I- 2 : extrait de la carte topographique de la région de blida (échelle 1 :250000)

I.3 Situation Géologique :

La géologie du site est un paramètre très important pour le choix des engins de terrassements et le mode de réalisation des tranchées et aussi le type de matériaux pour la canalisation .

Notre zone d'étude située dans Les plaines littorales sont constituées par des sédiments Plio-Quaternaires donnent des sols alluviaux profonds .

Les plaines littorales sont formées par les alluvions actuelles des plages, les dunes actuelles et anciennes (dunes consolidées). Des alluvions anciennes ou récentes donnent généralement des sols sableux.



Source :(APC de Ain Tagourait)

Figure I- 3: Carte géologique de la wilaya de Tipaza (à partir de la carte géologique de l'Algérie du Nord au 1/500000)

I.4 Situation sismique :

Ain Tagourait est sujette aux séismes venant d'Ouest (de Tipasa-Nador, au Sud-Ouest Oued Djer, du Sud (flexure de la Mitidja- sahel et flexure Mitidja –atlas tellien), d'Est venant d'Ain Benian, d'Alger de Thénia ou de Zemmouri, les divers séismes qui ont eu lieu dans la région ont eu des répercussions sur l'habitat vétuste et sur les terres agricoles, les magnitudes enregistrées étaient fortes axillant de 5 à 6,8 degrés sur l'échelle de Richter. Les tremblements de terre de Nador en 1989 (magnitude 5,9) et celui de d'Ain Benian en 1990 (5,7), dont les épicentres étaient en mer qui ont été les plus proches de la commune.

Selon les règles parasismiques algériennes de 1999, établis par le Ministère de l'Habitat et de la Construction, Le territoire algérien est divisé en cinq zones sismiques :

- Zone III : zone d'aléa sismique la plus élevé (intensité maximal).
- Zone II a : zone d'aléa sismique élevé.
- Zone II b: zone a très fort risque sismique.
- Zone I : zone à faible risque sismique.
- Zone 0 : zone a très faible risque sismique.

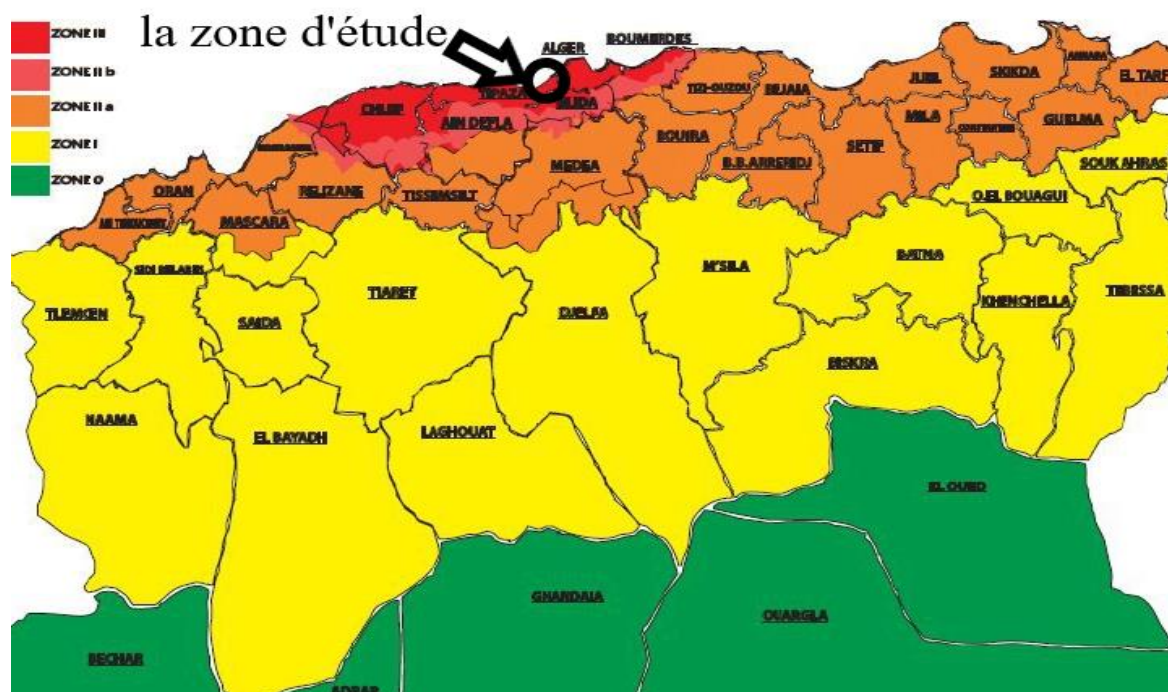


Figure I- 4 : Carte de micro zonage sismique de l'Algérie

I.5 Situation climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car la connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air, le vent des jours de siroco et de gèle, nous permettent de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages.

I.5.1 Climat :

Le climat de Ain Tagourait est de type méditerranéen à tendance subhumide comprenant deux saisons : l'un d'hiver s'étalant d'octobre à mars et l'autre d'été allant d'avril à septembre (c'est-à-dire qu'en hiver est doux et humide, et en été est chaud et sec).

I.5.2 Les températures :

La commune présente d'un climat méditerranéen doux avec quelques nuances continentales. Les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude. S'étendant entre mai et septembre. la température moyenne annuelle est de 17,55°C avec un minimum de 1,2°C et un max de 42,6°C

Tableau I-1 : Températures moyennes annuelles de la période (2009-2017).

mois	jan	Fev	mar	Avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Températures °c	8.3	7.7	12	14.7	19.02	23.5	26.2	25.5	26.3	21.9	13.7	11.7

Source : [ONM]

I.5.3 Humidité :

La région d'étude est caractérisée par une forte humidité à l'exception de la période estivale, Les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude s'étendant entre mai et septembre .

Tableau I-1: Variation de l'humidité annuelle de la période (2009-2017) .

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

Source : [ONM]

I.5.4 Les vents :

En hiver c'est la prédominance des vents d'ouest ils ont une direction ouest, nord ouest. Le reste de l'année ils peuvent être très forts et dévastateurs comme la tempête qui a frappé la région en avril 1989. elle a une force qui est égale ou inférieure à 6,5 sur une échelle de 0 à 9 elle peut atteindre 100km/h tandis qu'en été les brises maritimes. Rafraichissantes n'arrivent pas à franchir les collines.

Tableau I- 2: vents moyens mensuels

Mois	jan	Fév.	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Vitesse (km/h)	2.83	3.02	3.3	4.31	4.13	3.78	3.91	3.78	1.82	1.44	2.06	2.52

Source : [ONM]

I.5.5 Pluviométrie :

L'étude des précipitations joue un rôle très important surtout pour le choix du type de réseau d'assainissement à projeter. En général la précipitation importante en mars et Décembre.

Selon les données de la station pluviométrique de Ain Tagourait, Les rythmes pluviométriques sont méditerranéens caractérisés par une double irrégularité annuelle et interannuelle. La courbe annuelle des pluies se caractérise par un maximum très accusé en mars et Décembre et un minimum en juin et Juillet.

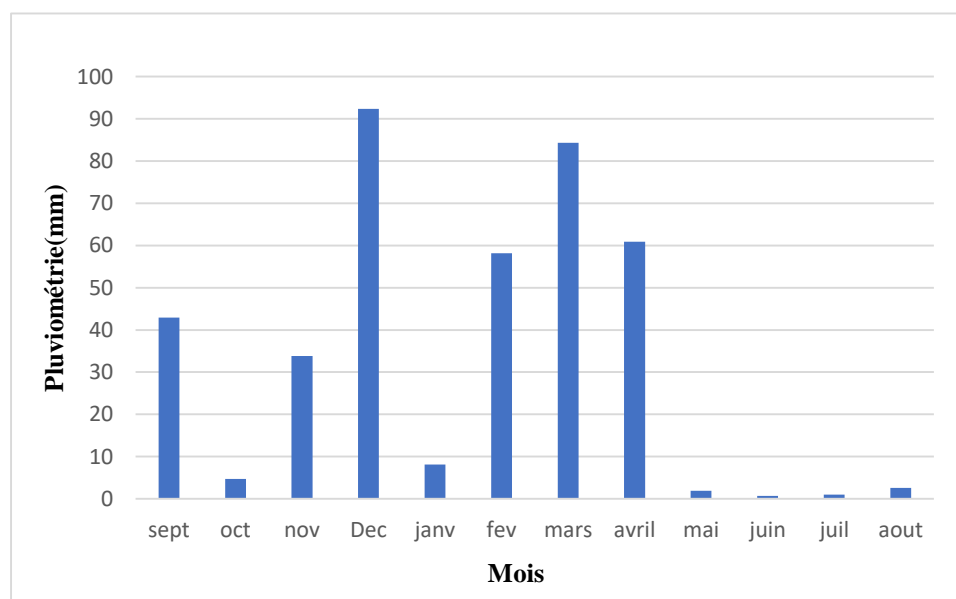


Figure I- 5 : Répartition mensuelles de la pluviométrie

I.6 Situation hydraulique :

I.6.1 Alimentation en eau potable

La commune de Ain Tagourait est alimentée à partir du champ de captage (lac HALLOUIA) celui-ci permet l'alimentation en eau potable de la zone d'étude.

La zone d'étude est alimentée par la conduite d'adduction \varnothing 200 en amiante de ciment par un piquage qui se fait sur la conduite d'adduction principale \varnothing 300 en amiante e de ciment ,la conduite \varnothing 200 en A.C assure l'adduction vers les deux réservoirs existants de capacité 500 m³ et 250 m³ à partir de ce dernier se fait la distribution par des conduite en fonte avec des diamètres varie entre \varnothing 100 ET \varnothing 50 .

I.6.2 Assainissement

La commune de Ain Tagourait situe dans bassin versent étendue en longueur de l'est à l'Oust ce qui donne l'existence de plusieurs réseaux d'assainissement indépendant avec leurs propres rejets.

La zone d'étude est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire dont l'état est vétuste, selon les services de la SEAAL.

Le réseau est construit suivant un schéma perpendiculaire les conduites sont pour la plupart de diamètre 300 mm en ciment compacté , ce qui cause chaque année des inondations surtout au niveau aval de la zone d'étude en plus de l'existence de plusieurs points de rejets répartis dans toute la zone concernée, ce qui menace la santé publique et l'environnement. Cette situation nécessite une intervention rapide afin de remettre à niveau le réseau pour qu'il satisfasse les besoin de la commune en terme d'évacuation des débits pluviaux et usées afin de garantir des conditions sanitaires adéquates et de protéger l'environnement surtout la côte de la commune qui est considérée comme une destination touristique.

Conclusion

Notre zone d'étude est l'un des meilleurs sites touristiques de la côte algérienne, mais depuis plusieurs années elle souffre d'un gros problème que les rejets directs dans la mer entraîneront une pollution importante de la mer.

Dans ce chapitre, la première étape de notre étude est de présenter la zone désignée pour la collecte des données nécessaires par les services techniques de l'AP C (Ain Tagourait) pour les données géographiques, géologiques, climatiques., sismiques et les données topographiques, ainsi que LA SEAAL pour les données hydrauliques, les documents et cartographies existants, toutes ces données sont indispensables pour la compilation et aussi pour illustrer notre prochain chapitre le calcul hydrologiques .

CHAPITRE II :
CALCUL HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'hydrologie est la science consacrée à l'étude des eaux terrestres (existence, circulation, distribution, propriétés physico-chimiques de l'eau etc.) en relation avec l'environnement et les êtres vivants.

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

II.1 Généralité :

II.1.1 - Les averses :

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

II.1.2 - Choix de la période de retour :

Une Pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de la période de retour des pluies sert de base aux calculs, résulte de la balance entre les inconvénients provoqués par les inondations et le coût des ouvrages ; cette balance devrait théoriquement permettre de choisir la fréquence de la précipitation maximale contre laquelle on veut protéger.

II.2 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout, des systèmes de drainage et les aménagements des cours d'eaux. L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité moyenne maximale afférente à un intervalle de temps Δt , de différents points du réseau et qui sera atteinte ou dépassée une fois en 10, 20 ou 50 ans.

II.2.1 Analyse des données pluviométriques :

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée, dans l'étude d'un projet d'Assainissement. Pour cela ; on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Comme base de données pluviométriques on se refaire aux informations recueillies par la station pluviométrique de AIN TAGOURAIT, Dont les coordonnées sont les suivantes :

Tableau II-1 : Identification de la station pluviométrique

Nom	Code	Coordonnées UTM	Période d'observation
AIN TAGOURAIT	020403	X (km)	492.05
		Y (km)	366.85
		Z (m)	60
			1979-2012 (33ans)

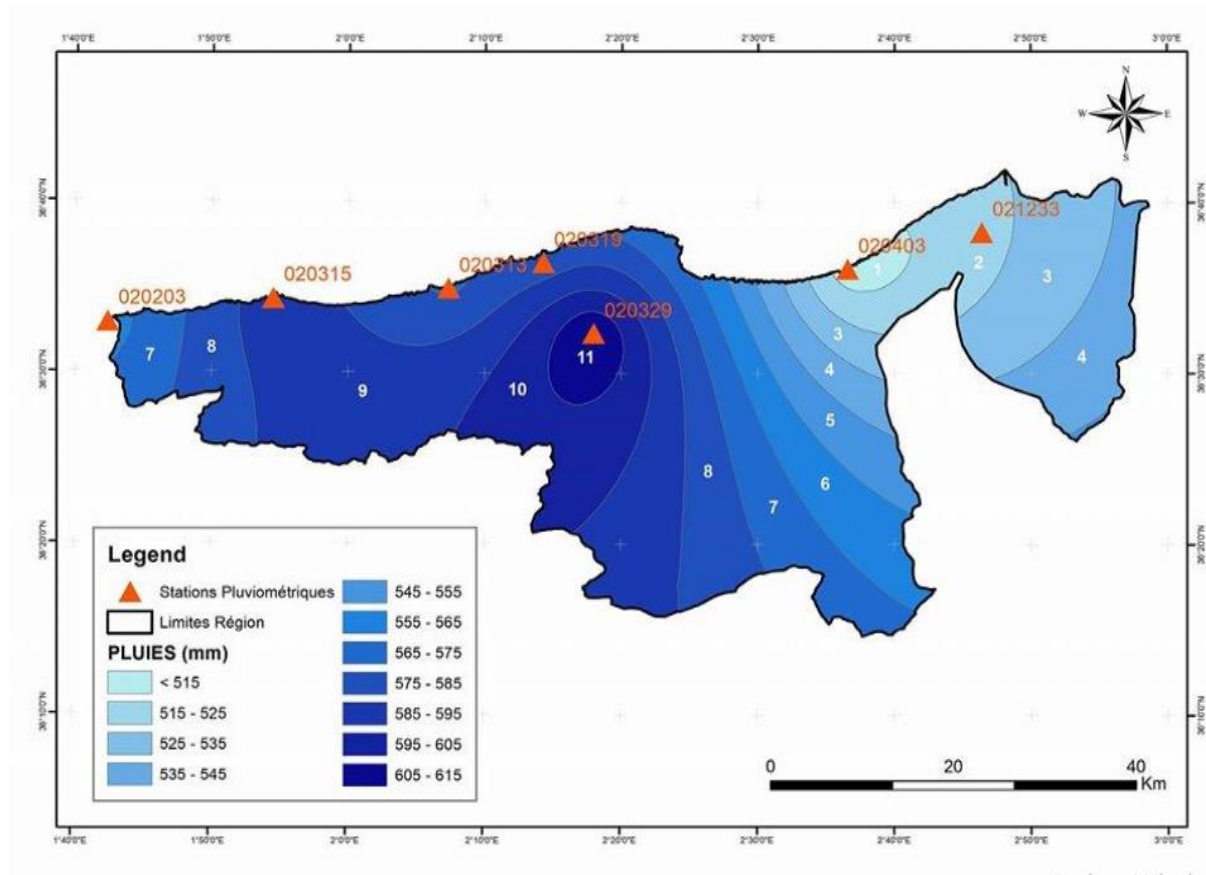


Figure II-1 : carte de variation des précipitations [ANRH-BLIDA]

Tableau II- 2 : La série pluviométrique (station de Ain Tagourait) 1979-2012

années	Précipitations maximales journalières (mm)												Pmaxj
	Sep	oct	Nov	déc	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	
1979-80	23.7	43,7	21,6	19,9	44,1	16	38	26,9	4,8	2,1	0,3	10,2	44.1
1980-81	1.6	11,7	14,9	41,6	37,9	13,7	20,6	18,9	9,6	0,7	0,2	11,5	41.6
1981-82	2.6	16,8	5,1	13,7	33,5	15,1	11,1	7,3	21,9	5,6	0,8	0,5	33.5
1982-83	25.8	42,4	55,5	17,5	0	28,7	8,1	0,9	10	0	4,6	0,6	55.5
1983-84	0	7,9	47,1	11,4	42,5	19,3	22,3	28,7	35,1	20	0	1,3	47.1
1984-85	10.4	80,2	22,5	37,7	24,2	9,7	45,8	9,9	17,5	0	0	0	80.2
1985-86	13.1	13,7	26	31,8	12,9	30,2	17	8,8	5,5	21,5	4,4	0,5	31.8
1986-87	23.5	14,6	24,6	56,9	26,3	31,6	9,5	0,6	4,5	7,3	2,7	0	56.9
1987-88	17.3	5,9	18	20	11,3	10,1	13,6	10,7	30,5	18	0	0	30.5
1988-89	15.6	24,3	30,3	41,3	21,3	3,3	31,4	20	4,8	20,1	0	9,7	41.3
1989-90	5.2	4	20,6	6,2	33,4	0	11,9	18,2	12,5	0,1	8,3	0,9	33.4
1990-91	0.6	31,1	18,5	19,5	14,8	19,6	14,5	6,1	12,3	4,6	0	2,1	31.1
1991-92	1.6	50,9	15,4	1,8	53,1	21,1	23,2	18,1	24,3	10,3	3,6	0	53.1
1992-93	1.6	61,9	15,9	27,5	16	27,8	6,4	13,3	7,8	0	0	0	61.9
1993-94	14.8	7,4	16,4	10	61	16,2	0,6	21,3	3,1	0	0	0	61
1994-95	44.6	15	32,6	15	28,8	26,4	54,8	8,4	0	10,6	0	30	54.8
1995-96	21.9	60	25,7	12,8	33,7	28,9	20,2	74,8	7,2	3,4	1,6	3,3	74.8
1996-97	31	53,4	7,1	21,9	10,7	21,6	17,5	19,6	6,5	0,9	0	18	53.4
1997-98	10.7	46,2	34	29,2	10,7	19,7	12,2	53,7	71,7	1,5	0	0,4	71.7
1998-99	4,4	8,1	25,7	11,2	26,8	38,6	40,7	14,8	0,3	0,3	0	1	40.7
1999-00	13,4	4,7	32,8	39,5	3,1	2,1	9,2	9,2	20,4	0	0	0	39.5
2000-01	3,7	104,4	61,3	11,4	20,5	12,9	0	21,9	2,8	0	0	0	104.4
2001-02	10,9	30,3	41,5	19,6	13,1	7,3	22,2	9,5	10,9	0	0,9	6,3	41.5
2002-03	17	15,5	35,5	13,5	33,4	24,3	2,7	15,6	6,4	0	0	0	35.5
2003-04	9,7	11,2	40,8	44,8	29,6	27,2	19	13,2	40,5	0	0,6	0	44.8
2004-05	6,7	18,8	25,8	22,1	18,5	30,1	19,1	8,2	3,6	0	0	0	30.1
2005-06	14,8	40,7	21,5	25,4	14,8	13,6	5,7	1,6	46,6	0	0	0,5	46.6
2006-07	13,4	6,6	22,2	25,9	7,5	11,3	27,4	7,5	1,6	5,7	1,6	0,3	27.4
2007-08	30,4	28,8	57,6	27,2	6,4	12,3	12	10,8	11,4	6,7	2,9	0	57.6
2008-09	28,4	11,3	18,7	19,8	15,6	7,4	10,6	14,5	8,2	0	0,3	6,2	28.4
2009-10	49.6	2,6	15,5	26,5	27,1	27,5	36,1	10,9	4,6	17,8	0	19,7	36.1
2010-11	16.9	22,8	15,4	16,7	23,9	22,9	33,1	17,5	30,3	13	0	0	33.1
2011-2012	5.7	15,9	38	18,8	10,9	59,7	17,7	64,5	5,7	0	0	8,3	64.5

Source [ANRH BLIDA]

Interprétation : d'après le tableau(II- 2) on conclure que Pmaxj =104,4mm qui correspond à l'année (2000-2001) et la plus élevé de notre série pluviométrique durant la période (1979-2012).

II.3 Etude statistique des pluies maximales journalières :

L'étude des pluies maximales journalières consiste à faire un ajustement adéquat de la série par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et une période de retour.

- Classer la série des $P_{\max, j}$ par ordre croissant.
- Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ (au non dépassement).
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- Ajuster la série graphiquement.
- Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- Calculer les averses et les intensités de courte durée.

II.3.1 Caractéristiques empiriques de la série :

- La moyenne « $\overline{P_{\max, j}}$ » :

Avec $N = 33$, la moyenne interannuelle des précipitations maximales journalière :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^N P_{\max, j}}{N} = 48,12\text{mm} \quad (\text{II.1})$$

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

Pour $N = 33$ supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{N}} = 17,12\text{mm} \quad (\text{II.2})$$

- Le coefficient de variation « C_V » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}} = 0.355 \quad (\text{II.5})$$

Tableau II-3 : Les caractéristiques de la série pluviométrique

Nombres d'années d'observation	33
Valeur maximale (mm)	104 ,4
Valeur Minimale (mm)	27 ,4
Médiane (mm)	41,6
Moyenne (mm)	48,12
Ecart-type (mm)	17,12
Coefficient de variation	0.355

II.3.2 Ajustement des pluies maximales journalières :

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Toutefois, de nombreuses études comparatives, autant empiriques que théoriques, ont été menées afin de déterminer dans quelles circonstances une méthode d'estimation est la plus efficace pour une loi donnée.

Les lois d'ajustement les plus utilisées sont celles qui ont le moins de paramètres, parmi lesquelles

- La loi log normale ou la loi de Galton.
- La loi doublement exponentielle ou loi de Gumbel.
- La loi de GEV.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un test de dispersion et un ajustement graphique. L'allure des points sur du papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi

L'ajustement des pluies maximales journalières sera traiter par logiciel "Hyfran ".

II.3.3 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de Gumbel $F(x)$ est donnée par l'expression suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- $F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x ;
- α, x_0 : Coefficients d'ajustement ;
- x_0 est le paramètre de position (mode) ;
- α est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme $1/\alpha$.

- Par un changement de variable $y = \alpha (x-x_0)$; la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (\text{II.7})$$

$y = \alpha (x-x_0)$ est la variable réduite de Gumbel.

Et l'équation de la droite de Gumbel est $x = (1/\alpha) y + x_0$.

- La fréquence expérimentale en utilisant la formule d'Hazan qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0.5}{n} \times 100 \quad (\text{II.8})$$

- m : Numéro d'ordre ;

- n : Taille de la série ;

- La variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

$$y = -[Ln(-LnF(x))] \quad (\text{II.9})$$

Les résultats de l'ajustement par la méthode des Maximum Likelihood sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II-4 : Les paramètres de la loi de Gumbel

Nombre de données	33
\bar{X}	17.2
σ	48.1
X_0	40.29
α	13.55

L'équation de la droite de Gumbel s'écrit :

$$P_{maxj} (p\%) = 13.55 * Y + 40.29 \quad (II.10)$$

Tableau II-5: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
50.0	0.9800	94.1	10.2	73.2-113
20.0	0.9500	81.4	7.98	64.9-96.2
10.0	0.9000	71.6	6.32	58.4-83.2
5.0	0.8000	59.2	3.95	51.5 - 66.9

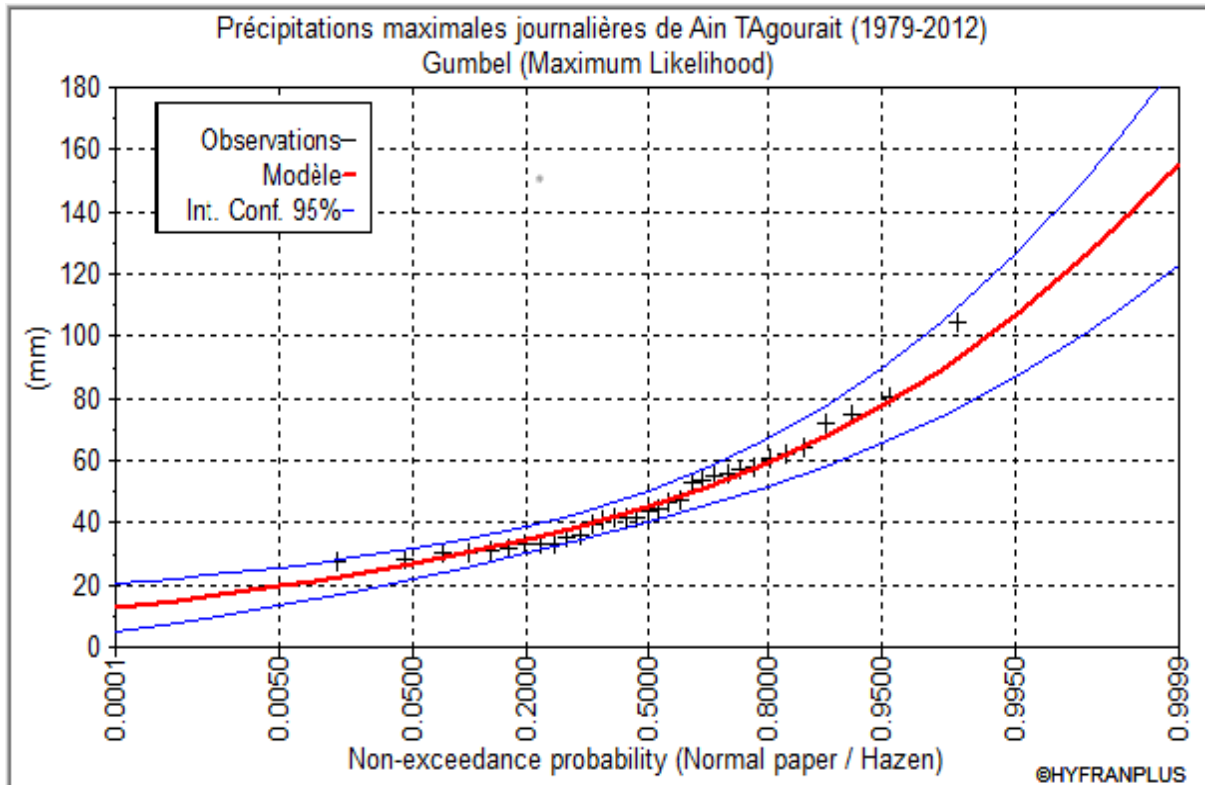


Figure II- 2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Gumbel

II.3.4 . Ajustement à la loi de Galton (Log-normale) :

- La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \tag{II.11}$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \tag{II.12}$$

Avec :

- x : variable étudiée (P_{maxj}).
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.
- L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \tag{II.13}$$

- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de Likelihood :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.33 \quad ; \quad \overline{\ln(x)} = 3.8$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II-6 : Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
50	0.98	91.8	9.31	71.9 - 108
20	0.95	80.0	7.06	64.8 - 92.5
10	0.90	70.8	5.49	58.9 - 80.5
5.0	0.8000	60.2	4.08	52.2 - 68.2

