

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ECOLE NATIONALE SUPERIEURE D'HYDRAULIQUE -ARBAOUI Abdellah-
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE URBAINE

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option: CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISMENT

THEME :

**INTERCEPTION DES EAUX USEES DE LA ZONE SUD-
OUEST DE LA WILAYA D'ALGER**

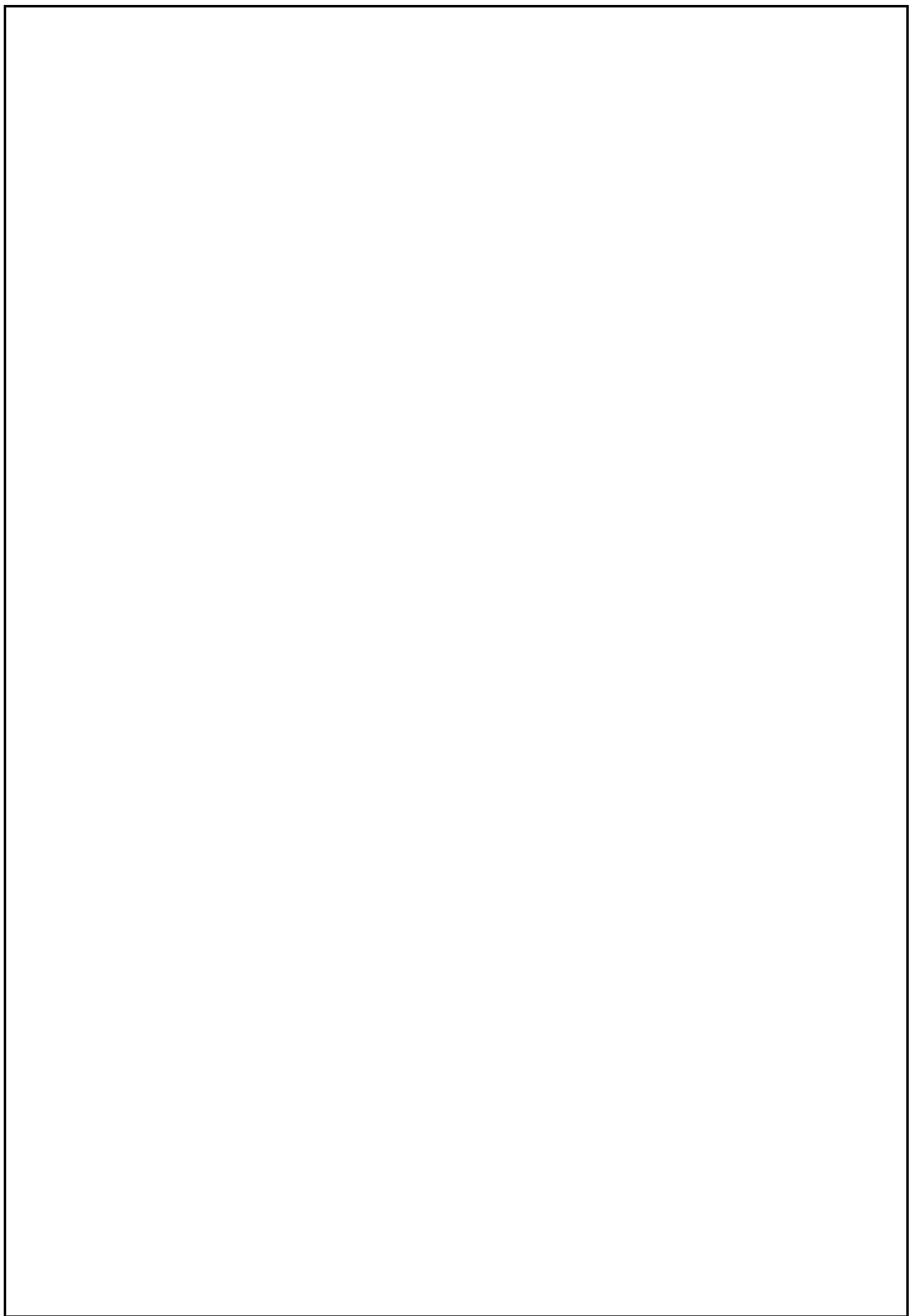
PRESENTÉ PAR :

M^{elle} : BOUAOUINA Wissem

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
Mr : AMMARI Abdelhadi	M.C.B	Président
M ^{me} : DERNOUNI Fouzia		Examinateuse
M ^{me} : BELABES Salima	M.A.A	Examinateuse
Mr : BOUFEKANE Abdelmadjid	M.A.B	Examinateur
M ^{lle} : BERDANE Kheira	Promotrice

Septembre- 2017



Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de respect, reconnaissance et de remerciement :

A mes chers parents qui ont toujours cru en moi et en mes capacités et qui m'ont encouragé à aller de l'avant, merci pour tous les sacrifices et le soutien moral consentis pour moi.

A ma confidente ma sœur Manel et mon beau frère Amine

A mon cher frère Abderraouf

A ma grand-mère, tantes et oncles.

A mes chères cousines : Kiki , Amina , Meriem , Feriel , Chahinaz , Sarah

A mes préférées : Nesrine , Meriem

A tous mes amies qui m'ont soutenu : Yasmina, karima , Romaissa , Meriem , Rym , Amira et tous les camarades de l'ENSH.

Et à tous ceux que je considère amis, proches et intimes

Remerciements

En tout premier lieu , je remercie le bon Dieu, tout puissant , de m'avoir donné la force et le courage pourachever mes études , ainsi que la patience pour dépasser toutes les difficultés.

J'adresse mes remerciements les plus sincères, à mon encadreur **M^{lle} BERDANE.K** qui a très volontiers acceptée d'être la promotrice de ce projet , pour sa disponibilité et la confiance qu'elle m'a accordée et ses précieux conseils qui m'ont permis de mener à bien ce travail.

J'exprime toute ma reconnaissance à **Mr.Yahiaoui** qui a su m'orienter et m'aider tout au long de ce travail.

Mes profonds remerciements s'adressent également à Monsieur le président de jury, Mr AMMARI pour avoir bien accepté de présider le jury de ce mémoire et aux membres de jury Mme.DERNOUNI , Mme.BELABES ainsi que Mr.BOUFEKANE qui m'ont fait l'honneur de juger ce travail.

Mes remerciements vont à tout les enseignants de l'Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique et particulièrement à ceux et celles qui ont contribué à ma formation.

Sommaire :

Chapitre I : présentation de la zone d'étude

INTRODUCTION :.....	2
I.1 Situation géographique :	2
I.1.1 Communes situées à l'intérieur du bassin de oued el karma :	2
I.2 Situation géologique :.....	3
Situation climatique :	4
Température :.....	5
I.3 Précipitations :.....	5
I.4 Sismicité :.....	6
I.5 Aperçu hydrologique :	6
I.6 Aperçu topographique :.....	7
I.7 Implantation de la station d'épuration :	7
CONCLUSION.....	8

Chapitre II : étude hydrologique

Introduction	9
II .1 Description du réseau hydrographique de la zone d'étude	9
II.2.1 Calcul des paramètres caractéristiques du bassin versant:.....	11
II. 3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :	13
II.3.2 Analyses des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :.....	16
A. Analyse des données statistiques :	16
B. Vérification de l'homogénéité de la série :	16
C. Procédé d'ajustement par la loi de GUMBEL	19
D. Ajustement de la série pluviométrique par la loi de GALTON	22
II.3.3 Choix de l'ajustement à adopter :	24
II.3.2.2.1.Le Test d'adéquation :	24
II.3.4 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI :.....	26
Conclusion :	28

Chapitre III : évaluation des débits

Introduction :	29
III.1. Estimation de la population à l'horizon 2045 :	29
III.2 Délimitation des sous bassins :.....	30
III.3 Choix du coefficient de ruissellement :.....	30
III.3.1 première méthode :.....	31
III.3.2 deuxième méthode :.....	31
III.3.3 troisième méthode :	32
III.3.4 Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin	33
III.4 Evaluation des débits des eaux usées :	33
III.4.1 Généralités	33
III.4.2 Nature des eaux usées à évacuer :.....	34
III .4.3 Consommation en eau potable :.....	35
III.4.4 Débit usée à évacuer :.....	35
III.4.5 Evaluation du débit moyen journalier :	35
III.4.6 Evaluation des débits de pointes :.....	35
III.5 Evaluation des débits des eaux pluviales :	41
III.5.2Méthode rationnelle :	41
III.5.2.1 Validité de la méthode rationnelle :	41
III.5.2.2 Temps de concentration :	42
III.5.3 Méthode superficielle :.....	43
III.5.3.1 Validité de la méthode superficielle :	44
III.5.4 Choix de la méthode de calcul :	44
Conclusion :.....	45

Chapitre IV : dimensionnement du collecteur projeté

Introduction :	46
IV.1 Variante d'aménagement :.....	46
IV.1.1 Choix du tracé :	46
IV.1.2 variantes d'aménagement :.....	47
IV.1.2.1 Variante N°1 : (tracé en rive gauche)	47
IV.1.2.2 Variante N°2 : (tracé en rive droite)	47
IV.1.2.3 Variante N°3 : (tracé mixte)	47
IV.1.2.4 Comparaison entre les variantes :.....	48

IV.2 Dimensionnement de la variante retenue (N°3) :.....	48
IV.2.1 Conditions d'écoulement :.....	48
IV.2.2 Hypothèses de calcul :.....	49
IV.2.2.1 Mode de calcul :.....	49
IV.2.2.2 Présentation de la variante :	50
IV.2.3 Choix du matériau de canalisation :.....	59
IV.2.4 Choix du type de canalisation :.....	61
IV.3 Elément constitutif du réseau d'égout et ouvrage annexe :.....	61
IV.3.1 Canalisations :	62
I V.3.1.1 Les joints des conduites en béton armés :	62
IV.3.1.2 Différentes actions supportées par la conduite :.....	63
IV.3.1.3 Protection des conduites :.....	64
IV.4 Essais des tuyaux préfabriqués :.....	65
IV.4.1 Essai à l'écrasement :	65
IV.4.2 Essai à l'étanchéité :	65
IV.4.3 Essai de corrosion :.....	66
IV.5 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :	66
IV.6 Les déversoirs d'orages :.....	68
IV.6.1 L'emplacement des déversoirs d'orages :	69
IV6.2 Description des réseaux d'assainissement du bassin oued karma :.....	69
IV.6.3 Types de déversoirs :.....	72
IV.6.4 Dimensionnement des déversoirs d'orages :.....	74
IV.6.4.1 Mode de calcul :	74
IV.6.4.2 Paramètres de calcul du débit critique :	74
IV.6.4.3 Dimensionnement de déversoir d'orage DV01 type frontal :	74
IV.6.4.4 Dimensionnement du déversoir d'orage DV02 à seuil latéral :	76
Conclusion.....	77

Chapitre V : organisation des chantiers

Introduction :	78
V.1 Actions reçus par les conduites :	78
V.2 Pose de canalisations :	78
V.2.1 Emplacement des canalisations :	78
V.2.2.1 Décapage de la couche végétale :	79
V.2.2.2 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :	79
a)-largeur du fond de la tranchée :	79
b)- Profondeur de la tranchée :	80
c)- Volume des déblais des tranchées :	80
d) – Profondeur des regards:	80
e) – Volume des déblais des regards :	80
f)- Choix des engins de terrassement :	81
V.2.2.3 Aménagement du lit de pose :	81
V.2.2.4 La mise en place des canalisations :	81
V.2.2.5 Assemblage des conduites :	82
V.2.2.6 Construction des regards :	82
V.2.2.7 Remblais des tranchées :	83
V.3 Planification des travaux :	83
V.3.1 Définition :	83
V.3.2 Techniques de planification :	84
a. Méthodes basées sur le réseau :	84
b. Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :	85
V.3.3 Les étapes de planification :	86
V.3.3.1 Collection des données :	86
V.3.3.2 Décomposition du projet :	86
V.3.3.3 Relations entre les tâches :	86
V.3.3.4 Les paramètres de la méthode C.P.M :	86
V.3.3.5 Attribution des durées de chaque opération :	87
V.4 Devis quantitatif et estimatif :	89
Conclusion :	91

Chapitre VI : étude de l'impact sur l'environnement

Introduction :	92
VI.1 But et utilité de l'EIE :.....	92
VI.2 Justification du projet :.....	92
VI.3 Identification et évaluation des impacts avant l'aménagement :.....	92
IV.3.1 Rejet d'eau usée dans le milieu naturel :.....	93
IV.3.2 Risques d'inondations dans la zone :	94
IV.4 Résultats de l'évaluation des impacts sur l'environnement :	94
IV.5 Impact de l'aménagement sur l'environnement :.....	95
a) Impact positifs :	95
b) Impact négatifs.....	96
IV.06 Mesures d'atténuation des impacts :	97
IV.07 L'évaluation à posteriori :	97
Conclusion :.....	98

Liste des figures

Figure I.1 : Communes situées à l'intérieur du bassin Oued el karma.....	3
Figure I.2 : Carte de séismicité d'Algérie (source : R .P .A 99).....	6
Figure I.3 : image satellite de l'emplacement de la station d'épuration Baraki.....	8
Figure II.1 : Carte Satellite (Google Earth) de l'embouchure de l'oued El Harrach.....	10
Figure II.2 : Réseau hydrographique de l'oued Karma	11
Figure II.3 : Ajustement à la loi de GUMBEL.....	21
Figure II.4 : Ajustement à la loi de GALTON.....	23
Figure II.5 : Courbe intensité – durée – fréquence (IDF station Birmendreis).....	28
Figure IV.1 : R _v en fonction de R _q	53
Figure IV.2 : R _h en fonction de R _q	53
Figure IV.3 : Différents types de joints.....	63
Figure IV.4 : Traversée de l'oued à l'intérieur du parc et raccordement des collecteurs (600-1000) au monolithe (2mx2m).....	70
Figure IV.5 : rejets des eaux au niveau de Texeraine.....	71
Figure IV.6 : rejets des eaux au niveau de Saoula sud.....	72
Figure IV.7 : Déversoir à seuil latéral.....	73
Figure IV.8 : Déversoir à seuil frontal.....	73
FigureV.1 : pelle équipée en rétro.....	80
FigureV.2 : Figure qui représente un pipelayers.....	81
FigureV.3 : Figure qui représente un chargeur et compacteur.....	82
Figure VI.1 : Economie circulaire en assainissement	92

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Table climatique mensuelle pour l'année 2013 (station pluviométrique de Birmendreis).....	5
Tableau I.2 : Hauteur des précipitations mensuelles pour l'année 2012 (station pluviométrique de Birmendreis code station 020509).....	5
Tableau II.1 : Caractéristiques physiographiques du bassin de l'oued Karma.....	13
Tableau II.2 : Identification de la station pluviométrique de BIRMENDREIS.....	14
Tableau II.3 : série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières.....	15
Tableau II.4 : observations non classées et comparaison avec la médiane.....	18
Tableau II.5 : les valeurs de la variable réduite de GUMBEL de chaque observation.....	20
Tableau II.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL pour une période de retour de 10 ans.....	22
Tableau II.7 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour une période de retour de 10 ans.....	24
Tableau II.8 : Résultat du test d'adéquation a la loi de Gambel.....	26
Tableau II.9 : Résultat du test d'adéquation a la loi de Galton.....	26
Tableau II.10 : intensité pour une période de retour de 10 ans (P=10%).....	27
Tableau III.1: Evolution de la population.....	29
Tableau III.2: Valeurs du coefficient de ruissellement selon la nature de la surface.....	31
Tableau III.3: Valeurs du coefficient de ruissellement selon la catégorie d'urbanisation.....	31
Tableau III.4: Valeurs du coefficient de ruissellement selon la densité de la population.....	32
Tableau III.5: coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.....	33
Tableau III.6 : Estimation des eaux usées Zone I (Ben Aknoun).....	36
Tableau III.7 : Estimation des eaux usées Zone II (Tixeraine).....	37
Tableau III.8: Estimation des eaux usées Zone III (Mezzouar).....	38
Tableau III.9: Estimation des eaux usées Zone IV (zone Saoula).....	39
Tableau III.10: Estimation des eaux usées Zone V (zone avale O Belhadj).....	40
Tableau IV.1 : comparaison entre les variantes.....	48
Tableau IV.2: Dimensionnement du collecteur d'eaux usées (Texeraine).....	54
Tableau IV.3: Dimensionnement du collecteur d'eaux usées zone (commune Mezouar)	55
Tableau IV.4 : Dimensionnement du collecteur d'eaux usées (Saoula)	56
Tableau IV.5 : Dimensionnement du collecteur d'eaux usées (Saoula sud)	
Tableau IV.6 : Dimensionnement du collecteur d'eaux usées (Saoula sud).....	58
Tableau IV.7 : Caractéristiques des conduites en béton armé.....	64
Tableau IV.8 : caractéristiques des déversoirs d'orages conçu.....	76
Tableau V.1 : Symbole des opérations et leur durée.....	86
Tableau V.2 : Détermination des délais par la méthode du bilan.....	88
Tableau V.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif.....	89
Tableau VI.1 : Impacts négatifs envisagés sur l'environnement pendant la phase de la construction du projet d'assainissement et leur évaluation.....	95
Tableau VI.2 : mesures d'atténuation des impacts.....	96

LISTE DES PLANCHES :

- 1) Plan de situation de la zone d'étude (délimitation des sous bassin urbains).
- 2) Tracé du collecteur oued karma projeté.
- 3) Profil en long du collecteur projeté.
- 4) Les éléments du réseau d'égout (ouvrages annexes).

ملخص

تشهد المنطقة الجنوبية الغربية لولاية الجزائر نموا سكانيا كبيرا، مما أدى إلى زيادة كمية تصريف المياه المستعملة وتدور طبيعتها

والهدف من هذه الدراسة هو القضاء على مشاكل تتعلق بالمياه المستعملة على مستوى الوديان وتوجيهها إلى محطة المعالجة لمدينة براقي

من أجل تحقيق الأهداف المحددة واستنادا إلى البيانات الأساسية، يتضمن عملنا جمع ونقل هذه المياه من منطقة الدراسة وإحالتها إلى محطة معالجة مياه الصرف الصحي، وذلك بواسطة نظام مناسب يلبي المتطلبات التقنية والاقتصادية الازمة

Résumé :

La région Oued karma située au sud ouest de la wilaya d'Alger, connaît un développement considérable de la population, ce qui a engendré une augmentation et une détérioration de rejet d'eaux usées

Le but de notre étude est d'éliminer le maximum possible ces rejets qui déversaient auparavant dans l'oued

Dans le but d'atteindre les objectifs soulignés, et en se basant sur les données de base, notre travail consiste à intercepter les rejets d'eaux usées et industrielles de la zone d'étude et de les acheminer vers la station d'épuration Baraki, en s'assurant la collecte et le transfert de ces eaux par un système hydraulique adéquat qui répond aux exigences technico-économique.

Abstract :

The south-western region of Algiers (Wdi Karma) knows an important development characterized by the increase of the population which causes a significant increase in wastewater volumes. The aim of our study is to eliminate as much as possible these discharges which have been already poured into the wadi. In order to achieve the underlined objectives and based on the baseline data, our work involves intercepting wastewater and industrial wastewater from the study area and transporting it to the wastewater treatment plant, through ensuring the collection and transfer of these waters by an adequate hydraulic system which meets the technical and economic requirements.