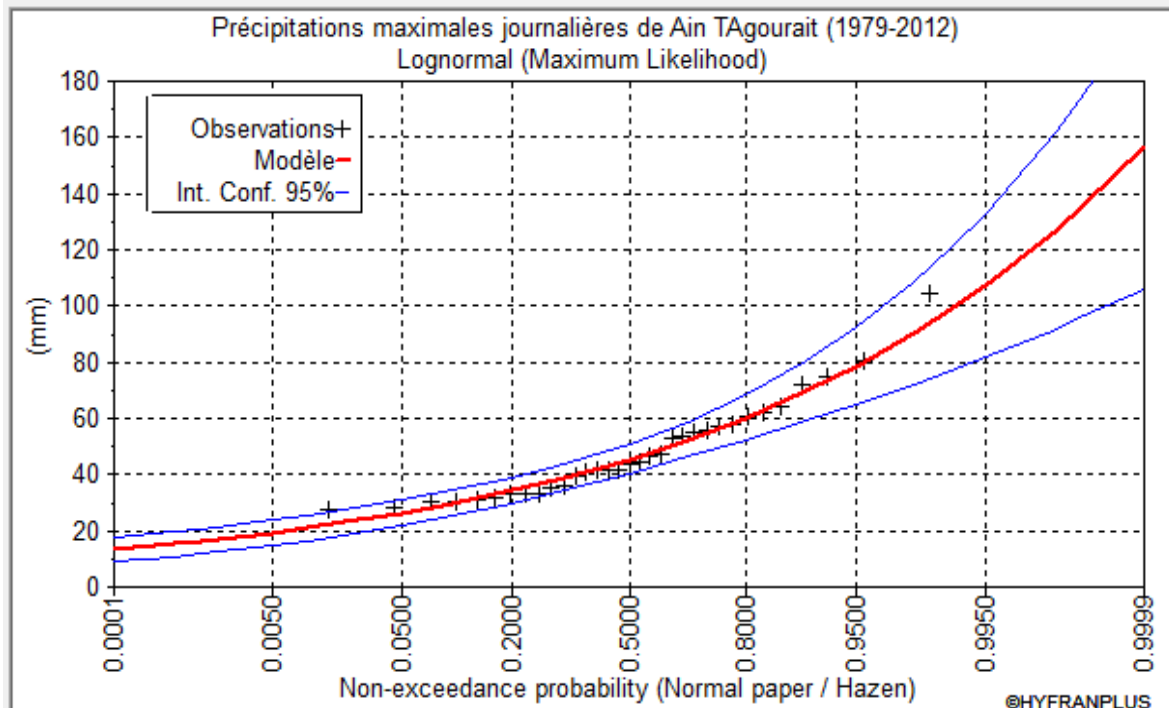


Figure II-3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

II.3.5 Ajustement à la loi GEV :

C'est une loi à trois paramètres, leur fonction de répartition est décrite ainsi

$$F(x) = e^{-\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}} \quad \text{II.14}$$

Avec :

a : paramètre de position.

b : paramètre de dispersion.

x : variable étudié « Pmax, j »

- La formule de la variable réduite est décrite en-dessous :

$$Y = -\frac{1}{c} \ln \left(1 - c \frac{x-a}{b} \right) \tag{II.15}$$

Avec :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \tag{II.16}$$

- L'expression d'un quantile est la suivante :

$$F(x) = a + \frac{b}{c} \{ 1 - [-\ln (F(x))]^c \} \tag{II.17}$$

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau II-7 : Résultat de l'ajustement à la loi GEV

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
50.0	0.9800	109	24.8	60.0 - 157
20	0.9500	85.7	13.5	64.8 - 92.5
10	0.9000	71.2	8.18	58.9 - 80.5
5.0	0.8000	58.6	4.88	49.0 - 68.1

- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de Likelihood :

$$u = 39.11 \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = 10.80 \quad ; \quad k = 0.237$$

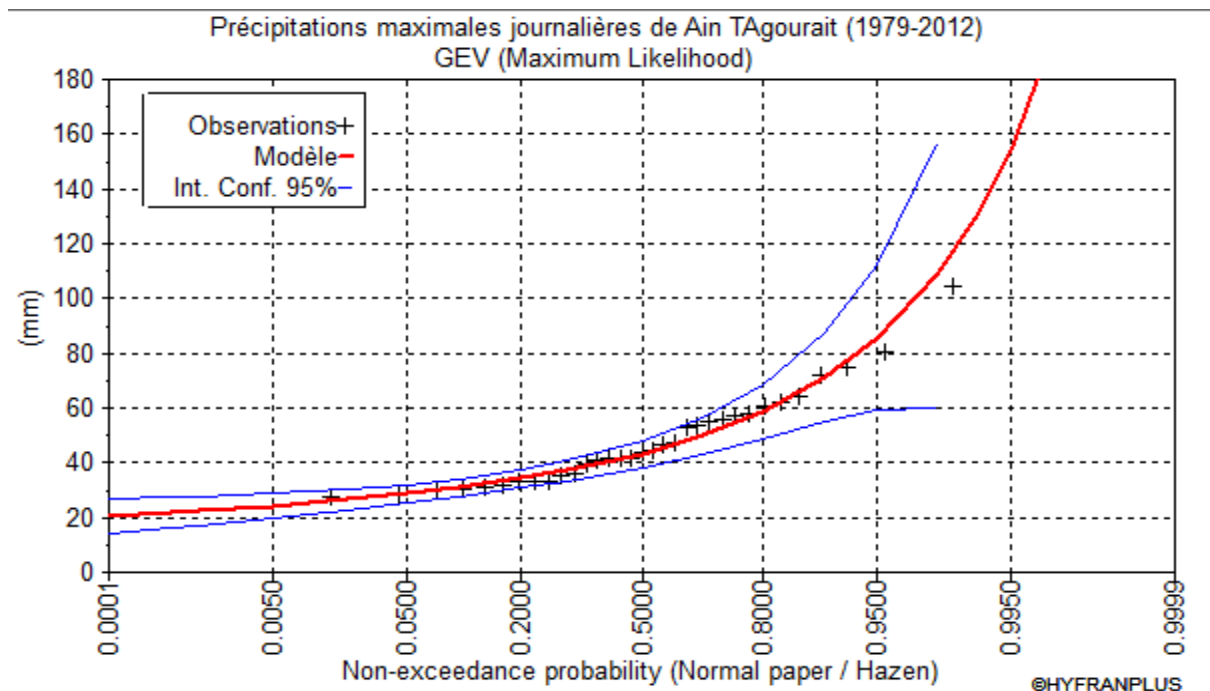


Figure II-4 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi de GEV

II.3.6 Choix de la loi d'ajustement :

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte ou non. Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

II.3.6.1 Test graphique :

Ce test est basé sur une observation visuelle des graphes d'ajustement ; il consiste à examiner l'allure des points sur le papier de probabilité, et vérifier s'il s'agit d'un bon alignement sans existence de mauvaises courbures.

- D'après les graphiques des ajustements ; Les valeurs des P_{maxj} annuelles s'ajuste d'une façon presque similaire aux 3 lois statistiques Galton, Gumbel et GEV pour la station de Ain Tagourait.
- Mais on a pu constater que pour les faibles valeurs des P_{maxj} s'ajuste d'une façon similaire aux deux lois Galton et Gumbel, par contre les fortes et les faibles valeurs s'ajustent mieux à la loi de GEV.

II.3.6.2 Test d'adéquation de Khi-deux « 2 » :

Ce test Appelé aussi Khi-carré ou de Pearson, Le but de de l'application de ce test est de juger la compatibilité d'une loi de probabilités théorique. Pour connaître la fiabilité de ce test pour chaque ajustement, en comparant entre :

Le χ^2 calculées relatif à notre échantillon déterminé et. χ^2 critique, donné par la table pour un degré de liberté connu y et une probabilité au dépassement α , seuil de signification $\alpha=5\%$.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau) comme suit :

Tableau II-8 : Résultat du test de Khi-deux « 2 »

Loi d'ajustement	Degré de liberté	χ^2 calculé	χ^2 critique	Observation
Gumbel	5	3.65	11.070	χ^2 calculé < χ^2 critique Condition vérifiée
Log-normale	5	5.53	11.070	χ^2 calculé < χ^2 critique Condition vérifiée
GEV	4	6.52	9.488	χ^2 calculé < χ^2 critique Condition vérifiée

Interprétation :

On conclure d'après le tableau que les trois lois s'ajustent bien et la condition elle est vérifiée mais plusieurs études en Hydrologie montrent que la GEV est celle qui s'adapte mieux au Nord d'Algérie, donc on opte pour celle-ci : la loi de GEV.

II.3.7 Calcul les averses et les intensités de courte durée :

On appelle pluie courte durée, car ce sont des pluies qui apportent une quantité d'eau importante sur une courte durée (d'une heure à une journée), elle provoque des dégâts catastrophiques suivant les caractéristiques de la zone touchée.

Dans ce volet on va déterminer les valeurs des pluies de courte durée et leurs intensités, c'est cette représentation que l'on nomme courbe IDF (Intensités -Durées-Fréquences), Elle a l'avantage de bien se prêter à l'interpolation pour différentes durées t.

Le passage des pluies maximales journalières aux pluies de courtes durées se fait au

Moyen de la formule de Montanari :

$$P_{ct, p\%} = P_{max, j} * \left(\frac{t}{24}\right)^b \quad (\text{II.14})$$

Avec :

- $P_{ct, p\%}$: pluie de courtes durées (mm) de fréquence égale à celle de $p_{max, j}$.

- $P_{max, j}$: pluie maximale fréquentiel.

-t : durée de l'averse en (h).

-b : exposant climatique ($b=0,37$) [Source : ANRH BLIDA].

Ensuite on calcule les intensités maximales d'une durée t(h) et une période de retour T (ans) par la relation suivante :

$$I_t = \frac{pct}{t} \quad (\text{II.15})$$

I_t : intensité de la durée t (h), exprimé en (mm/h).

Tableau II-9: Pluies et intensités de courtes durées pour des différentes périodes de retour

Période de retour	5 ans		10 ans		20ans		50 ans	
	Pct (mm)	I _t (mm/h)	Pct (mm)	I _t (mm/h)	Pct (mm)	I _t (mm/h)	Pct (mm)	I _t (mm/h)
0,25	10,86	43,45	13,15	52,61	15,83	63,32	20,13	80,54
0,5	14,03	28,07	16,99	33,99	20,46	40,92	26,02	52,04
1	18,142	18,142	21,96	21,96	26,44	26,44	33,63	33,63
2	23,44	11,72	28,39	14,19	34,17	17,08	43,46	21,73
3	27,24	9,08	32,98	10,99	39,70	13,23	50,49	16,83
4	30,30	7,57	36,69	9,17	44,16	11,04	56,17	14,04
5	32,90	6,58	39,84	7,96	47,96	9,59	61,00	12,20
6	35,20	5,86	42,63	7,10	51,31	8,55	65,26	10,87
7	37,27	5,32	45,13	6,44	54,32	7,76	69,09	9,87
8	39,15	4,89	47,41	5,92	57,07	7,13	72,59	9,07
9	40,90	4,54	49,53	5,50	59,61	6,62	75,82	8,42
10	42,53	4,25	51,49	5,14	61,98	6,19	78,84	7,88
11	44,056	4,00	53,34	4,84	64,21	5,83	81,67	7,42
12	45,49	3,79	55,09	4,59	66,31	5,52	84,34	7,02

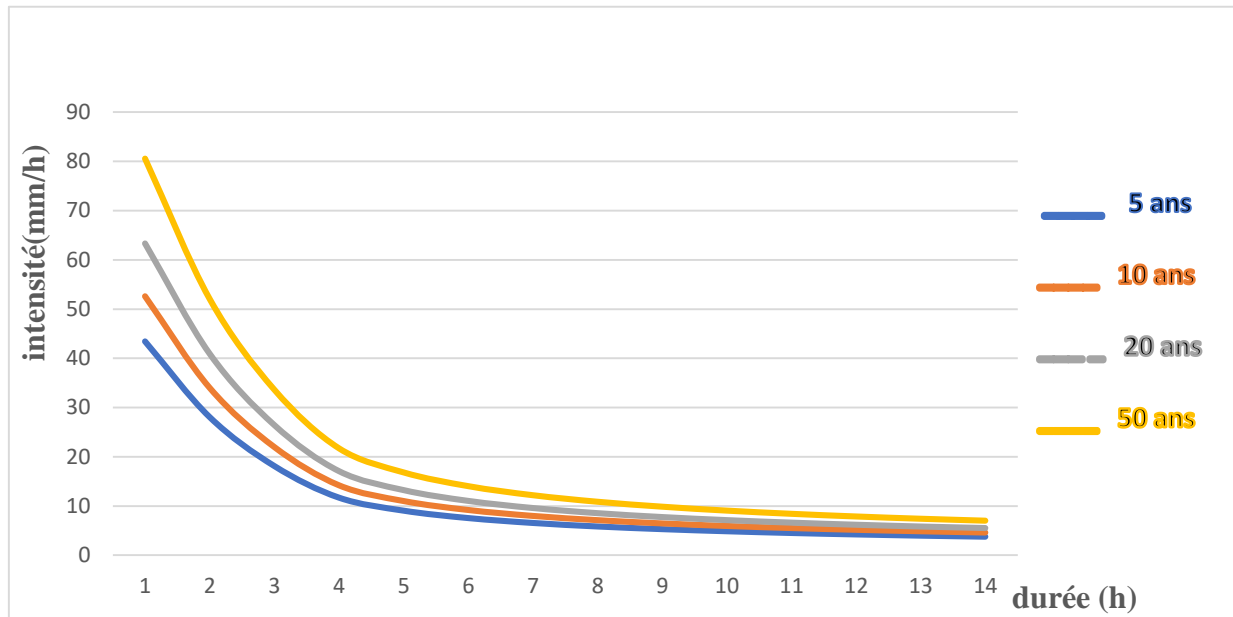


Figure II-5 : Les courbes intensité-durée-fréquence

II.4 Intensité moyenne maximale :

Dans notre projet concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$, pour des raisons technico-économiques.

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau II-10, On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 52,61 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{52,61 \times 10000}{3600} = 146.13 \text{ L/s/ha}$$

Avec : $\frac{10000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

Conclusion :

Le calcul hydrologique représente une étape primordiale dans le dimensionnement des réseaux d'assainissement, elle nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale des précipitations.

Ce chapitre nous a permis de connaître la pluviométrie de notre zone d'étude durant la période (1979-2012), Nous observons que les résultats obtenus par les trois lois d'ajustement (loi de Galton, GEV et Gumbel) sont analytiquement ou graphiquement très rapprochés , en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi GEV $i=146,13$ l/s/ha .

CHAPITRE III :
ESTIMATION DES DEBITS DE
PROJET

Introduction :

Dans ce chapitre nous effectuerons l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales porte essentiellement sur l'estimation la quantité. Ces rejets qui varient d'une agglomération à une autre selon la vocation adoptée, doivent être évacués le plus rapidement possible et le plus loin possible par le moyen le plus sûr afin d'éviter toute contamination de l'être humain ou pollution de l'environnement.

III.1 Etude démographique :

Selon dernier recensement (2009) de la commune AIN TAGOURIAT et pour ne pas sous-estimer future population de la commune de AIN Tagourait, nous opterons pour un taux d'accroissement actuel qui est de 2,78% par an, correspond à cette hypothèse, ce taux diminuera au fur et à mesure que l'échéance s'éloigne.

L'estimation de l'évolution de la population pour les différents horizons est donnée par la relation suivante :

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

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

P₀ : Nombre d'habitants à l'horizon 2009 (P₀ = 10702hab.) ;

T : Taux d'accroissement constaté dans cette agglomération (T=2 ,78%) [source : APC de Ain Tagourait]

n : L'écart d'années entre les deux horizons

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III -1 : Estimation de la population pour différents horizons

Année	2009	2021	2040	2051
Populations (hab)	10702	14872	25040	33855

Source : APC de Ain Tagourait

La figure suivante montre évolution de la population pour différents horizons.

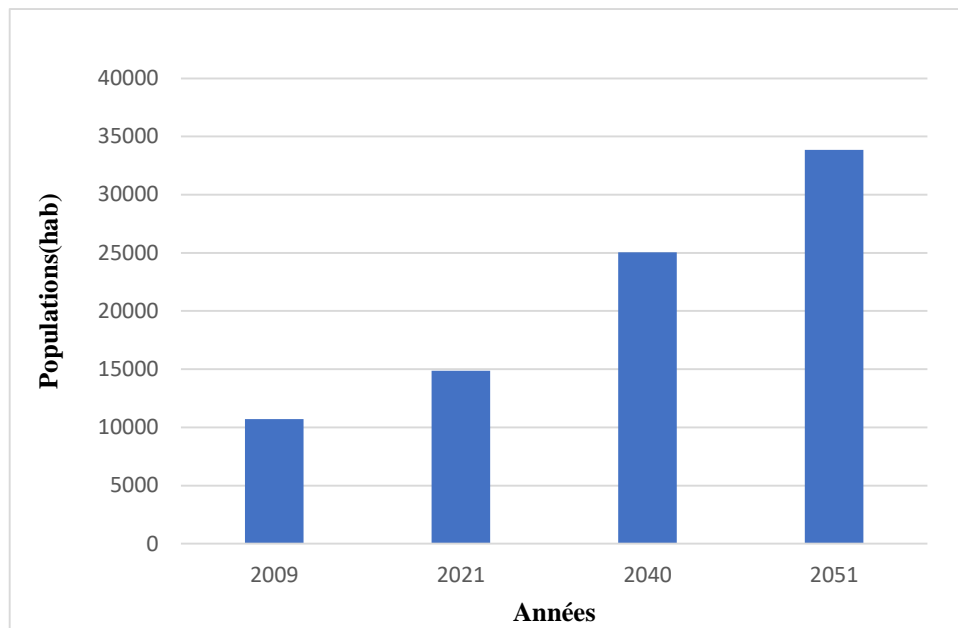


Figure III -1: Evolution de la population de la commune de Ain Tagourait

III.2 Délimitation des sous bassins versants :

La délimitation en sous bassins versants de la zone d'étude est nécessaire pour l'évaluation des débits de ruissellement mais aussi pour l'évaluation des débits d'eaux usées domestique, elle se fait en tenant compte des paramètres suivants :

- La nature du sol.
- L'occupation du sol.
- La densité d'habitations.
- La topographie.
- Les routes et voiries existantes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...).

Remarque :

En ce qui concerne notre zone d'étude, le découpage des 17 sous-bassins a été effectué par rapport à ces conditions citées ci-dessus ainsi que le réseau existant, surtout en considérant les points de rejets existants comme exutoires.

III.3 Estimation des coefficients de ruissèlement :

L'estimation du coefficient de ruissèlement (Cr) est très importante et doit être rigoureusement

Établi pour éviter la surestimation ou la sous-estimation des débits pluviaux Il est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruissèle d'une surface au volume d'eau tombé sur cette Surface. Il dépend de plusieurs paramètres comme : l'inclinaison de la surface, sa nature(Perméabilité), son humidité, l'humidité de l'air et la durée de l'averse.

En pratique, le coefficient de ruissèlement est déterminé à partir deux tableaux qui l'estiment selon la densité de la population et selon la nature des surfaces.

Tableau III –2 : Valeurs des coefficients de ruissèlement selon la nature des surfaces

Nature de la surface	Valeur du (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 blocages	0,4-0,5
Surface goudronnées	0,25-0,6
Chemins en gravier	0,25-0,3
Gare, terrain de sport	0,1-0,3
Parcs, jardins, gazons	0,05-0,25
Forets	0.01-0.20

Source :Guerre et Gomella 1986

Le tableau suivant indique la valeur du coefficient du ruissèlement selon la densité de population.

Tableau III –3 : Valeurs des coefficients de ruissellement pour différentes densités de population.

Densité de la population (hab/ha)	Coefficient de ruissellement (Cr)
20	0.20
30-80	0.20-0.25
60-150	0.45-0.60
200-300	0.45-0.60
300-400	0.60-0.80
400et plus	0.80.90

Source : R. BOURRIER ,1997

La densité de population influe sur le coefficient de ruissellement, tel que si la densité de population est importante, le coefficient de ruissellement augmente.

Dans notre cas d'étude le coefficient de ruissellement est estimé en tenant compte de la nature du sol, selon le plan de masse accompagné d'une étude des images satellites de la zone d'étude afin d'avoir une idée plus claire sur la nature des surfaces de ruissèlement, ainsi estimation de la valeur de Cr peut être assez difficile pour des sous bassins préurbains vu la densité de population très éparse et faible. Le tableau ci-après donne une estimation des coefficients de ruissellement des différents sous bassins.

Tableau III –4 : coefficient de ruissellement des sous-bassins

SOUS BASSIN	Ai (ha)	Cr
1	3,04	0,45
2	3,15	0,34
3	1,8	0,4
4	3,1	0,34
5	2,34	0,4
6	1,56	0,5
7	10,1	0,75
8	3,72	0,65
9	8,57	0,6
10	4,96	0,75
11	4,76	0,75
12	7,2	0,7
13	8,86	0,7
14	6,24	0,65
15	3,39	0,7
16	12,8	0,7
17	9,58	0,75

La surface moyennes des sous bassins est de 5.60 ha ; elle varie de 1.56 ha jusqu'à 12.8 ha, on remarque ici qu'il y a eu un choix difficilement justifiable des points de rejets qui ont conditionnés notre découpage de la zone d'étude.

III.4 Coefficient de ruissellement pondéré :

Le découpage de notre zone d'étude en aires élémentaires, montre que ces dernières présentent des natures du sol très hétérogène au sien même d'un sous bassin, ce qui complique l'estimation de leur propre coefficient de ruissellement. Donc la détermination d'un coefficient pondéré, permet d'y remédier à cette complexité.

le coefficient de ruissellement pondéré qui est donné par la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad \text{III .2}$$

Avec :

- A_i : surface du sous bassin (ha).
- A : surface totale en (ha) $A=95,17$ ha .
- C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel.
- C_{rp} : coefficient de ruissellement pondéré.

III.5 Calcul de la densité partielle :

On calcul la densité partielle par la relation suivante :

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_t}{C_{rp} * A} \quad \text{III .3}$$

Avec :

- D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha)
- C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré
- A : surface totale (ha) $A=95,17$ ha
- P_t : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon (2051)= **33855** hab.

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

$$P_i = D_i * A_i \quad \text{III .4}$$

En absence de données fiables de la répartition du nombre d'habitants par sous bassins (ou par quartiers ou zones) on a utilisé la méthode de la pondération surface densité en fonction du coefficient de ruissèlement.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III –5 :Nombre d’habitant pour chaque sous-bassin.

N° de sous bassins	Ai (ha)	Cr	Di (hab/ha)	Population (hab)
1	3,04	0,45	245	746
2	3,15	0,34	185	584
3	1,8	0,4	218	392
4	3,1	0,34	185	574
5	2,34	0,4	218	510
6	1,56	0,5	273	425
7	10,1	0,75	409	4129
8	3.72	0,65	354	1318
9	8,57	0,6	327	2803
10	4,96	0,75	409	2028
11	4,76	0,75	409	1946
12	7,2	0,7	382	2747
13	8,86	0,7	382	3380
14	6,24	0,65	354	2211
15	3,39	0,7	382	1293
16	12,8	0,7	382	4884
17	9,58	0,75	409	3916
Total	95,17			33886

III.6 Estimation du débit d’eaux usées domestique :

Les eaux usées domestique sont estimées à partir des dotations d’eau potable et sont ensuite déduite à l’aide d’un coefficient de rejet pris généralement égal à 0.8, c’est le débit rejeté moyen. Pour obtenir le débit rejeté de pointe, le débit moyen est multiplié par un coefficient de pointe K_p qui est estimé comme suite :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad \text{III .5}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} < 2.81 \text{ L/s} \quad \text{III .6}$$

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

$$Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} = \frac{C_{\text{rej}} \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad \text{III .7}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- C_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 150 L/hab/j (Source : SEAAL).
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

Finalement la relation de débit rejeté de point et :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \quad \text{III .8}$$

Le tableau suivant résume le calcul des rejets par sous bassins

Tableau III –5: Evaluation des débits d'eaux usées domestiques

N° SB	Nhab	D (L/j/hab)	Crej	Qmoy.j (l/s)	Kp	Qpt (l/s)
1	746	150	0,8	1,04	3	3,11
2	584	150	0,8	0,81	3	2,43
3	392	150	0,8	0,55	3	1,64
4	574	150	0,8	0,80	3	2,39
5	510	150	0,8	0,71	3	2,13
6	425	150	0,8	0,59	3	1,77
7	4129	150	0,8	5,73	2,5	14,59
8	1318	150	0,8	1,83	3,0	5,49
9	2803	150	0,8	3,89	2,8	10,77
10	2028	150	0,8	2,82	3,0	8,42
11	1946	150	0,8	2,70	3,0	8,16
12	2747	150	0,8	3,82	2,8	10,61
13	3380	150	0,8	4,69	2,7	12,46
14	2211	150	0,8	3,07	2,9	8,99
15	1293	150	0,8	1,80	3,0	5,39
16	4884	150	0,8	6,78	2,5	16,69
17	3916	150	0,8	5,44	2,6	13,99

III.7 Estimation des débits pluviaux

Il existe plusieurs méthodes pour l'évaluation des débits de pointe d'eaux pluviales parmi elles la méthode rationnelle, nous optons cette méthode pour notre zone d'étude à cause des surfaces faibles des sous-bassins découpés et des valeurs de coefficient de ruissellement assez fiable.

III.7.1 La méthode rationnelle :

Une méthode consistante à diviser la zone en plusieurs sous bassins et d'évaluer les coefficients de ruissellements de chaque un selon la surface pour ensuite en tirer selon l'intensité de précipitation, la surface et le coefficient réducteur le débit pluvial .

Le résultat est meilleur pour des aires encore plus faibles, du fait de bonne estimation du coefficient de ruissellement.

Le débit déterminé par la méthode rationnelle, est proportionnel à l'intensité moyenne des précipitations, au coefficient de ruissellement et à l'aire balayée. La relation est donnée par la formule suivante :

$$Q = \alpha \times C_r \times i \times A \quad \text{III.9}$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (L/s).
- A : surface d'apport (ha).
- C_r : coefficient de ruissellement.
- i : intensité moyenne de précipitation (L/s/ha).
- α : coefficient réducteur (correcteur) de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace.

III.7.2 Hypothèses et validité de la méthode rationnelle :

-Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant

-Le débit de pointe a la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.

-Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

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

Il faut délimiter l'aire totale à assainir afin d'y tracer le schéma d'ossature. Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions.

III.7.3 Temps de concentration

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

Le temps de concentration est exprimé par la formule :

$$T_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad \text{III .10}$$

- t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad \text{III .11}$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).
- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad \text{III .12}$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

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

❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante : (Formule de Kirpich)

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad \text{III .13}$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

III.7.4 Coefficient réducteur (d'abattement spatial) α :

Coefficient minorateur déterminé d'après la répartition de la pluie et sa distribution dans l'espace. Nous supposons, vu le découpage des sous-bassins en surfaces très faible que la répartition de la pluie dans chaque sous-bassin est régulière et constante durant la chute de pluie. Les valeurs du coefficient réducteur α s'approchent de l'unité, par conséquent sera pris égal 1.

Les résultats du calcul des débits pluviaux sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau III –6: les résultats du calcul des débits pluviaux.

N° SB	Aire (ha)	Cr	α	I (l/s/ha)	Q pluvial (L /s)	Q pluvial (m ³ /s)
1	3,04	0,45	1	146	200	0,200
2	3,15	0,34	1	146	156	0,156
3	1,8	0,4	1	146	105	0,105
4	3,1	0,34	1	146	154	0,154
5	2,34	0,4	1	146	137	0,137
6	1,56	0,5	1	146	114	0,114
7	10,1	0,75	1	146	1 106	1,106
8	3.72	0,65	1	146	353	0,353
9	8,57	0,6	1	146	751	0,751
10	4,96	0,75	1	146	543	0,543
11	4,76	0,75	1	146	521	0,521
12	7,2	0,7	1	146	736	0,736
13	8,86	0,7	1	146	905	0,905
14	6,24	0,65	1	146	592	0,592
15	3,39	0,7	1	146	346	0,346
16	12,8	0,7	1	146	1 308	1,308
17	9,58	0,75	1	146	1 049	1,049

III.8 Estimation des débits totaux à évacuer :

Les débits totaux à évacuer de notre zone d'étude seront dans le tableau suivant :

Tableau III –6: les résultats du calcul des débits totaux

N° SB	Aire (ha)	Q pluvial (L /s)	Q usée de pointe (l/s)	Q total (L /s)	Q total (m ³ /s)
1	3,04	200	3,11	203,11	0,203
2	3,15	156	2,43	158,43	0,158
3	1,8	105	1,64	106,64	0,107
4	3,1	154	2,39	156,39	0,156
5	2,34	137	2,13	139,13	0,139
6	1,56	114	1,77	115,77	0,115
7	10,1	1 106	14,59	1120,59	1 ,120
8	3.72	353	5,49	358,49	0, 358
9	8,57	751	10,77	761,77	0,761
10	4,96	543	8,42	551,42	0,551
11	4,76	521	8,16	529,16	0,529
12	7,2	736	10,61	746,61	0,746
13	8,86	905	12,46	917,46	0,917
14	6,24	592	8,99	600,99	0,600
15	3,39	346	5,39	351,39	0,351
16	12,8	1 308	16,69	1324,69	1,324
17	9,58	1 049	13,99	1062,99	1,062

Conclusion :

Ce chapitre consacrer a l'estimation de débit de projet, d'après cette estimation on a constaté que le débit des eaux usées, qui est de l'ordre de 10 l/s est faible comparer aux débits pluviaux, en plus les débits transitant par la zone d'étude qui seront interceptés pour être transportés vers la STEP de Bousmail. Il est a signalé aussi qu'une partie des débits pluviaux max seront déversés afin de soulager l'intercepteur et le dimensionner sur la base d'un coefficient de dilution égal à 3.