INTRODUCTION GENERALE

Les eaux usées sont de nature et d'origine diverses, produites dans l'espace vital de l'homme à partir d'une certaine densité d'habitation, elles doivent être collectées et évacuées. Outre qu'elles répondent à une nécessité absolue aux plans de l'hygiène et de la santé, les mesures prises dans ces domaines contribuent à éléver le niveau et la qualité de vie des usagers. L'assainissement a pour but d'assurer la collecte, le transport et le traitement de l'ensemble des eaux polluées, pluviales et usées, et leurs traitements avant le rejet dans le milieu naturel.

L'assainissement des agglomérations en Algérie a pour objet d'assurer l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales, ainsi que leur rejet dans les exutoires naturels sous des modes compatibles avec des exigences de la santé publique et de l'environnement.

La région de l'oued El Karma, est une partie relativement importante de la wilaya d'Alger, puisqu'elle connaît un développement urbanistique et socio-économique important, ce qui a fait augmenter la quantité de rejet d'eaux usées qui a connu ces dernières années une grande détérioration provoquant la pollution de l'oued et de l'environnement.

Dans cet aspect, l'aménagement de l'oued El karma est donc devenu une priorité pour les pouvoirs publics, ce qui va permettre d'atteindre un objectif environnemental.

Le but de notre étude est l'établissement d'un intercepteur qui va relier tous les rejets des collecteurs principaux en assurant le dimensionnement du collecteur et ses divers ouvrages pour les acheminer vers la station d'épuration de Baraki, après le raccordement avec le collecteur de Baba Ali

L'étude pourrait suivre le cheminement suivant :

- Evaluation des débits des eaux usées provenant de la zone d'étude.
- Étude hydrologique complète pour déterminer les débits pluviaux provenant de la zone d'étude.
- Détermination des débits pluviaux et des débits d'eaux usées recueillies par chaque zone et vérifier que les apports pluviaux pouvant provenir de l'amont sont directement déversés dans l'oued .
- Les collecteurs projetés doivent être réalisés à une profondeur telle que toutes les conduites d'assainissement situées à l'amont puissent s'y déverser gravitairement.

Cet objet va permettre une dépollution de l'oued afin de satisfaire l'objectif souligné du schéma directeur d'assainissement de la wilaya d'Alger.

INTRODUCTION :

Ce présent chapitre vise à connaitre les caractéristiques physiques du site à savoir les conditions géologiques , hydrologiques et climatiques et naturelles afin de mieux identifier la zone d'étude.

I.1 Situation géographique :

L'aire d'étude est définie par le bassin de l'oued Karma, qui est une région caractérisée par une succession de zones rurales à faible densité, et des zones urbaines fortement habitées. Le bassin occupe les hauts quartiers résidentiels d'Alger (Ben Aknoun et El Achour) au Nord et les quartiers populaires de Tixeraine et de Ouled Belhadj au Sud.

Le bassin de l'oued Karma est situé au Nord d'Alger, et fait partie du bassin versant algérois , est limité :

- Au Nord : par les communes de Bouzareah ;
- A l'Ouest : par les communes de Ouled fayet, Soidania et Rahmania ;
- A l'Est : le bassin est limité par les communes de Hydra et Birkhadem
- Au Sud : par les communes de Birtouta et Baba Ali.

I.1.1 Communes situées à l'intérieur du bassin de oued el karma :

L'étendue et la situation géographique du bassin de l'oued Karma font que plusieurs

communes sont situées totalement ou partiellement dans ce bassin. Ainsi, les communes situées dans le bassin de l'oued Karma :

- Au Nord : les communes de Bouzareah (0.7 km^2), Ben Aknoun (2.3 km^2) Hydra (2.0 km^2) et Dely Ibrahim (3.6 km^2).
- A l'Ouest du bassin les communes d'El achour (11.6 km^2), Draria (10.5 km^2) et Baba hassen (10.5 km^2), Ouled Fayet (3.3 km^2)
- A l'Est : les communes de Birkhadem (2.35 km^2) et Birmendreis (0.46 km^2).
- Au Sud : les communes de Douera (7.7 km^2), Saoula (13.6 km^2), Khraicia (5.34 km^2), et Gué de Constantine (2.30 km^2).



Figure I.1 : Communes situées à l'intérieur du bassin Oued el karma

I.2 Situation géologique :

Notre zone d'étude appartient à la plaine de la Mitidja dont les principaux types de sols caractérisent la zone étudiée :

-Les miocènes et roches plus anciennes

Ces roches sont présentent dans le cœur de l'anticlinal du sahel sous le bassin de la Mitidja, et affleurent par endroits dans l'Atlas sur la bordure Sud du bassin. Le miocène est constitué par des marnes contenant des lentilles de calcaire de 40 à 50 m d'épaisseur appartenant au vindobonien.

-Le Plaisancien:

Constitué principalement de marnes bleues et localement de bancs de grés, cet étage peut atteindre une puissance considérable sous le Sahel, et sous le Nord de la Mitidja. L'épaisseur de 100 m ne parait nullement exagérée; mais elle diminue rapidement vers le sud.[3]

Présentation de la zone

Les affleurements de marnes en surface sont uniquement visibles dans les Collines du Sahel.

-Villafranchien (Calabrien) : Formation d'El-Harrach

La formation d'El-Harrach est représentée par une séquence relativement uniforme d'argiles plastiques jaunes ou grises, par endroits légèrement caillouteux et contenant un petit nombre de lentilles de graviers de 2 à 6 m d'épaisseur.

Quelquefois la formation d'El-Harrach en raison de la présence des graviers a été confondue avec la formation alluviale sus-jacente qui est essentiellement caillouteuses

-Dépôts récents

Ils ne représentent qu'une partie relativement peu importante du remplissage du bassin de la Mitidja. Ils regroupent les dépôts de sables dunaires, les dépôts du piémont de l'atlas ainsi que les sables et les graviers provenant des lits des oueds.

Cette formation est constituée de sables meubles éoliens ou de sables dunaires épais de 20 à 40 m de graviers et de couches fossilifères consolidées ou cimentées.

Le piémont de l'atlas est couvert de débris se composant de gros éléments anguleux dans une matrice de limons argileux.[3]

I.3 Situation climatique :

Etant donné qu'une certaine homogénéité climatique prévaut dans le secteur algérois, et en raison de l'absence des stations pluviométriques dans le bassin versant , il nous est possible de considérer que les valeurs de pluviosité et des températures prises dans la station de Birmendreis peuvent être valables pour notre zone d'étude.

Pour caractériser le climat de notre zone d'étude, nous avons utilisé les données climatiques de la station de Birmendreis . Ces données ont été fournies par l'ANRH et l'ONM.

La région d'étude subit les variations saisonnières d'une zone côtière, elle bénéficie d'un climat méditerranéen semi aride qui caractérise la ville avec alternance d'une saison sèche et chaude (mai – septembre) et une saison humide (octobre – avril).

Présentation de la zone

Tableau I.1 : Table climatique moyenne (station pluviométrique de Birmendreis)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Janvier	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout
Pluviométrie (mm)	16,5	21,4	59	23	27	10	25	2	5	42	1	1
$T(^{\circ}C)$	23,2	19,4	15,1	12,3	11,6	12,2	13,6	15,6	18,1	21,5	24,4	25,2
$T_{min} (^{\circ}C)$	19,6	15,8	11,5	9,1	8,3	8,5	9,9	11,6	14,0	17,5	20,4	21,1
$T_{max} (^{\circ}C)$	26,9	23,1	18,7	15,6	14,9	15,9	17,4	19,6	22,3	25,5	28,4	29,3

Source : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH, Alger).

I.3.1 Température :

Le climat de notre zone d'étude est caractérisé par sa fraicheur , mais il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale. La zone d'étude à une moyenne des températures du mois d'aout le plus chaud de 38°C tandis que le mois de janvier le plus froid 12°C.[3]

I.3.2 Précipitations :

La forme des précipitations la plus importante est la pluviosité. On constate que la période pluvieuse s'étale du mois de novembre à février, elle entraîne de 1071mm par année mais irrégulière[2]

Tableau I.2 : Hauteur des précipitations moyennes mensuelles (station pluviométrique de Birmendreis code station 020509)

Mois	sept	Oct	nov	dec	jan	fev	mars	Avr	mai	juin	juil	aout
Pluviométrie (mm)	12	72	199	54	206	159	97	89	178	1	0	2

Source : Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH, Alger).

I.4 Sismicité :

La zone d'étude se situe au dessus de la faille tectonique séparant le continent africain du continent européen, cependant elle est classée dans la zone III ou on ne peut pas négliger l'intensité sismique et pour cela il faudra prendre ce point en considération lors de l'étude du génie civil.

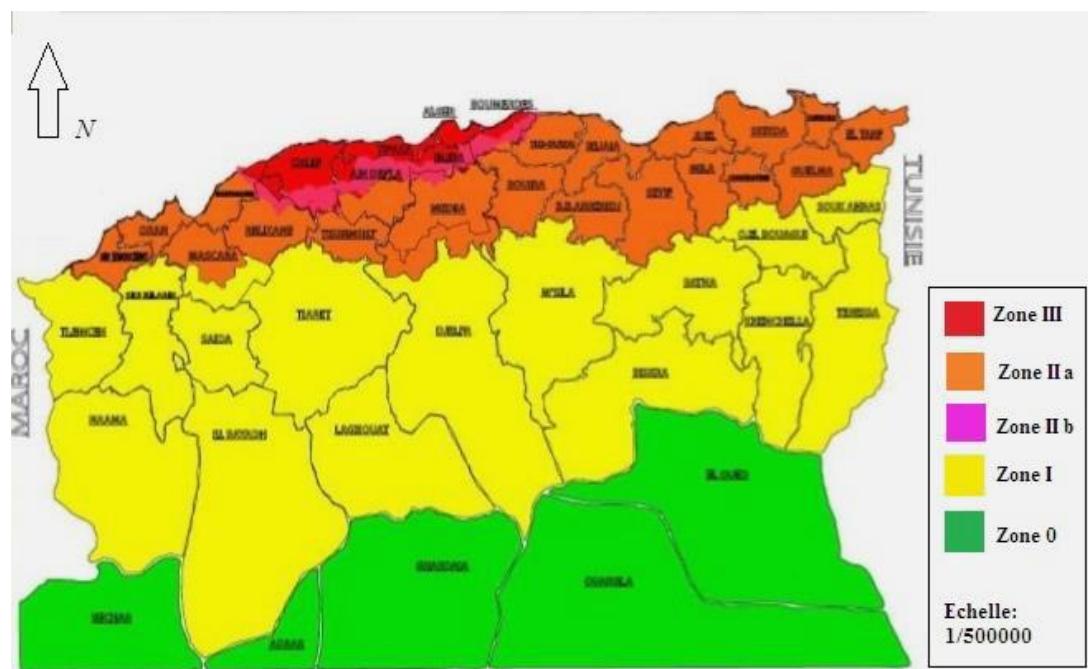


Figure I.2 : Carte de séismicité d'Algérie (source : R.P.A 99)

I.5 Aperçu hydrologique :

Notre zone d'étude prend deux principales sources de l'oued :

- D'abord en Amont (au Nord) : où l'oued Karma prend source à partir des eaux pluviales tombant au sud de Ben Aknoun (oued Lakhala);
 - A l'Ouest : par les oueds Ben Brahim et El Achour. Cet oued se réunit avec l'oued Baba Hassen au Sud de la commune de Saoula, et forme l'oued Bou souar (Oued Gueltet Salah) qui est le principal confluent de l'oued Kerma, avant de se jeter dans l'oued El Harrach

I.4 Aperçu topographique :

La connaissance de la topographie du terrain est importante car elle va nous permettre de prendre les disposition et le système d'assainissement nécessaire lors de la réalisation. Généralement on opte pour une évacuation gravitaire mais dans certains cas on est obligés de concevoir un système de refoulement.

Pour ce qui est de la pente , dans notre zone d'étude deux zones distinctes couvrent le bassin, en amont du bassin (zone I), la pente de l'oued est relativement importante 1.5%, en aval la pente diminue à moins de 0.3%.

I.5 Implantation de la station d'épuration :

La station de Baraki dessert le bassin versant central du réseau d'assainissement du Grand Alger. Elle est implantée sur la rive droite de l'oued El Harrach à environ 7km au sud de l'embouchure de l'oued dans la méditerranée. Mise en service en 1989 , la station a une capacité nominal de traitement de 900 000 équivalents habitants , elle a été réalisée dans le cadre du schéma générale d'assainissement de la baie Alger

L'alimentation de la station est assurée par trois collecteurs du réseau d'assainissement aboutissant en entrée de la station :

- Les collecteurs Rive Gauche
- Collecteur Harrach industriel
- Collecteur Baba -Ali qui est raccordé de celui du bassin de Oued karma (collecteur projeté)



Figure I.03 : image satellite de l'emplacement de la station d'épuration Baraki

CONCLUSION

En conclusion, les données et les informations de base recueillis nous servent dans la reconnaissance géologique , climatologique , hydrologique du site afin d'élaborer notre projet.

II.1 Introduction

L'analyse hydrologique permet d'apprécier le régime hydrologique auquel est soumis un site d'étude et de calculer les débits d'eaux pluviales. Dans le domaine de l'assainissement, le but principal de l'étude hydrologique est de déterminer l'intensité moyenne maximale d'après l'étude des averses. Lorsqu'on décide la mise en oeuvre d'un projet d'assainissement (dimensionnement, exploitation et fonctionnement des ouvrages annexes) l'évaluation des débits est une étape très importante et elle doit passer par une étude hydrologique précise. Le présent chapitre a pour objectifs de définir les paramètres hydrologiques nécessaires à l'étude du réseau d'assainissement de la commune de Eucalyptus, tels que :

- Les paramètres physiographiques du bassin.
- Les précipitations
- les infiltrations
- Les averses et les caractéristiques des crues.

Cette étude hydrologique s'est basée à partir des données et renseignements disponibles au niveau de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH)

II.2 Description du réseau hydrographique de la zone d'étude

La région d'étude fait partie du grand bassin de Oued El Harrach, qui est un des grands bassins de l'Algérois, l'oued Djemaa conflue avec celui-ci avant de se jeter dans la mer. L'oued El Harrach, qui représente l'un des principaux oueds sillonnent la Mitidja, prend source au Nord de l'Atlas Blidéen et se jette en mer Méditerranée après un parcours de 67km environ. Il est formé par la confluence de deux principaux Oueds: l'Oued Okacha et l'Oued Mekka au Sud- Ouest de Hammam Melouane au niveau du « Rocher des Pigeons », dans la wilaya de Blida.

L'Oued irrigue les zones agricoles tout autour, grâce notamment à ses affluents, les oueds : Djemâa, oued Baba Ali , ou oued Terrou

Etude hydrologie

En aval, son principal affluent est l'oued Smar qui traverse une zone industrielle de la banlieue est d'Alger. Ce bassin présente une superficie totale de 1260 km², il est particulièrement influencé par un climat méditerranéen, et dont les précipitations présentent une variabilité importante, que ce soit à l'échelle annuelle ou interannuelle. Excepté l'oued El Harrach, la majorité de ces oueds ont un écoulement temporaire, en période estivale (Juin-Septembre) les oueds sont à sec.



Figure II.1 : Carte Satellite (Google Earth) de l'embouchure de l'oued El Harrach

Pour ce qui est de notre zone d'étude , Oued el Karma présente un réseau hydrographique important et complexe, il comprend plusieurs chaabet et thalwegs. D'abord l'oued Karma proprement dit qui est d'une longueur totale (jusqu'à l'embouchure avec l'oued El Harrach) de 14500m, présente un confluent principal qui est l'oued Bou souar (Oued Gueltet Salah) d'une longueur de 2844m, cet oued est formé de la confluence de l'oued El Achour (2620m) et l'oued Ettarfa (7981 m) avec l'oued Baba Hassen (5066 m) qui est alimenté par les eaux provenant de l'oued Ben Brahim. En aval, l'oued Karma collecte toutes les eaux pluviales et usées des quartiers Merridja et Othmane Belhadj (oued Saoula), et recueille les eaux de l'oued Baba Ali, avant de se jeter dans l'oued El Harrach.

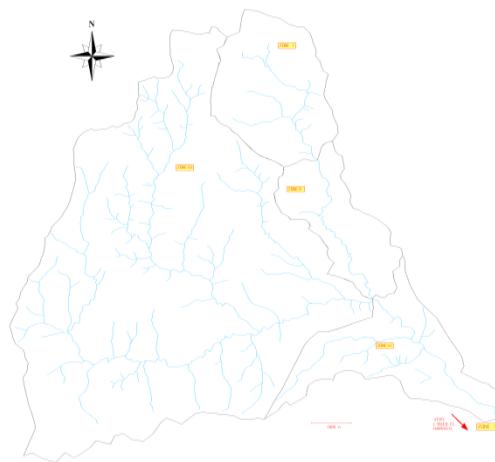


Figure II.2 : Réseau hydrographique de l'oued Karma

II.2.1 Calcul des paramètres caractéristiques du bassin versant:

➤ L'indice de compacité Kc

Les paramètres physiographiques du bassin ont été estimés à l'aide du logiciel AutoCad après numérisation de la carte d'état major et délimitation du contour du BV.

Après estimation de la surface et du périmètre du bassin, on détermine un indice de compacité Kc, qui définit l'allure de l'écoulement général en relation avec la forme du bassin versant, l'indice Kc est calculé comme suit :

$$Kc=0.282 \frac{P}{\sqrt{S}} \quad (\text{II.1})$$

- P : Périmètre du bassin versant (km) ;

- S : Superficie du bassin versant (km²).

➤ Altitude maximale et minimale du bassin versant

Les altitudes min et max sont déduites de la carte d'état major, et l'altitude moyenne d'après la courbe hypsométrique. La pente moyenne (%) du thalweg principal est déduite de l'équation :

$$- I = H_{\text{max}} - H_{\text{min}} / L \quad (\text{II.2}) \quad (L : \text{longueur du thalweg principal en m})$$

- L'altitude moyenne H_{moy} est donnée par la relation :

$$H_{\text{moy}} = \sum H_i S_i / S \quad (\text{II.3}) \quad (S : \text{Superficie totale du bassin en km}^2)$$

➤ La pente spécifique(Is) :

Elle est déduite de l'équation suivante

$$Is = [H_{\text{max}} - H_{\text{min}}] / S^{1/2} \quad (\text{II.4})$$

➤ La densité de drainage (Dd) :

Elle est signifie comme étant le rapport entre la longueur totale de tous les talwegs (L_i) du bassin versant à la surface totale (S), elle reflète la dynamique du bassin , la stabilité hydrogéographique et le type de ruissellement de surface , elle est exprimé en Km/Km^2

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{S} \quad (\text{II.5})$$

Les résultats du calcul sont récapitulés dans le tableau

Etude hydrologie

Tableau II .1 : Caractéristiques physiographiques du bassin de l'oued Karma

Paramètre	Unité	Symbol	Valeur
Surface	Km ²	S	75.5
Périmètre	Km	P	46.0
Indice de compacité	/	Kc	1.50
Longueur du thalweg principal	Km	L	12.5
Altitude :			
Maximale	m	H moy	287.0
Moyenne	m	H max	198.0
Médiane	m	Hmed	196.0
Minimale	m	H min	19.0
Longueur Rec équivalent	km	LR	17.92
Largeur Rec équivalent	km	Lr	4.13
Pente moyenne I	%	I	1.5
Indice de pente spécifique Ig	m/km	Iss	25.90
Densité de drainage	Km/km ²	Dd	1.72

D'après le Tableau N°1, on remarque que l'indice Kc est égal à 1.5, on déduit donc que notre bassin est de forme relativement allongée. L'altitude médiane qui représente 50% de la superficie du bassin est relativement importante, elle est de 198 m.