CHAPITRE IV :
DIAGNOSTIC ET RÉAHABILITATION
DU SYSTEM D'ASSAINISSEMENT

Introduction :

Les études diagnostic sont des études destinées à établir un bilan complet du fonctionnement du système diagnostiqué, ainsi que d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement de notre réseau, des installations et des ouvrages spéciaux.

Notre Objectif dans ce chapitre est de faire un diagnostic hydraulique et physique du réseau existant et connaître les problèmes et les anomalies qui entravent le bon fonctionnement du système.

IV.1 Problèmes descellés :

La commune de Ain Tagourait, une région littorale. Elle fait face à des problèmes en matière de protection contre les inondations, dus à l'absence de systèmes d'évacuation efficace.

La commune est dotée d'un réseau d'assainissement de type unitaire construit suivant un schéma d'évacuation perpendiculaire, ce schéma permet d'avoir plusieurs rejets qui déversent vers la mer ou vers différents talwegs sans aucun prétraitement, ce qui menacent la santé publique et l'environnement.

Les eaux usées se déchargent, dans des collecteurs la plupart réalisés durant période colonial en l'absence total des déversoirs d'orage, ce qui implique des infiltrations d'eaux usées dans le milieu souterrain et des rejets polluants en surface suite à des débordements fréquents. De plus, le rejet des eaux usées vers la mer a provoqué une dégradation de la écologique, ce qui a impacté les activités halieutiques et touristiques de la commune.

Les problèmes environnementaux s'aggravent en été, lorsque le niveau des précipitations ne permet pas une plus grande dilution et de ce fait la difficulté d'évacuer les excréta, il y a donc évaporation des liquides polluants et accumulation des matières solides en plein air et dans les ouvrages.

Les insectes (tels que les mouches et moustiques) se multiplient, et les maladies se développent. Ajoutons-y l'apparition d'odeurs nauséabondes.

Pour les zones éparses souffre des problèmes relatifs à l'évacuation des eaux usées. L'aménagement des quartiers (dont la majorité est de caractère ancien et de constructions anarchiques) se juxtaposent, ne laissant pas la possibilité d'avoir des espaces libres pour construire des réseaux d'assainissement suivant les normes requises.

Ces dernières s'écoulent dans des collecteurs secondaires d'une propriété à une autre, la plupart du temps réalisés par les habitants eux même, créant ainsi des pollutions insupportables entre les maisons et sur les voies de circulation, ce qui provoque des problèmes entre les riverains qui attendent avec impatience la réalisation du système d'assainissement public. L'évacuation des eaux usées et pluvial se cumulent, puis se diverse vers la mère et coulent par fois anarchiquement.

IV.2 Diagnostic physique:

Le diagnostic physique des collecteurs est basé sur les caractéristiques, les structures et configurations des ouvrages et du réseau pour le but de détecter les anomalies, les déformations apparentes, et l'étanchéité pour savoir la durée de vie de l'ouvrage, notre réseau reconnait les anomalies suivantes :

- Problème de l'étanchéité au niveau des joint à cause de la pénétration des racines des arbres qui engendre des l'exfiltration de effluents, qui pollue la nappe phréatique et l'obturation des collecteurs en question.
- Des fissurations importantes, l'érosion interne constatés au niveau de certains collecteurs principaux .et l'état médiocre de la majorité des collecteurs.
- Les branchements illicites des habitants directement vers le collecteur sans des ouvrages de jonction ce qui fragilise le collecteur et augmente le débit infiltré de ce dernier.
- La majorité de regards sont plein de gravât et débris divers et manquant d'entretien, aussi il y a des regards complètement enterrée et sans bouche d'égout métalliques ce qui rend leurs localisations très difficiles.
- Dépôt important dans la majorité de collecteurs surtout dans les parties proches des oueds.

Les figures suivantes illustrent l'état de quelque regard dans la commune de Ain Tagourait



Source : SEAAL

Figure IV-1 : regard enterrée



Source : SEAAL

Figure IV-2: l'état intérieur de regard



Source : SEAAL

Figure IV-3: Dépôt important dans le regard



Source : SEAAL

Figure IV-4: l'état extérieur du regard de centre ville

IV.2.1 Etat des rejets :

Le déversement des eaux usées et pluviales se fait directement dans le milieu naturel, afin qu'il y ait des rejets déverse sur chaaba qui traverse la ville et des rejets qui 'il déverse directement vers la mer, avec l'absence total des déversoirs. Cette situation pose un problème de santé (apparition des maladies à transmission hydrique).

L'objectif fondamental de cette étude est d'éliminer ces rejets de les transférer vers la STEP de Bousmail afin de protéger le milieu naturel tout en atteignant un bon équilibre écologique ainsi que une protection la zone d'extension touristique.

Les figures suivantes illustrent l'état des rejets, qu'il déverse vers chaaba .



Source : SEAAL

FigureIV-5 : rejet direct vers chaaba



source : SEAAL

FigureIV-6 :rejet direct vers chaaba

IV.3 Diagnostic hydraulique:

Dans ce volet on s'intéresse sur la vérification des conditions hydrauliques des collecteurs principaux de la commune de Ain Tagourait .

Les résultats du diagnostic hydraulique des collecteurs principaux pour l'état actuel sera présenté dans des tableaux à l'Annexe I.

Les tableaux suivant indique les résultats du diagnostic hydraulique des collecteurs principaux pour l'horizon d'étude 2051 :

Tableau IV-1: les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 1 de la cité Mahddine

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R1	R2	0,208	2,0	300	364	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R2	R3	0,208	1,3	300	395	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R3	R4	0,208	3,4	300	330	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R4	R5	0,208	1,5	300	383	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R5	R6	0,208	1,7	300	375	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R6	R8	0,208	2,0	300	363	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R7	R9	0,208	1,8	300	373	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R8	R12	0,208	0,9	300	418	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R9	R11	0,208	1,4	300	387	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R10	R9	0,208	0,9	300	418	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R11	R6	0,208	3,2	300	333	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R12	R13	0,208	2,3	300	356	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R13	R14	0,208	3,3	300	330	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R14	R JET 1	0,208	1,6	300	355	500	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 2 de la cité.

Tableau IV-2 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 2 de la cité Mahddine.

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R15	R16	0,121	2,0	300	0,292	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R16	R17	0,121	2,2	300	0,282	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R17	R18	0,121	1,5	300	0,313	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R18	R19	0,121	0,8	300	0,352	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R19	R20	0,121	0,5	300	0,387	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R20	R21	0,121	2,7	300	0,281	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R21	R22	0,121	1,5	300	0,314	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R22	R23	0,121	2,4	300	0,284	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R23	R24	0,121	2,1	300	0,269	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R24	R25	0,121	2,6	300	0,274	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R25	R26	0,121	2,4	300	0,281	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R26	R BD	0,121	2,5	300	0,277	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 3 cité Forne II.

Tableau IV-3 :les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 3 cité Forne II .

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R27	R28	0,106	0,7	300	341	500	Présence de dépôts	à changer
R28	R29	0,106	0,4	300	390	500	Présence de dépôts	à changer
R29	R30	0,106	1,1	300	319	500	Présence de dépôts	à changer
R30	R31	0,106	0,4	300	382	500	Présence de dépôts	à changer
R31	R32	0,106	1,6	300	296	500	Présence de dépôts	à changer
R32	R JET2	0,106	2,9	300	264	500	Présence de dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 4 centre-ville de Ain Tagourait.

Tableau IV-4 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 4 centre-ville de Ain Tagourait.

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R95	R96	1,11	3,2	300	620	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R96	R97	1,11	3,7	300	601	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R97	R98	1,11	2,0	300	674	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R98	R99	1,11	0,5	300	877	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R99	R100	1,11	0,9	300	784	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R100	R101	1,11	0,1	300	987	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R101	R102	1,11	0,3	300	972	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R102	R103	1,11	0,3	300	946	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R103	R104	1,11	0,4	300	914	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R104	R105	1,11	0,1	300	978	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R105	R106	1,11	0,3	300	986	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R106	R107	1,267	0,3	300	992	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R107	R108	1,267	0,4	300	968	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R108	R109	1,267	0,2	300	989	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R109	R 110	1,267	0,8	300	854	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R110	R JET 5	1,267	1,5	300	747	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 5 centre-ville de Ain Tagourait .

Tableau IV-5 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 5 centre-ville de Ain Tagourait .

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R120	R121	0,55	1,7	300	541	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R121	R122	0,55	2,3	300	510	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R122	R123	0,55	2,0	300	525	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R123	R124	0,55	1,4	300	558	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R124	R125	0,55	0,8	300	627	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R125	R126	0,55	1,1	300	584	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R126	R127	0,55	1,6	300	547	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R127	R128	1,56	1,4	300	833	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R128	R129	1,56	1,1	300	866	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R129	R130	1,56	1,9	300	783	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R130	R131	1,56	0,8	300	928	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R131	R132	1,56	1,8	300	684	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R132	R133	1,56	1,9	300	866	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R133	R134	1,56	0,8	300	920	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R134	R135	1,56	1,3	300	842	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R135	R136	1,56	0,7	300	946	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R136	R137	1,56	2,20	300	763	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer

Suite de Tableau IV-5 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 5 centre-ville de Ain Tagourait .

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R137	R138	1,56	2,0	300	678	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R138	R139	1,56	2,1	300	770	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R139	R140	1,56	2,0	300	772	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R140	R141	1,56	1,9	300	784	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R141	R142	1,56	1,6	300	811	1000	Regards Enterré	à changer
R142	R143	1,56	0,3	300	956	1000	Regards Enterré	à changer
R143	R144	1,56	1,7	300	801	1000	Regards Enterré	à changer
R144	R145	1,56	1,7	300	801	1000	Regards Enterré	à changer
R145	R146	1,56	0,9	300	904	1000	Regards Enterré	à changer
R146	R147	1,56	2,1	300	767	1000	Regards Enterré	à changer
R147	R EJT 7	1,56	2,8	300	725	1000	Regards Enterré	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 6 cité DJELLOULI.

Tableau IV-6 : les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 6 cité DJELLOULI

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R281	R282	1,325	0,9	300	507	600	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R282	R283	1,325	2,5	300	419	600	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R283	R284	1,325	0,9	300	509	600	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

Suite Tableau IV-6 : les résultats Diagnostic hydraulique du collecteur 6 cité DJELLOULI

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R284	R287	1,325	0,2	300	673	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R287	R288	1,325	2,0	300	435	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R288	R289	1,325	0,7	300	527	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R289	R290	1,325	1,7	300	453	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R290	R291	1,325	2,6	300	418	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R291	R292	1,325	0,7	300	532	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R292	R294	1,325	2,7	300	414	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R294	R299	1,325	0,1	300	735	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R299	R300	1,325	1,4	300	608	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R300	R316	1,325	0,9	300	657	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R316	R317	1,325	1,9	300	573	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R317	R318	1,325	1,0	300	652	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R318	R319	1,325	1,0	300	648	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R319	R320	1,325	1,8	300	581	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R320	R321	1,325	1,8	300	578	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R321	R322	1,325	1,6	300	1070	1200	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R322	R323	3,323	0,3	300	1318	1400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R323	R324	3,323	2,1	300	1017	1400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R324	R325	3,323	1,0	300	1175	1400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R325	R JET 8	3,323	2,7	300	972	1400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 7 cité DJELLOULI

Tableau IV-7 :les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 7cité DJELLOULI

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculée (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R199	R200	0,839	0,5	300	806	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R200	R201	0,839	2,5	300	589	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R201	R202	0,839	1,8	300	626	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R202	R203	0,839	1,2	300	677	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R203	R204	0,839	2,9	300	572	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R204	R205	0,839	2,4	300	593	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R205	R206	0,839	3,1	300	566	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R206	R207	0,839	2,0	300	612	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R207	R206	0,839	2,2	300	602	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R207	R208	0,839	2,8	300	575	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R208	R209	0,839	0,9	300	715	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R209	R213	0,839	0,6	300	769	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R213	R214	0,839	2,5	300	590	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R214	R215	0,839	2,2	300	602	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R215	R218	0,839	1,2	300	945	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R218	R219	2,055	1,0	300	978	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R219	R225	2,055	0,5	300	806	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

SUITE TableauIV-7:les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 7 cité DJELLOULI

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D existant (mm)	D calculé (mm)	D normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R219	R225	2,055	1,0	300	978	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R225	R226	2,055	2,3	300	839	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R226	R227	2,055	1,7	300	881	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R227	R228	2,055	2,0	300	857	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R228	R229	2,055	1,5	300	904	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R229	R230	2,055	1,2	300	910	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R230	R231	2,055	1,0	300	982	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R231	R332	2,055	1,6	300	899	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R232	R233	2,055	2,3	300	840	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R233	R248	2,055	1,0	300	972	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R248	R249	2,055	2,6	300	820	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R249	R250	2,055	2,1	300	850	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R250	R258	2,055	2,3	300	838	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R258	R280	2,055	2,2	300	845	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

IV.4 Constatations :

- On considère que la totalité des collecteurs sont en mauvais état physique ; les joints présentent des fuites car ils ont été réalisés il y'a une dizaine d'années pour la plupart et depuis l'époque coloniale au niveau du vieux village, en buse ciment comprimé, qui ne résiste pas bien à la compression notamment dans les parties proches des oueds, en plus les recommandations du MRE interdisent les buses en CP dans les réseaux principaux.
- L'envasement de collecteur à cause de la migration des sédiments depuis les terrains agricoles principalement et l'absence de structure de viabilisation (route goudronnée, trottoirs,) dans quelques zones périphériques de la ville.
- La majorité des diamètres sont de Ø300 qui sont insuffisant vu que le débit à évacuer (voir planche 1)
- Absence de curage périodique des collecteurs.
- Les eaux usées rejeté directement vers le milieu naturel ce qui provoque la contamination du milieu récepteur.

IV.5 Recommandation :

D'après le diagnostic hydraulique et physiques du système d'évacuation et les constatations relevées sur notre zone d'étude, nous pourrions recommander ce qui suit :

- La vétusté du réseau d'assainissement existant et l'état médiocre de collecteurs sur la majorité des tronçons ainsi-que les inondations récurrentes en période de pluie, nous pousse à recommander qu'il est indispensable de faire une rénovation totale du réseau d'évacuation existant avec une projection un nouveau réseau qui pourrait répondre à aux besoins de la ville en matière de santé publique et standards environnementaux.
- Éliminer les rejets directs vers la mer et les chaabas et implanter des déversoirs dorage dans les rejets vers le milieu naturel en période de pluies.

IV.6 Réhabilitation du système d'assainissement :

Selon la recommandation qui nous a donné, la rénovation du système d'assainissement de notre zone d'étude est indispensable, pour ce faire il faut :

Projeter un système d'assainissement de type unitaire construit suivant un schéma d'évacuation latéral, ce schéma permet de transporter les eaux usées à travers des intercepteurs vers les stations de pompages, ainsi que garder les mêmes tracé et projeter des nouveaux pour les raccordements des nouvelles habitations (voir planche 2).

IV.6.1 Dimensionnement des collecteurs principaux :

IV.6.1.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Le système d'évacuation adopté dans notre projet est un système gravitaire, ce dernier considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est permanent, uniforme à surface libre.
- Le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de la ligne d'énergie est assimilée à celle du radier du collecteur.

Notre réseau doit être conçu de telle façon que :

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

- Une vitesse minimale de 0.6 m/ s pour le (1/10) du débit de pleine section.
- Une vitesse de 0.3 m /s pour le (1/100) de ce même débit.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

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

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

IV.6.1.2 Formules d'écoulement :

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

La vitesse d'écoulement se calcule par différentes expressions telle la formule de MANNING-STRICKLER.

Formule de Manning-Strickler :

$$V = k_s \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I_m} \quad (\text{IV.1})$$

Avec :

- K_s : est le coefficient de rugosité (Béton Armée $K = 90$) (Polychore de vinyle =120).

- V : la vitesse moyenne de Manning. (m / s)

- R_h : Est le rayon hydraulique qui égale au rapport de la section au périmètre. (m)

- I_m : La pente moyenne du collecteur

$$I_m = \frac{C_{am} - C_{av}}{L} \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- C_{am} : Cote tampon amont (m) ;

- C_{av} : Cote radier aval (m) ;

- L : Distance horizontale entre les deux nœuds (m)

Le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{Q \times 3,208}{K_s \times \sqrt{I_m}} \right)^{3/8} \quad (\text{IV.3})$$

Ce diamètre est un diamètre calculé qui n'existe pas forcément dans la gamme de produits proposé par les constructeurs, il doit donc être normalisé au plus petit des diamètres supérieurs à lui et proposés par les constructeurs.

Les débits et vitesses a pleine section seront calculés à partir des diamètres normalisés :

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

$$Q_{ps} = K_s \times R_h^{2/3} \times \sqrt{I_m} \times \frac{\pi \times D_{norm}^2}{4} \quad (\text{IV.4})$$

- D_{norm} : Diamètre normalisé de la conduite (mm)

- Vitesse a pleine section

$$v_{ps} = K_s \times \left(\frac{D_{norm}}{4} \right)^{2/3} \times \sqrt{I_m} \quad (\text{IV.5})$$

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

-Rapport des débits : $R_Q = \frac{Q}{Q_{ps}}$

-Rapport des vitesses : $R_V = \frac{V}{v_{ps}}$

-Rapport des hauteur : $R_H = \frac{H}{D}$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- H: Hauteur de remplissage dans la conduite en (m).
- Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m³/s)

R_Q , R_V , R_H sont déterminer avec un simple macro sur EXCEL.

Pour la vérification de la vitesse d'auto-curage nous avons deux conditions à vérifier :

- **Condition 1 :**

Vitesse d'écoulement ($V > 1.00$ m / s)

- **Condition 2**

-**Vmin** > 0.60 m / s pour (**Qps**/ 10) \approx Qmin

-**Vmin** > 0.30 m / s pour (**Qps** / 100) \approx Qmin

Les résultats de calcul hydraulique des collecteurs principaux sont présentés en annexe II

Conclusion :

Ce chapitre nous a permis d'identifier les problèmes du réseau d'assainissement existants dans notre zone d'étude, et nous a également permis de réaliser un diagnostic hydraulique et physique sur les sept collecteurs principaux existants pour connaître les anomalies et l'état actuel du réseau existant dans notre zone. Un état médiocre pour la quasi-totalité des tronçons, des dépôts très importants que niveau des collecteurs 6 et 7 qui étaient presque totalement obturés, ainsi que les fuites au niveau des joints de raccordements dans la plupart des jointures. Les débits totaux à évacuer, estimés, varient de 0,106 m³/s à 3,323 m³/s ceux qui rejettent à la mer directement sans aucun traitement préalable, ce qui impacte négativement le milieu nature, de plus que les débordements sont fréquents vue l'état du système d'évacuation.

Etant donné que tous ces problèmes ont été constatés, il est nécessaire de renouveler ce système d'assainissement et de projeter d'un nouveau réseau d'assainissement avec l'extension futur à l'horizon d'étude jusqu'à l'année 2051 et intercepter l'ensemble des rejets pour les transférer vers le STEP de Bousmail ce qui se fera dans le prochain chapitre.

CHAPITRE V :
LOCALISATION ET
INETRCEPTION DES REJETS

Introduction :

La localisation et l'interception des rejets c'est la phase qui vient après la réhabilitation de système d'assainissement.

Cette conception des intercepteurs de type unitaire doit répondre à certaines normes d'écoulement du point de vue technique et sanitaire :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation.
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisante.
- Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter les normes d'écoulement.
- L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des interrupteurs.

V.1 Localisation des rejets :

D'après le plan de réseaux existant, nous avons localisé les rejets de notre zone d'étude par des coordonnées GPS, cette localisation nous donne l'emplacement exact des rejets de notre zone d'étude (voir planche 1).



Figure V-1 : Image satellitaire non traitée de localisation des rejets.

Tableau V-1 : les coordonnées GPS des rejets de notre zone d'études.

Rejets	Coordonnées (Latitude ; Longitude)	Observation
Rejet N°1	(36°36'26.68"N ; 2°37'17.31"E)	Rejet direct vers chaaba
Rejet N° 2	(36°36'24.77"N ; 2°37'16.87"E)	Rejet direct vers chaaba
Rejet N°3	(36°36'15.46"N ; 2°36'58.33"E)	Rejet direct vers chaaba
Rejet N°4	(36°36'25.60"N ; 2°36'55.61"E)	Rejet direct vers la mer
Rejet N°5	(36°36'12.88"N ; 2°36'59.44"E)	Rejet direct vers chaaba
Rejet N°6	(36°36'15.08"N ; 2°36'32.80"E)	Rejet direct vers la mer
Rejet N°7	(36°36'12.74"N ; 2°36'23.71"E)	Rejet direct vers la mer
Rejet N°8	(36°36'4.87"N ; 2°36'5.16"E)	Rejet direct vers la mer
Rejet N°9	(36°35'48.60"N ; 2°36'5.83"E)	Rejet direct vers chaaba

V.2 Interception des rejets :

Notre zone d'étude est caractérisée par 9 points de rejet qui se déversent directement vers le milieu naturel, en raison du grand nombre des rejets et le tracé existant ainsi que les conditions de terrain naturel, l'interception des rejets consiste à diviser notre zone d'études en trois régions :

- Région Ouest : intercepter les rejets 8 et 9 et évacuer à travers l'intercepteur Ouest.
- Région Centre : intercepter les rejets (3, 4, 5,6, 7,) et évacuer à de travers l'intercepteur Center.
- Région Est : intercepter les rejets 1 et 2 et évacuer à de travers l'intercepteur Est.

Cette répartition nous a permet d'avoir trois intercepteur, ces intercepteurs évacueront les eaux usées de notre zone d'étude vers les stations de relevage ,puis seront transférées vers la STEP de Bousmail en deux partie :

- La première partie : transférer les eaux usées par refoulement jusqu'à le poste de réception à l'entrée de la ville de Bouharoune.

- La deuxième partie : intercepter les eaux usées de la ville de Bouharoune et khmisti puis transférer par refoulement vers le STEP de Bousmail.

Pour notre projet d'étude nous intéressons à la première partie.

V.2.1 Etudes des variantes :

Selon le tracé des intercepteurs et la topographie de notre zone d'étude qui ne permet pas le transfert gravitaire des eaux usées de la zone d'étude vers le poste de réception.

L'étude des variantes de notre projet démontre le nombre des poste de relevage projeter pour faire le transfert vers le poste de réception à l'entrée de la ville de bouharoune, cette étude elle se fait suivant les intercepteurs et le système d'assainissement projeter avec un choix technico-économique ,

Pour cela nous avons élaboré deux variantes :

-Variante N°1 : cette variante nous a permis de projeter deux postes de relevage et

Une station de refoulement :

- Poste de relevage Ouest : collecte les eaux usées de l'ouest de la ville et les transfère à le poste de relevage centre.
- Poste de relevage centre : qui réceptionner les eaux usées d'ouest de la ville ainsi collecté les eaux usées de centre de la ville, pour ensuite les transférer vers la station de refoulement à Est de la ville.
- Station de refoulement : réceptionné les eaux usées de la totalité de notre zone d'étude puis les transférer vers le poste de réception à l'entrée de la ville de Bouharoune.

-Variante N°2 : cette deuxième variante caractérise par un poste de relevage et une station de refoulement :

- Poste de relevage Ouest : collecte les eaux usées de l'Ouest de la ville et Transférer vers la station de refoulement.
- Station de refoulement : c'est la station qui va réceptionner la totalité des eaux usées de la zone d'étude, pour ensuite les transférer vers le poste de réception à l'entrée de la ville de Bouharoune (voir planche 2).

V.2.2 Choix de variantes :

Pour le choix de variante nous avons fait une estimation approximative de l'étude technique et économique pour les deux variantes.

Tableau V-2 : étude technique et économique pour les deux variantes

N° Variante	Technique	Economique
Var 1	-Nombre de poste relevage : 2 -une Station de refoulement -Nombre des pompes Principale : 6 -Nombre des pompes secours : 3 -consommation annuel d'énergie E=481800KWH.	-Frais d'exploitation : 6745200 DA/ANS -les équipements amant et aval pour 9 pompes. -Coût de construction pour 2 poste relevage et une station de refoulement.
Var 2	-Nombre de poste relevage : 1 -une Station de refoulement. -Nombre des pompes Principale : 4 -Nombre des pompes secours : 2 -consommation annuel d'énergie : E=321200KWH.	-Frais d'exploitation : 4496800DA /ANS. -les équipements amant et aval pour 6 pompes . - Coût de construction pour 1 poste relevage et une station de refoulement.

D'après le tableau en comparant les résultats de l'étude technico-économique pour les deux variantes :

- la variante N°1 : d'un point de vue technique, elle est intéressante à cause du nombre des postes de relevage projetés, ces ouvrages précieux vont assurer une bonne interception des rejets, mais d'un point de vue économique elle est très coûteuse, soit pour la phase de la réalisation et aussi pour la phase de exploitation car la consommation annuelle d'énergie est élevée.

-La variante N°2 : satisfait les critères techniques. , car nécessite un poste de relevage et une station de refoulement pour transférer les eaux usées vers le poste de réception, ce nombre optimal d'ouvrage précieux permet d'assurer une bonne interception des rejets ainsi que d'un point de vue économique ; les frais d'exploitation et de construction sont moins coûteux par rapport à la variante N°1.

Selon l'étude technico économique des deux variantes, on prend en charge la variante N°2 qui offre un coût d'exploitation et réalisation moindre et répond ainsi aux critères techniques.

V.3 Dimensionnement des intercepteurs :

D'après le choix de notre variante, l'interception des rejets de notre zone d'étude, ce fait à travers des intercepteurs qui vont transiter les eaux usées vers le poste de relevage et la station de refoulement projeter (voire planche 2).

Pour garantir de conditions d'écoulement ; on suit les même étapes de dimensionnement des collecteur principaux expliquées dans le chapitre précédent.

Recommandation :

- Pour l'intercepteur Est, Le tracé impose le passage par chaaba pour cela nous recommandant une galerie pour le passage de l'intercepteur Est vers la station de refoulement .
- Pour une bonne interception des rejet des eaux usées côtiers on fait les même étapes de l'interception de notre zone d'étude pour la ville de bouharoune et khmisiti .