II. 3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

L'intensité moyenne maximale est exprimée en mm/h, elle est donnée par la formule (II -1), c'est la lame d'eau précipitée (mm) rapportée à un intervalle de référence Δt (h).

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \quad (\text{II. 6})$$

Avec :

Im : intensité moyenne en mm/h.

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en mm

Etude hydrologie

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.

Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

En raison d'absence des stations pluviométriques dans le bassin versant , la station de BIRMENDREIS est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau III.2

Tableau II.2 : Identification de la station pluviométrique de BIRMENDREIS

Station	Code	X(Km)	Y(Km)	Z(m)	Période d'observation
BIRMENDREIS	020509	531,1	382,8	140	1980/2013

Source : ANRH d'ALGER

La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau II.3.

Etude hydrologie

Tableau II.3 : série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières (station expérimentale de BIRMEDREIS, code 020509)

Années	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	$P_{J,max}$
1980	0,4	26	35,4	41,2	34,6	25,7	33,2	16	15,3	2,3	0,3	10,5	41,2
1981	6,4	20	23	27,3	57,1	26,4	8,5	12,4	26,7	14,6	0	0	57,1
1982	3,8	26,3	90,7	28,7	1	42,6	20,8	4,2	8,7	0	12,5	0	90,7
1983	0	11,4	12	50	40,1	38,6	14	15,7	63,8	12,4	0	0,3	63,8
1984	16,5	115	31,3	24,9	29,5	13,4	35,5	9,1	29,7	2	0	0	115
1985	5,5	38,1	30,7	27	19	20,7	34,2	12	0,6	0	8,6	0	38,1
1986	64	27,3	25,5	38,8	30,4	53	6,1	0	12,9	13,7	3,9	0	64
1987	7,5	9,1	31,2	45,2	10,1	21,1	37,3	5	18	26,2	0	1	45,2
1988	27,1	3,5	58,5	54,2	7,4	15,4	18,9	75	4,4	2,6	0	39,5	75
1989	58	22,5	22	7,5	18,7	0	13,8	15,5	7,8	1,7	15	0	58
1990	3,4	23,1	28,8	24	23,9	30,5	17,2	15,6	16	5,6	0	0,9	30,5
1991	3	38,9	51,9	3,8	55,4	8,8	29,6	35,8	28,7	14,7	2,8	0	55,4
1992	3,7	69,4	48,8	43,5	19,8	35,7	19,2	19,6	23,2	0	0	3,8	69,4
1993	21,7	7,4	33,7	57,1	69	22,7	0,3	24,8	5,7	0	0	0	69
1994	33,8	30,3	29,3	25,4	45,4	27,6	38,5	8,1	0	6,7	0	19,6	45,4
1995	14,5	17	26,8	28,5	53,7	40	25,1	75,3	7,9	49,3	2,5	3,6	75,3
1996	21,2	57,2	27,2	23,6	15,3	14	6,2	34,4	6,3	4,7	1,5	3,5	57,2
1998	31,5	21,7	58,7	35,2	24,9	17,9	26,3	34,1	49	0	0,9	4,4	58,7
1997	8,9	27,6	25,4	35,5	34,8	30,9	38,6	18	0,2	1,9	0	1,6	38,6
1999	29,8	19	64,5	42,5	9,3	3,6	12,9	7,3	22,6	9,9	0	0	64,5
2000	15,6	25,5	26,3	19	47,7	32,7	2,6	17,2	7,9	1,2	0	2,7	47,7
2001	36,8	23,3	125	20,5	12,3	17,2	12,4	19,5	6,5	1	7,7	11,6	125
2002	25,3	38,5	32,8	45	37,5	36,4	8,6	24,2	6,8	0,5	1	6,3	45
2003	21,4	7	18	34,4	56,4	18,9	20,7	27	62,7	4,1	0	0	62,7
2004	1,3	16,7	53,9	67,8	37,5	30,3	25	8,5	3,3	0	0,3	0	67,8
2005	11,3	42,8	49,4	19,3	26,6	28,1	10,3	1,1	79,7	0	0,2	4,2	79,7
2006	13,8	6,6	14,4	45	10,1	28	30,8	32,8	3	3,6	0,4	5,4	45
2007	12,1	48,9	71	27,3	15,3	13,2	22,3	12,3	30	8,6	2	0	71
2008	34,8	14,6	33,5	31,4	27	4,8	21	19	13	0	3,5	1,3	34,8
2009	18,4	13	22,5	20,5	52,3	14,3	53,6	29	16,6	4,6	0	22,5	53,6
2010	5	40	24,1	31,6	37,2	36,5	6	39	41,5	7	1	0	41,5
2011	10	12,5	64,5	24	20,5	38	28	59,5	12	0,5	0	35,5	64,5
2012	4	19,5	67	20,5	41	50,5	22	50,5	116,5	1	0	1	116,5
2013	16,5	21,4	59,5	23,5	27,5	10	25,5	1,5	5	43	0,5	1	59,5

Source : ANRH d'ALGER

II.3.2 Analyses des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

A. Analyse des données statistiques :

Le traitement statistique d'une série pluviométrique nécessite de déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières de 34 ans .

Les caractéristiques empiriques de la série à étudier sont :

- La moyenne interannuelle des pluies maximales journalières :

$$\overline{P_{jmax}} = \frac{\sum_{i=1}^{n=32} P_{jmax}}{n} \quad (\text{II. 7})$$

$$\overline{P_{jmax}} = \frac{212674}{34} = 62,54 \text{ mm}$$

n : le nombre d'année d'observation

- L'écart type :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n=34} (xi - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (\text{II. 8})$$

$$\sigma = 21,87 \text{ mm}$$

- Le coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{jmax}}}{\overline{P_{jmax}}} \quad (\text{II. 9})$$

$$C_v = 0,35$$

B. Vérification de l'homogénéité de la série :

Avant de passer à l'ajustement de la série , il est indispensable de vérifier l'homogénéité de notre série.

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente, elle consiste en :

- La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause.

-La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées .

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

- Classer l'échantillon par ordre croissant .
- Déterminer la médiane Me , lorsque n est paire, la médiane est observée en rang $\frac{n+1}{2}$.

$$M = 58,7$$

- Remplacer la série des valeurs non classes par un signe (-) ou un signe (+)

(-) pour $X_i > Me$.

(+) pour $X_i < Me$.

- Calculons les quantités N_s et TS , avec :

N_s : nombre totale des valeurs supérieurs à la médiane.

TS : taille de la plus grande série de + ou de - .

Les quantités N_s et TS représentent respectivement le nombre total de série de + ou de - et la taille de la plus grande série qui doivent respecter les conditions suivantes:

$$N_s > \frac{1}{2} \left(n + 1 - \mu_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{n+1} \right) \quad (\text{II. 10})$$

$$T_s < 3,3 \log_{10}(n + 1) \quad (\text{II. 11})$$

La variable réduite de gauss pour un intervalle de confiance de 95% $\mu_{1-\frac{\alpha}{2}} = 1,96$

Tableau II.4 : observations non classées et comparaison avec la médiane

P_{jmax}	Comparaison avec la médiane
41,2	-
57,1	-
90,7	+
63,8	+
115	+
38,1	-
64	+
45,2	-
75	+
58	-
30,5	-
55,4	-
69,4	+
69	+
45,4	-
75,3	+
57,2	-
58,7	-
38,6	-
64,5	+
47,7	-
125	+
45	-
62,7	+
67,8	+
79,7	+
45	-
71	+
34,8	-
53,6	-
41,5	-
64,5	+
116,5	+
69,5	+

On a :

$$N_s = 17 \text{ et } \frac{1}{2} \left(n + 1 - \mu_1 - \frac{\alpha}{2} \sqrt{n + 1} \right) = 11,3 \text{ d'où l'inégalité une est vérifiée}$$

$$T_s = 3 \text{ et } 3,3 \log_{10}(n) + 1 = 8,35 \text{ d'où la vérification de la deuxième intégralité}$$

Donc la série pluviométrique est **bien homogène**.

B. Procédé d'ajustement par la loi de GUMBEL (loi doublement exponentielle) :

- 1) Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.[1]
- 2) Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de HAZEN applicable pour les lois normales et quasi normales

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n} \times 100 \quad (\text{II.12})$$

m : Numéro d'ordre

n : Taille de la série

- 3) Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- 4) Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur tel que :

$$y_i = -\ln(-\ln F(x)) \quad (\text{II.13})$$

Etude hydrologie

Tableau II.5: les valeurs de la variable réduite de GUMBEL de chaque observation

P_{jmax}	ordre	$F(x)$	y_i
30,5	1	0,015	-1,440
34,8	2	0,044	-1,138
38,1	3	0,074	-0,959
38,6	4	0,103	-0,821
41,2	5	0,132	-0,704
41,5	6	0,162	-0,600
45	7	0,191	-0,504
45	8	0,221	-0,413
45,2	9	0,250	-0,327
45,4	10	0,279	-0,243
47,7	11	0,309	-0,161
53,6	12	0,338	-0,081
55,4	13	0,368	-0,001
57,1	14	0,397	0,079
57,2	15	0,426	0,160
58	16	0,456	0,241
58,7	17	0,485	0,324
59,5	18	0,515	0,409
62,7	19	0,544	0,497
63,8	20	0,574	0,587
64	21	0,603	0,681
64,5	22	0,632	0,780
64,5	23	0,662	0,885
67,8	24	0,691	0,996
69	25	0,721	1,116
69,4	26	0,750	1,246
71	27	0,779	1,389
75	28	0,809	1,550
75,3	29	0,838	1,735
79,7	30	0,868	1,952
90,7	31	0,897	2,220
115	32	0,926	2,572
116,5	33	0,956	3,098
125	34	0,985	4,212

Etude hydrologie

\bar{y} : la moyenne des variables réduites de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{34} y_i}{n} \quad (\text{II. 14})$$

$$\bar{y} = 0,57 \text{ mm}$$

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{\alpha} \bar{Y} \quad (\text{II. 15})$$

$$X_0 = 62,54 - 17,55 \times 0,57 = 52,54 \text{ mm}$$

Donc l'équation de la droite de GUMBEL devient :

$$X = 17,55y + 52,54 \quad (\text{II. 16})$$

D'où : $P_{J_{max,p\%}} = 17,55y + 52,54$

➤ Résultats de l'ajustement par la loi de GUMBEL

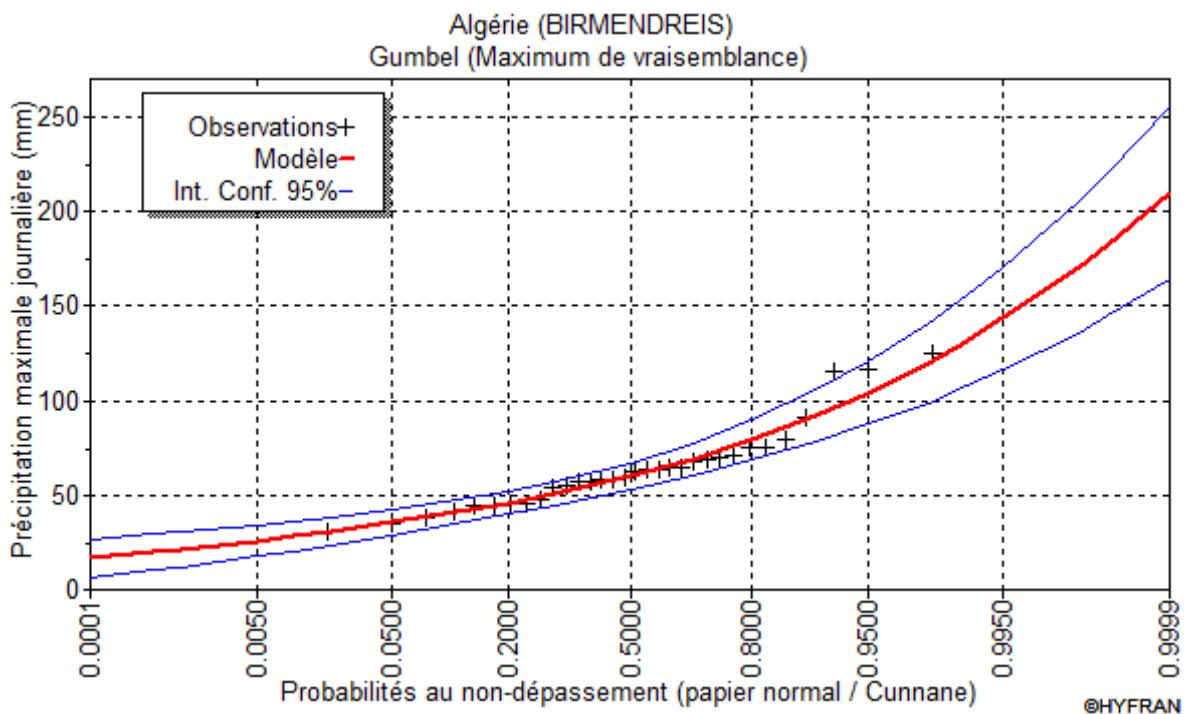


Figure II. 3 : Ajustement à la loi de GUMBEL

Tableau II.6: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL pour une période de retour de 10 ans

T	Q	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
100	0.9950	174	17.3	103 – 163
50	0.9900	145	15.1	95,4 - 146
20	0.9800	133	13.0	84,6 – 124
10	0.9500	121	10.2	76,1 – 108
5	0.9000	105	8.05	67 – 90,4
3	0.8000	91.9	5.96	59,4 – 77,1
2	0.6667	78.7	4.50	51,9 – 65,8

Avec :

T : la période de retour

q : la probabilité au non dépassement

XT : précipitation maximale journalière

C. Ajustement de la série pluviométrique par la loi de GALTON (loi log normale) :

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

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad (\text{II.17})$$

$$\mu = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \quad (\text{II.18})$$

Tel que :

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

μ : La variable réduite

Procédé :

- Classer les valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement)
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule d'HENRI
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série initiale puis ceux de la série transformée en $\ln x$

- Reporter les valeurs sur un papier GAUSSO-logarithmique
- Déterminer la droite de GALTON
- Déterminer la valeur extrême soit graphiquement sur la droite de GALTON ou bien analytiquement par la formule :

$$\ln x = \bar{\ln x} + \mu \sigma_{\ln x} \quad (\text{II. 19})$$

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

Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GALTON

$$\bar{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{n} = 4,08 \text{ mm}$$

$$\sigma_{\ln x} = 0,334 \text{ mm}$$

L'équation devient :

$$\ln x = 4,08 + 0,334\mu$$

- Résultats de l'ajustement par la loi de GALTON

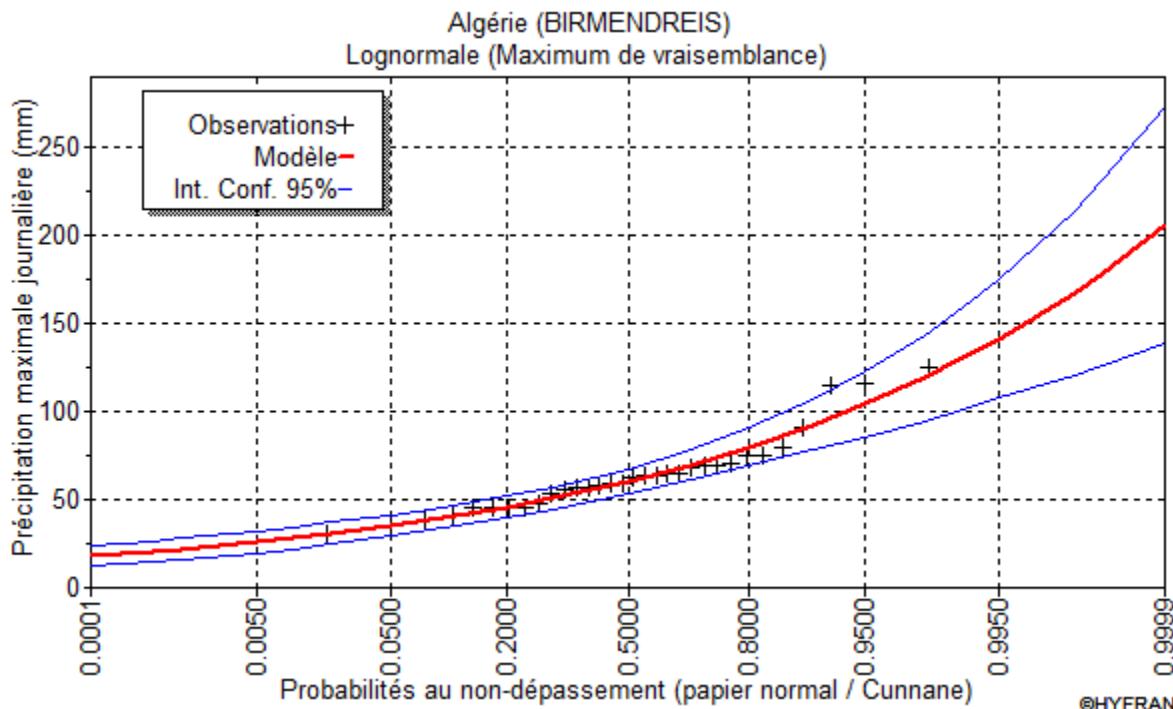


Figure II.4 : Ajustement à la loi de GALTON

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

T	q	XT	Ecart type	Intervalle de confiance
50	0.9800	117	12.0	94 – 141
20	0.9500	102	9.09	84,7 – 120
10	0.9000	90.8	7.07	76,9 – 105
5	0.8000	78.3	5.25	68,1 – 88,4
3	0.6667	68.3	4.10	60,2 - 76,3
2	0.5000	59.1	3.39	52,5 – 65,8

Avec :

T : la période de retour

q : la probabilité au non dépassement

XT : précipitation maximale journalière

II.3.3 Choix de l'ajustement à adopter :

Il est nécessaire de choisir la loi d'ajustement à adopter dans la suite du travail et pour cela il faut passer par une série de test pour désigner la loi appropriée.

II.3.2.2.1.Le Test d'adéquation :

Ce test à pour but de vérifier si la loi d'ajustement est bien adéquate pour l'échantillon ou non, il existe plusieurs tests d'adéquation et on va appliquer le test de Khi carré dont voici le principe :

Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisée pour un risque $\alpha=5\%$ et un nombre de liberté $\gamma=k-1-m$. [1]

avec :

K : nombre de classes

m : nombre de paramètres de la loi

$$\chi^2_{\text{cal}} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \quad (\text{II.20})$$

Etude hydrologie

Ou :

n_i : Nombre d'observation contenues la classe i

u_i : Nombre d'observation théorique calculés dans la classe i. Ce nombre doit être supérieur ou égale à 5.