Remarque : le choix des matériaux est détaillé dans le chapitre suivant

Les tableaux suivants illustrent le calcul hydraulique des intercepteurs de notre cas d'étude ;

Tableau V-3: Calcul hydraulique de l'intercepteur Est de la ville

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R175 - R176	0,625	568	800	0,82	2,52	0,69	0,91	1,13	0,75	441	2,85	1,39	Vérifié
R176 - R177	0,625	563	800	0,86	2,59	0,71	0,88	1,13	0,73	431	2,92	1,42	Vérifié
R177 - R178	0,625	640	800	0,54	1,96	0,65	0,96	1,14	0,79	511	2,24	1,08	Vérifié
R178 - R179	0,625	579	800	0,92	2,57	0,85	0,73	1,09	0,64	414	2,80	1,41	Vérifié
R179 - R180	0,625	542	800	1,30	3,06	1,02	0,62	1,05	0,57	369	3,21	1,68	Vérifié
R180 - R181	0,625	565	800	1,04	2,74	0,91	0,69	1,08	0,61	397	2,95	1,50	Vérifié
R181 - R182	0,625	655	800	0,47	2,12	1,06	0,59	1,04	0,55	441	2,20	1,16	Vérifié
R182 - R183	0,625	636	800	0,55	2,29	1,15	0,54	1,02	0,53	420	2,33	1,26	Vérifié
R183 - R184	0,625	627	800	0,60	2,38	1,20	0,52	1,01	0,51	411	2,40	1,31	Vérifié
R184 - R185	0,625	663	800	0,44	2,05	1,03	0,61	1,05	0,56	450	2,15	1,13	Vérifié
R185 - R186	0,625	650	800	0,49	2,16	1,09	0,58	1,03	0,54	436	2,23	1,19	Vérifié
R186 - R187	0,625	676	800	0,40	1,95	0,98	0,64	1,06	0,58	465	2,06	1,07	Vérifié
R187 - R188	0,625	626	800	0,60	2,39	1,20	0,52	1,01	0,51	410	2,41	1,31	Vérifié
R188 - R189	0,625	635	800	0,56	2,30	1,16	0,54	1,02	0,52	419	2,34	1,27	Vérifié
R189- DO3	0,625	770	800	0,20	1,38	0,69	0,90	1,13	0,75	596	1,56	0,76	Vérifié

Tableau V-4: Calcul hydraulique de l'intercepteur Est de la ville (vers station de relevage centre)

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R191 - R192	0,045	191	300	1,43	2,07	0,14	0,33	0,90	0,40	115	1,86	1,14	Vérifié
R192 - R193	0,045	276	300	0,20	0,78	0,05	0,88	1,13	0,73	212	0,87	0,43	Vérifié
R193 - R194	0,045	251	300	0,33	1,00	0,07	0,68	1,08	0,61	176	1,08	0,55	Vérifié
R194 - R195	0,045	232	300	0,50	1,23	0,08	0,56	1,03	0,53	154	1,26	0,68	Vérifié
R195 - R196	0,045	239	300	0,43	1,13	0,07	0,60	1,05	0,56	162	1,19	0,62	Vérifié
R196 - R197	0,045	231	300	0,51	1,24	0,08	0,55	1,02	0,53	153	1,27	0,68	Vérifié
R197 - R198	0,045	247	300	0,36	1,05	0,07	0,66	1,07	0,59	171	1,11	0,58	Vérifié
R198 - R199	0,045	235	300	0,47	1,19	0,08	0,57	1,03	0,54	157	1,23	0,66	Vérifié
R199 - R200	0,045	199	300	1,16	1,87	0,12	0,37	0,92	0,42	121	1,72	1,03	Vérifié
R200 - R201	1,323	799	1000	0,73	2,64	1,33	1,00	1,14	0,82	656	3,00	1,45	Vérifié
R201 - R202	1,323	772	1000	0,88	2,89	1,45	0,91	1,13	0,75	600	3,27	1,59	Vérifié
R202 - R203	1,323	816	1000	0,66	2,90	2,28	0,58	1,04	0,55	547	3,01	1,60	Vérifié
R203 - R204	1,323	819	1000	0,65	2,87	2,25	0,59	1,04	0,55	551	2,98	1,58	Vérifié
R204 - R205	1,874	836	1000	1,16	3,85	3,02	0,62	1,05	0,57	570	3,95	2,12	Vérifié
R205 - R206	1,874	921	1000	0,69	2,97	2,33	0,80	1,11	0,68	679	3,30	1,63	Vérifié
R206 - R207	1,874	861	1000	0,99	3,55	2,79	0,67	1,07	0,60	600	3,80	1,95	Vérifié

Suite du tableau V-4: Calcul hydraulique de l'intercepteur Est de la ville (vers station de relevage centre)

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R207 - R208	1,874	871	1000	0,93	3,45	2,71	0,69	1,08	0,61	613	3,71	1,90	Vérifié
R208 - R209	1,874	840	1000	1,13	3,80	2,99	0,63	1,05	0,57	575	3,91	2,09	Vérifié
R209 - R210	1,874	861	1000	0,99	3,56	2,80	0,67	1,07	0,60	600	3,81	1,96	Vérifié
R210 - R211	1,874	872	1000	0,93	3,44	2,70	0,69	1,08	0,61	613	3,71	1,89	Vérifié
R211 - R212	1,874	869	1000	0,94	3,47	2,72	0,69	1,08	0,61	610	3,73	1,91	Vérifié
R212 - R213	1,874	913	1000	0,72	3,04	2,39	0,79	1,11	0,67	668	3,36	1,67	Vérifié
R213 - R214	1,874	848	1000	1,07	3,70	2,91	0,64	1,06	0,58	585	3,93	2,04	Vérifié
R214 - R215	1,874	851	1000	1,06	3,67	2,88	0,65	1,06	0,59	587	3,90	2,02	Vérifié
R215 - R216	1,874	941	1000	0,62	2,81	2,20	0,85	1,12	0,71	709	3,15	1,54	Vérifié
R216 - R217	1,874	837	1000	1,15	3,83	3,01	0,62	1,05	0,57	572	3,93	2,11	Vérifié
R217 - R218	1,874	940	1000	0,62	2,81	2,21	0,85	1,12	0,71	707	3,16	1,55	Vérifié
R218 - R219	1,874	888	1000	0,84	3,27	2,57	0,73	1,09	0,63	635	3,57	1,80	Vérifié
R219 - R220	1,874	861	1000	0,99	3,56	2,80	0,67	1,07	0,60	599	3,81	1,96	Vérifié
R220 - R221	1,874	869	1000	0,94	3,47	2,73	0,69	1,08	0,61	610	3,73	1,91	Vérifié
R221 - R222	1,874	883	1000	0,87	3,33	2,61	0,69	1,08	0,61	613	3,71	1,90	Vérifié

Suite du Tableau V-2: Calcul hydraulique de l'intercepteur Est de la ville (vers station de relevage centre)

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R222 - R223	1,874	868	1000	0,95	3,48	2,73	0,69	1,08	0,61	609	3,74	1,91	Vérifié
R223 – DO1	1,874	844	1000	1,1	3,75	2,947	0,64	1,06	0,58	579	3,97	2,06	Vérifié

Tableau V-3 : Calcul hydraulique de l'intercepteur centre-ville (vers station de relevage centre)

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R225 - R226	1,880	863	1000	0,99	3,55	2,79	0,67	1,07	0,60	602	3,81	1,95	Vérifié
R226 - R227	1,880	890	1000	0,84	3,27	2,57	0,73	1,09	0,64	637	3,56	1,80	Vérifié
R227 - R228	1,880	853	1000	1,05	3,65	2,87	0,66	1,06	0,59	591	3,89	2,01	Vérifié
R228 - R229	1,880	910	1000	0,74	3,08	2,42	0,78	1,10	0,66	663	3,40	1,69	Vérifié
R229 - R230	1,880	923	1000	0,69	2,96	2,33	0,81	1,11	0,68	682	3,30	1,63	Vérifié
R230 - R231	1,880	933	1000	0,65	2,88	2,26	0,83	1,12	0,70	696	3,22	1,58	Vérifié
R231 - R232	1,880	925	1000	0,68	2,94	2,31	0,81	1,11	0,69	685	3,28	1,62	Vérifié
R232 - R233	1,880	873	1000	0,93	3,44	2,71	0,70	1,08	0,61	614	3,72	1,89	Vérifié
R233 - R234	1,880	882	1000	0,88	3,34	2,62	0,72	1,09	0,63	627	3,63	1,84	Vérifié
R234 - R235	1,880	980	1000	0,50	2,53	1,98	0,95	1,14	0,78	776	2,88	1,39	Vérifié

Suite du Tableau V-3 : Calcul hydraulique de l'intercepteur centre-ville (vers station de relevage centre)

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R235 - R236	1,880	908	1000	0,75	3,09	2,43	0,77	1,10	0,66	661	3,41	1,700	Vérifié
R236 - R237	1,880	932	1000	0,65	2,89	2,27	0,83	1,12	0,69	695	3,23	1,590	Vérifié
R237 - R238	1,880	904	1000	0,77	3,13	2,46	0,76	1,10	0,66	655	3,45	1,720	Vérifié
R238 - R239	1,880	876	1000	0,91	3,41	2,68	0,70	1,08	0,62	619	3,68	1,870	Vérifié
R239 - R241	2,798	1111	1200	0,57	3,04	3,44	0,81	1,11	0,69	823	3,39	1,670	Vérifié
R241 - R242	2,798	1146	1200	0,48	2,79	3,16	0,89	1,13	0,73	880	3,15	1,540	Vérifié
R242 - R243	2,798	1136	1200	0,50	2,86	3,24	0,86	1,12	0,72	862	3,22	1,570	Vérifié
R243 - R244	2,798	1079	1200	0,66	3,28	3,71	0,75	1,10	0,65	779	3,61	1,800	Vérifié
R244 - R245	2,798	1071	1200	0,69	3,35	3,79	0,74	1,09	0,64	768	3,67	1,840	Vérifié
R245 - R246	2,798	1061	1200	0,73	3,44	3,89	0,72	1,09	0,63	755	3,74	1,890	Vérifié
R246 - R247	2,798	1087	1200	0,64	3,22	3,64	0,77	1,10	0,66	790	3,55	1,770	Vérifié
R247 - R248	2,798	1020	1200	0,90	3,82	4,32	0,65	1,06	0,59	704	3,95	2,100	Vérifié
R248 - R249	2,798	1050	1200	0,77	3,53	4,00	0,70	1,08	0,62	741	3,82	1,940	Vérifié
R249 - R250	2,798	1054	1200	0,75	3,49	3,95	0,71	1,08	0,62	746	3,79	1,920	Vérifié
R250 - R251	2,798	1071	1200	0,69	3,35	3,79	0,74	1,09	0,64	768	3,66	1,840	Vérifié
R251 - R252	2,798	1062	1200	0,72	3,43	3,88	0,72	1,09	0,63	756	3,73	1,890	Vérifié

Suite du Tableau V-3 : Calcul hydraulique de l'intercepteur centre-ville (vers station de relevage centre)

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R252-R253	2,798	1086	1200	0,64	3,23	3,65	0,77	1,10	0,66	788	3,56	1,77	Vérifié
R253 - R254	2,798	1116	1200	0,55	3,00	3,39	0,88	1,13	0,73	871	3,18	1,55	Vérifié
R254 - R255	2,798	1142	1200	0,49	2,83	3,20	0,81	1,11	0,68	817	3,42	1,69	Vérifié
R255 – DO1	2,798	1107	1200	0,58	3,07	3,47	0,88	1,13	0,73	871	3,18	1,55	Vérifié

Tableau V-4 : Calcul hydraulique de l'intercepteur ouest (vers station de relevage ouest).

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R256 - R257	1,324	840	1000	0,57	2,69	2,11	0,63	1,05	0,57	575	2,83	1,48	Vérifié
R257 - R258	1,324	734	1000	1,16	3,85	3,03	0,44	0,97	0,46	463	3,72	2,12	Vérifié
R258 - R259	1,324	754	1000	1,00	3,58	2,81	0,47	0,98	0,48	483	3,52	1,97	Vérifié
R259 - R260	1,324	758	1000	0,97	3,52	2,77	0,48	0,99	0,49	487	3,48	1,94	Vérifié
R260 - R261	1,324	736	1000	1,14	3,82	3,00	0,44	0,97	0,46	465	3,70	2,10	Vérifié
R261 - R262	1,324	756	1000	0,99	3,55	2,79	0,47	0,99	0,48	485	3,50	1,95	Vérifié
R262 - R264	1,324	754	1000	1,00	3,58	2,81	0,47	0,98	0,48	483	3,52	1,97	Vérifié
R264 - R265	1,324	747	1000	1,05	3,66	2,88	0,46	0,98	0,48	476	3,59	2,02	Vérifié

Suite de Tableau V-4: Calcul hydraulique de l'intercepteur ouest (vers station de relevage ouest).

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R265 - R266	1,324	737	1000	1,14	3,81	2,99	0,44	0,97	0,47	466	3,69	2,09	Vérifié
R266 - R267	1,324	746	1000	1,06	3,68	2,89	0,46	0,98	0,47	475	3,60	2,03	Vérifié
R267 - R268	1,324	769	1000	0,91	3,40	2,67	0,50	1,00	0,50	498	3,39	1,87	Vérifié
R268 - R269	1,324	741	1000	1,10	3,75	2,95	0,45	0,97	0,47	470	3,65	2,06	Vérifié
R269 - R270	1,324	763	1000	0,94	3,47	2,72	0,49	0,99	0,49	492	3,44	1,91	Vérifié
R270 - R271	1,324	764	1000	0,94	3,46	2,72	0,49	0,99	0,49	493	3,44	1,90	Vérifié
R271 - R272	1,324	777	1000	0,86	3,31	2,60	0,51	1,00	0,51	506	3,32	1,82	Vérifié
R272 - R273	1,324	773	1000	0,88	3,35	2,63	0,50	1,00	0,50	502	3,36	1,84	Vérifié
R273 - R274	1,324	771	1000	0,89	3,38	2,65	0,50	1,00	0,50	500	3,38	1,86	Vérifié
R274 - R275	1,324	790	1000	0,78	3,16	2,49	0,53	1,01	0,52	519	3,21	1,74	Vérifié
R275 - R276	1,324	791	1000	0,78	3,15	2,48	0,53	1,02	0,52	520	3,20	1,73	Vérifié
R276 - R277	1,324	808	1000	0,70	2,98	2,34	0,57	1,03	0,54	539	3,07	1,64	Vérifié
R277 - R278	1,324	846	1000	0,55	2,64	2,07	0,64	1,06	0,58	581	2,79	1,45	Vérifié
R278 - R279	1,324	790	1000	0,78	3,16	2,48	0,53	1,02	0,52	520	3,20	1,74	Vérifié
R279 - R280	1,324	795	1000	0,76	3,11	2,44	0,54	1,02	0,52	525	3,17	1,71	Vérifié
R280 – DO2	1,324	896	1000	0,40	2,26	1,77	0,75	1,10	0,64	645	2,5	1,24	Vérifié

Conclusion :

L'interception du rejet des eaux usées est une étape principale de notre projet, pour cela nous avons consacré ce chapitre au dimensionnement des intercepteurs, et au transfert des eaux usées de notre zone d'étude vers le poste de réception à l'entrée de bouharoune.

le calcul hydraulique des intercepteurs nous a permis d'obtenir des diamètres variant de 1000mm à 1200mm,, qui vérifient les conditions d'écoulement et répondent aux normes techniques et sanitaires, ainsi que l'élaboration de l'étude des variantes pour le transfert des eaux usées qui s'effectuent par refoulement, étant donné le tracé existant et les conditions du terrain naturel, ce qui nous a poussé à élaborer deux variantes pour notre projet d'étude :

- la variante N°1 consiste à avoir 2 poste de relevage et une station de refoulement avec un cout d'exploitation 6745200 DA/ANS.
- variante N°2, est caractérisé un poste de relevage et une station de refoulement avec un cout d'exploitation 4496800 DA /ANS.

D'après l'étude technico économique des deux variantes, nous avons choisi la variante n°2, qui présente a moins de frais d'exploitation et le temps réalisation et assurer une bon interception, ainsi on projettera les ouvrages spécieux ce qui sera fait dans le prochaine chapitre.

CHAPITRE VI :
ELÉMENTS CONSTITUTIFS

Introduction

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un système d'assainissement devront assurer une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie ainsi que transiter les eaux usées dans les conditions d'hygiène favorable.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouches d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.)

VI.1 Les ouvrages principaux :

Les ouvrages principaux dans notre zone d'étude sont les ouvrages d'évacuation des effluents vers poste de relevage et la station d'épuration.

VI.1.1 Les conduites :

Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimé en centimètre et, des ouvrages visitables.

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant le type de matériaux qui les constituent et suivant leur destination :

- Les conduites métalliques.
- Les conduites en amiante ciment.
- Les conduites en béton armé et non armé.
- Les conduites en grés.
- Les conduites en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC).
- Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD).

Remarque : Pour notre système d'assainissement nous avons préconisé ces types des matériaux :

- Les conduites en (PVC-CR8) pour les collecteurs secondaires.
- Les conduites en béton armé pour les collecteurs principaux et les intercepteurs.
- Les conduites en PEHD pour le refoulement vers la STEP.

VI.1.1.1 Conduites en polychlorure de Vinyle (PVC) :

La matière plastique usuelle pour les évacuations et le chlorure de polyvinyle (PVC) non plastifié. Les tuyaux sont opaques et de couleur normalisée (gris clair), ils ne doivent pas être employés lorsque la température de l'effluent est supérieure à 35°C.



Figure VI-1 : conduite en PVC

Source : (Documentation technique des tubes PVC pression SOTIC)

VI.1.1.1.1 Les avantages de la conduite en (PVC-CR8) :

- Facilité de pose
- Entretien lors d'éventuel problèmes
- Présentent un coefficient de rigidité élevé

VI.1.1.2 Les conduites en béton armé :

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



Figure VI-2 : conduite en béton armé

Source : (Fiche technique BEMACO ASSAINISSEMENT & VOIRIE)

VI.1.1.2.1 Les avantages de la conduite en béton armé :

- Facilité de mise en œuvre liée à la nature du matériau de remblai ;
- Performance hydraulique pérenne ;
- Raccordement de regard optimisé ;
- Facilité de compactage.
- La disponibilité sur le marché national.

VI.1.1.3 Conduite polyéthylène haute densité (PEHD) :

Pour le transport d'effluents sous pression, des tubes adaptés et à haut degrés de résistance mécanique répondent bien aux exigences d'une canalisation de refoulement, en particulier les surpressions dues au coup de bélier, avec un module d'élasticité moins élevé (environ cinq fois moins) que celui de matériaux rigides, pouvant dans certains cas diviser par deux la surpression. Par contre, sous l'effet de contrainte répétée, les propriétés mécaniques peuvent s'en trouver fortement altérée.



Figure VI-3 : conduite en PEHD

Source : (catalogue technique tubes en polyéthylène PE CHAILI)

Dans notre cas d'étude le choix des conduites de refoulement s'effectuera en PEHD vu leurs avantages divers :

a-Résistants à la corrosion :

La corrosion est l'un des plus grands problèmes rencontrés par la tuyauterie métallique et peut devenir extrêmement coûteuse à prévenir ou à réparer. Comme les tuyaux en PEHD ne rouillent pas et ne pourrissent pas, ils ne sont pas aussi sensibles à la corrosion et prolongent donc considérablement la durée de vie du réseau.

b-Joints efficaces et performants :

Les tuyaux en PEHD sont reliés à l'aide de soudures par fusion thermique, cela consiste essentiellement à chauffer les deux surfaces et à les rapprocher de sorte que, lorsqu'elles refroidissent, elles forment un système monolithique permanent. Les cloches, les ergots et les joints mécaniques ne sont pas nécessaires, ce qui réduit le coût du système.

En outre, une étude a révélé que les États américains rapportent une perte d'eau moyenne de 16 % due à des joints qui fuient. Puisque les tuyaux en PEHD sont assemblés par fusion thermique, il n'y a aucune fuite possible.

c-Respectueux de la nature :

- Les tuyaux en PEHD ont moins d'impact sur l'environnement que les autres types de tuyaux.
- Il y a moins d'énergie utilisée pour fabriquer les tuyaux.
- Les tuyaux en PEHD sont légers et donc plus rentables à transporter.
- La fusion thermique empêche toute fuite.
- La tuyauterie peut être recyclée dans des applications sans pression.

VI.1.1.4 Choix du type de canalisation :

Pour faire le choix des différents types de conduite, nous devons 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 au remblai

VI.1.2 Les branchements :

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public.
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

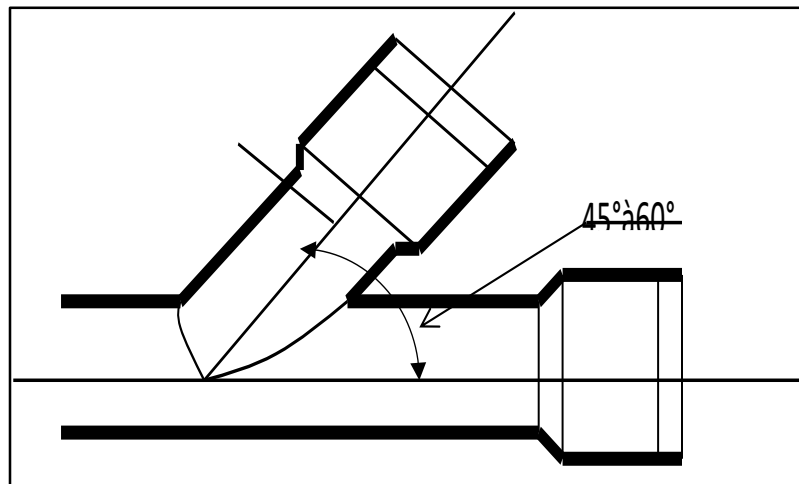


Figure VI-4 : Exemple d'un branchement simple

VI.2 Les ouvrages annexes :

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation du système d'évacuation.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

VI.2.1 Les ouvrages normaux :

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux, ils consistent à évacuer l'effluent vers le bassin de collecte, On distingue :

- Les bouches d'égout.
- Les regards.
- Les caniveaux.
- Les fossés.

VI.2.2 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout, appelés aussi regard de chaussée, sont *des* ouvrages à vocation prioritairement utilitaire et sécuritaire ; il s'agit de limiter et d'absorber les eaux de surfaces (Les eaux pluviales et les eaux de lavages).

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.

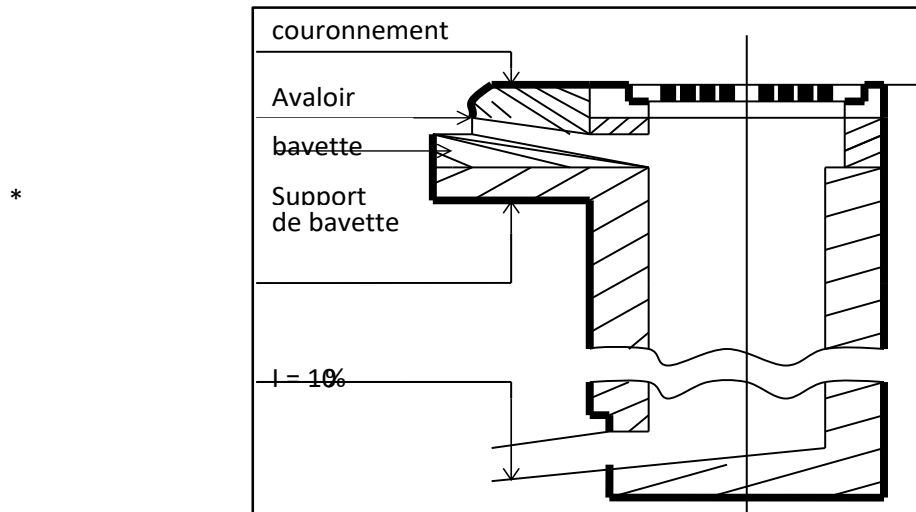


Figure VI-5 : Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

VI.2.3 Les Regards :

Leur rôle est d'assurer l'aération des ouvrages, le débouchage et nettoyage du réseau d'assainissement ainsi que l'accès aux canaux pour les ouvrages visitables, ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

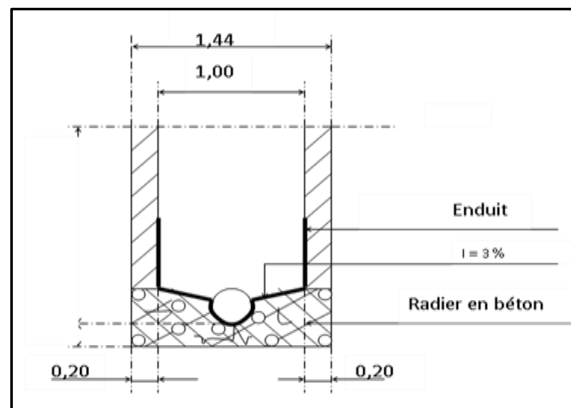


Figure VI-6 : Exemple d'un regard simple

Dans notre zone étude nous avons utilisé des différents types qui sont :

VI.2.3.1 Les regards 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 même hauteur.

VI.2.3.2 Les regards de visites

Ce sont des regards installés tous les 30 à 50 m le long des collecteurs principaux, à l'intercepteur, aussi au niveau de l'émissaire. Leurs dimensions sont fonction du diamètre à utiliser, ils nous facilitent l'entretien et les opérations de nettoyages.

VI.2.3.3 Les regards de chute :

C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

- La chute verticale profonde : Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.
- Chute toboggan : Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

VI.2.3.3.1 Dimensionnement du regard de chute :

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

$$L = v \times t \quad (\text{VI.1})$$

$$Y = \frac{1}{2} \times g \times t^2 \quad (\text{VI.2})$$

$$t = \frac{L}{v} \quad (\text{VI.3})$$

Avec :

L : Largueur du regard (m).

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

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

D'après les trois équations on aura :

$$L = \sqrt{\frac{2 \times Y}{g}} \times V \quad (\text{VI.4})$$

Recommandation : pour la construction du regard de chute le dosage de Ciment se fait à 350MPa pour éviter l'effet de érosion à cause de vitesse de la chute ainsi que dans le radier de regard en met des encrages pour la stabilité.

VI.2.4 Les ouvrages spéciaux :

Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau d'assainissement, cependant, dans de nombreux cas, il convient de recourir à tel ou tel ouvrage, pour résoudre certains problèmes qui apparaissent au stade de l'étude.

VI.2.4.1 Déversoirs d'orage :

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

VI.2.4.1.1 Emplacement des déversoirs d'orage :

L'emplacement du déversoir peut être :

- Avant la station d'épuration pour la régularisation du débit.
- Au milieu du réseau pour réduire les diamètres des collecteurs ou décharger un collecteur.(voir planche 2)

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.

VI.2.5 Les types de déversoirs d'orage :

On distingue plusieurs types de déversoir :

VI.2.5.1 Déversoir à seuil frontal :

Le seuil de déversement est disposé en face de l'émissaire d'amenée, celui-ci peut être droit ou dans une courbure, en cas de changement de direction. Il s'agit en général d'ouvrage de petite dimension.



Source :(Guide technique assainissement)

Figure VI-7 : Exemples de déversoir frontal

VI.2.5.2 Déversoir à seuil latéral :

Le déversoir classique à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositif de vannage. Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception d'un seuil long sans occuper beaucoup de place.



Source :(Guide technique assainissement)

Figure VI-8 : Exemple de déversoir à seuil latéral

VI.2.5.3 Déversoir à double seuil latéral :

Dans ce type de déversoir la cunette transitant le débit de temps sec et de petite pluie est suspendue dans la longueur de la chambre. Il s'agit de cas bien particulier, au niveau d'une chute dans le collecteur ou liés à de très fortes pentes



Source :(Guide technique assainissement)

Figure VI-9 : Exemple de déversoir à double seuil.

VI.2.6 Choix du type de déversoir :

Les déversoirs d'orage présentent une diversité importante concernant leur rôle et leur typologie sur un réseau d'assainissement unitaire. Cela s'explique essentiellement parce qu'ils doivent assurer un fonctionnement hydraulique pour des configurations topographiques et hydrauliques très variables (type d'écoulement, pente, niveaux d'eaux de l'émissaire, position de la STEP).

Le choix d'un déversoir nécessite donc une analyse précise de son environnement et du contexte pour lequel il est sollicité.

Dans notre projet et suivant le sens principal de l'écoulement (l'itinéraire vers le bassin de collecte), l'endroit de rejet, le débit d'entrée, le diamètre amont, la pente radier amont, nous avons opté pour un déversoir de type frontal.

Remarque : pour notre cas d'étude nous plaçons les déversoirs avant le poste de relevage, station de refoulement et au milieu du système d'assainissement.

VI.2.7 Principe de dimensionnement du déversoir d'orage frontal :

A-Détermination du débit total : Q_T

Le débit total se calcul comme suit :

$$Q_T = Q_{plu} + Q_{eu} \quad (\text{VI.5})$$

Avec :

- Q_{plu} : débit pluvial en (m³/s).
- Q_{eu} : débit d'eau usée domestique en (m³/s)

B- Détermination du débit critique : Q_{cr}

$$Q_{cr} = Q_t \times Z \quad (\text{VI.6})$$

C- coefficient de retardement : Z

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs d'orage

$$Z = \left(1 - \frac{T_c}{100}\right) \quad (\text{VI.7})$$

T_c : Temps de concentration évalué en fonction du cheminement hydraulique le plus long, de la surface drainé (voir formule III .10) .

TableauVI-1 : valeurs de Tc

Sous bassins	Tc (min)
Ouest	18
Centre	18
Est	12

Le débit critique se compose par :

- Du débit déversé : Q_{dev}
- Du débit allant vers la station d'épuration : Q_{step}

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step} \quad (VI.8)$$

Nous calculons le débit déversé : $Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step}$ (VI.9)

Remarque : Dans notre cas d'étude, L'eau usée sera rejetée d'abord une station de relevage puis sera évacuer par refoulement vers la STEP de Bousmail.

C-Détermination du débit de la STEP : Q_{step}

Tenant compte de la dilution est 3 :

$$Q_{step} = 3 \times Q_{pt} \quad (VI.10)$$

D-Détermination des hauteurs correspondants aux débits à l'amont du déversoir :

Pour obtenir les hauteurs d'eau dans les collecteurs, nous utiliserons les rapports de débit $R_{Q_{cr}}$ et $R_{Q_{step}}$:

$$R_H = \frac{H_{step}}{D} \quad ; \quad H_{step} = D \times R_H \quad ; \quad R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}}$$

$$R_{H_{cr}} = \frac{H_{cr}}{D} \quad ; \quad H_{cr} = R_{H_{cr}} \times D$$

H_{step} : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit Q_{step} vers la station d'épuration (dans notre cas d'étude vers la station de relevage).

$$H_{dev} = H_{cr} - H_{step} \quad (VI.11)$$

H_{dev} :Correspond à la hauteur d'eau déversée (lame déversée) par le déversoir soit vers le milieu naturel soit vers un autre collecteur

D : diamètre du collecteur amont (l'entrée du déversoir)

E -Détermination de seuil déversant :

Nous appliquons la formule de Bazin :

$$Q_{dev} = m \times L \times \sqrt{2g} \times H_{dev}^{3/2} \quad (VI.12)$$

- m: Coefficient de débit pris égal à : 0,45
- L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres
- g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- H_{dev} : La lame d'eau déversées m au-dessus du seuil du déversoir
- Donc :

$$L = \frac{Q_{dev}}{m \times \sqrt{2g} \times H_{dev}^{3/2}} \quad (VI.13)$$

TableauVI-2: les caractéristiques des déversoirs d'orage

DO N°	Z	Q_{cr} (m ³ /s)	Q_{step} (m ³ /s)	Q_{dev} (m ³ /s)	H_{step} (m)	H_{cr} (m)	H_{dev} (m)	m	L (m)
1	0,825	2,30	0,197	2,103	0,30	0,708	0,408	0,45	3,80
2	0,827	1,98	0,110	1,870	0,30	0,792	0,492	0,45	2,70
3	0,880	0,55	0,135	0,415	0,20	0,552	0,248	0,45	1,80

VI.3 Dimensionnement de la station de refoulement :

Le poste de relevage et la station de refoulement sont destinés à élever les eaux usées d'un point à une autre, soit pour le franchissement un obstacle, soit pour modifier des tracés devenus économiquement et techniquement inacceptable avec les données aval.