χ^2 : est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à ∞ .

On pose l'hypothèse nulle H_0 : « la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe ou droite expérimentale F »

H_0 Pour que H_0 soit vérifier , il faut que :

$$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}} \implies \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} < \chi^2_{(1-\alpha)}$$

Une autre interprétation du $\chi^2_{\text{calculée}}$ peut être faite :

- Si $\chi^2_{\text{calculée}} = 0$ c'est - à - dire si le nombre de valeurs observées est égale au nombre de valeurs théorique , l'ajustement est parfait et la loi théorique suit exactement la répartition des fréquences .
- Si $P(\chi^2_{\text{calculée}}) > 5\%$, l'ajustement est à considérer
- Si $P(\chi^2_{\text{calculée}}) < 1\%$, l'ajustement est à rejeter, la loi considérée n'est pas adéquate.
- Si $1\% < P(\chi^2_{\text{calculée}}) < 5\%$, on ne peut rien conclure , il faut refaire le calcul en modifiant le nombre de classes.

Les résultats du test ont été obtenus à l'aide de logiciel Hyfran , et sont représentés dans les tableaux suivant :

a-lois de Gumbel :

On pose deux hypothèses

H_0 : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H_1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Tableau II.8: Résultat du test d'adéquation a la loi de Gambel

Résultat statistique	$\chi^2 = 5,06$
P value	$p = 0,4087$
Degré de liberté	5
Nombre de classes	8

D'où la vérification de l'hypothèse H_0 pour un niveau de signification de 5%,

a-lois de Galton :

On pose les memes hypothèses pour H_0 et H_1

Tableau II.9 : Résultat du test d'adéquation a la loi de Galton

Résultat statistique	$\chi^2 = 6,00$
P value	$p = 0,3062$
Degré de liberté	5
Nombre de classes	8

Nous pouvons accepter H_0 pour un niveau de signification de 5%, donc la loi de Galton est adéquate.

II.3.4 Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI :

$$I_{\Delta t(15\text{min}),P\%} = I_{24,P\%} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (\text{II.21})$$

Ou :

$I_{\Delta t(15\text{min}),P\%}$: L'intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence ($P\%$)

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

Δt : La durée de l'averse (en heure) pour une période de retour de 10 ans

b : L'exposant climatique de la région $b = 0,36$ donnée par l'ANRH d'Alger

Etude hydrologie

Afin d'estimer l'intensité, on admet une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min= 0.25 h, qui peut être la valeur optimale.

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

Afin d'estimer l'intensité, on admet une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 min qui peut être la valeur optimale.

A partir de la loi de **GALTON** :

$$I_{\Delta t(15\text{min}),10\%} = \frac{90,8}{24} \left(\frac{0,25}{24} \right)^{0,36-1} = 70,23 \text{ mm/h}$$

Tableau II.10 : intensité pour une période de retour de 10 ans (P=10%)

t(h)	P max, t, 10%	I max, t, 10% (mm/h)
0,25	17,75	70,23
0,5	22,79	45,06
1	29,25	28,92
1,5	33,84	22,31
2	37,54	18,55
2,5	40,68	16,08
3	43,44	14,31
3,5	45,92	12,97
4	48,18	11,90
4,5	50,27	11,04
5	52,21	10,32
5,5	54,03	9,71
6	55,75	9,18
6,5	57,38	8,72
7	58,93	8,32
7,5	60,41	7,96
8	61,83	7,64
8,5	63,20	7,35
9	64,51	7,08
9,5	65,78	6,84
10	67,012	6,62
10,5	68,19	6,42
11,5	70,47	6,05

t(h)	P max, t, 10%	I max, t, 10%
12	71,55	5,89
12,5	72,61	5,74
13	73,65	5,60
13,5	74,65	5,46
14	75,64	5,34
14,5	76,60	5,22
15	77,54	5,11
15,5	78,46	5,00
16	79,36	4,90
16,5	80,25	4,80
17	81,11	4,71
17,5	81,96	4,63
18	82,80	4,54
18,5	83,62	4,46
19	84,43	4,39
19,5	85,22	4,32
20	86,00	4,25
20,5	86,77	4,18
21	87,52	4,12
21,5	88,27	4,05
22	89,00	3,99
22,5	89,73	3,94
23	90,44	3,88
23,5	91,14	3,83
24	91,84	3,78333333

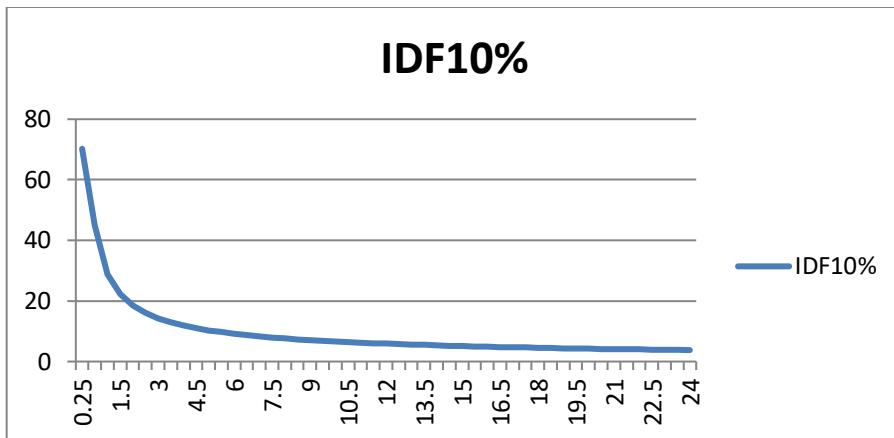


Figure II.5 : Courbe intensité – durée – fréquence (IDF station Birmendreis)

On détermine la valeur de l'intensité pluviale qui est tout de même le débit spécifique (q) :

$$I = \frac{70,23 \times 10000}{3600} = 195 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion :

Dans la présente étude, la partie hydrologique a permis de déterminer l'intensité moyenne de précipitation.

La projection des données expérimentales sur les graphes des figures 3 et 4 nous a permis de percevoir que la loi de Galton est meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, on s'aperçoit que pour le dimensionnement optimal de notre réseau, il convient de retenir la valeur donnée par la loi de Galton qui sert de base pour nos calculs qui sera égale à : **195 l/s/ha**

Evaluation des débits

Introduction :

Toute conception hydraulique, doit passer par une évaluation des débits d'eaux usées et pluviales qui porte essentiellement sur l'estimation de la quantité et de la qualité des rejets. Ces dernières varient dans notre zone d'étude d'une commune à une autre selon la vocation adoptée.

III.1. Estimation de la population à l'horizon 2045 :

La projection d'un collecteur principal doit tenir compte de l'évolution démographique de la zone d'étude. Cependant le nombre d'habitant de notre bassin d'après le dernier recensement(2008) a été estimé à 209 463, avec un taux d'accroissement qui varie d'une zone à autre. D'après cette évolution, on prend un taux d'accroissement de 2.5% (source APC, DRE)

Pour l'évaluation de la population future, qui influe directement sur les rejets et donc sur le dimensionnement du collecteur, nous avons pris des taux d'accroissement en fonction de chaque zone (ou commune)

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

Avec :

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population de référence (au dernier recensement ; 2008).

T : taux de croissance de la population considérée , $T= 2.5\%$.

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

Les résultats de la répartition de la population à différents horizons de calcul sont représentés dans le tableau

Tableau III.1 : Evolution de la population

	2008	2015	2025	2035	2045
Zone I	62733	66332	71834	77791	84243
Zone II	5877	6986	8943	11448	14654
Zone III	5877	6986	8943	11448	14654
Zone IV	119 493	142 040	181 823	232 748	297937
Zone V	15483	18405	23559	30158	38604

Evaluation des débits

Remarque :

La population autour du bassin de Oued karma est en cours de progression, et ceci est dû à la forte urbanisation et aux nouvelles constructions érigées dans le bassin, tandis que dans la zone I , un faible taux d'accroissement a été pris (0.8) vu la faible expansion dans la région.

La population totale occupant le bassin de l'oued Karma est estimée à 450092 habitants

III.2 Délimitation des sous bassins :

Le bassin versant se définit comme l'aire de collecte qui recueillie les eaux de ruissellement, il les concentre vers le point de sortie appelé exutoire.

Un bassin versant est caractérisé par sa surface, sa pente moyenne, sa longueur hydraulique et son coefficient de ruissellement. [4]

Pour le découpage du bassin versant on doit respecter certains critères dont on peut citer :

- La nature des sols
- La densité des habitants
- Les courbes de niveaux
- Les routes et les voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes
- Les limites naturelles (oueds, talwegs...)

III.3 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume tombé sur le bassin considéré. Il doit être supérieur ou égal à 0,2 en zone urbanisé car la surface de la voirie et des aires de service représente environ 20% de la superficie de la zone et il dépend de :

La nature de la surface du terrain ;

La pente moyenne ;

L'intensité de la pluie ;

Le taux de saturation du sol ;

La densité de la population.

Selon l'étude bibliographique, trois méthodes permettent l'estimation du coefficient de ruissellement pondéré :

Evaluation des débits

III.3.1 première méthode :

Le coefficient de ruissellement est déterminé relativement en fonction des diverses natures de surfaces, les valeurs sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de la nature de ces surfaces.[4]

Tableau III.2 : Valeurs du coefficient de ruissellement selon la nature de la surface

Nature de la surface	C_r
Toits en métal, tuile, ardoise	0,90
chaussée avec peu de joints	0,85 – 0,90
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés.	0,75 – 0,85
Pavage en blocage	0,40 – 0,50
Surfaces goudronnées	0,25 – 0,60
Chemin en gravier	0,25 – 0,30
Gare, terrain de sport	0,10 – 0,30
Parcs, jardins, gazons	0,05 – 0,25
Forêts	0,01 – 0,20

Source: livre assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations

III.3.2 deuxième méthode :

Cette méthode estime le coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation, Ce coefficient « C_r » de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau III.3: Valeurs du coefficient de ruissellement selon la catégorie d'urbanisation

Catégories d'urbanisation	C_r
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60 – 0,70
Habitations moins denses	0,40 – 0,50
Quartiers résidentiels	0,20 – 0,30
Square - garde - prairie	0,05 – 0,20

Source: livre assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations

III.3.3 troisième méthode :

L'estimation du coefficient se fait selon la densité de la population qui influe énormément sur ce dernier, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues, cependant, pour ce cas, il est difficile d'estimer la valeur du coefficient de ruissellement pour des sous bassins préurbains vu la densité de population très éparse est faible.

Tableau III.4: Valeurs du coefficient de ruissellement selon la densité de la population

Densité de population (hab/ha)	C_r
20	0,23
30 – 80	0,20 – 0,27
80 – 150	0,25 – 0,34
150 – 200	0,30 – 0,45
200 – 300	0,60 – 0,62
300 – 400	0,60 – 0,80
400 – 600	0,70 – 0,90
600 – 700	0,70 – 0,90

Remarque:

Pour le cas de notre étude le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de la catégorie d'urbanisation en tenant compte de la nature de la surface.

Coefficient de ruissellement pondéré :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « A_i », avec des coefficients de ruissellement « C_{ri} », alors on peut parler du coefficient de ruissellement pondéré « C_{rp} ». Le calcul se fait à l'aide de la relation :

$$C_{rp} = \frac{\sum_{i=1}^n C_{ri} S_i}{S} \quad (\text{III.2})$$

Tel que :

S : Surface totale en (ha);

S_i : Surface partielle en (ha);

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

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré ;

III.3.4 Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

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

Bassin urbanisé	Superficie (ha)	Cr
BU1	520	0,45
BU2	460	0,4
BU3	112	0,25
BU4	45	0,3
BU5	200	0,4
BU6	150	0,25
BU7	258	0,55
BU8	220	0,45
BU9	102	0,35
BU10	185	0,4
BU11	170	0,2
BU12	300	0,6
BU13	90	0,25
BU14	62	0,3
BU15	73	0,4
BU16	134	0,4
BU17	236	0,35
BU18	62	0,45
BU19	92	0,25

Remarque :

- les surfaces des sous bassin urbains sont importantes , ceci est dû à la superficie globale de notre bassin qui est **75 km²**.
- La somme de surfaces de tous les sous bassins ne représente pas la totalité du bassin versant > **75km²**.

III.4 Evaluation des débits des eaux usées :

III.4.1 Généralités

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

Comme ces eaux ont une composition qui peut être source de maladies à transmission hydrique, il faut les évacuer le plus tôt possible et par le moyen le plus sûr.

D'où ressort l'utilité de l'évaluation des quantités à traiter.

III.4.2 Nature des eaux usées à évacuer :

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

On distingue principalement :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.
- Les eaux des services publics.

III .4.3 Consommation en eau potable :

Le calcul des eaux usées domestiques dépend en premier lieu de la consommation d'eau journalière par habitant. Cette consommation varie selon plusieurs facteurs tels que le niveau de vie, la saison, où la consommation en eau en été est pratiquement 2 ou 3 fois celle enregistrée en hiver. Il est à noter que la consommation des ménages représente plus de 60 % des besoins (sans industries) tandis que 40 % se répartissent entre les petits commerces et les besoins publics.[4]

Pour la consommation en eau par habitants dans notre zone d'étude, une dotation de 200 l/s/hab a été retenue pour le dimensionnement du collecteur.

III.4.4 Débit usée à évacuer :

Le débit des eaux usées est alimenté par les rejets de la population qui occupent les alentours du bassin versant de l'oued El karma et qui est égal à 80% de la consommation journalière de cette population.

III.4.5 Evaluation du débit moyen journalier :

Le calcul de ce débit est donné par la formule suivante :

$$Q_{moy} = \frac{Q_{moy,j}}{86400} = \frac{C_{rej} \cdot D \cdot N}{86400} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

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

C_{rej} : Le coefficient de rejet pris égale à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;

D: La dotation journalière (200 l/j/hab).

N: Le nombre d'habitant à l'horizon d'étude (hab).

III.4.6 Evaluation des débits de pointes :

A cause de la variation du régime de rejet des eaux usées durant la journée on est appelé à utiliser le débit de pointe calculé par la formule suivante :

$$Q_{pt} = K_p \cdot Q_{moy} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

Q_{pt} : Le débit de pointe en (l/s) ;

K_p : Le coefficient de pointe qui peut être :

Estimé d'une façon moyenne :

$$K_p = \frac{24}{14} ;$$

$$K_p = \frac{24}{10} ;$$

Ou bien calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si } Q_{moy} \geq 2,8 \text{ l/s} ; \quad (\text{III.5})$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moy} < 2,8 \text{ l/s} .$$

Remarque :

En ce qui concerne le coefficient de pointe K_p , il a été calculé avec la relation (III. 5)

Les résultats de l'estimation des débits des eaux usées sont présentés dans les tableaux suivants pour chaque zone, en prenant en considération 10% des eaux parasites.

Evaluation des débits

Zone I (Ben Aknoun) :

Tableau III.6 : Estimation des eaux usées Zone I (Ben Aknoun)

Rejet	Consommation (l/j)	Rejet moyen (l/j)	Rejet moyen (l/s)	c.pointe kp	Rejet max (l/s)
Domestique	12636450	1010916 0	117	1,73	202,5
Scolaire	576000	460800	5,3	2,58	13,77
Sanitaire	310000	248000	2,9	2,98	8,54
Commerciaux	1364000	1091200	12,6	2,20	27,83
Administratifs	1278800	1023040	11,8	2,23	26,36
Industriels	2600000	2080000	24,1	2,01	48,38
Touristiques	385000	308000	3,6	2,82	10,07
Culturels	510000	40800	4,7	2,65	12,52
Sportifs	340000	272000	3,1	2,91	9,16
			ZoneI QmTs (l/s)		358
			ZoneI Q.Epara (10%) (l/s)		36
			Zone I 2QTS (l/s)		788

Remarque :

- Les consommations nous ont été fournies par le BEHG en équivalent habitant.
- QTS représente le débit en temps sec.
- Q.Epara représente le débit parasite.

Evaluation des débits

Zone II (Tixeraine) :

Tableau III.7 : Estimation des eaux usées Zone II (Tixeraine)

Rejet	Consommation (l/j)	Rejet moyen (l/j)	Rejet moyen (l/s)	c.pointe kp	Rejet max (l/s)
Domestique	2198100	1758480,0	20,4	2,05	41,8
Scolaire	55000	44000	0,5	3,00	1,53
Sanitaire	72500	72500	0,7	3,00	2,01
Commerciaux	148000	148000	1,4	3,00	4,11
Administratifs	15000	15000	0,1	3,00	0,42
Industriels	200000	200000	1,9	3,00	5,56
Touristiques	7700	7700	0,1	3,00	0,21
Culturels	80750	80750	0,7	3,00	2,24
Sportifs	25000	25000	0,2	3,00	0,69
		ZoneI QmTs (l/s)		58,6	
		ZoneI Q.Epara (10%) (l/s)		5,8	
		Zone I 2QTS (l/s)		128,8	
		Zone I+II 2QT(l/s)		916,8	

Evaluation des débits

Zone III (Mezzouar) :

Tableau III.8: Estimation des eaux usées Zone III (Mezzouar)

Rejet	Consommation (l/j)	Rejet moyen (l/j)	Rejet moyen (l/s)	c.pointe kp	Rejet max (l/s)
Domestique	2198100	1758480,0	20,4	2,05	41,8
Scolaire	50000	40000	0,5	3,00	1,39
Sanitaire	27500	27500	0,3	3,00	0,76
Commerciaux	109000	109000	1,0	3,00	3,03
Administratifs	16000	16000	0,1	3,00	0,44
Industriels	200000	200000	1,9	3,00	5,56
Touristiques	8650	8650	0,1	3,00	0,24
Culturels	81000	81000	0,8	3,00	2,25
Sportifs	40000	40000	0,4	3,00	1,11
				ZoneI QmTs (l/s)	56,6
				ZoneI Q.Epara (10%) (l/s)	5,7
				Zone I 2QT(l/s)	124,6
				Zone I+II+III 2QT(l/s)	1040

Evaluation des débits

Zone VI (Saoula)

Tableau III.9 : Estimation des eaux usées Zone IV (zone Saoula)

Rejet	Consommation (l/j)	Rejet moyen (l/j)	Rejet moyen (l/s)	c.pointe kp	Rejet max (l/s)
Domestique	44690550	35752440,0	413,8	1,62	671,6
Scolaire	142000	113600	1,3	3,00	3,94
Sanitaire	190000	152000	1,8	3,00	5,28
Commerciaux	1088000	1088000	10,1	2,29	23,05
Administratifs	125500	125500	1,2	3,00	3,49
Industriels	7000000	7000000	64,8	1,81	117,35
Touristiques	280000	280000	2,6	3,00	7,78
Culturels	740000	740000	6,9	2,46	16,82
Sportifs	160000	160000	1,5	3,00	4,44
			ZoneI QmTs (l/s)		858
			ZoneI Q.Epara (10%) (l/s)		8,6
			Zone I 2QT(l/s)		1733
			Zone I+II+III+VI 2QT(l/s)		2773,3

Evaluation des débits

Zone V (Ouled Belhadj)

Tableau III.10: Estimation des eaux usées Zone V (zone aval O Belhadj)

Rejet	Consommation (l/j)	Rejet moyen (l/j)	Rejet moyen (l/s)	c.pointe kp	Rejet max (l/s)
Domestique	5790600	4632480,0	53,6	1,84	98,7
Scolaire	68000	54400	0,6	3,00	1,89
Sanitaire	47500	38000	0,4	3,00	1,32
Commerciaux	306000	2448000	2,8	2,99	8,46
Administratifs	144000	115200	1,3	3,00	4,00
Industriels	1700000	1360000	15,7	2,13	33,53
Touristiques	70000	56000	0,6	3,00	1,94
Culturels	165000	132000	1,5	3,00	4,58
Sportifs	90000	72000	0,8	3,00	2,50
				ZoneI QmTs (l/s)	156
				ZoneI Q.Epara (10%) (l/s)	15,6
				Zone I 2QT(l/s)	343
				Zone I+II+III 2QT(l/s)	3116

III.5 Evaluation des débits des eaux pluviales :

Lors des raccordements des collecteurs secondaires au collecteur principal de l'oued Karma, des déversoirs d'orages doivent être conçus pour permettre d'évacuer l'excès d'eau pluviale, pour cela on s'intéresse aux eaux de ruissellement de surface dont on peut les quantifier en utilisant différentes méthodes comme la méthode superficielle ou la méthode rationnelle.

III.5.2 Méthode rationnelle :

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

$$Q = \alpha \cdot Cr \cdot i \cdot A \text{ (l/s)} \quad (\text{III.6})$$

Coefficient correcteur (minorateur)

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

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

$$\alpha = 1 - 0,006 \cdot d / 2$$

Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\alpha = 1 - 0,005 \cdot d / 2$$

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

III.5.2.1 Validité de la méthode rationnelle :

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha avec $\alpha = 1$) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse

Evaluation des débits

pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.[4]

III.5.2.2 Temps de concentration :

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

Il est composé du :

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

$$t_1 = \frac{l}{60 \cdot v}$$

Avec :

l: La longueur de la canalisation ;

v: La vitesse d'écoulement

Temps t_2 mis par la goutte d'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie entre 2 à 20 min

Temps t_3 de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisation, autrement dit le parcours superficiel du bassin :

$$t_3 = \frac{l}{11\sqrt{I}}$$

Avec :

I: La pente du terrain en (%) ;

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

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Trois aspects sont à considérer :

Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$;

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

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

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

$$t_c = 3,98 \left(\frac{l}{\sqrt{I}} \right)^{0,77}$$

III.5.3 Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par M.CAQUOT en 1949. Elle tient compte des différents paramètres qui influent sur le ruissellement ;

$$Q_{(f)} = K^{\frac{1}{U}} \cdot I^{\frac{V}{U}} \cdot C_r^{\frac{1}{U}} \cdot A^{\frac{W}{U}} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

$Q_{(f)}$: Débit pluvial en m^3/s ;

I : La pente moyenne du collecteur du sous bassin m/m ;

C_r : Le coefficient de ruissellement.

A : La surface du bassin considéré en (ha) ;

K : Le coefficient d'expression $K = \frac{0,5^{b(f)} \cdot a(f)}{6,6}$

U : Le coefficient d'expression $U = 1 + 0,287 \cdot b(f)$

V : Le coefficient d'expression $V = -0,41 \cdot b(f)$

W : Le coefficient d'expression $W = 0,95 + (0,507 \cdot b(f))$

-Le débit donné par la relation précédente correspond à une valeur brute qui devrait tenir compte d'un coefficient m tel que :

$$Q_{p,\text{corrigé}} = m \cdot Q_{p,\text{brute}}$$

Avec :

m : Le coefficient d'influence donné par la relation suivante :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0,84 \cdot b(f)}{1+0,287 \cdot b(f)}}$$

Avec :

M : Le coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$ tel que :

A : La surface du bassin considéré en (m^2) ;

L : La longueur des plus longs parcours hydraulique en (m).

III.5.3.1 Validité de la méthode superficielle :

Elle est valable pour :

Les sous bassins dont la surface est inférieures à 200 ha ;

Une pente comprise entre 0,2 et 5% ;

Un coefficient de ruissellement compris entre 0,2 et 1 ;

Un coefficient d'allongement $M > 0,8$.

III.5.4 Choix de la méthode de calcul :

Pour notre agglomération on utilise la méthode rationnelle pour l'évaluation du débit pluvial en se basant sur le fait que les sous bassins ont des surfaces assez grande et que le coefficient de ruissèlement est bien estimée.

Dans notre étude on opte pour la méthode rationnelle car :

- Les bassins sont urbanisés avec des surfaces importantes.
- La surface des sous bassins présente un coefficient de ruissellement homogène.
- Absence d'informations sur les paramètres de la méthode de Caquot.
- Possibilité de calcul des débits pour les surfaces ayant un cheminement $< 2800\text{m}$ avec le calcul du coefficient minorateur α .

Evaluation des débits

Tableau III.11 : Evaluation des débits pluviaux

bassin urbanisé	Superficie (ha)	Cri	α .	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)
BU1 (ben aknoun)	520	0,45	0,85	38785	38,785
BU2(haouche chaouche)	460	0,4	0,73	26192	26,192
BU3 (parc zoologique)	190	0,25	0,8	7410	7,410
BU4 (ouest texeraine)	45	0,3	0,88	2316	2,316
BU5 (oued achour)	200	0,4	0,86	13416	13,416
BU6 (oued etterfa)	150	0,25	0,9	6581	6,581
BU7(achouf sud ouest)	258	0,55	0,9	24903	24,903
BU8 (draria est)	220	0,45	0,83	16023	16,023
BU9 (draria ouest)	102	0,35	0,88	6126	6,126
BU10 (souala oued ghoul)	185	0,4	0,8	11544	11,544
BU11(baba hassen est)	170	0,2	0,85	5635	5,635
BU12 (baba hassen)	300	0,6	0,81	28435	28,435
BU13 (oued ben brahim)	90	0,25	0,88	3861	3,861
BU14 (douera est)	62	0,3	0,89	3228	3,228
BU15 (douera ouest)	73	0,4	0,9	5124	5,124
BU16 (souala sud)	134	0,4	0,8	8361	8,361
BU17 (oued ghoul)	236	0,35	0,85	13690	13,690
BU18 (texeraine nord)	62	0,45	0,88	7104	7,104
BU19 (meridja)	92	0,25	0,9	4036	4,036

Conclusion :

Le présent chapitre nous a permis de quantifier les débits de rejet de notre zone d'étude de différentes natures. Ces débits représentent le débit d'eau usée pour le dimensionnement de l'intercepteur et le débit pluvial pour la conception des déversoirs d'orages.

Introduction :

Après avoir estimé tous les débits à évacuer au niveau de la zone d'étude, on va entamer le calcul des caractéristiques dimensionnelles des collecteurs qui consiste à déterminer les diamètres (section) qui n'évacueront au maximum que le débit critique en choisissant la variante la plus adéquate qui soit la plus avantageuse et répond aux problèmes posés par la nature du terrain.

En temps de pluie l'excès d'eau est rejeté directement dans le milieu récepteur via des déversoirs d'orages qui seront conçus au niveau de chaque point de rejet.

IV.1 Variante d'aménagement :

L'objectif principal de l'étude est de collecter et acheminer les eaux usées de la zone d'étude oued l'karma vers la station d'épuration de Baraki, après qu'elles soient raccorder au collecteur de Baba Ali.

Nous proposons trois variantes d'aménagement qui essayent de répondre aux critères technico-économiques.

IV.1.1 Choix du tracé :

Le choix du tracé doit répondre à certains critères :

- Avoir un cheminement aussi direct que possible.
- Rechercher toujours à faire circuler les eaux gravitairement.
- Eviter la multiplication des ouvrages couteux ou fragile (ligne ferroviaire, route ...ect)
- Eviter les fonciers privés.
- Eviter les contre pente, ou les faibles pentes 0,5% qui entraînent des risques de stagnation d'eau.

IV.1.2 variantes d'aménagement :

IV.1.2.1 Variante N°1 : (tracé en rive gauche)

Pour ce tracé, le collecteur sera réalisé dans sa totalité sur la rive gauche de l'oued Karma, débutant au niveau du pont de Texraine et qui va longer l'oued jusqu'à la confluence avec Baba Ali. Cette variante a l'avantage de ne présenter aucune traversée du collecteur principal oued El Karma, de plus la majorité des raccordements avec les collecteurs de Tixeraine et de Mezzouar se fera sans traversées, puisqu'ils sont situés sur cette rive, Seuls les raccordements des collecteurs Douera Baba Hassen et Saoula se feront avec des traversées de l'oued.

La projection de regard avant chaque raccordement de collecteurs secondaires sur le collecteur principal chaque 60m.

IV.1.2.2 Variante N°2 : (tracé en rive droite)

- Dans ce cas, le tracé sillonnera en rive droite seulement, cette variante présente plusieurs inconvénients du fait que la majorité des collecteurs sont situés en rive gauche, en particulier ceux de Tixeraine, Il est prévu donc pour cette variante plusieurs ouvrages de traversée des collecteurs secondaires ce qui nécessitera des investissements onéreux.
- La projection de regard avant chaque raccordement de collecteurs secondaires sur le collecteur principal.

IV.1.2.3 Variante N°3 : (tracé mixte)

- Dans cette variante, le tracé commence en rive gauche, après une traversée de l'oued (peu profonde) au niveau de Tixeraine ou se fera le raccordement avec le collecteur secondaire dans ce cas le collecteur est réalisé en accotement de la rive gauche de l'oued karma
- Après le pont de Saoula , le collecteur passera en rive droite au lieu dit Haouch Bialiss, et sillonnnera la rive droite du PK6+050 au PK0+000 et collectera les rejets du collecteur Douera-Baba Hassen, confluence de l'oued Bou Souar avec l'oued karma, puis après la traversée de Djenane Sfari , le collecteur prendra en charge le collecteur Saoula au niveau de Merridja (traversée du collecteur) pour se raccorder en aval avec le collecteur Baba-Ali.

IV.1.2.4 Comparaison entre les variantes :

Tableau IV.1 : comparaison entre les variantes.

Variante N°	Avantage	Inconvénient
I	- Ne présente aucune traversée du collecteur principal	- Accès difficile à certaines zones qui nécessitent des expropriations importantes
II	- Tracé facilement réalisable	- Nécessite plusieurs ouvrages de traversées - Investissement couteux
III	- Permet d'avantage de contourner les accès difficile	- Tracé difficilement réalisable

- Après avoir analysés les trois variantes proposées, on a opté pour Variante N°3 qui consiste à projeter un collecteur qui débute au niveau de Texeraine en accotement de la rive gauche de l'oued , puis passera en rive droite après le pont de Saoula et qui va longer l'oued jusqu'au raccordement avec le collecteur de Baba Ali.
- Cette variante nécessite seulement deux traversées, l'une à Tixeraine et l'autre après le pont de Saoula, elles doivent être protégées contre les courants des eaux en période de crues.
- Pour les raccordements des autres collecteurs, on préconise de prendre en charge que les collecteurs présentant des diamètres et donc un débit d'eau usée important.
- Pour les collecteurs dont le diamètre est inférieur à 400mm, leur prises en charge auront une conséquence sur la profondeur des regards du collecteur principal.
- Types de traversées : deux types peuvent être prise en compte :
 - 1-traversée horizontale.
 - 2-traversée en siphon.

IV.2 Dimensionnement de la variante retenue (N°3) :

Après l'évaluation de tous les débits à évacuer au niveau de chaque commune, on va entamer le dimensionnement des collecteurs ainsi que l'ensemble d'ouvrage qui vont nous permettre l'acheminement de ces eaux vers la station d'épuration Baraki.

IV.2.1 Conditions d'écoulement :

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

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

- 0,6 m/s au moins pour le un dixième du débit de pleine section.
- 0,3 m/s au moins pour le un centième du débit de pleine section.

La vitesse d'érosion représente la limite supérieure (entre 4 et 5 m/s), au dessus de laquelle les parois internes des conduites seront soumises à une forte érosion compte tenu du fait que les eaux sont chargées.[`7]

IV.2.2 Hypothèses de calcul :

Des hypothèses sont prises en considération lors du calcul hydraulique du réseau d'assainissement gravitaire :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique est égale à la pente du radier
- La pente d'énergie engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval
- Les collecteurs dimensionnés pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eau plus faible que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

IV.2.2.1 Mode de calcul :

Avant de commencer la procédure du calcul hydraulique, on définit les paramètres importants :

- Le périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre (en m) de la conduite qui est en contacte avec l'eau.
- La section mouillée (S) : c'est la section transversale (en m²) de la conduite occupée par l'eau.

Dimensionnement du collecteur projeté

- Le rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé.
- La vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²). Cette dernière est exprimée en (m/s).

La formule de continuité est applicable dans notre cas comme l'écoulement est à surface libre :

$$Q = V \cdot S$$

Avec :

Q : débit (m³/s)

V : la vitesse d'écoulement (m/s)

S : la section mouillée (m²)

Lors du dimensionnement de notre réseau, on va utiliser la formule de MANNING qui nous permet d'avoir la vitesse moyenne tel que :

$$V = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I_m}$$

Avec :

I : Pente motrice du collecteur nécessaire à l'écoulement d'un débit donné (m/m) ;

R_h : Rayon hydraulique (m) ;

K_s : Coefficient de rugosité qui dépend de la nature des parois ,(présentés en annexe)

Il intègre de nombreux paramètres :

- La nature de l'effluent (eaux usées ou eaux pluviales), la qualité de la matière solide véhiculée et des éventuels dépôts et la température
- Les caractéristiques des tuyaux et donc des diamètres intérieurs et de leurs éventuelles déformations (ovalisation, aplatissement). La rugosité absolue des tuyaux modifiée en service par le développement de bio film, le nombre de joints mais surtout la façon dont ils assurent la continuité géométrique de la canalisation
- La qualité de la pose et notamment des contre-pentes ou des désalignements qui peuvent résulter des conditions de pose où apparaître pendant la durée de vie de l'ouvrage
- Les points singuliers du réseau et donc les coudes éventuels et la qualité des raccordements au niveau des regards et branchements

On détermine le diamètre à partir des formules précédentes comme suit :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

La vitesse à pleine section est donnée par la relation suivante :

$$V_{PS} = K_s \left(\frac{D_{nor}}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_m}$$

Avec :

$$\text{Rayon hydraulique : } R = \frac{D_{nor}}{4}$$

On peut tirer par la suite l'expression du débit en plein section tel que :

$$Q_{PS} = K_s \left(\frac{D_{nor}}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{I_m} \frac{\pi D_{nor}^2}{4}$$

Avec la pente et le débit , on tire de l'abaque 1 en annexe le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section. Ensuite on calcul les rapports :

- Le rapport des débits : $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$
- Le rapport des vitesses : $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$
- Le rapport des hauteurs : $R_h = \frac{h}{D}$

Avec

Q : Le débit véhiculé par la conduite circulaire (m³/s) ;

V : La vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ;

h : La hauteur de remplissage dans la conduite (m) ;

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm) ;

I : Pente du collecteur en (m/m) ;

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

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

Des abaques sont fait pour donner les valeurs de R_V et R_h en fonction R_Q (tableau en annexe)

L'étude de l'analyse de régression nous a permis de développer des relations entre R_V en fonction de R_Q et R_h en fonction de R_Q . Les figures VI.1 et VI.2 montrent la relation entre R_V et R_Q , R_h et R_Q .

Le choix de la meilleure équation est basé sur le coefficient de détermination R^2 , on définit les relations par :

IV.2.2.2 Présentation de la variante :

Projection d'un grand collecteur principal qui va collecter tous les rejets d'eau usée domestique et industrielles provenant de divers collecteurs secondaires. L'implantation du collecteur sera faite sur l'accotement de l'oued karma.

Le choix de la variante est limité vu que le tracé doit être exempt de maximum de contraintes et de traversée telles que les obstacles, les habitations, les contre pentes etc.

Dimensionnement du collecteur projeté

Tableau IV.2 : Dimensionnement du collecteur d'eaux usées (Texeraine)

Tronçon	$I(m/m)$	$Q_{tot}(m^3/s)$	$D_{cal}(mm)$	$D_{nor}(mm)$	$Q_{PS}(m^3/s)$	$V_{PS}(m/s)$	R/Q	R_V	$V(m/s)$	R_h	$h(m)$	Auto Curage
R141-R137	0,004	0,788	789	800	0,88	1,62	0,85	1,13	1,83	0,71	0,56	vérifie
R137 R136	0,004	0,917	811	800	1,03	1,75	0,84	1,12	1,98	0,70	0,56	vérifie
R136- R135	0,0064	0,917	765	800	0,99	2,05	0,87	1,13	2,33	0,72	0,57	vérifie
R135- R133	0,0018	0,917	971	1000	1,22	1,26	0,71	1,07	1,36	0,61	0,61	vérifie
R133- R131	0,009	0,917	718	800	1,52	2,43	0,56	1,03	2,52	0,53	0,42	vérifie
R131- R129	0,014	0,917	660	800	1,52	3,03	0,56	1,03	3,14	0,53	0,42	vérifie
R129 -R127	0,014	0,917	660	800	2,07	3,03	0,41	0,94	2,87	0,45	0,36	vérifie
R127 -R125	0,026	0,917	789	800	1,41	4,13	0,61	1,05	4,35	0,56	0,44	vérifie
R125 -R123	0,012	0,917	811	800	1,52	2,80	0,56	1,03	2,91	0,53	0,42	vérifie
R123- R122	0,014	0,917	765	800	3,13	3,03	0,27	0,86	2,61	0,35	0,28	vérifie
R122- R121	0,018	0,917	971	1000	2,07	3,99	0,41	0,94	3,78	0,45	0,45	vérifie
R121- R119	0,026	0,917	718	800	2,07	4,13	0,41	0,94	3,92	0,45	0,36	vérifie
R119- R118	0,026	0,917	660	800	1,22	4,13	0,71	1,07	4,46	0,61	0,49	vérifie
R118- R116	0,009	0,917	660	800	1,52	2,43	0,56	1,03	2,52	0,53	0,42	vérifie
R116 -R115	0,014	0,917	588	800	1,63	3,03	0,53	1,01	3,09	0,51	0,41	vérifie
R115- R113	0,016	0,917	680	800	1,22	3,24	0,71	1,07	3,50	0,61	0,49	vérifie
R113- R111	0,009	0,917	660	800	1,68	2,43	0,51	1,01	2,45	0,50	0,40	vérifie
R111- R110	0,017	0,917	630	800	1,22	3,34	0,71	1,07	3,60	0,61	0,49	vérifie
R110- R109	0,009	0,917	588	800	2,37	2,43	0,36	0,91	2,23	0,41	0,33	vérifie
R109- R108	0,034	0,917	588	800	1,47	4,72	0,59	1,04	4,94	0,54	0,43	vérifie
R108- R106	0,013	0,917	718	800	1,28	2,92	0,67	1,06	3,12	0,59	0,47	vérifie
R106- R105	0,01	0,917	660	800	1,52	2,56	0,56	1,03	2,65	0,53	0,42	vérifie
R104- R102	0,014	0,917	644	800	1,28	3,03	0,67	1,06	3,24	0,59	0,47	vérifie