Dans notre projet d'étude nous allons dimensionner un poste de relevage et une station de refoulement, avec ses équipements amont et aval d'une façon technico-économique afin d'assurer un bon fonctionnement et satisfaire les besoins et avec un prix raisonnable.

VI.3.1 Choix de la variante d'emplacement :

Pour le choix de la variante la plus adéquate nous devons suivre les critères suivants :

- Eviter les zones sismiques ou non stable.
- Terrain plat (les courbes éloignées afin de diminuer les travaux de terrassement).
- La distance entre la station de pompage et le puisard ne faut pas qu'elle dépasse les 15m.
- Il faut essayer de faire un cheminement le plus technico-économique possible (réduire les pertes de charges).
- Respecter les normes internationales pour la conception des stations de pompage.

Remarque : D'après la situation sismique, topographique et géologique de notre zone d'étude le choix de notre variante vérifie les critères techniques d'implantation.

VI.3.2 Détermination du diamètre technico-économique :

La détermination du diamètre économique se fait pour assurer une sécurisation qualitative et quantitative du refoulement.

Pour notre zone d'étude on va calculer le diamètre économique pour deux conduites de refoulement qu'ils sont :

-conduite de refoulement du poste de relevage ouest vers station de refoulement.

-conduite de refoulement de la station de refoulement vers poste de réception.

VI.3.2.1 Calcul perte de charge total :

$$\sum H_p = H_{lin} + H_{sin} \quad (VI.14)$$

- Calcul des pertes de charge linéaire :

La formule universelle de Darcy Weis Bach donne :

$$H_{lin} = \frac{16 \times \lambda \times L \times Q^2}{2 \times \pi^2 \times g \times D^5} \quad (VI.15)$$

Avec

- L : longueur de refoulement ;

-Q : débit de refoulement ;

-g : la gravité :

- Le coefficient de frottement λ est donne par la formule de Nikuradzé.

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D}) \quad (VI.16)$$

- ε : la rugosité ;

-D : diamètre intérieur de la conduite.

VI.3.2.2 Calcul des pertes de charge singulières :

Les pertes de charge singulières sont estimées entre 10% et 15 % des pertes de charge linéaire, dans notre cas, nous prenons :

$$H_{sin} = 0,1 \times H_{lin} \quad (VI.17)$$

VI.3.2.3 Calcul de la hauteur manométrique total HMT :

$$HMT = H_g + \sum H_p \quad (VI.18)$$

VI.3.2.3.1 Calcul de la hauteur géométrique :

$$H_g = CR_{max} - Ca_{min} \quad (VI.19)$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique.
- CR_{max} : Cote refoulement max.
- Ca_{min} : Cote aspiration min (radier).

VI.3.2.4 Calcul la puissance absorbée par la pompe :

$$P_{abs} = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (KW) \quad (VI.20)$$

Avec :

- η : rendement de la pompe (%).
- Q : Débit refoulé par la pompe en m³/s.

VI.3.2.5 Calculer énergie consommée par la pompe :

$$E = P \times t \times 365 \quad (KWH) \quad (VI.21)$$

Avec :

- t : c'est le temps de pompage par jour en (heure), on prend t=12 h en moyenne
- P : puissance de la pompe en (KW).

VI.3.2.6 Frais d'exploitation :

Les frais d'exploitation sont définis par la formule suivante :

$$F_{exp} = E \times e \quad (DA) \quad (VI.22)$$

Avec :

- E : énergie consommée par la pompe en (KWH) ;
- e : prix unitaire d'un KWh impose par la Sonalgaz en DA

TableauVI-3 : variation journalière des tarifs de l'énergie.

Période	Horaires	Nombre d'heure (h)	Prix du KWh d'énergie (DA)
Heures pleines	06h-17h	11	4,98
Heures de pointe	17h-21h	4	8,35
Heures creuses	21h-06h	9	0,68

Source : SONALGAZ

Le prix moyen du KWh pendant les 24 heures de pompage sera égal :

$$e = \frac{(9 \times 0,68) + (11 \times 4,98) + (4 \times 8,35)}{24} = 3,93DA$$

VI.3.2.7 Frais d'investissement de la Conduite :

$$F_{inv} = K_1 \times L \times a \quad (DA) \quad (VI.22)$$

(BEDJAOUI, 2005)

Avec :

- K_1 : le coût en DA/ml d'un mètre linéaire de la conduite en tenant compte des frais de pose.

- L : est la longueur de la conduite en mètre (m).

- a : amortissement annuel, il est donné par la formule ci-dessous :

$$a = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (VI.23)$$

Avec

- i : Taux d'anuite annuel, $i=8\%$

- nombre d'années d'amortissement, $n=30$ ans

Soit : $a = 0,0879501$.

Les prix du mètre linéaire des conduites en PEHD sont donnés par le tableau suivant :

TableauVI-4: prix et dimensions des conduites PEHD PN6

D extérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Prix du mètre linéaire (DA)
250	9,6	4995
280	10,7	6192
315	12,1	7892
355	13,6	9874
400	15,3	10647
450	17,2	11499
500	19,1	18967
560	21,4	20728
630	24,1	31322

VI.3.2.8 Calcul les frais de pose :

Pour le calcul des frais de pose on doit calculer différents volumes à savoir : volume de déblai, volume de remblai, volume du lit de pose et volume de conduite.

VI.3.2.8.1 Volume des déblais des tranchées :

$$V_{tr} = b \times L \times H_{tr} \quad (m^3) \quad (VI.24)$$

Avec :

- b : Largeur de la tranchée (m). $b = D + 2.a$; ($a = 0.30m$).
- a : Distance entre la conduite et l'extrémité de la fouille.
- L : Longueur totale de la tranchée (m).
- H_{tr} : Profondeur de la tranchée (m).

$$H_{tr} = e + h + D \quad (m) \quad (VI.25)$$

- e : Epaisseur de la couche du lit de pose ; $e = 0.10m$.
- H : Profondeur minimale au-dessus du génératrice supérieure de la couche (m).
- D : Diamètre nominal de la conduite (m).

VI.3.2.8.2 Volume occupé par le lit de sable « V_{ls} » :

Ce volume est donné par la formule suivante :

$$V_{ls} = e \times b \times L \quad (m^3) \quad (VI.26)$$

Avec :

- e : Epaisseur de la couche du lit de pose ; $e = 0.10m$
- b : Largeur de la tranchée (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.3.2.8.3 Volume de la conduite « Vc » :

Le volume occupé par la conduite dans la tranchée est donné par la relation suivante :

$$V_c = \frac{\pi \times D^2}{4} \times L \quad (\text{VI.27})$$

Avec :

D : Diamètre de la conduite (m).

L : Longueur totale de la tranchée (m).

VI.3.2.8.4 Volume du remblai « VR » :

Le volume du remblai de la conduite est donné par l'expression suivante :

$$VR = V_{tr} - (V_c + V_{ls}) \quad (\text{VI.28})$$

VI.3.2.9 Calcul du diamètre économique :

Les résultats trouvés pour le calcul du diamètre économique de conduite de refoulement de la station de refoulement vers le poste réception sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau suivant illustre le calcul de coefficient de frottement pour les différents diamètres de la conduite PEHD PN6 .

Tableau VI-5 : coefficient de frottement des différents diamètres de conduite PEHD PN6

Diamètre extérieure (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieure (mm)	Le coefficient de frottement λ
250	9,6	230,8	0,01045
280	10,7	258,6	0,01025
315	12,1	290,8	0,01004
355	13,6	327,8	0,00984
400	15,3	369,4	0,00964
450	17,2	415,6	0,00945
500	19,1	461,8	0,00929
560	21,4	517,2	0,00912
630	24,1	581,8	0,00894

Calcul de la HMT pour les différents diamètres de la conduite PEHD PN6 de la station de refoulement

TableauVI-6: Calcul de la HMT pour les différents diamètres de la station de refoulement.

Diamètre extérieure (mm)	L (m)	Perte charge linéaire (mce)	Perte charge singulier (mce)	Perte charge totale (mce)	Hg (m)	HMT (mce)
250	3969	1253,17	125,32	1378,48	25,81	1404
280	3969	692,18	69,22	761,40	25,81	787
315	3969	375,29	37,53	412,81	25,81	439
355	3969	200,99	20,10	221,09	25,81	247
400	3969	107,84	10,78	118,63	25,81	144
450	3969	58,38	5,84	64,21	25,81	90
500	3969	23,72	2,37	27,09	25,81	53
560	3969	8,07	0,80	8,87	25,81	35
630	3969	6,14	0,61	6,75	25,81	33

Tableau suivant illustre le calcul des frais d'exploitation du Station de refoulement.

TableauVI-7-: Calcul des frais d'exploitation du station de refoulement .

Diamètre extérieure (mm)	HMT (mce)	P_{abs} (Kw)	E (kwh)	Prix kwh (DA)	Frais exploitation (DA)
250	1404	7162	31369081	3,93	120143580
280	787	4015	17584723	3,93	67349490
315	439	2237	9797994	3,93	37526318
355	247	1259	5515247	3,93	21123397
400	144	737	3226426	3,93	12357213
450	90	459	2010942	3,93	7701910
500	53	321	1405152	3,93	5381733
560	35	237	1036064	3,93	3968126
630	33	189	825681	3,93	3162360

Tableau suivant illustre les calculs les frais de la pose de la conduite de refoulement.

TableauVI-8:- Calcul les frais de la pose de la conduite de refoulement.

D (mm)	VR (m³)	Cout(DA)	Vd (m³)	Cout(DA)	Vls (m³)	Cout(DA)	Prix de pose(DA)
250	3026	1058977	3493	1047816	318	476280	2583073
280	3309	1158030	3880	1163909	337	506048	2827987
315	3479	1217656	4121	1236423	349	523908	2977986
355	3678	1287402	4412	1323731	363	544745	3155878
400	3907	1367353	4757	1427084	379	568559	3362996
450	4165	1457607	5160	1547910	397	595350	3600867
500	4452	1558272	5626	1687817	417	625118	3871207
560	4741	1659340	6112	1833678	437	654885	4147903
630	5089	1781153	6722	2016570	460	690606	4488328

Tableau suivant illustre les calculs de frais d'investissement pour les différents diamètres de la conduite de refoulement.

TableauVI-9:- Calcul les frais d'investissement du Conduite de refoulement.

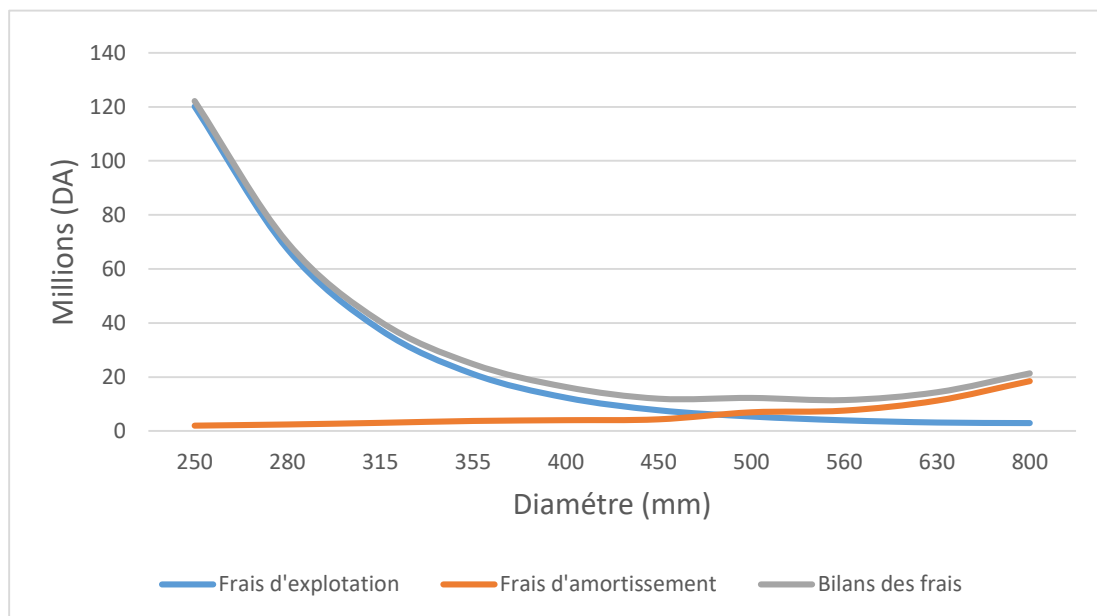
D (mm)	Prix unitaire (DA)	Prix de Conduite (DA)	Prix de pose (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
250	4995	19825155	2583073	22408228	0,087	1949516
280	6192	24576048	2827987	27404035	0,087	2384151
315	7892	31323348	2977986	34301334	0,087	2984216
355	9874	39189906	3155878	42345784	0,087	3684083
400	10647	42257943	3362996	45620939	0,087	3969022
450	11499	45639531	3600867	49240398	0,087	4283915
500	18967	75280023	3871207	79151230	0,087	6886157
560	20728	82269432	4147903	86417335	0,087	7518308
630	31322	124317018	4488328	128805346	0,087	11206065

Tableau suivant illustre les calculs du bilan des frais.

TableauVI-10-: calculs du bilans des frais

D (mm)	Frais D'exploitation (DA)	Frais d'investissement (DA)	Bilan Des frais (DA)
250	120143580	1949516	122093096
280	67349490	2384151	69733641
315	37526318	2984216	40510534
355	21123397	3684083	24807480
400	12357213	3969022	16326234
450	7701910	4283915	11985824
500	5381733	6886157	12267890
560	3968126	7518308	11486434
630	3162360	11206065	14368425

On trace la courbe d'optimisation puis en tire diamètre normalisé



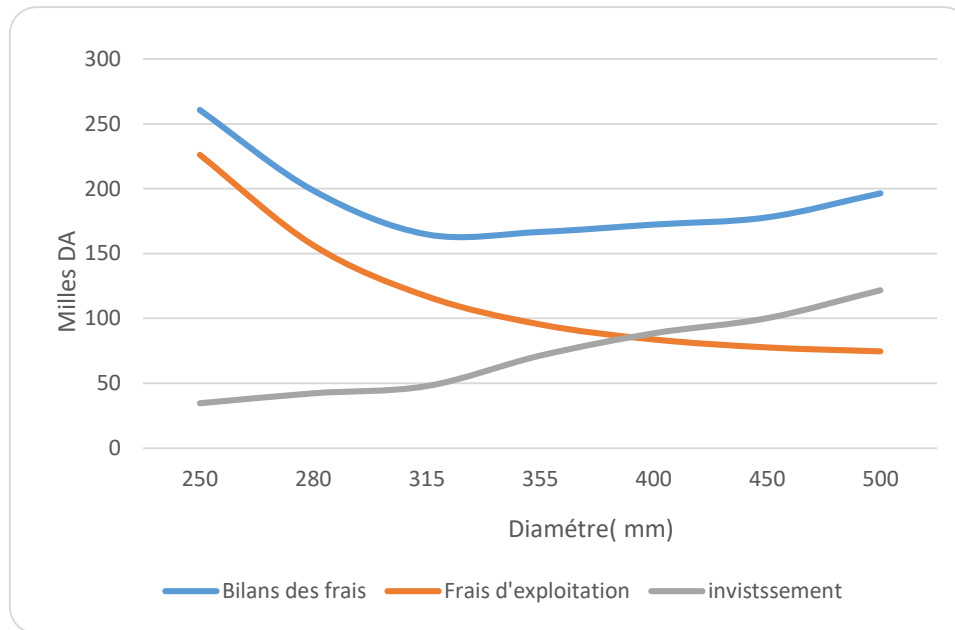
FigureVI-10 : courbe d'optimisation

Constations :

D'après les résultats obtenus ci-dessus, le diamètre normalisé $D=560\text{mm}$ est le plus économique avec $v = 1,22\text{ m/s}$ pour la conduite de refoulement PEHD PN6 de la station de refoulement centre vers poste de réception.

Remarque : on fait les mêmes étapes de calcul du diamètre économique pour la conduite de refoulement entre poste de relevage ouest vers la station de refoulement, on trace la courbe d'optimisation on obtient le diamètre normalisé $D=315\text{mm}$ est le diamètre le plus économique avec $v=1,65\text{ m/s}$, les résultats du calculs trouver dans annexe III .

La figure suivant illustre la courbe d'optimisation entre poste de relevage ouste et station de refoulement.



FigureVI-11: courbe d'optimisation

VI.3.3 Dimensionnement des pompes :

Notre cas d'étude nous allons a dimensionner les pompes avec leurs équipements pour le poste de relevage et la station de refoulement.

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

$$H_g = CT_R - CT_P \quad (\text{VI.30})$$

Avec :

H_g : Hauteur géométrique

CT_R : La cote TN du regard récepteur

CT_P : La cote de la pompe

TableauVI-11: Caractéristiques hydrauliques des pompes

	Débit m ³ /s	HMT (mce)
Poste de relevage ouest	0,110	18,31
Station de refoulement	0,307	35

VI.3.3.1.1 Choix des pompes :

Notre station de pompage est dimensionnée à partir d'un débit max, donc il faudra choisir un nombre de pompes qui assure un débit total égal à ce débit maximum. Il faut aussi assurer le secours de la station, par une, ou deux pompe, pour les utiliser en cas de panne.

Notre cas d'étude nous recommandant à trois pompes en parallèle du même type, deux pompes en service et une pompe secours.



Source :(Guide technique assainissement)

Figure VI-12 : installation des pompes immergées en parallèle.

VI.3.3.1.2 Les critères de choix :

Les critères à respecter dans le choix sont :

- Nombre minimal de pompes.
- Le meilleur rendement.
- NPSH requis minimal.
- Puissance absorbée minimale.
- Vitesse de rotation élevée.

Remarque : la figure suivant illustre un exemple de les courbes caractéristique des pompes pour le poste de relevage ouest.

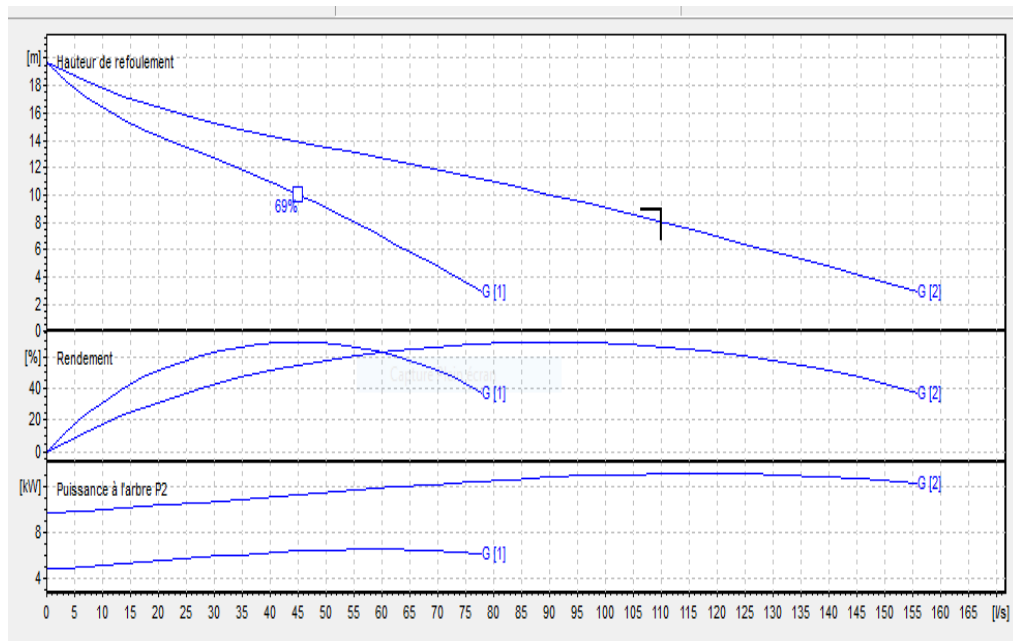


Figure VI-13 : Courbes caractéristiques des pompes

VI.3.3.2 Equipement amont :

En amont de la pompe, vu que la pompe est submergée, nous n'avons pas d'équipements d'aspirations mais des équipements annexes, nous avons :

- Le dégrilleur.
- Les convergents.
- Les joints.

VI.3.3.2.1 Dégrilleur :

Le panier dégrilleur permet la protection contre l'arrivée des objets et particules volumineuses (déchets > 50mm).

$$S = \frac{Q_{max}}{V \times O \times C} \quad (VI.31)$$

Avec :

- S : Surface du dégrilleure.(m²)
- Q_{max} : débit de pointe d'entrée vers la cuve (m³/s).
- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- O : Coefficient de contraction : $O = \frac{E}{E+D}$.

Nous choisissons un espacement de 10 cm et un d = 5 cm.

- C : Coefficient de colmatage : nettoyage manuel = 0.2.



Figure VI-14 : Panier dégrilleur

Source : <https://www.hydro-techniques.fr/nos-m%C3%A9tiers/chaudronnerie/>

Le tableau suivant illustre les caractéristiques du panier dégrilleur pour Le poste de relevage et la station de refoulement.

Tableau VI-12: les caractéristiques du panier dégrilleur

	V(m/s)	S(m ²)
Poste de relevage Ouest	1,65	0,70
Station de refoulement	1,22	2,66

VI.3.3.3 Equipement en aval :

Les équipements de cote refoulement sont :

- Les tuyaux de refoulement.
- Les robinets vanne.
- Les clapets anti – retour.
- Les divergents.
- Les joints.

VI.3.3.4 Réservoirs d'air (anti-bélier) :

Le refoulement continue de la veine liquide après disjonction du groupe peut être effectuée à l'aide d'une réserve d'eau accumulée sous pression dans une capacité métallique disposée à la station immédiatement à l'aval du clapet. Cette capacité contient de l'eau et de l'air.

Ce dispositif est le plus simple et protégera les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions.

VI.3.3.4.1 Principe de fonctionnement du réservoir d'air :

Le réservoir d'air contient de l'eau et de l'air et, en marche normale, la pression de cet air équilibre la pression dans la conduite au point considéré.

A la disjonction du groupe électrique, le clapet se ferme. Puisque la pompe ne fournit plus de pression, une partie de l'eau de la cloche est chassée dans la conduite. En effet, à ce moment, la pression de l'air de la cloche est encore supérieure à celle qui s'exerce à l'autre extrémité de la conduite, au réservoir.

L'eau de la conduite revient en arrière après l'annulation de sa vitesse et remonte dans la cloche, il en résulte donc une succession de surpressions et de dépressions jusqu'à l'amortissement du phénomène.

La dissipation de l'énergie de l'eau peut être obtenue par le passage de celle-ci au travers d'un organe d'étranglement disposé à la base de la cloche.

Etant un dispositif simple protégeant l'installation aussi bien contre les dépressions que contre les surpressions, et qu'il est simple à installer et facile à contrôler, notre choix se portera sur ce dispositif.

VI.3.3.4.2 Calcul des réservoirs d'air :

Le calcul du réservoir d'air permet de déterminer les valeurs maximales de la surpression et de la dépression dans les conduites de refoulement ainsi que le volume du réservoir d'air à dimensionner.

VI.3.3.4.2.1 METHODE DE PUECH ET MEUNIER :

L'étude comparative faite par MM. PUECH et MEUNIER sur tous les abaques existants montre que les résultats sont compris dans une fourchette de précision égale à 10%, une précision suffisante pour faire un dimensionnement industriel .

La célérité de l'onde élastique c est fonction du fluide écoulé, des caractéristiques de la conduite (diamètre et épaisseur) et du sol.

Elle est donnée par la formule publiée par Pr B.SALAH qui tient compte de l'effet du sol sur la conduite.

$$C = \frac{\sqrt{\frac{K}{\rho}}}{\sqrt{1 + \frac{K * 2 * a * (1 - \nu_m^2) * (1 - \nu_s)}{(1 - \nu_m^2) * a * E_s + E_m * e_m * (1 - \nu_s)}}} \quad (\text{VI.31})$$

- C: célérité d'onde en (m/s) ;
- K : Coefficient d'élasticité de l'eau ; $K = 2,07 * 10^9$ Pascal ;
- ρ : Masse volumique de l'eau usée ; $\rho = 1050 \text{ kg / m}^3$;

- E_m : module de Young du matériau de la conduite, $E_m = 3 \cdot 10^9$ pour le PEHD;
- E_s : module de Young du sol ; $E_m = 2 \cdot 10^8$ Pascal ;
- ν_m : coefficient de poisson du matériau, $\nu_m = 0,46$ pour le PEHD ;
- ν_s : coefficient de poisson du sol entourant la conduite, $\nu_s = 0.33$;
- e_m : Epaisseur de la conduite (m) .
- a : rayon intérieur de la conduite (m).

La célérité de propagation de l’onde pour chaque diamètre de la conduite est donnée comme suit :

Tableau VI-13 : Calcul de célérité d’onde des différents conduites de refoulement

	K (*10 ⁹)	P	a	V_m	V_s	Es (*10 ⁸)	Em (*10 ⁹)	em	C
	(Pa)	(Kg/m ³)	(m)	-	-	(Pa)	(Pa)	(m)	(m/s)
Poste de relevage	2.07	1000	0.258	0.46	0.33	2	3	0.019	504
Station De refoulement	2.07	1000	0.145	0.46	0.33	2	3	0.012	528

a-Partie du refoulement (station de refoulement vers poste de réception)

-Caractéristique de la conduite

On a:

$$H_0 = H_g + 10 \dots\dots\dots (VI.32)$$

$$A = C \times V_0 / [g \times H_0] \dots\dots\dots (VI.33)$$

-Caractéristique des pertes charges (K)

On a :

$$H_{abs} = H_0 + \Delta H \dots\dots\dots (VI.34)$$

$$K = [H_{abs} - H_0] / H_0 \dots\dots\dots (VI.35)$$

TableauVI-14 : Calcul du régime permanent

Régime permanent	
S (m ²)	0,210
V ₀ (m/s)	1,22
Perte de charge(m)	8,87
H _g (m)	25,81
H ₀ (m)	35,81
H _{abs} (m)	44,68

-Caractéristique du réservoir (B) :

La famille de courbes B sera considérée pour A et K données, il sera ensuite superposé le profil en long 'absolu' à la famille de courbe.

Il est d'abord nécessaire de remplir le tableau ci-dessous du profil en long.

TableauVI-15 :Caractéristiques du profil en long

Cote z (m)	4,70	14,9	22,22	30,16
Long, Conduite (m)	0	207,8	708,37	3052,83
ΔZ	0	10,2	7,32	7,94
$[\Delta Z+10] / [H_g+10]$	0,279	0,520	0,483	0,500
X	0	207,8	916,17	3969
X/L	0	0,025	0,23	1

Après superposition du profil en long sur l'abaque de **Puech** et **Meunier**, il sera déterminé la caractéristique du réservoir (b).

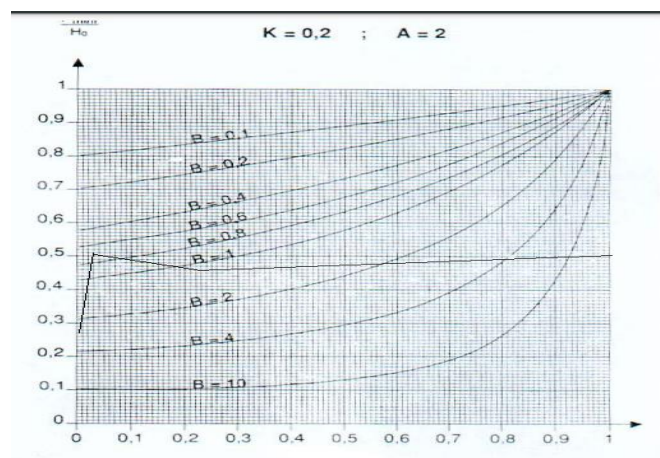


Figure VI-15 :Abaque de Puech et Meunier K=0.2 et A=2

Le volume U_0 de l'air comprimé en fonctionnement permanent est donné par la relation :

Depuis l'abaque on a $B=0,6$

$$U_0 = \left(\frac{V_0^2}{g \times H_{abs}} \right) \times \left(\frac{L \times S}{B} \right) \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII-36})$$

Le volume d'air maximal sera calculé en considérant une loi intermédiaire entre les lois isotherme et adiabatique :

Depuis l'abaque $P_{\min} / H_0 = 0,53$

$$U_{max} = U_0 \times \left(\frac{H_{abs}}{P_{\min}} \right)^{\frac{1}{1,2}} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII-37})$$

En vue d'assurer 30% d'eau dans le ballon lors de la plus grande dépression, il faut prévoir un réservoir d'un volume :

$$\text{Volume} = 1,3 \times U_{max} \quad (\text{VII-38})$$

Le volume du ballon d'air est calculé dans le tableau ci-dessous :

TableauVI-16 : calcul du volume du ballon d'air du station de refoulement

Poste de relevage	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Volume (m ³)
centre	4,6	9,38	12,09

B-Partie du refoulement (poste de relevage ouest vers Station de refoulement) :

On fait les même étapes du calcule on obtient :

TableauVI-17 : calcul du volume du ballon d'air du poste relevage ouest

Poste de relevage	U_0 (m ³)	U_{max} (m ³)	Volume (m ³)
ouest	0,26	0,39	0,51

VI.3.3.5 Dimensionnement de puisard :

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

$$V_u = \frac{Q_j}{(4 \times N)} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VI.28})$$

Avec :

- Q_j : Débit de fonctionnement en (m³/h).