Dimensionnement du collecteur projeté

Tableau IV.2 (suite)

Tronçon	$I(m/m)$	$Q_{tot}(m^3/s)$	$D_{cal}(mm)$	$D_{nor}(mm)$	$Q_{PS}(m^3/s)$	$V_{PS}(m/s)$	R/Q	R_V	$V(m/s)$	R_h	$h(m)$	Auto Curage
R102 -R100	0,01	0,917	718	800	1,28	2,56	0,67	1,06	2,74	0,59	0,47	vérifie
R100- R99	0,01	0,917	637	800	1,28	2,56	0,67	1,06	2,74	0,59	0,47	vérifie
R99- R98	0,01	0,917	718	800	1,28	2,56	0,67	1,06	2,74	0,59	0,47	vérifie
R98- R96	0,01	0,917	704	800	1,28	2,56	0,67	1,06	2,74	0,59	0,47	vérifie
R96 -R94	0,01	0,917	670	800	2,23	2,56	0,38	0,93	2,38	0,43	0,34	vérifie
R94- R93	0,03	0,917	704	800	2,34	4,44	0,37	0,92	4,09	0,42	0,33	vérifie
R93- R91	0,033	0,917	660	800	1,35	4,65	0,64	1,06	4,94	0,57	0,46	vérifie
R91 -R90	0,011	0,917	704	800	4,54	2,69	0,19	0,76	2,05	0,29	0,23	vérifie

Tableau IV.3 : Dimensionnement du collecteur d'eaux usées zone (commune Mezouar)

Tronçon	$I(m/m)$	$Q_{tot}(m^3/s)$	$D_{cal}(mm)$	$D_{nor}(mm)$	$Q_{PS}(m^3/s)$	$V_{PS}(m/s)$	R/Q	R_V	$V(m/s)$	R_h	$h(m)$	Auto Curage
R90- R88	0,007	1,04	789	800	1,07	2,14	0,90	1,13	2,44	0,74	0,59	vérifie
R88 -R87	0,009	1,04	752	800	1,22	2,43	0,79	1,11	2,70	0,67	0,54	vérifie
R87 -R86	0,009	1,04	752	800	1,22	2,43	0,79	1,11	2,70	0,67	0,54	vérifie
R86- R85	0,009	1,04	752	800	1,22	2,43	0,79	1,11	2,70	0,67	0,54	vérifie
R85- R84	0,01	1,04	738	800	1,28	2,56	0,75	1,09	2,81	0,65	0,52	Vérifie
R84- R83	0,02	1,04	738	800	1,28	2,56	0,75	1,09	2,81	0,65	0,52	vérifie
R83- R81	0,01	1,04	713	800	1,41	2,80	0,69	1,07	3,01	0,60	0,48	vérifie
R81- R79	0,012	1,04	876	1000	1,47	1,88	0,66	1,06	2,00	0,58	0,58	vérifie
R79- R77	0,004	1,04	924	1000	1,28	1,63	0,76	1,09	1,78	0,65	0,65	vérifie
R77 -R76	0,003	1,04	752	800	1,22	2,43	0,79	1,11	2,70	0,67	0,54	vérifie
R76 -R74	0,009	1,04	668	800	1,68	3,34	0,58	1,04	3,48	0,54	0,43	vérifie
R74 -R72	0,017	1,04	554	800	2,76	5,50	0,35	0,91	5,01	0,41	0,32	non vérifie
R72 -R71	0,046	1,04	552	800	2,79	5,56	0,34	0,90	5,05	0,40	0,32	non vérifie
R71 -R70	0,047	1,04	541	800	2,94	5,84	0,33	0,89	5,25	0,39	0,31	non vérifie
R70- R69	0,052	1,04	789	800	1,07	2,14	0,90	1,13	2,44	0,74	0,59	vérifie

Dimensionnement du collecteur projeté

Tableau IV.4 : Dimensionnement du collecteur d'eaux usées (Saoula)

Tronçon	$I(m/m)$	$Q_{tot}(m^3/s)$	$D_{cal}(mm)$	$D_{nor}(mm)$	$Q_{PS}(m^3/s)$	$V_{PS}(m/s)$	R/Q	R_V	$V(m/s)$	R_h	$h(m)$	Auto Curage
R69- R68	0,018	2,77	954	1000	3,13	3,99	0,85	1,13	4,52	0,71	0,71	vérifie
R68 -R67	0,02	2,77	935	1000	3,30	4,20	0,81	1,11	4,70	0,68	0,68	vérifie
R67 -R65	0,02	2,77	935	1000	3,30	4,20	0,81	1,11	4,70	0,68	0,68	vérifie
R65- R63	0,018	2,77	954	1000	3,13	3,99	0,85	1,13	4,52	0,71	0,71	vérifie
R63- R61	0,017	2,77	964	1000	3,04	3,88	0,88	1,13	4,41	0,72	0,72	vérifie
R60- R59	0,016	2,77	975	1000	2,95	3,76	0,90	1,13	4,28	0,74	0,74	vérifie
R59- R57	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R57- R56	0,016	2,77	975	1000	2,95	3,76	0,90	1,13	4,28	0,74	0,74	vérifie
R56 -R54	0,016	2,77	975	1000	2,95	3,76	0,90	1,13	4,28	0,74	0,74	vérifie
R54 -R52	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R52- R51	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R51 -R50	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R50 -R49	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,645	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R49- R48	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R48- R47	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R47- R46	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R46- R45	0,014	2,77	989	1000	2,76	3,52	0,97	1,14	4,01	0,78	0,78	vérifie
R45- R44	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,15	0,76	0,76	vérifie
R44- R43	0,015	2,77	987	1000	2,86	3,64	0,93	1,13	4,1	0,76	0,76	vérifie
R43 -R42	0,004	2,77	1265	1500	4,35	2,46	0,61	1,05	2,59	0,56	0,84	vérifie
R42- R41	0,004	2,77	1265	1500	4,35	2,46	0,61	1,05	2,59	0,56	0,84	vérifie
R41- R40	0,004	2,77	1265	1500	4,35	2,46	0,61	1,05	2,59	0,56	0,84	vérifie
R40- R39	0,004	2,77	1265	1500	4,35	2,46	0,61	1,05	2,59	0,56	0,84	vérifie
R39- R37	0,004	2,77	1265	1500	4,35	2,46	0,61	1,05	2,59	0,56	0,84	vérifie
R37 -R36	0,003	2,77	1335	1500	3,77	2,13	0,71	1,07	2,30	0,62	0,93	vérifie
R36 -R34	0,009	2,77	1086	1500	6,53	3,70	0,41	0,94	3,49	0,44	0,67	vérifie
R34- R33	0,005	2,77	954	1500	4,87	2,75	0,55	1,02	2,83	0,52	0,79	vérifie

Dimensionnement du collecteur projeté

Tableau IV.4 (suite)

Tronçon	$I(m/m)$	$Q_{tot}(m^3/s)$	$D_{cal}(mm)$	$D_{nor}(mm)$	$Q_{PS}(m^3/s)$	$V_{PS}(m/s)$	R/Q	R_V	$V(m/s)$	R_h	$h(m)$	Auto Curage
R33- R32	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie
R32- R30	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie
R30- R29	0,006	2,77	1172	1500	5,33	3,02	0,51	1,01	3,05	0,50	0,76	vérifie
R29- R28	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie
R28- R27	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie
R27- R26	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie
R26- R25	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie
R25- R24	0,006	2,77	1172	1500	5,33	3,02	0,51	1,01	3,05	0,50	0,76	vérifie
R24- R22	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie
R22 -R21	0,008	2,77	1111	1500	6,16	3,48	0,44	0,96	3,37	0,47	0,70	vérifie
R21 -R20	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie
R20- R19	0,006	2,77	1172	1500	5,33	3,02	0,51	1,01	3,05	0,50	0,76	vérifie
R19- R18	0,005	2,77	1213	1500	4,87	2,75	0,56	1,03	2,85	0,53	0,80	vérifie

Dimensionnement du collecteur projeté

Tableau IV.5 : Dimensionnement du collecteur d'eaux usées (Saoula sud)

Tronçon	$I(m/m)$	$Q_{tot}(m^3/s)$	$D_{cal}(mm)$	$D_{nor}(m)$	$Q_{PS}(m^3/s)$	$V_{PS}(m/s)$	R/Q	R_V	$V(m/s)$	R_h	$h(m)$	Auto Curage
R18- R17	0,009	3,1	1133	1500	6,53	3,70	0,45	0,97	3,60	0,47	0,71	vérifie
R17- R16	0,006	3,1	1223	1500	5,33	3,02	0,56	1,03	3,12	0,53	0,79	vérifie
R16- R15	0,0076	3,1	1,170	1500	6,00	3,40	0,49	0,99	3,39	0,49	0,74	vérifie
R15 -R14	0,004	3,1	1,320	1500	4,35	2,46	0,68	1,07	2,64	0,60	0,90	vérifie
R14- R13	0,004	3,1	1,320	1500	4,35	2,46	0,68	1,07	2,64	0,60	0,90	vérifie
R13- R11	0,006	3,1	1,223	1500	5,33	3,02	0,56	1,03	3,12	0,53	0,79	vérifie
R11- R10	0,006	3,1	1,223	1500	5,33	3,02	0,56	1,03	3,12	0,53	0,79	vérifie
R10- R09	0,006	3,1	1,223	1500	5,33	3,02	0,56	1,03	3,12	0,53	0,79	vérifie
R09- R08	0,006	3,1	1,223	1500	5,33	3,02	0,56	1,03	3,12	0,53	0,79	vérifie
R08- R07	0,003	3,1	1,393	1500	3,77	2,13	0,79	1,10	2,37	0,67	0,98	vérifie
R07- R05	0,005	3,1	1,265	1500	4,87	2,75	0,61	1,05	2,90	0,56	0,84	vérifie
R05- R03	0,002	3,1	1,503	1500	3,08	1,74	0,97	1,13	1,98	0,78	0,99	vérifie
R03- R02	0,006	3,1	1,223	1500	5,33	3,02	0,56	1,03	3,12	0,53	0,79	vérifie
R02- R01	0,002	3,1	1,503	1500	3,08	1,74	0,97	1,13	1,98	0,78	1	vérifie

Remarque :

Un curage manuel ou mécanique doit être fait périodiquement pour les tronçons où la vitesse d'auto curage n'est pas vérifiée.

IV.2.3 Choix du matériau de canalisation :

Dans notre projet nous adoptons les canalisations de forme circulaire qui sont désignées par leurs diamètres intérieurs (diamètres nominaux)

i) Matériau de canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant la qualité du matériau ainsi que leur destination :

A) Conduites en béton non armé :

Les canalisations béton non armés sont déconseillées sous circulation, ainsi que pour les ouvrages visitables, car ils ont une rupture brutal mais surtout si la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante, la longueur utile est de 2,5m au maximum.

Les tuyaux sont classés en trois classe de résistances (B60,90,120)

B) Conduites en béton armé :

Elles sont fabriquées mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation)

- on les trouve en longueur de 3m
- L'armature de la canalisation comporte :
 - deux séries d'aciels,
 - des barres droites
 - des spires en hélices continues espacées de 15 cm maximum.
- Quatre classes de résistances : 90A, 135A, 165A, 200A, les plus courantes sont les 90A et 135A.

C) L'amiante-ciment

C'est un matériau composé d'environ 90% de ciment portland et 10% de fibres d'amiante en présence de l'eau. Les propriétés mécaniques du fibrociment peuvent être jusqu'à 10 fois supérieures à celle d'un béton ordinaire ces propriétés élimine le besoin d'incorporer à la

Dimensionnement du collecteur projeté

conduite un treillis d'armature en acier, ses parois sont en conséquence minces et donc plus légères. La surface d'une conduite de fibrociment ne rouille pas, ne boursoufle pas, ne s'écaille pas et ne s'érode pas,

- Les diamètre varient de 60 à 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m.

D) Conduites en grés artificiels :

Les tuyaux en grès sont obtenus à parties égale d'argile et de sable ,offrent une résistance aux eaux usées agressives, à tous les pH d'extrêmement acide à basique (pH 0-14).

Cette propriété vaut également pour les acides très oxydants, tels l'acide chromique et l'acide nitrique. Les eaux usées de température élevée (jusque 90°C) peuvent, elles aussi, être récoltées dans des canalisations en grès à condition de respecter certaines règles de pose (pas de pose rigide dans du béton). Lors de la production, le grès est entièrement vitrifié à 1210 °C, ce qui rend la paroi imperméable. Même les solvants ne peuvent pénétrer ni corroder le grès. Ce matériau convient en outre idéalement à l'évacuation des eaux usées industrielles. D'autre part, les tuyaux en grès présentent aujourd'hui des classes de résistance supérieures, ce qui permet de les enfouir à de grandes profondeurs. les tuyaux en grès résistent parfaitement à l'érosion

E) Conduites en matières plastiques :

Les plastiques les plus utilisés en tuyauterie, tant par la quantité que par le nombre des applications, sont les thermoplastiques en raison surtout de leur bas prix comparé aux thermodynamiques.

Les thermoplastiques les plus employés sont : le polychlorure de vinyle (PVC), le polyéthylène (PE) caractérisés par :

- Une résistance aux chocs, au gel et à la corrosion chimique ;
- Une adaptation à la déformation ;
- Une facilité de pose et de transport ;

F) Conduites métalliques :

Le tuyau en fonte a longtemps été le matériau standard pour le transport de l'eau et des égouts dans les services publics et les industriels. Il en existe de plusieurs sortes obtenues par refroidissement contrôlé, traitement thermique et ajout d'éléments chimiques. Les plus employées en tuyauterie sont les fontes grises ; la fonte GL (graphite lamellaire) est

Dimensionnement du collecteur projeté

facilement coulable et usinable, et résiste bien à la corrosion et à la déformation à chaud ; en revanche, elle est assez fragile comparée aux aciers. La fonte GS (graphite sphéroïdale ou fonte ductile) est plus résistante, ductile et assez facilement soudable

- Les canalisations en fonte sont connues par leur longue durée de vie qui est estimée généralement à 100 ans ou plus.

G) Conduites ovoïdes :

Ceux sont des conduites de forme parabolique évasées, fermées à leur partie supérieure. Cette forme de conduite a été mise au point afin d'obtenir une vitesse d'écoulement aussi constante que possible quelque soit le débit. Un autre intérêt de cette forme de conduites est de permettre un accès relativement facile au réseau. Certains conduites possèdent des cuvettes uniquement (sorte de canaux à petite section) d'autres de section plus importante possèdent des cuvettes et banquettes. Généralement les conduites ovoïdes remplacent le profil circulaire quand celui-ci dépasse 800 mm de diamètres (problème d'autocurage). La longueur utile de ces conduites est au minimum de 1 m, et peuvent être présentées soit en béton armé ou en béton non armé.

IV.2.4 Choix du type de canalisation :

Dans la présente étude, les conduites utilisées seront en béton armé de profil circulaire constituent la majeure partie du patrimoine du réseau d'assainissement en Algérie vu les avantages qu'elles présentent :

- Bonne étanchéité
- Ces sont rigides et peuvent suivant la classe de résistance adoptée reprendre des efforts importants liés aux remblais et aux charges roulantes
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Pose et assemblage facile.

IV.3 Élément constitutif du réseau d'égout et ouvrage annexe :

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout doivent assurer le transport des eaux usées dans les conditions d'hygiène favorables, ainsi les ouvrages peuvent être classés en :

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

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

IV.3.1 Canalisations :

Dans notre projet on a adopté pour des canalisations de forme circulaire en béton armé.

I V.3.1.1 Les joints des conduites en béton armés :

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur)

Pour les tuyaux en béton armé on a différents types des joints à utiliser :

a) Joint type RoclA :

C'est un joint à emboîtement ou l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures et s'adapte pour les terrains en pente, et elles sont valables pour tous les diamètres.

b) Joint à demi-emboîtement :

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stableux. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente

c) Joint à collet :

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

d) Joint torique :

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres de 700-900 mm.

e) Joint à mortier de ciment :

L'interstice entre les deux conduites est rempli de mortier, composé de ciment et de sable.

Le défaut est que ce joint très rigide.

f) Les joints plastiques :

Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon de butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

g) Joint à double anneaux :

L'anneau est en polystère et ce compose d'une partie mouillée dans l'emboîtement et d'une partie mouille sur le fut.

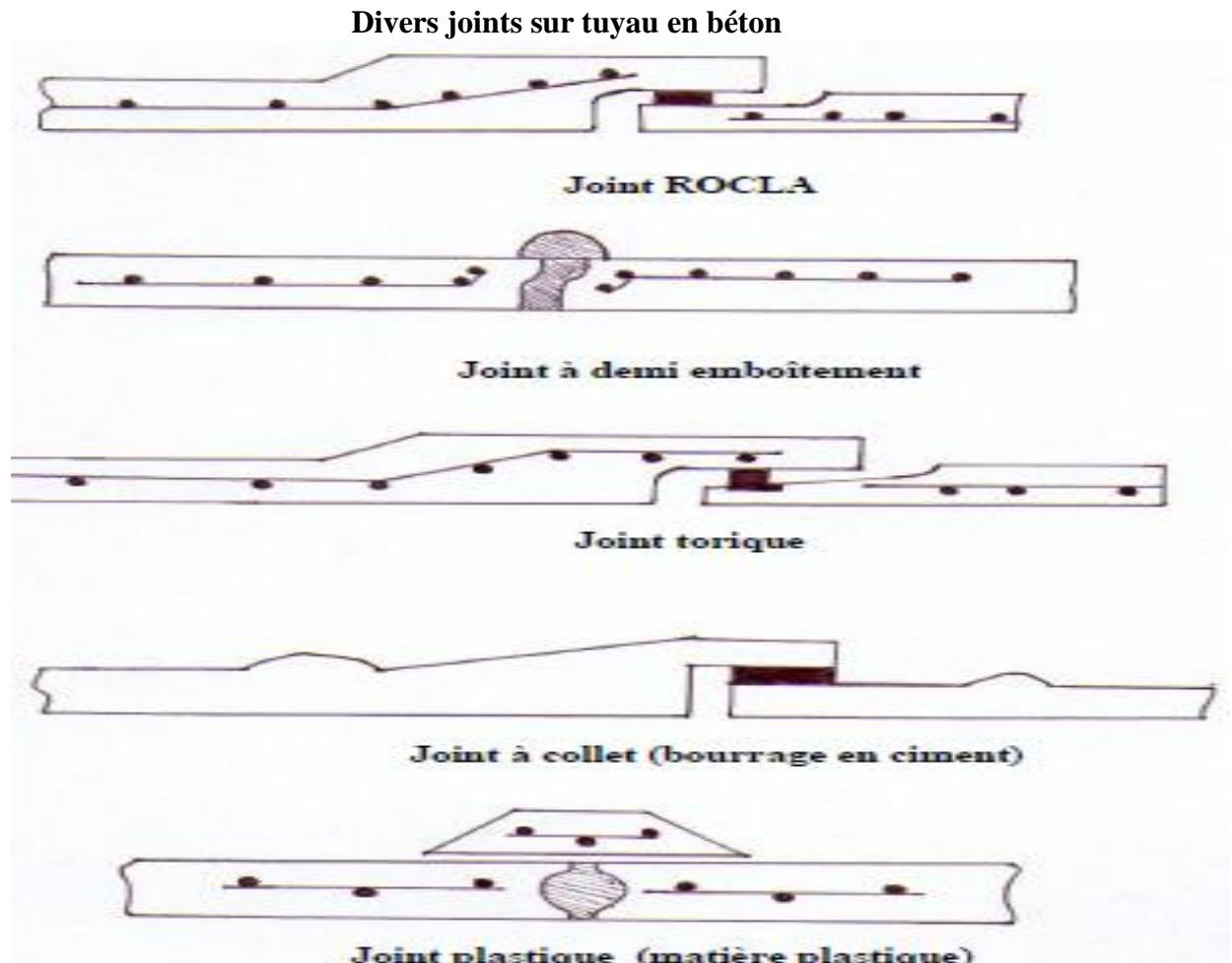


Figure IV.03 : Différents types de joints

IV.3.1.2 Différentes actions supportées par la conduite :

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques

a)- Actions mécaniques :

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

b)- Actions statiques :

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

Tableau IV.7 : Caractéristiques des conduites en béton armé :

Diamètre nominal (mm)	Epaisseurs minimales des parois (mm)
800	66-116
1000	66-116
1200	71-121
1400	119-146
1600	130-158
1800	133-177
2000	141-194

c)-Actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'hydrogène sulfureux ($H_2 S$) corrosif et néfaste aux conduites.

IV.3.1.3 Protection des conduites :

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau.

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

IV.4 Essais des tuyaux préfabriqués :

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

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments

Par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement, et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

IV.4.1 Essai à l'écrasement :

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

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

IV.4.2 Essai à l'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.

- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 minutes.

Par une presse hydraulique, la pression d'essai est de 1 bar pour les tuyaux circulaires .

- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieures ou égaux à 300mm, Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

IV.4.3 Essai de corrosion :

Dimensionnement du collecteur projeté

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'Hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après, on fait un lavage à l'eau douce, après un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

IV.5 Ouvrages d'accès au réseau (les regards) :

Leur rôle est de permettre l'accès aux ouvrages visitables, pour le déboufrage, le nettoyage et l'aération . Le type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation.

- La distance entre deux regards est variable selon la nature du terrain :

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

- Sur les canalisations les regards doivent être installés :

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

A) Regards de jonctions:

Ces regards forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non , ils sont construits de telle manière à avoir :

- une bonne aération des collecteurs en jonction (regard)
- les dénivелées entre les radiers des collecteurs
- une absence de reflux d'eau par temps sec

B) Regard latéral :

En cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.

C) **Regard double :**

Pour le système séparatif

D) **Regard toboggan :**

En cas d'exhaussement de remous

E) **Regard de chute :**

Les regards de chute sont très utilisés dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils servent à créer un décrochement dans le profil en long du collecteur de tronçon et à éviter les grandes excavations, donc les grandes profondeurs d'ouvrage, ceci en respectant les pentes motrices.

On distingue deux types de chute :

- 1- La chute verticale profonde.
- 2- La chute Toboggan.

F) **Regard de visite :**

Pour pouvoir effectuer l'entretien et le curage régulier des canalisations, on prévoit les regards de visite assez rapprochés, ils permettent l'accès à l'ouvrage l'installation d'appareil de ramonage et d'extraction, la cuvette à un diamètre égale à celui de collecteur, c'est le type de regard le plus fréquemment construite.

G) **Regard de ventilation :**

La présence d'air dans les égouts et la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydraulique gazeux, la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés
- les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre
- les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

H) **Regard de chasse :**

Le regard de chasse jouant le rôle du réservoir périodique lorsque la pente d'écoulement n'est pas suffisante, ces regards sont placés au point où les dépôts tentent à s'accumuler au risque d'obturer la conduite.

Remarque :

Pour notre étude, on a utilisé des regards simple de jonctions jusqu'au raccordement avec le collecteur de Baba Ali où une chambre de jonction est conçue pour le raccordement

IV.6 Les déversoirs d'orages :

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 réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval. Ils sont souvent construits sur des systèmes unitaires, à proximité d'un milieu récepteur. Le choix d'un déversoir d'orage résulte d'un compromis fait au moment de la réalisation ou de la rénovation du réseau unitaire selon quatre types de contraintes:

a. Physiques (géométrie et hydraulique) :

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

b. Environnementales :

- Protection du milieu naturel contre les pollutions.
- Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...).
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.
- Variations du niveau d'eau du milieu naturel.

c. Economiques :

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

d. Gestion :

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

IV.6.1 L'emplacement des déversoirs d'orages :

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage 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.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâcheurs d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval.
- Topographie du site et variations des pentes.[6]

Remarque :

Vu la longueur importante de l'oued El karma, le plan général d'assainissement est relativement complexe donc un diagnostic a été fait afin de mieux identifier les points de rejets principaux là où des déversoirs d'orages vont être conçus.

IV6.2 Description des réseaux d'assainissement du bassin oued karma :

Afin de mieux identifier et analyser d'une façon précise les anomalies structurelles et fonctionnelle des réseaux qui vont être raccordés au collecteur Oued karma , une étude de diagnostic a eu lieu sur la zone d'étude qui nous a permis de minimiser et réduire les anomalies constatées au niveau des points de rejets principaux.

➤ Réseau d'assainissement existant Zone Ben Aknoune-El Achour :

C'est le point de rejet situé en amont du bassin oued karma, les rejets proviennent de trois collecteurs principaux :

- Du collecteur provenant de la commune de Ben Aknoune et du quartier des deux bassin formant un collecteur principal de 1500 mm
- Du collecteur provenant de Haouch chaouch (1000mm) et du collecteur de sebbala (600mm).

Les deux collecteur (1000 et 600) et celui de ben aknoune (1500) se raccordent au monolithe (2 x2) par une traversée (au niveau du parc) .[5]



Figure IV.04 : Traversée de l'oued à l'intérieur du parc et raccordement des collecteurs (600-1000) au monolithe (2mx2m)

Le monolithe longe l'oued jusqu'au déversoir d'orage (1) projeté au niveau de Texeraine . l'excès d'eau pluvial est rejeté dans l'oued tandis que les eaux usées sont acheminées dans un collecteur jusqu'au leur raccordement avec collecteur oued karma , de ce fait les eaux usées ne sont plus rejetés dans l'oued ce qui n'étais pas le cas avant.

➤ **Réseau d'assainissement existant Zone Tixeraine (Birkhadem)**

A ce niveau , nous avons constaté l'état dégradé de l'oued et des berges , et ceci est dû aux divers rejets qui proviennent des quartiers et agglomérations de la commune , du collecteur (600mm) du village Texeraine, du collecteur du quartier Hai Essalem (400mm), du quartier Noudjoum avec un collecteur (700mm) récemment installé , des collecteurs du quartier Berkat au niveau de Mezzouar , du collecteur (500mm) de lotissement Adda, de celui aussi de la résidence Afak (800) , et de la nouvelle coopérative djenane Sfari (500)

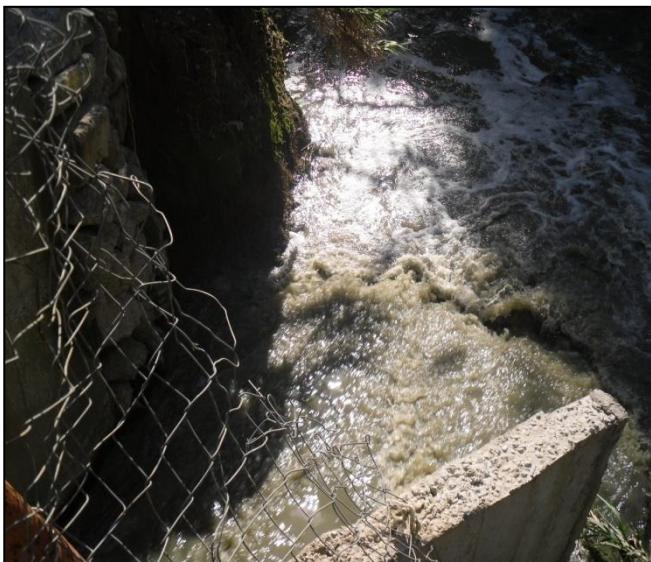


Figure IV.05 : rejets des eaux au niveau de Texeraine

➤ **Réseau d'assainissement existant Zone Saoula :**

La troisième source de pollution est due aux rejets des eaux usées traversant les communes de Bab-Hassen, Draria et Saoula, les eaux usées proviennent de :

- a- Du collecteur principal oued El Ghoul (1500) qui collecte une grande partie des eaux usées de la commune d'El Achour (1000 mm); du collecteur de Sebbala (700mm) et du collecteur du quartier Tribou Bouzid (500 mm) qui se jette vers le collecteur de Saoula à travers l'oued Ghoul .
- b- Des rejets du collecteur oued Ettarfa provenant de Draria ville englobant le lotissement C et F, Lotissement Boudjemaa Temim, et Guessas vers Oued Ettarfa et collecte les eaux de Baba Hassen par un canal à ciel ouvert non aménagé ;
- c- Des rejets provenant de Magacha qui seront collectées par le collecteur Sebbala Saoula (800 à 1000 mm)
- d- Des rejets des communes, Baba-Hassen (Sud) et Khraicia, les eaux usées sont ainsi rejetées vers l'oued Boussouar (Gueltet Salah) pour se jeter dans l'oued El karma. Il est à noter, que les rejets de la ville de Douera transitant par l'oued Ben brahim se jettent aussi dans l'oued Karma à travers l'oued Baba Hacene.

➤ **Réseau d'assainissement zone aval (Ouled Belhadj) :**

Il s'agit des rejets provenant en particulier des collecteurs des cités Merridja (Ouled Belhadj) et du lotissement Adda (500), qui devraient être assainis par le collecteur Saoula Sud (1000), ainsi que des rejets provenant de la rive droite de l'oued Karma, en particulier les rejets de l'unité pharmaceutique située en aval de l'oued Karma (400).

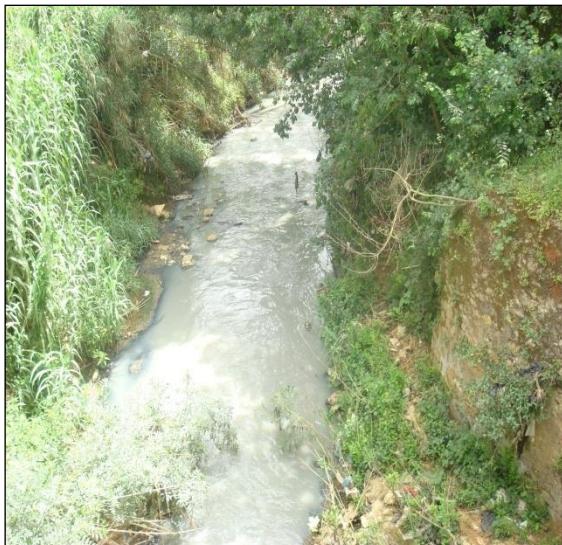


Figure IV.05 : rejet des eaux au niveau de Saoula sud

IV.6.3 Types de déversoirs :

On distingue plusieurs types de déversoirs :

a- Déversoirs à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement.[6]

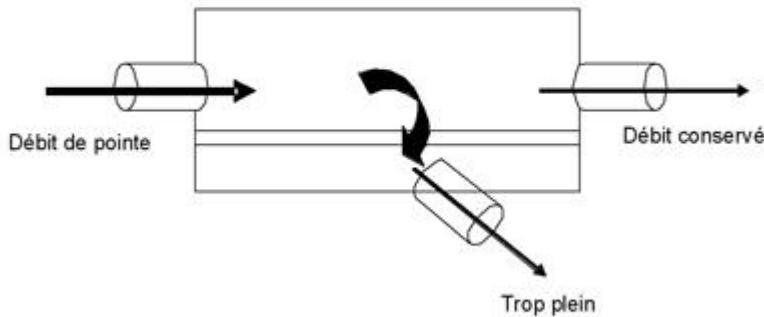


Figure IV.06 : Déversoir à seuil latéral

b- Déversoirs à seuil frontal :

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement. Parmi les déversoirs à seuils frontaux, on peut encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête.[6]

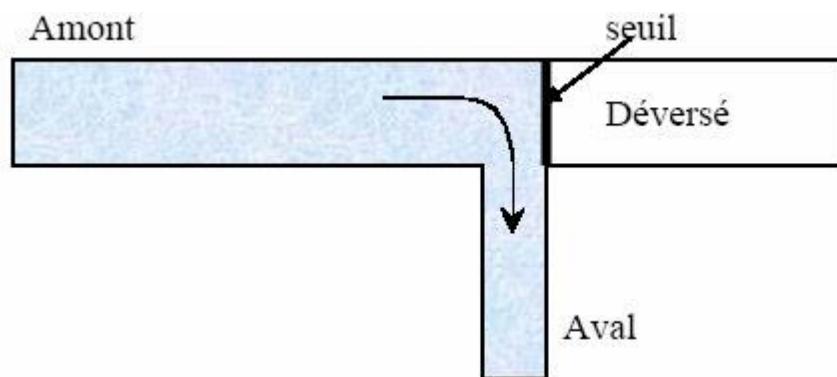


Figure IV.07 : Déversoir à seuil frontal

IV.6.4 Dimensionnement des déversoirs d'orages :

Vu que les eaux usées domestiques dominent dans notre zone d'étude, une double dilution est opté (1+1), Donc, le débit qui se dirige vers la station d'épuration par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à deux fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'exutoire.

IV.6.4.1 Mode de calcul :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral et conduite aval libre. On doit adopter :

- le débit total de dimensionnement qui est la somme du débit pluvial (Qp) et usée (Qus) :

$$Q_T = Q_p + Q_{us} \dots$$

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

$$Q_{ST} = 2.Q_{us} \dots$$

- Le débit rejeté vers l'exutoire:

$$Q_r = Q_T - Q_{ST} \dots$$

- On détermine la valeur de la lame déversée (Hr).
- On détermine la longueur du seuil, déversant (L).

IV.6.4.2 Paramètres de calcul du débit critique :

➤ Temps de concentration t_c :

Correspond au temps nécessaire pour permettre à l'eau de ruisseler du point le plus éloignés du bassin versant jusqu'à l'exutoire

➤ Coefficient de retardement

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

$$Z = 1 - \frac{t_c}{100} \dots$$

t_c : Temps de concentration (mn)

IV.6.4.3 Dimensionnement de déversoir d'orage DV01 type frontal :

- Diamètre d'entrée : $D = 1200\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 7,4\text{m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 8,6 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,389 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la station d'épuration : $Q_{st} = 2*0,389 = 0,778 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Calcul du débit critique :

$$Q_{cr} = Q_t * Z = 7,4 * 0,85 = 6,29 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Calcul du débit déversé :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{st} = 6,29 - 0,778 = 5,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

• Hauteur d'eau demandé par la STEP

$$R_{Q_{step}} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = 0,09$$

$$R_h = \frac{H_{step}}{D_e} = 0,12 \implies H_{step} = 144\text{mm}$$

• Hauteur critique :

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = 0,7$$

$$R_{h_{cr}} = \frac{H_{cr}}{D_e} = 0,65 \implies H_{cr} = 780$$

• Hauteur déversé :

$$H_{dev} = H_{cr} - H_{step} = 780 - 144 = 640 \text{ mm}$$

- La largeur du seuil :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \mu L \sqrt{2g} (H_d)^{3/2}$$

La longueur du déversoir est calculée par la formule suivante :

$$L = \frac{Q_d}{\mu (2 * g)^{1/2} (H_d)^{1.5}}$$

D'après BAZIN : $\mu = 0,418 + 0,012 * H_d$ (0,45 pour le frontal)

On déduit la longueur du seuil déversant :

$$L = \frac{5,5}{0,45 (2 * 9,81)}^{0,5} (0,64)^{1,5}$$

$$L = 5,4 \text{ m}$$

IV.6.4.4 Dimensionnement du déversoir d'orage DV02 à seuil latéral :

- Diamètre d'entrée : $D = 1500\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 4,89\text{m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 5,24 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit du temps sec : $Q_{ts} = 0,85\text{m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la station d'épuration : $Q_{st} = 2 * 0,85 = 1,7 \text{ m}^3/\text{s}$.

- Calcul du débit critique :

- $Q_{cr} = Q_t * Z = 4,89 * 0,85 = 4,16 \text{ m}^3/\text{s}$

- Calcul du débit déversé :

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{st} = 4,16 - 1,7 = 2,46 \text{ m}^3/\text{s} .$$

- Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir :

- Hauteur d'eau demandé par la STEP

$$R_{Q \text{ (step)}} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} = 0,32$$

$$R_h = \frac{H_{step}}{De} = 0,35 \implies H_{step} = 525\text{mm}$$

- Hauteur critique :

$$R_{Q \text{ cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = 0,78$$

$$R_{her} = \frac{H_{cr}}{De} = 0,66 \implies H_{cr} = 990$$

- Hauteur déversé :

$$H_{dev} = H_{cr} - H_{step} = 990 - 525 = 470 \text{ mm}$$

- La largeur du seuil :

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \mu L \sqrt{2g} (H_d)^{(3/2)}$$

$$L = \frac{2,46}{0,42 (2 * 9,81)^{0,5} (0,47)^{1,5}}$$

$$L = 4,1 \text{ m}$$

Pour dimensionner les autres déversoirs (DVO2 et DVO4) qui sont de type latéral, on utilise le même procédé que celui utilisé pour le DVO3.

Tableau IV.8 : caractéristiques des déversoirs d'orages conçus

	Type	D (mm)	Q t (m ³ /s)	Qcr (m ³ /s)	Qst (m ³ /s)	Q d (m ³ /s)	H step (mm)	H cr (mm)	H dév (mm)	L (m)
DVO1	Frontal	1200	7,4	6,29	0,39	5,5	144	780	640	5,4
DVO2	Latéral	600	2,4	1,96	0,2	1,76	60	372	312	5,4
DVO3	Latéral	1500	4,89	4,16	1,7	2,46	525	990	470	4,1
DVO4	Latéral	1200	8,66	7,36	0,6	6,76	120	816	700	6,2

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons abordé le calcul hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation des eaux usées ainsi que les déversoirs d'orage pour évacuer les eaux pluviales. En prenant en compte d'assurer une meilleure sécurité à notre réseau.

Organisation de chantier

Introduction :

Dans le présent chapitre, nous allons estimer le cout et la durée du projet et ceci après avoir terminé le dimensionnement et avoir toutes les données qui concernent le réseau (le tracé du réseau, diamètre, dimensions des déversoirs et leur emplacement).

L'organisation de chantier est le premier point qu'on doit suivre. Elle consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moyens nécessaires pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter avant d'aller sur le chantier et avant le commencement de la réalisation. Elle nous permet de déterminer la durée des travaux la plus courte possible et de minimiser le coût de la réalisation.