-N : Nombre de démarrage des pompes en une heure (=5).

VI.3.3.5.1 Surface de puisard:

Nous supposons une surface rectangulaire

$$S_u = \frac{V_u}{H_u} \quad (\text{m}^2) \quad (\text{VI.29})$$

Pour la profondeur de puisard on prend $H_u = 5,2\text{m}$ on tient compte la profondeur de garde pour éviter toute mise en charge du collecteur d'arriver des eaux usées.

TableauVI-18-: caractéristique de la puisard

Puisard	Q (m³/s)	V_u (m³)	S_u (m²)
Poste de relevage	0,110	19,8	3,96
Station de refoulement	0,307	70,2	13,5

D'après les résultats obtenus de tableau ci-dessus les dimensions de puisard seront :

TableauVI-19-: dimensionnes de puisard

Puisard	H_u (Profondeur) (m)	L (Langueur) (m)	l (largeur) (m)
Poste de relevage	5,2	3	1,5
Station de refoulement	5,2	4	3,5

VI.3.4 Bâtiment de la station de pompage :

Le type de construction de la station de pompage est déterminé prenant en considération plusieurs paramètres :

- Mode de raccordement du bâtiment à la prise d'eau.
- Variation de plan d'eau d'aspiration.
- Type de matériaux de construction du bâtiment et sa disponibilité.
- Conditions géologiques et hydrologiques.
- Type des moteurs et pompes utilisés.

VI.3.4.1 Types des bâtiments des stations de pompage :

Les bâtiments des stations de pompes se différencient l'un à l'autre par les paramètres que nous avons mentionnés dans le paragraphe précédent. Et parmi ces types des bâtiments on peut citer les suivants :

- Bâtiment type surface.
- Bâtiment type bloc.
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée
- Bâtiment type bache mouillée avec une pompe dénoyée

Le bâtiment est constitué par deux parties :

- Une partie souterraine. (Puisard)
- Une partie supérieure (salle des machines + salle annexe)

Remarque :

- il faut prévoir un éclairage de 12.5% en plus de l'éclairage électrique.
- il faut prévoir un pont roulant au-dessus de chaque installation qui dépasse 100Kg.

VI.3.4.2 Schéma de la station de pompage :

- 1-Armoires électriques
- 2-Bureau du chef d'exploitation
- 3-Magasin d'entretien et de stockage
- 4-Salle des pompes
- 5-Porte principale (accès des engins du transport)
- 6-Porte d'entrée du personnel.

VI.3.4.3 Dimensionnement du bâtiment de la station de pompage :

Selon notre cas d'études nous avons choisis le bâtiment type bache mouillée avec une pompe noyée (la pompe est submergée)

VI.3.4.3.1 Hauteur du bâtiment :

La hauteur du bâtiment est donnée par la relation suivante :(voir planche 5)

$$H_b = h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

- h_5 : hauteur verticale : $h_{reserve} = 0.5 m$

- h_6 : hauteur réservée à l'homme (2.2 m).

- h_7 : hauteur de chariot $h_7 = 0.3m$

- h_8 : hauteur de profilée $h_8 = 0.8m$

- h_9 : hauteur de sécurité $h_9 = 0.5m$

VI.3.4.4 Longueur du bâtiment :

$$L_b = L_{ar} + L_{pf} + L_{sp} + L_{Mg}$$

L_{ar} : Longueur de l'armoire électrique=2m

L_{pf} : Longueur du bureau du personnel. $L_p = 4m$

L_{sp} : Longueur Salle des pompes (longueur de puisard + 1 m)

L_{Mg} : Magasin d'entretien et de stockage

VI.3.4.5 Largeur du bâtiment :

$$l_b = l_1 + l_{sp} + 2S$$

- l_1 : Distance entre le mur et le premier organe = (0,2-0.3) m = 0,3m.

-S : épaisseur de mur 30 cm.

- l_{sp} : largeur de puisard +1m .

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons indiqué les différents ouvrages principaux et spéciaux que demande notre projet ,ces ouvrages principaux assurent l'écoulement rapide des eaux usées et un degré très élevé de durabilité suivant le choix de matériaux des canalisations ainsi que les regards projetés qui ont un rôle de la jonction, le raccordement, la diminution de la pente et l'aération de l'intérieur des collecteurs ce qui contribue à une bonne gestion durant le fonctionnement du système d'assainissement projeté ,en plus notre système d'évacuation nous a nécessité à dimensionner trois déversoir d'orage de type latérale et deux poste de relevage ,ces ouvrage spéciaux permet de transfert les eaux usée de notre zone d'étude vers la STEP de Bousmail.

CHAPITRE VII :
MANAGEMENT DE PROJET

Introduction

L'objectif de management de projet est de réaliser les travaux d'assainissement au moins dans les délais et avec le moindre coût, ainsi que joue un rôle primordial dans l'aspect économique des ouvrages et les installations hydrauliques, elle consiste à déterminer et coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles, et dans les plus brefs délais.

VII.1 Les étapes de réalisation du projet d'assainissement :

VII.1.1 Avant-projet sommaire et travaux topographiques (APS) :

Il contient les éléments suivants :

- Le plan de la trace de projet.
- Les profils en long.
- Le type de sol.
- Le plan des réseaux existants (GAZ, AEP, TELEPHONE ...etc.).

VII.1.2 L'avant-projet détaillé (APD) :

L'avant-projet détaillé a pour but, l'étude détaillée du projet en prenant compte de toutes les anomalies rencontrées dans l'avant-projet sommaire en tenant compte des difficultés qu'on doit trouver pendant la réalisation.

VII.1.3 Emplacement des canalisations :

Les conduites seront placées dans l'axe de la chaussée dans le cas des rues de moins de 15 m de largeur. Dans les cas des rues larges, il est préférable que la pose de canalisation s'effectue sous trottoir.

VII.1.4 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.1.4.1 Manutention et stockage des conduites :

Les produits préfabriqués font l'objet sur chantier de vérification portant sur :

- Les quantités ;
- L'aspect et le contrôle de l'intégrité ;
- Le marquage en cas de défaut.

Précautions : Les conduites sont posées sans brutalité sur le sol où dans le fond des tranchées et ne doivent pas être roulées sur des pierres ou sur le sol rocheux, mais sur des chemins de roulement.

Il convient de réaliser un fond de tranchée arasé à 10 cm minimum sous la génératrice inférieure de la conduite.

Puis d'exécuter :

- Le compactage sous les flancs pour assurer l'assise de la canalisation ;
- Le remblai par couches successives

VII.1.4.2 Décapage de la couche végétale :

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer.

Le volume de la couche décapée est :

$$V = B \times H \times L \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

H : hauteur de la couche (m)

L : longueur totale des tranchées (m).

Si la tranchée est ouverte sous les voies publiques, le décapage est fait avec soin sans dégradation des parties voisines.

VII.1.4.3 Emplacement des jalons des piquets :

Suivant les tracés du plan de masse on place des jalons ou piquets tout au long de l'axe des tranchées et aussi dans chaque emplacement d'un regard et à chaque branchement ou jonction en utilisant donc en plus du plan de masse les niveaux, théodolites et les mires.

VII.1.4.4 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

Les travaux d'excavation des tranchées se font mécaniquement, on doit suivre les pentes des conduites même si les tranchées sont très profondes (3 à 4 m), il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable, pour éviter la contamination de l'eau en cas de fuite d'eau usée.

Pour les regards et les autres ouvrages, la tranchée sera généralement creusée de façon qu'entre la surface extérieure de la maçonnerie et la paroi de la tranchée y'aura un espace libre.

VII.1.4.4.1 Largeur du fond de la tranchée :

La largeur d'ouverture de tranchée est obtenue par la formule :

$$B = d + (2 \times 0.3) \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.1})$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m).

d : diamètre de la conduite (m).

VII.1.4.4.2 Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites.

$$H = e + d + h \quad (\text{m}) \quad (\text{VII.2})$$

Avec :

e : hauteur de lit de pose.(m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au-dessus de la conduite. (m)

VII.1.4.5 Aménagement du lit de pose :

les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,1 m d'épaisseur qui se compose généralement de sable bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé chaque conduite repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

Pour les mauvais terrains on opte pour des dalles en béton.

VII.1.4.6 La mise en place des canalisations en tranchée :

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont. Avant la mise en place des conduites en fouilles on procède au triage des conduites de façon à remplacer celles qui ont subi des chocs importants, ou des fissurations, on doit s'assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites. On doit vérifier l'état de revêtement intérieur et extérieur des tuyaux.

Une conduite doit toujours être posée avec une légère pente afin de créer des points pour évacuer l'aire entraine, soit lors du remplissage, ou pendant le fonctionnement des conduites.

Les tuyaux seront posés en fouilles au moyen d'une grue ou d'une pose tube, la descente des tuyaux doit être faite lentement et dans l'ordre. Il faut aussi vérifier régulièrement l'alignement des tuyaux.

VII.1.4.7 Assemblage des conduites :

Il existe différents assemblages de tuyaux, méthodes autorisées :

- **avec chaînes et élingues** : Le tuyau est suspendu par des chaînes ou des élingues et déposé dans le fond de la tranchée ; dès que l'embout mâle est positionné à hauteur du manchon, le tuyau est inséré par traction d'une grue. La chaîne ou l'élingue est serrée au plus près sur le tuyau à insérer et une force de traction est appliquée par le bras de la grue.

- **avec des outils de traction (TIRE-FORT)** : Cette méthode convient surtout pour les tuyaux de grandes dimensions : on utilise un ou plusieurs tire-fort ou un système de serrage pour tirer les tuyaux l'un dans l'autre. L'avantage majeur de ce système est que la force est appliquée dans l'axe de la canalisation en l'absence de tout mouvement incontrôlé

VII.1.4.8 Remblais des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, on procède au remblaiement par la méthode suivante :

- L'enrobage de (10 : 15 cm) au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite,
- A l'aide des engins on continue à remblayer par des couches successives de 0,25 m compactées l'une après l'autre. Pour cette étape on utilise la terre des déblais.

Pour que les conduites résistent aux forces extérieures dues à des charges fixes et mobiles et au remblai il faut choisir des matériaux qui garantissent la résistance à ce dernier.

VII.1.4.9 Construction des regards :

Les regards peuvent être constitués d'éléments préfabriqués, de maçonnerie en briques, de béton armé ou de matière plastique, suivant les indications des plans et les normes indiqués dans le bordereau de soumission.

Tous les regards et ouvrages visitables (déversoirs d'orage) sont munis d'échelons, de crochets ou d'une échelle suivant les indications du bordereau de soumission.

Les différentes opérations pour l'exécution d'un regard sont les suivantes :

1. Réglage du fond du regard.
2. Exécution de la couche du béton de propreté.
3. Ferrailage du radier de regard.
4. Bétonnage du radier.
5. Ferrailage des parois.
6. Coffrage des parois.
7. Bétonnage des parois.
8. Décoffrage des parois.
9. Ferrailage de la dalle.
10. Coffrage de la dalle.
11. Bétonnage de la dalle.
12. Décoffrage de la dalle.

VII.2 .Choix des engins :

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

Pour notre projet nous avons choisi pour chaque opération un engin qui convient comme suit :

VII.2.1 Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

Le meilleur engin adopté pour le décapage c'est bien la niveleuse. (Figure VIII.1) , On distingue la niveleuse automotrice appelée moteur grader et la niveleuse tractée appelée grader.

Utilisation des niveleuses :

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



Figure VII-1 : Les engins de décapage

VII.2.2 Pour l'excavation des tranchées :

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

- Temps de fouille ;
- Temps de transport ;
- Temps de déchargement ;
- Temps de remise en position de déblais.

Ce sont des engins très réponsus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir. (Figure VII.2)



Figure VII-2:Pelle équipée en rétro

VII.2.3 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 montent à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins portant un godet. (Figure VII.3)

Si les travaux ne sont pas très importants, nous utilisons le rétro chargeur.



Figure VII-3 : Chargeur

VII.2.4 Pour le compactage

L'engin qui convient à cette opération c'est le compacteur à rouleau lisse. (Figure VII.4)

Il comprend :

- Un châssis ;
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse ;
- Les organes de manœuvre.



Figure VII-4 : compacteur à rouleau lisse

VII.3 .Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le cout 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.

Ce calcul consiste alors, à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage de la terre végétale ;
- L'exécution des tranchées ;
- Fourniture et pose de lit de sable ;
- Fourniture et pose des buses en béton ou en béton armé ;
- Construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé ;
- Tavaux de remblaiement de la tranchée ;
- Transport des sols excédentaires.

VII.3.1 .Détermination des différents volumes :

VII.3.1.1 Volume de la couche végétale :

$$V_{cv} = H_v \times L \times B \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.3})$$

Avec :

- V_{cv} : Volume de la couche végétale (m^3)
- H_v : Profondeur de la couche végétale (on prend $H_v= 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche végétale en (m).

VII.3.1.2 Volume des déblais des tranchées :

$$V_d = B \times L \times H \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.4})$$

Avec :

- V_d : Volume des déblais des tranchées (m^3)
- B :Largeur de la couche du tronçon en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

VII.3.1.3 Volume occupé par le lit du sable :

$$V_{ls} = e \times L \times B \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.5})$$

Avec :

- V_{ls} : Volume de lit du sable (m^3)

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

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

VII.3.1.4 Volume occupé par les conduites :

$$V_{cdt} = L \times \pi \times \frac{D^2}{4} \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.6})$$

Avec :

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m^3).

- D : Diamètre de la conduite en (m).

VII.3.1.5 Volume du remblai :

$$V_r = V_d - (V_{cv} + V_{ls} + V_{cdt}) \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.7})$$

Avec :

V_r : Volume du remblai

VII.3.1.6 Volume excédentaire :

$$V_{ex} = V_f - V_r \quad (\text{m}^3) \quad (\text{VII.8})$$

Avec :

- V_{ex} Volume du sol excédentaire: .

- V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

Tel que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (\text{VII.9})$$

Avec :

K_f : Coefficient de foisonnement de la nature de sol pour notre étude et sols sableux on a :

$$K_f = 1,1.$$

Les tableau suivant résume les différents volumes pour les collecteurs principaux et les intercepteurs

Tableau VII-1: résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale de cité Mahddine.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _f (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R0 - R1	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R1 - R2	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R2 - R3	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R3 - R4	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R4 - R5	400	10,5	1	1,3	1,05	13,6	1,05	16,3	1,32	10,23	6,15
R5 - R6	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R6 - R7	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R7 - R8	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R8 - R9	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R9 - R10	400	25	1	1,3	2,5	32,5	2,5	39	3,14	24,36	14,64
R10 -R11	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,94	22,07
R11 -R12	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,94	22,07
R12 -R13	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,94	22,07
R13 -R14	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,94	22,07
R14 -R15	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,9	22,07
R15 -R16	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,9	22,07
R16 -R17	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,9	22,07
R17 -R18	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,9	22,07
R18 -R19	600	15	1,2	1,5	1,8	27	1,8	32	4,24	19,2	13,2
R19 -R20	600	25	1,2	1,5	3	45	3	54	7,07	31,9	22,1
R20 -R21	600	10	1,2	1,5	1,2	18	1,2	22	2,83	12,8	8,8
R21 -R22	600	30	1,2	1,5	3,6	54	3,6	65	8,48	38,3	26,5
R22 -R23	600	24,4	1,2	1,5	2,93	43,9	2,93	53	6,90	31,2	21,5
R23 -R24	600	45,5	1,2	1,5	5,46	81,9	5,46	98	12,86	58,1	40,2
R24 R46	600	29,6	1,2	1,5	3,55	53,3	3,55	64	8,36	37,8	26,1

Le tableau suivant montre des différentes volumes du collecteur principale 1 de cité forne

Tableau VII-2: résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 1 de cité forne

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R25 - R26	300	25	0,9	1,2	2,25	27,0	32	2,25	1,77	20,7	11,7
R26 - R27	300	25	0,9	1,2	2,25	27,0	32	2,25	1,77	20,7	11,7
R27 - R28	300	25	0,9	1,2	2,25	27,0	32	2,25	1,77	20,7	11,7
R28 - R29	300	25	0,9	1,2	2,25	27,0	32	2,25	1,77	20,7	11,7
R29 - R30	300	25	0,9	1,2	2,25	27,0	32	2,25	1,77	20,7	11,7
R30 - R31	300	25	0,9	1,2	2,25	27,0	32	2,25	1,77	20,7	11,7
R31 - R32	300	25	0,9	1,2	2,25	27,0	32	2,25	1,77	20,7	11,7
R32 - R33	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6
R33 - R34	400	15	1	1,3	1,50	19,5	23	1,50	1,88	14,6	8,8
R34 - R35	400	22,4	1	1,3	2,24	29,1	35	2,24	2,81	21,8	13,1
R35 - R36	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6
R36 - R37	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6
R37 - R38	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6
R38 - R39	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6
R39 - R40	400	13,5	1	1,3	1,35	17,6	21	1,35	1,70	13,2	7,9
R40 - R41	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6
R41 - R42	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6
R42 - R43	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6
R43 - R44	400	15	1	1,3	1,50	19,5	23	1,50	1,88	14,6	8,8
R44 - R45	400	26,7	1	1,3	2,67	34,7	42	2,67	3,35	26,0	15,6
R45 - R46	400	24,9	1	1,3	2,49	32,4	39	2,49	3,13	24,3	14,6

Le tableau suivant montre des différents volumes du collecteur principale 2 de cité forne

Tableau VII-3: résultats de calcul des différents volumes du collecteur principale 2 de cité forne

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R47 - R48	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0
R48 - R49	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0
R49 - R50	400	30	1	1,3	3,00	39,0	47	3,00	3,77	29,2	17,6
R50 - R51	400	25	1	1,3	2,50	32,5	39	2,50	3,14	24,4	14,6

Suite du Tableau VII-3: résultats de calcul des différents volumes du collecteur principale 2 de cité forne.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R51 - R52	400	30	1	1,3	3,00	39,0	47	3,00	3,77	29,2	17,6
R52 - R53	400	10	1	1,3	1,00	13,0	16	1,00	1,26	9,7	5,9
R53 - R54	400	12	1	1,3	1,20	15,6	19	1,20	1,51	11,7	7,0
R54 - R55	400	29,8	1	1,3	2,98	38,7	46	2,98	3,74	29,0	17,5
R55 - R56	400	30,72	1	1,3	3,07	39,9	48	3,07	3,86	29,9	18,0
R56 - R57	500	29	1,1	1,4	3,19	44,7	54	3,19	5,69	32,6	21,0
R57 - R58	500	29	1,1	1,4	3,19	44,7	54	3,19	5,69	32,6	21,0

Le tableau suivant montre des différents volumes du collecteur principale 1 centre-ville.

Tableau VII-4: résultats de calcul des différents volumes du collecteur principale 1 centre-ville.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R59 - R60	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R60 - R61	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R61 - R62	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R62 - R63	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R63 - R64	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R64 - R65	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R65 - R66	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R66 - R67	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R67 - R68	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R68 - R69	600	30	1,2	1,5	3,60	54,0	65	3,60	8,48	38,3	26,5
R69 - R70	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R70 - R71	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R71 - R72	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R72 - R73	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R73 - R74	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R74 - R75	600	25	1,2	1,5	3,00	45,0	54	3,00	7,07	31,9	22,1
R75 - R76	600	26,52	1,2	1,5	3,18	47,7	57	3,18	7,49	33,9	23,4
R76 - R77	600	33,25	1,2	1,5	3,99	59,9	72	3,99	9,40	42,5	29,3

Suite du tableau VII-4 : résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 1 centre-ville.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R77 - R78	600	30	1,2	1,5	3,60	54,0	65	3,60	8,48	38,3	26,5
R78 - R79	600	35	1,2	1,5	4,20	63,0	76	4,20	9,89	44,7	30,9
R79 - R80	600	30	1,2	1,5	3,60	54,0	65	3,60	8,48	38,3	26,5
R80 - R81	600	30	1,2	1,5	3,60	54,0	65	3,60	8,48	38,3	26,5
R81 - R82	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R82 - R83	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R83 - R84	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R84 - R85	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R85 - R86	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R86 - R87	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R87 - R88	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R88 - R89	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R89 - R90	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R90 - R91	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R91 - R92	800	21,2	1,4	1,7	2,97	50,5	61	2,97	10,65	33,9	26,7
R92 - R93	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R93 - R94	800	33,1	1,4	1,7	4,63	78,8	95	4,63	16,63	52,9	41,7
R94 - R95	800	31,3	1,4	1,7	4,38	74,5	89	4,38	15,73	50,0	39,4
R95 - R96	1000	22,4	1,6	1,9	3,58	68,1	82	3,58	17,58	43,3	38,4
R96 - R97	1000	27,3	1,6	1,9	4,37	83,0	100	4,37	21,43	52,8	46,8
R97 - R98	1000	27,6	1,6	1,9	4,41	83,7	100	4,41	21,62	53,3	47,2
R98 - R99	1000	27,80	1,6	1,9	4,45	84,5	101	4,45	21,82	53,8	47,6
R99 - R100	1000	36,70	1,6	1,9	5,87	111,6	134	5,87	28,82	71,0	62,9
R100 -R101	1000	14,7	1,6	1,9	2,35	44,7	54	2,35	11,54	28,4	25,2
R101 -R102	1000	29,50	1,6	1,9	4,72	89,8	108	4,72	23,18	57,1	50,6
R102 -R103	1000	39,25	1,6	1,9	6,28	119,3	143	6,28	30,81	75,9	67,2
R103-R104	1000	24,75	1,6	1,9	3,96	75,2	90	3,96	19,43	47,9	42,4

Le tableau suivant montre des différentes volumes du collecteur principale 2 du centre-ville.

Tableau VII-5: résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 2 centre-ville.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R105 - R106	800	34,19	1,4	1,7	4,79	81,4	98	4,79	17,18	54,6	43,0
R106 - R107	800	33,3	1,4	1,7	4,66	79,3	95	4,66	16,73	53,2	41,9
R107 - R108	800	35,79	1,4	1,7	5,01	85,2	102	5,01	17,98	57,2	45,0
R108 - R109	800	23,74	1,4	1,7	3,32	56,5	68	3,32	11,93	37,9	29,9
R109 - R110	800	32,26	1,4	1,7	4,52	76,8	92	4,52	16,21	51,5	40,6
R110 - R111	800	25,66	1,4	1,7	3,59	61,1	73	3,59	12,89	41,0	32,3
R111 - R112	800	22,81	1,4	1,7	3,19	54,3	65	3,19	11,46	36,4	28,7
R112 - R113	800	16,07	1,4	1,7	2,25	38,2	46	2,25	8,07	25,7	20,2
R113 - R114	800	29,31	1,4	1,7	4,10	69,8	84	4,10	14,73	46,8	36,9
R114 - R115	800	30,93	1,4	1,7	4,33	73,6	88	4,33	15,54	49,4	38,9
R115 - R116	800	24,85	1,4	1,7	3,48	59,1	71	3,48	12,48	39,7	31,3
R116 - R117	800	33,62	1,4	1,7	4,71	80,0	96	4,71	16,89	53,7	42,3
R117 - R118	800	19,41	1,4	1,7	2,72	46,2	55	2,72	9,75	31,0	24,4
R118 - R119	800	35,49	1,4	1,7	4,97	84,5	101	4,97	17,83	56,7	44,7
R119 - R120	800	41,49	1,4	1,7	5,81	98,7	118	5,81	20,84	66,3	52,2
R120 - R121	800	30,37	1,4	1,7	4,25	72,3	87	4,25	15,26	48,5	38,2
R121 - R122	800	30,12	1,4	1,7	4,22	71,7	86	4,22	15,13	48,1	37,9
R122 - R123	800	19,81	1,4	1,7	2,77	47,1	57	2,77	9,95	31,6	24,9
R123 - R124	800	20,27	1,4	1,7	2,84	48,2	58	2,84	10,18	32,4	25,5
R124 - R125	800	32,88	1,4	1,7	4,60	78,3	94	4,60	16,52	52,5	41,4
R125 - R126	800	43,97	1,4	1,7	6,16	104,6	126	6,16	22,09	70,2	55,3
R127 - R128	800	7,1	1,4	1,7	0,99	16,9	20	0,99	3,57	11,3	8,9

Le tableau suivant montre des différents volumes du collecteur principale 3 du centre-ville.

Tableau VII-6: résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 3 centre-ville.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R129 - R130	800	25,74	1,4	1,7	3,60	61,3	74	3,60	12,93	41,1	32,4
R130 - R131	800	19,47	1,4	1,7	2,73	46,3	56	2,73	9,78	31,1	24,5
R131 - R132	800	34,51	1,4	1,7	4,83	82,1	99	4,83	17,34	55,1	43,4
R132 - R134	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8

Suite de tableau VII-6: résultats de calcul des différentes volumes du collecteur principale 3 centre-ville.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R134 - R135	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R135 - R136	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R136 - R137	800	20	1,4	1,7	2,80	47,6	57	2,80	10,05	32,0	25,2
R137 - R138	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R138 - R139	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R139 - R140	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R140 - R141	800	28,5	1,4	1,7	3,99	67,8	81	3,99	14,31	45,5	35,8
R141 - R142	800	38,2	1,4	1,7	5,35	90,9	109	5,35	19,20	61,0	48,1
R142 - R143	800	26,9	1,4	1,7	3,77	64,1	77	3,77	13,54	43,1	33,9
R143 - R144	800	53,3	1,4	1,7	7,45	126	152	7,45	26,74	85,0	67,0
R144 - R145	800	66,6	1,4	1,7	9,32	158	190	9,32	33,44	106,3	83,8
R145 - R146	800	76,8	1,4	1,7	10,7	183	219	10,7	38,59	122,7	96,7
R146 - R147	800	55,7	1,4	1,7	7,80	132	159	7,80	27,98	89,0	70,1
R147 - R148	800	21	1,4	1,7	2,94	50	60	2,94	10,55	33,5	26,4

Le tableau suivant montre des différentes volumes du collecteur principale 3 du centre-ville.

Tableau VII-6: résultats de calcul des différentes volumes du collecteur de cité DJLOULI

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R149 - R150	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R150 - R151	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R151 - R152	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R152 - R153	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R153 - R154	800	23,4	1,4	1,7	3,28	55,7	67	3,28	11,76	37,4	29,4
R154 - R155	800	24,71	1,4	1,7	3,46	58,8	71	3,46	12,41	39,5	31,1
R155 - R156	800	25,16	1,4	1,7	3,52	59,9	72	3,52	12,64	40,2	31,7
R156 - R157	800	24,65	1,4	1,7	3,45	58,7	70	3,45	12,38	39,4	31,0
R157 - R158	800	20,87	1,4	1,7	2,92	49,7	60	2,92	10,49	33,3	26,3

Suite du tableau VII-6: résultats de calcul des différentes volumes du collecteur de cité
DJLOULI

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R158 - R159	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R160 - R161	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R161 - R162	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R162 - R163	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R163 - R164	800	23,8	1,4	1,7	3,33	56,6	68	3,33	11,96	38,0	29,9
R164 - R165	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R165 - R166	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R166 - R167	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R167 - R168	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R168 - R169	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R169 - R170	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R170 - R171	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R171 - R172	800	16,6	1,4	1,7	2,32	39,5	47	2,32	8,34	26,5	20,9
R172 - R173	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R173 - R174	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5
R174 - R175	800	25	1,4	1,7	3,50	59,5	71	3,50	12,56	39,9	31,5

Le tableau suivant montre des différentes volumes du intercepteur Est

Tableau VII-7: résultats de calcul des différentes volumes du intercepteur Est

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R175 - R176	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R176 - R177	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R177 - R178	800	14,33	1,4	1,7	2,01	34,1	41	2,01	7,20	22,9	18,0
R178 - R179	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R179 - R180	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R180 - R181	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R181 - R182	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8
R182 - R183	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8

Suite Tableau VII-7: résultats de calcul des différentes volumes du intercepteur Est

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)	V _f (m ³)
R184 - R185	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8	86
R185 - R186	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8	86
R186 - R187	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8	86
R187 - R188	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8	86
R188 - R189	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8	86
R189- DO1	800	30	1,4	1,7	4,20	71,4	86	4,20	15,07	47,9	37,8	86
R191 - R192	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0	39
R192 - R193	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0	39
R193 - R194	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0	39
R194 - R195	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0	39
R195 - R196	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0	39
R196 - R197	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0	39
R197 - R198	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0	39
R198 - R199	300	30	0,9	1,2	2,70	32,4	39	2,70	2,12	24,9	14,0	39
R199 - R200	300	39,69	0,9	1,2	3,57	42,9	51	3,57	2,80	32,9	18,5	51
R200 - R201	1000	13,15	1,6	1,9	2,10	40,0	48	2,10	10,32	25,4	22,5	48
R201 - R202	1000	35,4	1,6	1,9	5,66	107,6	129	5,66	27,79	68,5	60,6	129
R202 - R203	1000	26,28	1,6	1,9	4,20	79,9	96	4,20	20,63	50,9	45,0	96
R203 - R204	1000	32,99	1,6	1,9	5,28	100,3	120	5,28	25,90	63,8	56,5	120
R204 - R205	1000	31,47	1,6	1,9	5,04	95,7	115	5,04	24,70	60,9	53,9	115
R205 - R206	1000	29,21	1,6	1,9	4,67	88,8	107	4,67	22,93	56,5	50,0	107
R206 - R207	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4	109
R207 - R208	1000	35	1,6	1,9	5,60	106,4	128	5,60	27,48	67,7	60,0	128
R208 - R209	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4	109
R209 - R210	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4	109
R210 - R211	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4	109
R211 - R212	1000	20	1,6	1,9	3,20	60,8	73	3,20	15,70	38,7	34,3	73
R212 - R213	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4	109
R214 - R215	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4	109
R215 - R216	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4	109

Suite Tableau VII-7: résultats de calcul des différentes volumes du intercepteur Est.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R216 - R217	1000	22,16	1,6	1,9	3,55	67,4	81	3,55	17,40	42,9	38,0
R217 - R218	1000	57,81	1,6	1,9	9,25	175,7	211	9,25	45,38	111,9	99,0
R218 - R219	1000	53,18	1,6	1,9	8,51	161,7	194	8,51	41,75	102,9	91,1
R219 - R220	1000	19,08	1,6	1,9	3,05	58,0	70	3,05	14,98	36,9	32,7
R220 - R221	1000	24,34	1,6	1,9	3,89	74,0	89	3,89	19,11	47,1	41,7
R221 - R222	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R222 - R223	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R223 - DO3	1000	34,69	1,6	1,9	5,55	105,5	127	5,55	27,23	67,1	59,4

Le tableau suivant montre des différents volumes du intercepteur Est

Tableau VII-8: résultats de calcul des différentes volumes du intercepteur centre.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R225 - R226	1000	32,58	1,6	1,9	5,21	99,0	119	5,21	25,58	63,0	55,8
R226 - R227	1000	35	1,6	1,9	5,60	106,4	128	5,60	27,48	67,7	60,0
R227 - R228	1000	25	1,6	1,9	4,00	76,0	91	4,00	19,63	48,4	42,8
R228 - R229	1000	49	1,6	1,9	7,84	149,0	179	7,84	38,47	94,8	83,9
R229 - R230	1000	25	1,6	1,9	4,00	76,0	91	4,00	19,63	48,4	42,8
R230 - R231	1000	42,08	1,6	1,9	6,73	127,9	154	6,73	33,03	81,4	72,1
R231 - R232	1000	35	1,6	1,9	5,60	106,4	128	5,60	27,48	67,7	60,0
R232 - R233	1000	35	1,6	1,9	5,60	106,4	128	5,60	27,48	67,7	60,0
R233 - R234	1000	35	1,6	1,9	5,60	106,4	128	5,60	27,48	67,7	60,0
R234 - R235	1000	40	1,6	1,9	6,40	121,6	146	6,40	31,40	77,4	68,5
R235 - R236	1000	40	1,6	1,9	6,40	121,6	146	6,40	31,40	77,4	68,5
R236 - R237	1000	20	1,6	1,9	3,20	60,8	73	3,20	15,70	38,7	34,3
R237 - R238	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R238 - R239	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R239 - R241	1200	30	1,8	2,1	5,40	113,4	136	5,40	33,91	68,7	67,4
R241 - R242	1200	51,67	1,8	2,1	9,30	195,3	234	9,30	58,41	118,3	116,1
R242 - R243	1200	30	1,8	2,1	5,40	113,4	136	5,40	33,91	68,7	67,4

Suite du tableau VII-8: résultats de calcul des différents volumes du intercepteur centre.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R243 - R244	1200	20,06	1,8	2,1	3,61	75,8	91	3,61	22,68	45,9	45,1
R244 - R245	1200	24,47	1,8	2,1	4,40	92,5	111	4,40	27,66	56,0	55,0
R245 - R246	1200	22,96	1,8	2,1	4,13	86,8	104	4,13	25,95	52,6	51,6
R246 - R247	1200	30	1,8	2,1	5,40	113,4	136	5,40	33,91	68,7	67,4
R247 - R248	1200	30	1,8	2,1	5,40	113,4	136	5,40	33,91	68,7	67,4
R248 - R249	1200	16,23	1,8	2,1	2,92	61,3	74	2,92	18,35	37,2	36,5
R249 - R250	1200	30	1,8	2,1	5,40	113,4	136	5,40	33,91	68,7	67,4
R250 - R251	1200	25	1,8	2,1	4,50	94,5	113	4,50	28,26	57,2	56,2
R251 - R252	1200	25	1,8	2,1	4,50	94,5	113	4,50	28,26	57,2	56,2
R252-R253	1200	30	1,8	2,1	5,40	113,4	136	5,40	33,91	68,7	67,4
R253 - R254	1200	30	1,8	2,1	5,40	113,4	136	5,40	33,91	68,7	67,4
R254 - R255	1200	22,36	1,8	2,1	4,02	84,5	101	4,02	25,28	51,2	50,2
R255 – DO2	1200	30	1,8	2,1	5,40	113,4	136	5,40	33,91	68,7	67,4

Tableau VII-9: résultats du calcul des différents volumes de l'intercepteur ouest.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R256 - R257	1000	42,22	1,6	1,9	6,76	128,3	154	6,76	33,14	81,7	72,3
R257 - R258	1000	30,11	1,6	1,9	4,82	91,5	110	4,82	23,64	58,3	51,6
R258 - R259	1000	35	1,6	1,9	5,60	106,4	128	5,60	27,48	67,7	60,0
R259 - R260	1000	35	1,6	1,9	5,60	106,4	128	5,60	27,48	67,7	60,0
R260 - R261	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R261 - R262	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R262 - R264	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R264 - R265	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R265 - R266	1000	25	1,6	1,9	4,00	76,0	91	4,00	19,63	48,4	42,8
R266 - R267	1000	32,65	1,6	1,9	5,22	99,3	119	5,22	25,63	63,2	55,9
R267 - R268	1000	65,41	1,6	1,9	10,47	198,8	239	10,47	51,35	126,6	112,0
R268 - R269	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R269 - R270	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R270 - R271	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4

Suite du tableau VII-9: résultats du calcul des différents volumes de l'intercepteur ouest.

Tronçon	D (mm)	L (m)	B (m)	H (m)	V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _f (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
R271 - R272	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R272 - R273	1000	25	1,6	1,9	4,00	76,0	91	4,00	19,63	48,4	42,8
R273 - R274	1000	25	1,6	1,9	4,00	76,0	91	4,00	19,63	48,4	42,8
R274 - R275	1000	25	1,6	1,9	4,00	76,0	91	4,00	19,63	48,4	42,8
R275 - R276	1000	25	1,6	1,9	4,00	76,0	91	4,00	19,63	48,4	42,8
R276 - R277	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R277 - R278	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R278 - R279	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R279 - R280	1000	30	1,6	1,9	4,80	91,2	109	4,80	23,55	58,1	51,4
R280 – DO3	1000	14,7	1,6	1,9	2,35	44,7	54	2,35	11,54	28,4	25,2

Le tableau suivant montre les volumes totaux des travaux.

Tableau VII-10 : les volumes totaux des travaux

V _{cv} (m ³)	V _d (m ³)	V _{ls} (m ³)	V _{cdt} (m ³)	V _r (m ³)	V _{ext} (m ³)
9390,8	19538,28	1646,89	5442,1	26020,5	9869,5

Le prix total de la station de refoulement et le poste de relevage est un prix approximatif avec une surestimation.

Le tableau suivant détermine le devis quantitatif et estimatif du projet.

Tableau VII-11 : devis estimatif et quantitatif

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m ³	9390,8	150	1 408 500
2	Déblai	m ³	19538,28	300	5 861 460
3	Pose du lit de sable	m ³	1646,89	1200	1 976 268
4	Remblai de la tranchée	m ³	26020,5	150	3 903 075
5	Evacuation des déblaies excédentaire	m ³	9869,5	300	2 960 850
B	Canalisation				
	Fourniture, transport et pose de canalisation				
1	Canalisation en béton arme				
	600	ml	969,27	4173	4 044 764
	800	ml	2762,76	5353	1 478 9054
	1000	ml	2234,35	8520	1 903 6662
	1200	ml	447,75	11114	4 976 293
2	Canalisation en PVC				
	315	ml	235	2722	6 396 70
	400	ml	690,52	4384	3 027 239
	500	ml	58	8539	4 952 62
3	Canalisation en PEHD				
	560	ml	4456	20728	9 236 396 8
	315	ml	702	7892	9 083 291
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	u	280	35000	9 800 00
2	Exécution des déversoirs d'orages	u	3	200000	6 000 00
D	Relevage				
1	Station de refoulement			8000000	8 000 000
2	Poste de relevage			2000000	2 000 000
	THT				1 761 463 56
	TVA 19%				3 346 780 8
	TTC				2 096 141 64

VII.4 Planification des travaux :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- Installation des postes de travail ;
- Observations instantanées ;
- Analyse des tâches ;
- Le chronométrage ;
- Définition des objectifs et des attributions ;
- Simplification des méthodes ;
- Stabilisation des postes de travail.

VII.4.1 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

La méthode préconisée sera celle basées sur le réseau

VII.4.2 Méthodes basées sur le réseau :

VII.4.2.1 Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisations.

VII.4.2.2 Réseau à flèches :

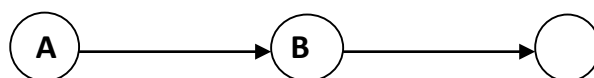
L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds :



L'opération A précède l'opération B

VII.4.2.3 Réseau à nœuds :

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



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

VII.4.2.4 Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

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

- 1 ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;
- 2eme phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;
- 3eme phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

VII.4.3 Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

VII.4.3.1 Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

VII.4.3.2 Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

VII.4.4 Les paramètres de la méthode C.P.M :

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- TR : temps de réalisation ;
- DCP : date de commencement au plus tôt ;
- DCPP : date de commencement au plus tard ;
- DFP : date de finition au plus tôt ;
- DFPP : date de finition au plus tard ;
- MT : marge totale

$$DFP = DCP + TR$$

$$DCPP = DFPP - TR$$

VII.4.3.1 Chemin critique (C.C) :

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

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

$$MT = 0$$

$$\sum TR_{c \cdot c} = D. T. P$$

VII.4.5 Calcul de temps de réalisation (TR) :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Piquetage
- B. Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation.
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Construction des regards.
- F. La mise en place des conduites en tranchée.
- G. constructions des ouvrages annexes .
- H. Assemblage des conduites.
- I. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- J. Remblai des tranchées.
- K. Travaux de finition.

Tableau VII-12 : Opérations et leurs temps de réalisation.

Désignation	Opération	TR (jours)
A	Piquetage	40
B	Décapage de la couche de goudron (si elle existe) ou celle de la végétation	20
C	Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards	100
D	Aménagement du lit de pose	70
E	Construction des regards	60
F	La mise en place des conduites en tranchée	85
G	constructions des ouvrages annexes	100
H	Assemblage des conduites	60
I	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints	30
J	Remblai des tranchées	60
K	Travaux de finition	35

Après le calcul du réseau a nœud (Figure VII .6) les résultats sont :

- La durée totale du projet est estimée à : 465 jours .
- Le chemin critique est : A -> B -> C -> G -> H -> I -> J -> K.

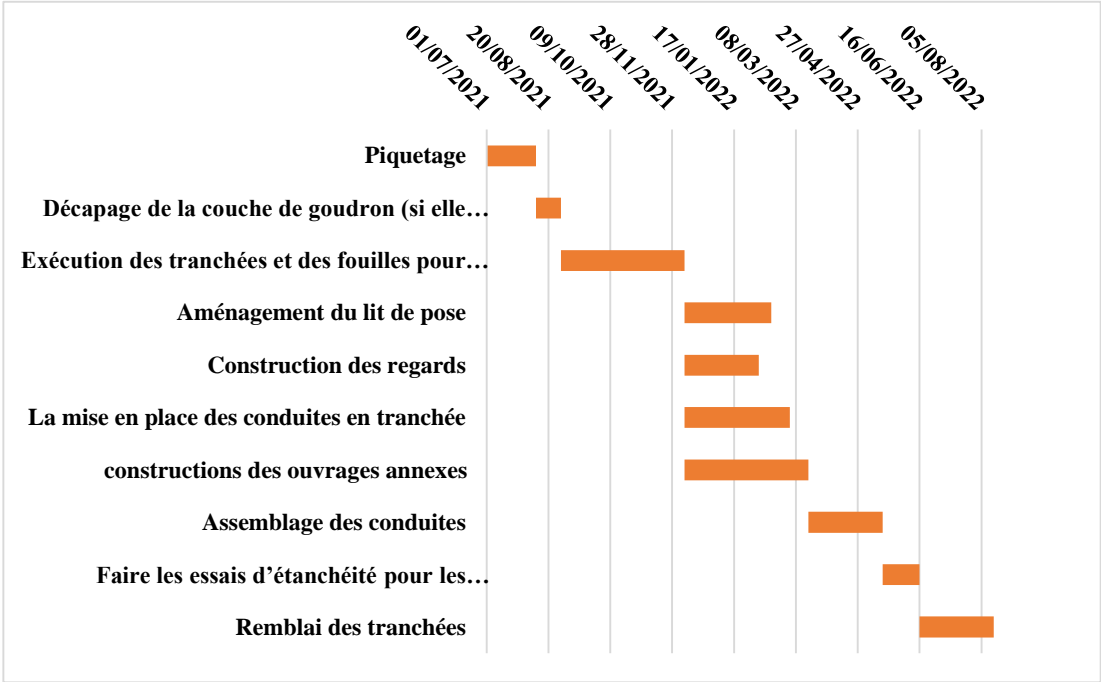


Figure VII-5 : diagramme de Gantt

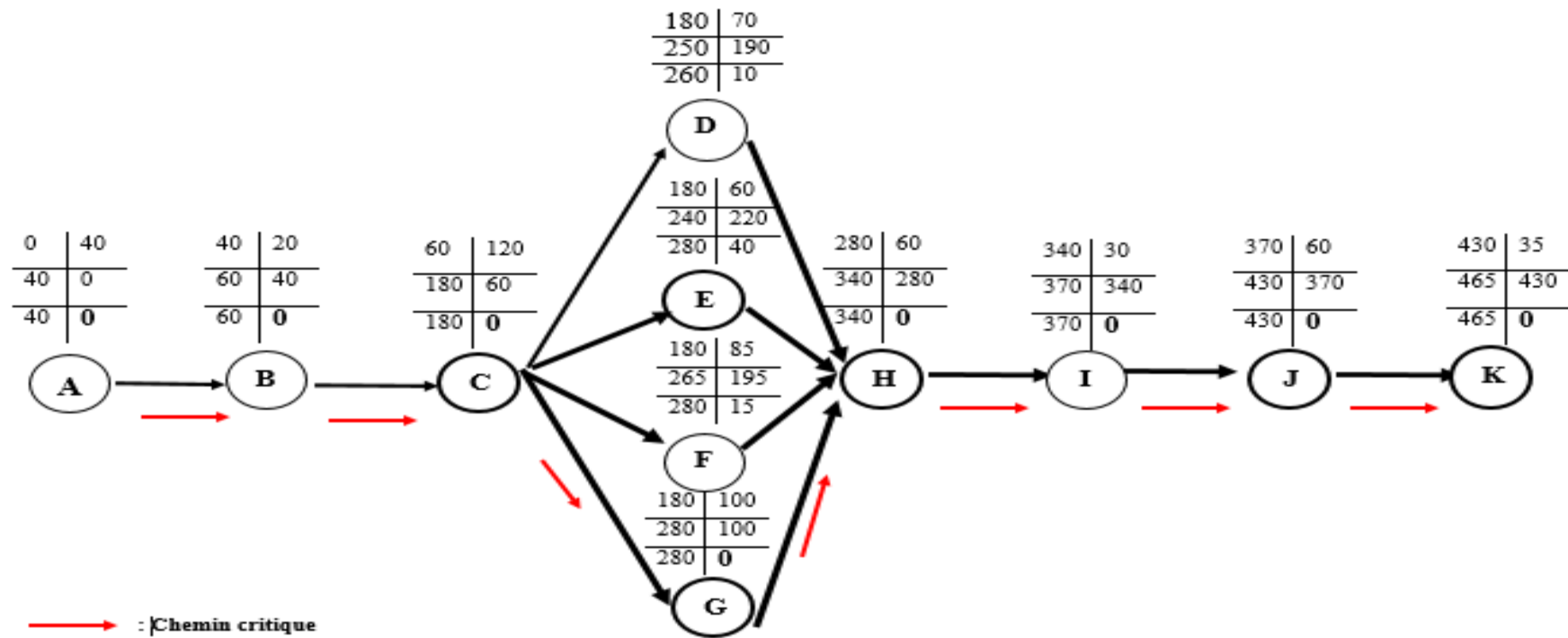


Figure VII-6 : Réseau a nœud des opérations du projet

Conclusion :

Le management de projet est une phase nécessaire dans les études de projet d'assainissement car nous permet de définir tous les volumes des travaux nécessaires pour l'élaboration du chantier ainsi que le délai d'exécution de projet.

A travers ce chapitre on a évalué la durée de réalisation du projet en se basant sur la succession des tâches par la méthode de CPM. qui se réalisera dans un délai de 465 jours ainsi que on a évalué le coût total du projet qui est de l'ordre de : 2 096 141 64 TTC.

La bonne qualité des matériaux des ouvrages réalisés rend le système d'assainissement plus fonctionnel. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'interception des rejets d'eaux usées côtiers de la commune d'Ain Tagourait nécessite une réhabilitation du système d'assainissement, ceci doit répondre à l'ensemble des problématiques de la zone d'étude qui est principalement de se prémunir contre les risques d'inondations et de protéger l'environnement contre les risques de pollution qui menace directement la santé publique.

Le diagnostic physique et hydraulique du système d'assainissement avait pour but d'identifier, d'analyser et d'interpréter les anomalies du réseau existant, il a donc illustré les problèmes qui ont résultent principalement à cause de la vétusté de l'ouvrage, le colmatage des collecteurs et le sous dimensionnement de ces derniers, l'envasement des regards dû aux gravats qui sont charriés par les eaux pluviales. L'état du fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement principal existant a nécessité une rénovation totale du réseau, afin de garantir les bonnes conditions d'écoulement, basant sur les prévisions de l'horizon de calcul 2051.

L'étude des variantes a eu pour objectif d'éliminer les rejets directs vers la mer et les cours d'eau et de transférer les effluents d'eaux usées vers le post de réception de Bouharoune afin de les transférer vers la STEP de Bousmail suivant deux variantes pouvant garantir une bonne interception des rejets et de les transférer vers la STEP. D'après l'étude des deux variantes, la variante n°2 a été considérée comme la plus avantageuse.

L'organisation du chantier et l'exécution des travaux qui doivent répondre aux différents critères de qualité, des contrôles et suivis de qualité sont mis en place et ponctuent toutes les étapes de réalisation, afin de garantir la pérennité du système d'assainissement, le coût total des différentes opérations réalisées au cours du projet qui s'élève à 2 096 141 64 DA ,avec une durée de réalisation de 465 jours . Il est a signalé aussi que le bon fonctionnement de l'ouvrage est tributaire des bonnes pratiques de gestion.

Références Bibliographiques

Références Bibliographiques :

- [1] **A. BEDJAOUI, 2005.** Nouvelle approche pour le calcul du diamètre économique dans la conduite de refoulement.
- [2] **Bénina, TOUAIBIA. 2014.** Manuel pratique d'hydrologie. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- [3] **Boualem, SALAH. 2014.** Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations. Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique. Blida.
- [4] **Boualem, SALAH.** avril 2011. Assainissement, Guide d'élaboration d'un projet à l'usage des ingénieurs.
- [5] **Bourier ,1997** Guide de conception et de gestion des réseaux d'assainissement unitaires
11, rue Lavoisier f 75384.Paris, Cedex 08. France.37
- [6] **Cours organisation de chantier. 2017.** Ecole Nationale Supérieure Hydraulique.
- [7] **Charad ,Mohamed Amir,2019.** Interception des rejets d'eaux usées de la zone nord ouest de la ville d'el eulma (W.SETIF)
- [8] **Gomella.C et Guerree.H, 1972.** Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales (tomes 2), Eyrolles, Paris.
- [9] **Grand Lyon .**Edition mars 2017. La métropole Les ouvrages types assainissement, Révérenciel conception et gestion des ouvrages d'assainissement.
- [10] **Zaida ,Ahmed,2018.** Etude d'adduction d'eau potable de la commune de Borj Emir Abdelkader(W.Tessmsilt).

ANNEXES

ANNEXE I :

**LES RÉSULTATS DE DIAGNOSTIC
HYDRAULIQUE DES
COLLECTEURS PRINCIPAUX**

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 1 de la cité Mahddine

Tableau IV-1 : les résultats de Diagnostic hydraulique d'état actuel du collecteur 1 de la cité Mahddine

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R1	R2	0,202	2,0	300	290	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R2	R3	0,202	1,3	300	310	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R3	R4	0,202	3,4	300	288	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R4	R5	0,202	1,5	300	324	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R5	R6	0,202	1,7	300	297	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R6	R8	0,202	2,0	300	298	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R7	R9	0,202	1,8	300	323	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R8	R12	0,202	0,9	300	332	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R9	R11	0,202	1,4	300	289	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R10	R9	0,202	0,9	300	322	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R11	R6	0,202	3,2	300	288	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R12	R13	0,202	2,3	300	279	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R13	R14	0,202	3,3	300	282	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer
R14	RJT 1	0,202	1,6	300	270	400	Etat médiocre et présence de dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 2 de la cité Mahddine

Tableau IV-2 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 2 de la cité Mahddine

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R15	R15	0,114	2,0	300	230	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R16	R16	0,114	2,2	300	207	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R17	R17	0,114	1,5	300	323	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R18	R18	0,114	0,8	300	234	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R19	R19	0,114	0,5	300	293	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R20	R20	0,114	2,7	300	251	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R21	R21	0,114	1,5	300	246	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R22	R22	0,114	2,4	300	247	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R23	R23	0,114	2,1	300	269	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R24	R24	0,114	2,6	300	345	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R25	R25	0,114	2,4	300	237	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R26	R26	0,114	2,5	300	256	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R26	RBD	0,114	2,0	300	235	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 3 cité Forne II

Tableau IV-3 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 3 cité Forne II

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R27	R28	0,104	0,7	300	323	400	Présence de dépôts	à changer
R28	R29	0,104	0,4	300	378	400	Présence de dépôts	à changer
R29	R30	0,104	1,1	300	307	400	Présence de dépôts	à changer
R30	R31	0,104	0,4	300	223	400	Présence de dépôts	à changer
R31	R32	0,104	1,6	300	219	400	Présence de dépôts	à changer
R32	R JET3	0,104	2,9	300	215	400	Présence de dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 4 centre-ville de Ain Tagourait.

Tableau IV-4 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 4 centre-ville de Ain Tagourait

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R95	R96	1,07	3,2	300	560	600	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R96	R97	1,07	3,7	300	541	600	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R97	R98	1,07	2,0	300	614	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R98	R99	1,07	0,5	300	817	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R99	R100	1,07	0,9	300	724	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R100	R101	1,07	0,1	300	927	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R101	R102	1,07	0,3	300	912	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R102	R103	1,07	0,3	300	886	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R103	R104	1,07	0,4	300	854	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R104	R105	1,07	0,1	300	918	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R105	R106	1,07	0,3	300	926	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R106	R107	1,12	0,3	300	932	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R107	R108	1,12	0,4	300	908	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R108	R109	1,12	0,2	300	929	1000	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R109	R110	1,12	0,8	300	794	800	Etat moyen et présence dépôts	à changer
R110	R JET 5	1,12	1,5	300	577	600	Etat moyen et présence dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 5 centre-ville de Ain Tagourait.

Tableau IV-5 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 5 centre-ville de Ain Tagourait .

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R120	R121	0,49	1,7	300	481	500	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R121	R122	0,49	2,3	300	362	400	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R122	R123	0,49	2,0	300	384	400	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R123	R124	0,49	1,4	300	498	500	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R124	R125	0,49	0,8	300	567	600	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R125	R126	0,49	1,1	300	524	600	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R126	R127	1,42	1,6	300	487	600	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R127	R128	1,42	1,4	300	624	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R128	R129	1,42	1,1	300	806	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R129	R130	1,42	1,9	300	723	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R130	R131	1,42	0,8	300	868	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R131	R132	1,42	1,8	300	624	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R132	R133	1,42	1,9	300	806	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R133	R134	1,42	0,8	300	860	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R134	R135	1,42	1,3	300	782	800	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R135	R136	1,42	0,7	300	886	1000	Etat moyen et présence de dépôts	à changer
R136	R137	1,42	2,20	300	703	800	Regards Enterré	à changer
R137	R138	1,42	2,0	300	618	800	Regards Enterré	à changer
R138	R139	1,42	2,1	300	710	800	Regards Enterré	à changer
R139	R140	1,42	2,0	300	712	800	Regards Enterré	à changer
R140	R141	1,42	1,9	300	724	800	Regards Enterré	à changer

Suite tableau IV-5 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 5 centre-ville de Ain Tagourait

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R141	R142	1,42	2,0	300	751	800	Regards Enterré	à changer
R142	R143	1,42	1,9	300	896	1000	Regards Enterré	à changer
R143	R144	1,42	1,6	300	741	800	Regards Enterré	à changer
R144	R145	1,42	0,3	300	735	800	Regards Enterré	à changer
R145	R146	1,42	1,7	300	844	1000	Regards Enterré	à changer
R146	R147	1,42	1,7	300	707	800	Regards Enterré	à changer
R147	R JT7	1,42	0,9	300	665	800	Regards Enterré	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 6 cité DJELLOULI

Tableau IV-6 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 6 cité DJELLOULI

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R281	R282	1,26	0,9	300	421	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R282	R283	1,26	2,5	300	318	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R283	R284	1,26	0,9	300	343	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R284	R287	1,26	0,2	300	333	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R287	R288	1,26	2,0	300	339	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R288	R289	1,26	0,7	300	393	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R289	R290	1,26	1,7	300	358	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R290	R291	1,26	2,6	300	332	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R291	R292	1,26	0,7	300	630	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R292	R294	1,26	2,7	300	421	600	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R294	R299	1,26	0,1	300	318	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

Suite de tableau IV-6 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 6 cité DJELLOULI .

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R299	R300	1,26	1,4	300	333	400	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R300	R316	1,26	0,9	300	409	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R316	R317	1,26	1,9	300	494	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R317	R318	1,26	1,0	300	519	600	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R318	R319	1,26	1,0	300	469	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R319	R320	1,26	1,8	300	519	600	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R320	R321	3 ,140	1,8	300	508	600	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R321	R322	3 ,140	1,6	300	474	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R322	R323	3 ,140	0,3	300	464	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R323	R324	3 ,140	2,1	300	905	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R324	R325	3 ,140	1,0	300	826	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R325	R JET 8	3 ,140	2,7	300	877	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

Le tableau suivant indique les résultats de diagnostic hydraulique du collecteur 7 cité DJELLOUL

Tableau IV-7 :les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 7 cité DJELLOULI

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R199	R200	0,789	0,5	300	484	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R200	R201	0,789	2,5	300	432	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R201	R202	0,789	1,8	300	438	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R202	R203	0,789	1,2	300	432	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R203	R204	0,789	2,9	300	421	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

Suite de tableau IV-7 : les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 7 cité DJELLOULI

Tronçon		Q (m ³ /s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R204	R205	0,768	2,4	300	454	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R205	R206	0,768	3,1	300	466	500	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R206	R207	0,768	2,0	300	918	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R207	R206	0,768	2,2	300	640	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R207	R208	0,768	2,8	300	638	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R208	R209	0,768	0,9	300	657	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R209	R213	0,768	0,6	300	844	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R213	R214	0,768	2,5	300	880	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R214	R215	0,768	2,2	300	735	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R215	R218	0,768	1,2	300	695	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R218	R219	1,924	1,0	300	620	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R219	R225	1,924	0,5	300	647	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R225	R226	1,924	1,0	300	667	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R226	R227	1,924	2,3	300	695	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R227	R228	1,924	1,7	300	694	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R228	R229	1,924	2,0	300	700	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R229	R230	1,924	1,5	300	697	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R230	R231	1,924	1,2	300	692	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R231	R332	1,924	1,0	300	454	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R232	R233	1,924	1,6	300	466	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
233	R248	1,924	2,3	300	918	1000	Etat médiocre et présence dépôts	à changer
R248	R249	1,924	1,0	300	640	800	Etat médiocre et présence dépôts	à changer

Suite de tableau IV-7 :les résultats de Diagnostic hydraulique du collecteur 7 cité DJELLOULI

Tronçon		Q (m³/s)	I (%)	D Existent (mm)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Etat physique	Observation
R249	R250	1,924	2,1	300	638	800	Etat médiocre présence dépôts	à changer
R250	R258	1,924	2,3	300	657	800	Etat médiocre présence dépôts	à changer
R258	R280	1,924	2,2	300	844	1000	Etat médiocre présence dépôts	à changer
R280	R325	1,924	2,1	300	880	1000	Etat médiocre présence dépôts	à changer

ANNEXE II :

RÉSULTATS DE CALCUL HYDRAULIQUE DES COLLECTEURS PRINCIPAUX

Tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale de cite Mahddine

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R0 - R1	0,159	361	400	0,60	1,63	0,19	0,83	1,12	0,69	269	1,83	0,90	Vérifié
R1 - R2	0,159	356	400	0,64	1,69	0,20	0,80	1,11	0,68	262	1,87	0,93	Vérifié
R2 - R3	0,159	304	400	1,48	2,56	0,30	0,53	1,01	0,52	200	2,60	1,41	Vérifié
R3 - R4	0,159	370	400	0,52	1,52	0,18	0,89	1,13	0,74	285	1,71	0,84	Vérifié
R4 - R5	0,159	306	400	1,43	2,52	0,30	0,54	1,02	0,52	202	2,56	1,39	Vérifié
R5 - R6	0,159	319	400	1,16	2,27	0,27	0,60	1,04	0,56	215	2,36	1,25	Vérifié
R6 - R7	0,159	323	400	1,08	2,19	0,26	0,62	1,05	0,57	220	2,30	1,20	Vérifié
R7 - R8	0,159	304	400	1,48	2,56	0,30	0,53	1,01	0,52	200	2,60	1,41	Vérifié
R8 - R9	0,159	315	400	1,24	2,35	0,28	0,58	1,03	0,54	211	2,43	1,29	Vérifié
R9 - R10	0,159	336	400	0,88	1,98	0,23	0,68	1,08	0,61	235	2,13	1,09	Vérifié
R10 - R11	0,362	552	600	0,32	1,58	0,43	0,84	1,12	0,70	413	1,77	0,87	Vérifié
R11 - R12	0,362	465	600	0,80	2,50	0,68	0,53	1,01	0,52	306	2,53	1,37	Vérifié
R12 - R13	0,362	446	600	1,00	2,79	0,76	0,47	0,99	0,48	286	2,75	1,54	Vérifié
R13 - R14	0,362	426	600	1,28	3,16	0,86	0,42	0,96	0,45	266	3,02	1,74	Vérifié

Suite du tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale de cite Mahddine

Tronçon	Débit (m³/s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	R_Q	R_V	R_H	H (mm)	V (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
R14 - R15	0,362	479	600	0,68	2,30	0,63	0,58	1,03	0,54	321	2,38	1,27	Vérifié
R15 - R16	0,362	481	600	0,66	2,24	0,60	0,62	1,06	0,53	326	2,31	1,22	Vérifié
R16 - R17	0,362	481	600	0,66	2,24	0,60	0,62	1,06	0,53	326	2,31	1,22	Vérifié
R17 - R18	0,362	465	600	2,21	4,15	1,14	0,32	0,89	0,39	229	3,68	2,28	Vérifié
R18 - R19	0,362	384	600	1,04	2,85	0,78	0,47	0,98	0,48	283	2,79	1,57	Vérifié
R19 - R20	0,362	443	600	1,20	3,06	0,84	0,43	0,96	0,46	271	2,95	1,68	Vérifié
R20 - R21	0,362	431	600	1,01	2,80	0,77	0,47	0,99	0,48	285	2,76	1,54	Vérifié
R21 - R22	0,362	445	600	1,73	3,67	1,00	0,36	0,92	0,42	245	3,37	2,02	Vérifié
R22 - R23	0,362	403	600	0,40	1,76	0,48	0,75	1,10	0,65	383	1,93	0,97	Vérifié
R23 - R24	0,362	531	600	3,30	5,07	1,39	0,26	0,84	0,35	206	4,06	2,79	Vérifié
R24 – R46	0,362	357	600	2,21	4,15	1,14	0,32	0,89	0,39	229	3,68	2,28	Vérifié

Tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale 1 du cité forne

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R25 - R26	0,108	259	300	1,60	2,19	0,14	0,75	1,10	0,65	187	2,410	1,21	Vérifié
R26 - R27	0,108	277	300	1,12	1,84	0,12	0,90	1,13	0,74	214	2,070	1,01	Vérifié
R27 - R28	0,108	262	300	1,52	2,14	0,14	0,77	1,10	0,66	190	2,360	1,18	Vérifié
R28 - R29	0,108	258	300	1,64	2,22	0,15	0,74	1,09	0,64	185	2,430	1,22	Vérifié
R29 - R30	0,108	252	300	1,88	2,38	0,16	0,69	1,08	0,61	177	2,560	1,31	Vérifié
R30 - R31	0,108	254	300	1,80	2,33	0,15	0,71	1,08	0,62	180	2,520	1,28	Vérifié
R31 - R32	0,108	259	300	1,60	2,19	0,14	0,75	1,10	0,65	187	2,410	1,21	Vérifié
R32 - R33	0,108	290	400	0,88	1,98	0,23	0,46	0,98	0,48	185	1,940	1,09	Vérifié
R33 - R34	0,108	269	400	1,33	2,43	0,29	0,38	0,93	0,43	165	2,260	1,34	Vérifié
R34 - R35	0,108	282	400	1,03	2,14	0,25	0,43	0,96	0,46	177	2,060	1,18	Vérifié
R35 - R36	0,108	281	400	1,04	2,15	0,25	0,43	0,96	0,46	177	2,060	1,18	Vérifié
R36 - R37	0,108	277	400	1,12	2,23	0,26	0,41	0,95	0,45	173	2,120	1,23	Vérifié
R37 - R38	0,108	265	400	1,44	2,53	0,30	0,36	0,92	0,42	161	2,330	1,39	Vérifié
R38 - R39	0,108	259	400	1,44	2,53	0,30	0,36	0,92	0,42	161	2,330	1,39	Vérifié
R39 - R40	0,108	269	400	1,33	2,43	0,29	0,38	0,93	0,43	165	2,260	0,38	Vérifié
R40 - R41	0,108	253	400	1,84	2,86	0,34	0,32	0,89	0,39	151	2,54	0,32	Vérifié

Suite du tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale 1 du cité forne

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R41 - R42	0,265	365	400	1,56	2,63	0,31	0,86	1,12	0,71	276	2,96	1,45	Vérifié
R42 - R43	0,265	355	400	1,80	2,83	0,33	0,80	1,11	0,67	261	3,14	1,56	Vérifié
R43 - R44	0,265	414	400	0,80	2,20	0,41	0,64	1,06	0,58	285	2,33	1,21	Vérifié
R44 - R45	0,265	376	400	1,33	1,56	2,84	0,50	1,00	0,50	243	2,62	1,84	Vérifié
R45 - R46	0,265	312	400	3,60	2,57	4,67	0,30	0,87	0,38	184	3,58	2,68	Vérifié

Tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale 2 du cité forne

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R47 - R48	0,116	278	300	1,27	1,95	0,128	0,91	1,13	0,75	216	2,21	1,07	Vérifié
R48 - R49	0,116	278	300	1,27	1,95	0,128	0,91	1,13	0,75	216	2,21	1,07	Vérifié
R49 - R50	0,116	293	400	0,97	2,07	0,244	0,48	0,99	0,49	188	2,05	1,14	Vérifié
R50 - R51	0,116	265	400	1,64	2,70	0,317	0,37	0,92	0,42	162	2,49	1,48	Vérifié
R51 - R52	0,116	301	400	0,83	1,92	0,226	0,51	1,01	0,51	196	1,93	1,06	Vérifié
R52 - R53	0,116	277	400	1,30	2,40	0,28	0,41	0,95	0,45	173	2,29	1,32	Vérifié
R53 - R54	0,116	276	400	1,33	1,95	0,128	0,41	0,95	0,44	172	2,30	1,34	Vérifié

Suite du tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale 2 du cité forne

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R54 - R55	0,116	276	300	1,34	2,44	0,29	0,40	0,95	0,44	171	2,31	1,34	Vérifié
R55 - R56	0,255	357	300	1,63	2,69	0,32	0,81	1,11	0,68	264	2,99	1,48	Vérifié
R56 - R57	0,255	391	500	1,00	2,46	0,46	0,55	1,02	0,53	259	2,52	1,35	Vérifié
R57 - R58	0,255	354	500	1,71	3,22	0,61	0,42	0,96	0,45	221	3,08	1,77	Vérifié

Tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale 1 cenre ville

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R59 - R60	0,600	515	600	1,28	3,16	0,86	0,70	1,08	0,61	363	3,41	1,74	Vérifié
R60 - R61	0,600	566	600	0,77	2,46	0,67	0,89	1,13	0,74	436	2,77	1,35	Vérifié
R61 - R62	0,600	545	600	0,95	2,72	0,74	0,81	1,11	0,68	402	3,02	1,49	Vérifié
R62 - R63	0,600	509	600	1,37	3,26	0,89	0,67	1,07	0,60	355	3,50	1,79	Vérifié
R63 - R64	0,600	489	600	1,68	3,62	0,99	0,61	1,05	0,56	332	3,79	1,99	Vérifié
R64 - R65	0,600	496	600	1,56	3,48	0,95	0,63	1,06	0,58	340	3,68	1,92	Vérifié
R65 - R66	0,600	496	600	1,56	3,49	0,95	0,63	1,05	0,58	340	3,68	1,92	Vérifié
R66 - R67	0,600	510	600	1,34	3,24	0,88	0,68	1,07	0,60	356	3,47	1,78	Vérifié

Suite du tableau : Calcul hydraulique de collecteur principale 1 centre-ville

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R67 - R68	0,600	491	600	1,64	3,58	0,98	0,61	1,05	0,57	334	3,75	3,58	Vérifié
R68 - R69	0,600	499	600	1,51	3,43	0,94	0,64	1,06	0,58	343	3,63	3,43	Vérifié
R69 - R70	0,600	521	600	1,21	3,06	0,84	0,72	1,09	0,63	370	3,33	3,06	Vérifié
R70 - R71	0,600	524	600	1,16	3,01	0,82	0,73	1,09	0,64	375	3,28	3,01	Vérifié
R71 - R72	0,600	584	600	0,65	2,25	0,62	0,97	1,14	0,80	471	2,57	2,25	Vérifié
R72 - R73	0,600	532	600	1,07	2,89	0,79	0,76	1,10	0,65	386	3,17	2,89	Vérifié
R73 - R74	0,600	572	600	0,73	2,39	0,65	0,92	1,13	0,76	446	2,70	1,31	Vérifié
R74 - R75	0,600	524	600	1,16	3,01	0,82	0,73	1,09	0,63	375	3,28	1,65	Vérifié
R75 - R76	0,600	550	600	0,90	2,64	0,72	0,83	1,12	0,70	410	2,96	1,45	Vérifié
R76 - R77	0,600	582	600	0,67	2,28	0,62	0,96	1,14	0,79	466	2,60	1,25	Vérifié
R77 - R78	0,600	525	600	1,15	3,00	0,82	0,73	1,09	0,64	375	3,27	1,65	Vérifié
R78 - R79	0,600	507	600	1,38	3,28	0,90	0,67	1,07	0,60	353	3,51	1,80	Vérifié
R79 - R80	0,600	508	600	1,38	3,28	0,90	0,67	1,07	0,60	354	3,51	1,80	Vérifié
R80 - R81	0,600	544	600	0,95	2,72	0,74	0,81	1,11	0,68	402	3,03	1,50	Vérifié
R81 - R82	1,362	734	800	1,230	3,41	1,23	0,79	1,11	0,67	539	3,78	1,88	Vérifié
R82 - R83	1,362	765	800	0,980	3,05	0,98	0,89	1,13	0,73	588	3,44	1,68	Vérifié

Suite du tableau : Calcul hydraulique de collecteur principale 1 centre-ville

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R83 - R84	1,362	755	800	1,06	3,160	1,060	0,860	1,120	0,710	570	3,550	1,74	Vérifié
R84 - R85	1,362	760	800	1,02	3,110	1,020	0,870	1,130	0,720	579	3,500	1,71	Vérifié
R85 - R86	1,362	734	800	1,23	3,410	1,230	0,790	1,110	0,670	539	3,780	1,88	Vérifié
R86 - R87	1,362	762	800	1,01	3,090	1,010	0,880	1,130	0,730	582	3,480	1,70	Vérifié
R87 - R88	1,362	728	800	1,29	3,49	1,75	0,78	1,10	0,66	530	3,86	1,31	Vérifié
R88 - R89	1,362	730	800	1,26	3,46	1,74	0,78	1,11	0,67	534	3,83	1,65	Vérifié
R89 - R90	1,362	758	800	1,03	3,13	1,57	0,87	1,13	0,72	576	3,52	1,45	Vérifié
R90 - R91	1,362	776	800	0,91	2,94	1,48	0,92	1,13	0,76	607	3,33	1,25	Vérifié
R91 - R92	1,362	746	800	1,12	3,26	1,64	0,83	1,12	0,70	556	3,65	1,65	Vérifié
R92 - R93	1,362	756	800	1,05	3,16	1,59	0,86	1,12	0,71	571	3,55	1,80	Vérifié
R93 - R94	1,362	755	800	1,05	3,16	1,59	0,86	1,12	0,71	571	3,55	1,80	Vérifié
R94 - R95	1,362	748	800	1,11	3,24	1,63	0,84	1,12	0,70	559	3,63	1,50	Vérifié
R95 - R96	1,882	905	1000	0,77	3,13	2,46	0,77	1,10	0,66	657	3,45	1,88	Vérifié
R96 - R97	1,882	845	1000	1,11	3,76	2,95	0,64	1,06	0,58	581	3,98	1,68	Vérifié
R97 - R98	1,882	939	1000	0,63	2,84	2,23	0,84	1,12	0,70	705	3,18	1,74	Vérifié
R98 - R99	1,882	840	1000	1,14	3,81	2,99	0,63	1,05	0,58	575	4,02	1,71	Vérifié

Suit du tableau : Calcul hydraulique de collecteur principale 1 centre-ville

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R99 - R100	1,882	865	1000	0,97	3,78	1,94	0,68	1,07	0,61	605	3,78	1,94	Vérifié
R100 - R101	1,882	840	1000	1,14	3,81	2,99	0,63	1,05	0,58	575	4,02	1,71	Vérifié
R101 - R102	1,882	939	1000	0,63	2,84	2,23	0,84	1,12	0,70	705	3,18	1,74	Vérifié
R102 - R103	1,882	840	1000	1,14	3,81	2,99	0,63	1,05	0,58	575	4,02	1,71	Vérifié
R103-R104	1,882	845	1000	1,11	3,76	2,95	0,64	1,06	0,58	581	3,98	1,68	Vérifié

Tableau : Calcul hydraulique de collecteur principale 2 centre ville

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R105 - R106	0,918	615	800	1,43	3,68	1,85	0,50	1,00	0,50	399	3,670	2,02	Vérifié
R106 - R107	0,918	619	800	1,38	3,61	1,82	0,51	1,00	0,50	403	3,620	1,99	Vérifié
R107 - R108	0,918	636	800	1,20	3,37	1,69	0,54	1,02	0,52	420	3,430	1,85	Vérifié
R108 - R109	0,918	638	800	1,18	3,34	1,68	0,55	1,02	0,53	422	3,410	1,84	Vérifié
R109 - R110	0,918	632	800	1,24	3,43	1,72	0,53	1,01	0,52	415	3,480	1,89	Vérifié
R110 - R111	0,918	626	800	1,30	3,51	1,76	0,52	1,01	0,51	410	3,540	1,93	Vérifié
R111 - R112	0,918	642	800	1,14	3,28	1,65	0,56	1,03	0,53	427	3,360	1,81	Vérifié

Suite du tableau : Calcul hydraulique de collecteur principale 2 centre-ville

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R112 - R113	0,918	610	800	1,49	3,76	1,89	0,49	0,99	0,49	393	3,73	2,07	Vérifié
R113 - R114	0,918	648	800	1,05	3,15	1,58	0,58	1,04	0,55	437	3,26	1,73	Vérifié
R114 - R115	0,918	630	800	1,08	3,20	1,61	0,57	1,03	0,54	433	3,30	1,76	Vérifié
R115 - R116	0,918	604	800	1,26	3,46	1,74	0,53	1,01	0,52	413	3,50	1,90	Vérifié
R116 - R117	0,918	604	800	1,57	3,86	1,94	0,47	0,99	0,48	387	3,80	2,12	Vérifié
R117 - R118	0,918	639	800	1,57	3,86	1,94	0,47	0,99	0,48	387	3,80	2,12	Vérifié
R118 - R119	0,918	668	800	1,17	3,32	1,67	0,55	1,02	0,53	423	3,40	1,83	Vérifié
R119 - R120	0,918	618	800	0,92	2,95	1,49	0,62	1,05	0,57	455	3,10	1,63	Vérifié
R120 - R121	0,918	652	800	1,40	3,64	1,83	0,50	1,00	0,50	401	3,64	2,00	Vérifié
R121 - R122	0,918	640	800	1,05	3,15	1,58	0,58	1,04	0,55	437	3,26	1,73	Vérifié
R122 - R123	0,918	651	800	1,16	3,31	1,66	0,55	1,02	0,53	424	3,39	1,82	Vérifié
R123 - R124	0,918	636	800	1,06	3,17	1,59	0,58	1,03	0,54	436	3,28	1,74	Vérifié
R124- R125	0,918	671	800	1,19	3,36	1,69	0,54	1,02	0,53	420	3,43	1,85	Vérifié
R125- R126	0,918	668	800	0,90	2,92	1,47	0,63	1,05	0,57	459	3,08	1,61	Vérifié
R126- R127	0,918	752	800	0,92	2,96	1,49	0,62	1,05	0,57	455	3,11	1,63	Vérifié
R127- R128	0,918	648	800	0,49	2,15	1,08	0,85	1,12	0,71	566	2,42	1,18	Vérifié

Tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale 3 centre ville

Tronçon	Débit (m³/s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	R_Q	R_V	R_H	H (mm)	V (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
R129 - R130	1,278	705	800	1,34	3,56	1,79	0,71	1,09	0,63	500	3,87	1,96	Vérifié
R130 - R131	1,278	694	800	1,46	3,72	1,87	0,68	1,08	0,61	486	4,00	2,04	Vérifié
R131 - R132	1,278	713	800	1,26	3,45	1,74	0,74	1,09	0,64	511	3,77	1,90	Vérifié
R132 - R134	1,278	720	800	1,20	3,37	1,70	0,75	1,10	0,65	520	3,70	1,85	Vérifié
R134 - R135	1,278	713	800	1,26	3,45	1,74	0,74	1,09	0,64	511	3,77	1,90	Vérifié
R135 - R136	1,278	720	800	1,20	3,37	1,70	0,75	1,10	0,65	520	3,70	1,85	Vérifié
R136 - R137	1,278	720	800	1,20	3,37	1,70	0,75	1,10	0,65	520	3,70	1,85	Vérifié
R137 - R138	1,278	725	800	1,15	3,31	1,66	0,77	1,10	0,66	527	3,65	1,82	Vérifié
R138 - R139	1,278	744	800	1,00	3,08	1,55	0,82	1,12	0,69	554	3,45	1,70	Vérifié
R139 - R140	1,278	714	800	1,25	3,44	1,73	0,74	1,09	0,64	513	3,76	1,89	Vérifié
R140 - R141	1,278	749	800	0,97	3,03	1,52	0,84	1,12	0,70	561	3,40	1,67	Vérifié
R141 - R142	1,278	738	800	1,05	3,16	1,59	0,81	1,11	0,68	544	3,51	1,74	Vérifié
R142 - R143	1,278	705	800	1,34	3,56	1,79	0,71	1,09	0,63	501	3,86	1,96	Vérifié
R143 - R144	1,278	712	800	1,27	3,46	1,74	0,73	1,09	0,64	510	3,78	1,90	Vérifié
R144 - R145	1,278	705	800	1,34	3,57	1,79	0,71	1,08	0,62	500	3,87	1,96	Vérifié
R145 - R146	1,278	755	800	0,93	2,97	1,49	0,86	1,12	0,71	570	3,33	1,63	Vérifié

Suite du tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale 3 centre ville

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R146 - R147	1,278	714	800	1,25	3,44	1,73	0,74	1,09	0,64	512	3,76	1,89	Vérifié
R147 - R148	1,278	772	800	0,83	2,80	1,41	0,91	1,13	0,75	600	3,16	1,54	Vérifié

Tableau :Calcul hydraulique de collecteur principale de cité DJLOULI

Tronçon	Débit (m ³ /s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V _{ps} (m/s)	Q _{ps} (m ³ /s)	R _Q	R _V	R _H	H (mm)	V (m/s)	V _{min} (m/s)	Autocurage
R149 - R150	0,352	456	800	0,84	2,26	0,42	0,83	1,12	0,70	340	2,53	1,24	Vérifié
R150 - R151	0,352	393	800	1,85	3,35	0,63	0,56	1,03	0,54	262	3,44	1,84	Vérifié
R151 - R152	0,352	396	800	1,78	3,29	0,62	0,57	1,03	0,54	265	3,39	1,81	Vérifié
R152 - R153	0,352	430	800	1,14	2,63	0,49	0,71	1,08	0,62	305	2,86	1,45	Vérifié
R153 - R154	0,352	395	800	1,80	3,30	0,62	0,57	1,03	0,54	264	3,40	1,82	Vérifié
R154 - R155	0,352	479	800	0,65	1,98	0,37	0,95	1,14	0,77	379	2,26	1,09	Vérifié
R155 - R156	0,352	469	800	0,72	2,09	0,39	0,90	1,13	0,74	362	2,36	1,15	Vérifié
R156 - R157	0,352	492	800	0,56	2,09	0,57	0,62	1,05	0,57	335	2,19	1,15	Vérifié
R157 - R158	1,422	752	800	1,18	3,34	1,68	0,85	1,12	0,71	565	3,75	1,84	Vérifié
R158 - R159	1,422	708	800	1,63	3,93	1,97	0,72	1,09	0,63	504	4,07	2,16	Vérifié

Suite du tableau : Calcul hydraulique de collecteur principale de cité DJLOULI

Tronçon	Débit (m³/s)	D Calculée (mm)	D Normalisé (mm)	Pente (%)	V_{ps} (m/s)	Q_{ps} (m³/s)	R_Q	R_V	R_H	H (mm)	V (m/s)	V_{min} (m/s)	Autocurage
R160 - R161	1,422	696	800	1,77	4,10	2,06	0,69	1,08	0,61	489	4,08	2,25	Vérifié
R161 - R162	1,422	727	800	1,41	3,65	1,84	0,77	1,10	0,66	529	4,01	2,01	Vérifié
R162 - R163	1,422	766	800	1,07	3,18	1,60	0,89	1,13	0,74	589	3,59	1,75	Vérifié
R163 - R164	1,422	788	800	0,92	2,95	1,48	0,96	1,14	0,79	629	3,36	1,62	Vérifié
R164 - R165	1,422	783	800	0,95	3,00	1,51	0,94	1,14	0,77	618	3,41	1,65	Vérifié
R165 - R166	1,422	760	800	1,11	3,24	1,63	0,87	1,13	0,72	579	3,65	1,78	Vérifié
R166 - R167	1,422	765	800	1,08	3,19	1,61	0,89	1,13	0,73	587	3,60	1,76	Vérifié
R167 - R168	1,422	797	800	0,86	2,85	1,43	0,99	1,14	0,81	651	3,25	1,57	Vérifié
R168 - R169	1,422	743	800	1,26	3,45	1,73	0,82	1,12	0,69	551	3,85	1,90	Vérifié
R169 - R170	1,422	724	800	1,44	3,69	1,85	0,77	1,10	0,66	526	4,07	2,03	Vérifié
R170 - R171	1,422	778	800	0,98	3,05	1,53	0,93	1,14	0,76	610	3,46	1,68	Vérifié
R171 - R172	1,422	754	800	1,16	3,31	1,66	0,85	1,12	0,71	569	3,72	1,82	Vérifié
R172 - R173	1,422	787	800	0,92	2,95	1,49	0,96	1,14	0,78	628	3,36	1,62	Vérifié
R173 - R174	1,422	785	800	0,93	2,97	1,49	0,95	1,14	0,78	624	3,39	1,63	Vérifié
R174 - R175	1,422	730	800	1,38	3,62	1,82	0,78	1,11	0,67	533	4,00	1,99	Vérifié
R175 - R176	1,422	712	800	1,58	3,87	1,94	0,73	1,09	0,64	509	4,12	2,13	Vérifié

ANNEXE III

Les tableaux suivant illustre le calcul du diamètre économique .

Tableau: Calcul de la HMT pour les différents diamètres du poste de relevage ouest

Diamètre extérieure (mm)	L (m)	Perte charge linéaire (mce)	Perte charge singulier (mce)	Perte charge totale (mce)	Hg (m)	HMT (mce)
200	700	35,5486	3,5549	39,1034	8,74	47,84
250	700	17,5825	1,76	19,34	8,74	28
280	700	9,7117	0,97	10,68	8,74	19
315	700	5,2654	0,53	5,79	8,74	15
355	700	2,8200	0,28	3,10	8,74	12
400	700	1,5131	0,15	1,66	8,74	10
450	700	0,8190	0,08	0,90	8,74	10
500	700	0,4731	0,05	0,52	8,74	9
560	700	0,2624	0,03	0,29	8,74	9

Tableau : Calcul des frais d'exploitation du poste de relevage ouest .

Diamètre normalisé (mm)	HMT (mce)	P_{abs} (Kw)	E (kwh)	Prix kwh (DA)	Frais exploitation (DA)
200	47,84	135	590371	3,83	2261119
250	28	93	408346	3,83	1563964
280	19	70	305521	3,83	1170144
315	15	57	248966	3,83	953541
355	12	50	218742	3,83	837782
400	10	46	202691	3,83	776307
450	10	44	194692	3,83	745669
500	9	43	189818	3,83	727002
560	9	43	187040	3,83	716362

Tableau: Calcul les frais d'investissement du Conduite de refoulement.

D (mm)	Prix unitaire (DA)	Prix de Conduite (DA)	Prix de pose (DA)	Prix total (DA)	Annuité	Frais d'investissement (DA)
200	3210	2247000	29000	2276000	0,087	198012
250	4995	3506490	456870	3963360	0,087	344812,3
280	6192	4346784	500188,2	4846972,2	0,087	421686,6
315	7892	4960332	526718,7	5487050,7	0,087	477373,4
355	9874	7633548	558182,5	8191730,5	0,087	712680,6
400	10647	9580194	594815,7	10175010	0,087	885225,8
450	11499	10880298	636888,1	11517186	0,087	1001995
500	18967	13314834	684703,2	13999537	0,087	1217960
560	20728	14551056	733642,7	15284699	0,087	1329769

Tableau :calculs du bilans des frais

D (mm)	Frais d'exploitation (DA)	Frais d'investissement (DA)	Bilan des frais (DA)
200	2261119	198012	2450131
250	1563964	344812,3	1985651
280	1170144	421686,6	1647517
315	953541	477373,4	1666221
355	837782	712680,6	1723007
400	776307	885225,8	1778303
450	745669	1001995	1963629
500	727002	1217960	2056771
560	716362	1329769	2698387

ANNEXES IV

Tableau : les valeurs de KHI 2 de Pearson (Touaïbia,2004)

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .
Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
v									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