V.1 Actions reçus par les conduites :

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai.
- La pression résultante des charges roulantes.
- La pression résultante des charges permanentes de surface.
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique.
- Le poids propre de l'eau véhiculée.
- Le tassement différentiel du terrain.
- Les chocs lors de la mise en œuvre.
- Action des racines des arbres.

V.2 Pose de canalisations :

V.2.1 Emplacement des canalisations :

Dans la pratique, les canalisations sont enterrées dans le sous sol du domaine public, pour notre cas l'intercepteur passe dans les milieux non urbanisé, le collecteur oued karma sera projeté en bordure de l'oued par un accotement de l'oued en question, il sillonnera des zones habitables, et des rives parfois occupées par une bâisse ou un mur de soutènement.

V.2.2 Exécution des travaux :

Les différentes opérations effectuées sont :

Organisation de chantier

- Vérification, manutention des conduites.
- Travaux de décapage de la tranchée.
- Fourniture et pose de lit de sable.
- Mise en place des canalisations en tranchée.
- Assemblage des conduites
- Faire des essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- Construction des regards en béton armé.
- Remblai des tranchées.

V.2.2.1 Décapage de la couche végétale :

Le décapage de cette couche se fait par un bulldozer, le volume de la couche décapée est calculé comme suit :

$$V = b \cdot h \cdot L \text{ (m}^3\text{)}$$

Avec :

b : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (m)

L : longueur total des tranchées (m).

V.2.2.2 Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards :

Pour faire l'exécution d'un fond de fouille on doit tenir compte de la pente du profil en long. L'angle de talutage et en fonction de la nature du terrain. Il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse que celle d'eau potable , pour éviter toute sorte de contamination en cas de fuite d'eau usée.

a)-largeur du fond de la tranchée :

La largeur de la tranchée, doit être au moins égale au diamètre extérieur de la conduite avec des sur largeurs de 30cm de part et d'autres.

Elle est donnée par la formule suivante :

$$B = d + (2*0,3) \text{ (m)}$$

Avec :

B : largeur de la tranchée (m)

d : diamètre de la conduite (m)

Organisation de chantier

b)- Profondeur de la tranchée :

La profondeur de la tranchée doit être réalisé de telle manière à éviter toute intercommunication avec les autres conduites , elle peut aller jusqu'à (3 à 4 m)

La profondeur de la tranchée est donnée par la formule :

$$H = e + d + h \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

d : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite

c)- Volume des déblais des tranchées :

Le volume des déblais des tranchées «V » pour les tranchées de type rectangulaires est donné par la relation suivante :

$$V = b \cdot H \cdot L \text{ (m}^3\text{)}$$

L : longueur total de la tranchée

d) – Profondeur des regards:

La profondeur des regards est la différence entre la cote tampon du regard et le site départ de conduite de ce regard .

$$H = Ct - Cd \text{ (m)}$$

Avec :

H : profondeur du regard (m)

Ct : cote tampon (m)

Cd : cote de départ de la conduite (m)

e) – Volume des déblais des regards :

Le volume d'excavation pour chaque regard est donnée par :

Organisation de chantier

$$V = a^2 \cdot H \text{ (m}^3\text{)}$$

- a : cote du regard (m)

$$a = D + 0,6 \text{ (m)}$$

0,6 m : réserve de part et d'autre de la génératrice extérieure de la conduite

- H : profondeur d'excavation du regard :

$$H = h + er + 0,1 \text{ (m)}$$

er : épaisseur du radier du regard (m)

0,1 : marge de sécurité.

f)- Choix des engins de terrassement :

Pour l'excavation des tranchées et des fouilles des regards de notre réseau, on optera pour la pelle rétro, et cela parce qu'elle offre une multitude d'avantage (creuser rapidement les tranchées au dessous de la surface et à une profondeur importante)



Figure V.1 : pelle équipée en rétro

V.2.2.3 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 tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

V.2.2.4 La mise en place des canalisations :

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

- Les éléments sont posés à partir de l'aval et l'emboîture des tuyaux est dirigée vers l'amont.
- Chaque élément doit être posé avec précaution dans la tranchée et présenté dans l'axe de l'élément précédemment posé.
- Les tuyaux sont posés avec une pente régulière entre deux regards.
- Avant la mise en place, il faut nettoyer le lit des tranchées.
- A chaque arrêt de travail, les extrémités des tuyaux non visitables sont provisoirement obturées pour éviter l'introduction des corps étrangers.

La mise en place des conduites se fait par des engins appropriés « pipelayers ».



Figure V.2 : Figure qui représente un pipelayers

V.2.2.5 Assemblage des conduites :

Les joints des conduites circulaires à emboîtement sont effectués à l'aide d'une bague renforcée d'une armature et coulée sur place à l'intérieur d'un moule.

V.2.2.6 Construction des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

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

Organisation de chantier

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

V.2.2.7 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 utilise un chargeur et un rouleau lisse pour le remblaiement , 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 de ce dernier.



Figure V.3 : Figure qui représente un chargeur et compacteur

V.3 Planification des travaux :

V.3.1 Définition :

C'est l'activité qui consiste à déterminer et à ordonner les tâches du projet, à estimer leurs charges et à déterminer les profils nécessaires à leur réalisation.

L'outil requis est le planning

Les objectifs du planning sont les suivants :

- déterminer si les objectifs sont réalisés ou dépassés
- suivre et communiquer l'avancement du projet
- affecter les ressources aux tâches

V.3.2 Techniques de planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

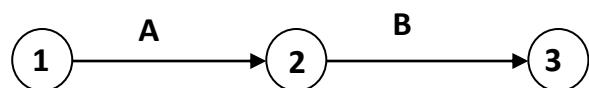
a. Méthodes basées sur le réseau :

➤ Définition du réseau

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

❖ Réseau à flèches

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

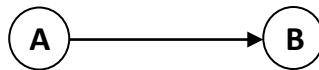


L'opération **A** précède l'opération **B**

Organisation de chantier

❖ 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.

➤ Construction du réseau

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (06) opérations suivantes :

▪ Établissement d'une liste des tâches

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

▪ Détermination des tâches antérieures

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels .
- Regroupement des graphes partiels .
- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage .
- Construction du réseau.

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

CPM est une technique de schématisation d'un ensemble d'activités (un réseau d'activités) sous forme de diagramme fléché où les boîtes (ou nœuds) représentent les activités et les flèches les relations logiques entre les activités.

C'est une technique d'analyse dont le but est d'identifier le chemin critique, c'est-à-dire la série d'activités sur lesquelles le Project Manager devra focaliser son attention en termes de contrôle de délais et de respect des jalons. En effet, c'est le chemin critique qui représente le risque le plus important en termes de décalage projet. Cette technique d'analyse se déroule en trois étapes :

Organisation de chantier

- calculer la date de fin du projet.
- calculer les marges possibles de décalage de chaque activité du projet sans que cela ne décale la date de fin du projet lui-même.
- identifier les activités critiques, c'est-à-dire les activités pour lesquelles un décalage entraîne un décalage de l'ensemble du projet.

V.3.3 Les étapes de planification :

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

V.3.3.1 Collection des données :

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.

V.3.3.2 Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

V.3.3.3 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.

V.3.3.4 Les paramètres de la méthode C.P.M :

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

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{DFP = DCP+TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP- TR} \end{array} \right.$$

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = DTP \end{array} \right.$$

V.3.3.5 Attribution des durées de chaque opération :

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

En utilisant les normes **C.N.A.T**, on pourra appliquer la formule suivante :

$$T = \frac{Q \cdot N}{n}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = \text{Quantité de travail} \\ N = \text{Rendement} \\ n = \text{Nombre d'équipes} \end{array} \right.$$

V.3.3.6 Programme des travaux :

Concernant le réseau projeté les opérations à entreprendre sont d'abord le décapage de la couche de terre ou bien de goudron s'il s'agit d'une route, en suite on effectue le piquetage ou bien le traçage comme il est fait sur chantier ce qui conduit à l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards, et puis un lit de sable doit être posé sur le sol généralement de l'ordre de 10 à 15 cm, après cette opération on passe à la mise en place des canalisations dans les tranchées et puis on entame l'assemblage des canalisations de l'aval vers l'amont afin d'éviter tout problème d'étanchéité du au glissement des canalisations sous l'effet de leur poids surtout en terrain de pente forte, on passera alors aux essais d'étanchéité pour les conduites et joins dans les tranchées, après cela on entame la construction des regards et le remblaiement des tranchées.

Organisation de chantier

Tableau V.1 : Symbole des opérations et leur durée

Notation	Opération	Durée (jours)
A	Décapage de la couche de terre.	45
B	Piquetage	30
C	Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.	75
D	Aménagement du lit de pose.	35
E	La mise en place des canalisations en tranchée	135
F	Assemblage des tuyaux.	25
G	Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.	25
H	Construction des ouvrages annexes (regards, dvo)	90
I	remblai des tranchées.	30
J	TRAVAUX DE FINITION.	30

Organisation de chantier

Tableau V.2 : Détermination des délais par la méthode du bilan

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	45	0	45	0	45	0
B	30	45	75	45	75	0
C	75	75	150	75	150	0
D	35	150	185	250	285	100
E	135	150	285	150	285	0
F	25	150	108	260	285	177
G	25	150	175	260	285	110
H	90	285	375	285	375	0
I	30	375	405	375	405	0
J	30	405	435	405	435	0

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard

➤ Le chemin critique :

A-B-C-E-H-I-J

$$\sum TR = 435 \text{ jours}$$

V.4 Devis quantitatif et estimatif :

Après avoir déterminé les différents volume des travaux et estimer la durée du projet, un devis quantitatif et estimatif doit être établi afin d'estimer le coût total de notre projet.

Le calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur terrain pour la réalisation du projets , et les multiplier par la suite par le prix unitaire qui lui correspond

Organisation de chantier

Tableau V.3 : Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet

	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m ³	5980	170	1016600
2	Déblai	m ³	18480	300	5544000
3	Pose du lit de sable	m ³	4485	1000	4485000
4	Remblai de a tranchée	m ³	130123	2500	325308433
5	Evacuation des déblaires excédentaire	m ³	33287	500	16643500
B	Canalisation (fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé)				
	800	Ml	6400	2500	16000000
	1000	Ml	2400	7100	17040000
	1500	Ml	2100	40000	84000000
C	Construction				
1	Construction des regards en béton armé	U	141	35000	4935000
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	4	300000	1200000
	THT				476172533
	TVA 17%				80949330.61
	TTC				557.121.863
Cinq cent cinquante sept million cent vingt et un mille huit cent soixante trois dinars					

Conclusion :

Le système d'assainissement de ce projet est constitué de plusieurs ouvrage hydraulique, telles que les conduites de différents diamètres, les regards de visite et de jonction.

A travers ce chapitre nous avons estimé les volumes ainsi que le coût des différents travaux de terrassement et de pose canalisation nécessaires pour la réalisation de ce projet d'une manière approximative.

Notre projet sera réalisé pendant une durée de 435jours avec un coût total de
557.121.863 DA .

Etude de l'impact sur l'environnement

Introduction :

Dans le cadre de la prévention de la pollution, et la préservation de l'environnement avec toutes ses composantes (l'air, le sol, l'eau souterraine et superficielle, la faune et la flore) ; toutes les activités et les projets réalisés par l'être humain qu'ils soient dans le domaine d'agriculture ,d'industrie ou même dans les grands projets économiques (hydraulique ...ect) , doivent passer par une étude d'impact sur l'environnement permettant d'optimiser le projet et d'évaluer sa compatibilité avec les prescriptions relatives à la protection de l'environnement. Dans cette perspective que s'inscrit notre étude qui concerne l'impact sur l'environnement du projet d'assainissement du bassin de Oued karma. Ce projet, prévoit le raccordement des conduites principales à l'intercepteur projeté en tenant compte dans le futur du développement démographique des différentes communes desservies. A cet effet, le présent chapitre permet de favoriser la réduction des atteintes et des nuisances identifiées, par des mesures constructives au projet ou par des mesures complémentaires, économiquement supportables.

VI.1 But et utilité de l'EIE :

Les méthodes traditionnelles d'évaluation technique et économique des projets ne prenaient pas en considération de manière adéquate les préoccupations environnementales. L'EIE vient combler cette lacune en intégrant l'évaluation environnementale dans les différentes étapes du projet. Le but ultime étant de s'assurer que le projet prend en considération les impacts négatifs et ne présente pas de risque pour l'environnement. L'utilité de l'évaluation environnementale réside dans la détermination, la prévision, l'interprétation, l'atténuation et la surveillance des effets environnementaux du projet et dans le fait qu'elle est prise en compte au même titre que les aspects économiques et techniques dans le processus décisionnel associé au projet.

VI.2 Justification du projet :

Le projet d'assainissement de Oued karma va assurer la collecte des eaux usées qui se rejettent dans l'oued et l'acheminement de ces eaux vers la station d'épuration, ce qui va apporter plusieurs bénéfices à la région représentés dans l'évacuation de ces eaux . Cet état améliorera les conditions en garantissant l'hygiène et en éliminant les nuisances olfactifs ; le projet vise ainsi à la sauvegarde de toutes les composantes de l'environnement et surtout les ressources en eau par l'élimination des rejets dans le milieu naturel des usées non épurées, et

Etude de l'impact sur l'environnement

par l'économie de l'eau par usage d'une ressource alternative et renouvelable (les eaux épurées peuvent être utilisées en irrigation des parcelles agricoles de la région). Tous ces avantages font de notre projet ,un projet indispensable à exécuter.

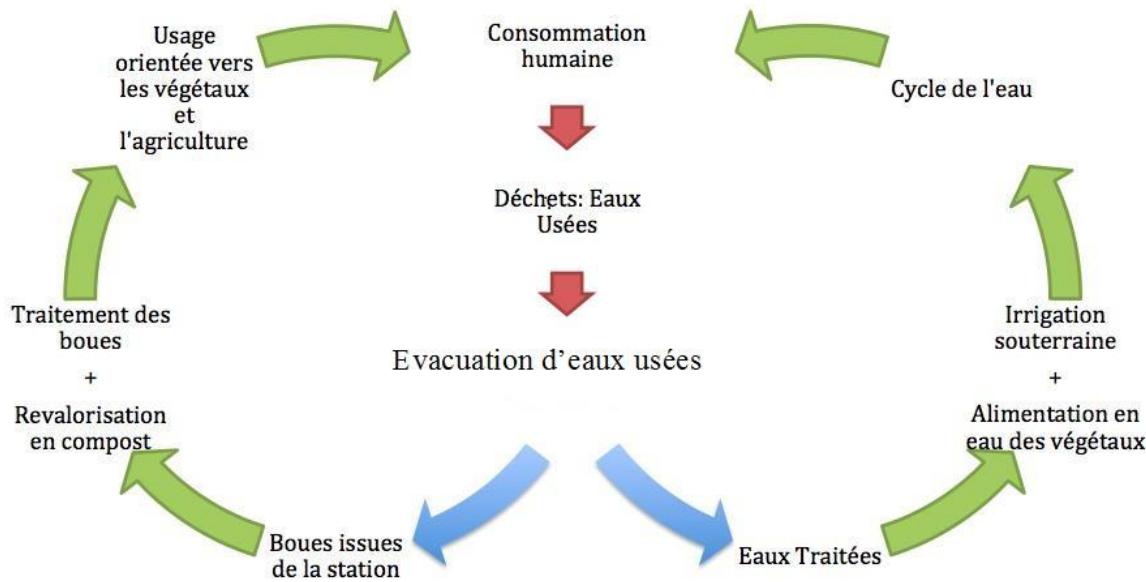


Figure VI.1 : Economie circulaire en assainissement

VI.3 Identification et évaluation des impacts avant l'aménagement :

VI.3.1 Rejet d'eau usée dans le milieu naturel :

Les déchets peuvent entraîner plusieurs phénomènes néfastes qui représentent un risque majeur sur l'environnement .

- En effet, les déchets en se putréfiant, dégagent des odeurs nauséabondes.
- Certains déchets retiennent l'eau et deviennent des gîtes pour les moustiques. C'est ainsi qu'ils peuvent renfermer des germes pathogènes et parasites qui nuisent à la vie des êtres vivants.
- De ce fait, l'accumulation de déchets pose non seulement un problème de pollution de l'environnement, mais aussi un problème de santé publique.
- Les risques pour la santé et nuisance liés aux déchets sont dus essentiellement à la prolifération et au développement d'insectes et rongeurs.

Etude de l'impact sur l'environnement

Ces risques et nuisances peuvent être :

- Les insectes particulièrement les mouches et moustiques qui sont responsables de la transmission de maladies telles que le paludisme, la fièvre typhoïde, etc. ;
- La dissémination et multiplication d'agents pathogènes tels que le vibron cholérique, les schistosomes, etc. ;
- La contamination chimique des eaux souterraines par les nitrates et les détergents qui entraînent un déséquilibre écologique des milieux aquatiques ;
- La production des gaz délétères.

VI.3.2 Risques d'inondations dans la zone :

Avec un développement urbain important, la zone d'étude qui est oued Karma draine plusieurs communes et quartiers. L'oued qui présente une longueur de plus de 12 km des pentes relativement importantes en particulier en amont, présente certains points vulnérables aux inondations dues aux rétrécissements et aux habitations construites tout autour de l'oued qui occupent les rives de l'oued qui sont exposées au risque d'inondation.

L'oued El Karma, qui prend source des hauteurs d'Alger, est caractérisé par des crues importantes, dues notamment à des quantités de pluies très élevées. De plus, les rejets importants des eaux usées provenant de divers quartiers et structures ont sensiblement augmenté le risque des crues, et ont dégradé la qualité de ses eaux. En aval du bassin, les faibles pentes et la mauvaise perméabilité du sol ont accru le risque d'inondation.

VI.4 Résultats de l'évaluation des impacts sur l'environnement :

L'aménagement de l'oued El karma, est donc devenu une priorité pour les pouvoirs publics, ce qui va permettre d'atteindre un objectif environnemental :

- Assainissement de l'oued par l'établissement d'un nouveau collecteur d'eaux usées, qui va relier tous les collecteurs principaux et permettre ainsi une dépollution de l'oued.

Etude de l'impact sur l'environnement

- En deuxième lieu le re-calibrage de l'oued El karma est primordial sur une longueur de 13800 m en modifiant sa profondeur et sa largeur pour un aménagement de l'oued en préservant ses rives, en vue d'une meilleure protection des régions avoisinantes contre les crues.

VI.5 Impact de l'aménagement sur l'environnement :

a) Impact positifs :

Les avantages majeurs du projet d'assainissement contenant l'interception des rejets intercommunal vers la station d'épuration de Baraki sont :

- L'amélioration des conditions d'hygiène de la population , par la diminution des matières toxiques et indésirables dans les eaux usées dangereuses pour l'environnement.
- La protection de l'environnement du bassin versant, des eaux usées évacuées directement dans l'oued Karma sans épuration.
- Préservation des activités agricoles qui avoisinent de part et d'autres l'oued .
- Protection de toutes les composantes de l'environnement. A savoir l'air, l'eau, la biomasse, la terre.

Etude de l'impact sur l'environnement

b) Impact négatifs

Tableau VI.01 :Impacts négatifs envisagés sur l'environnement pendant la phase de la construction du projet d'assainissement et leur évaluation.

Composante	Impact	Evaluation			
		intensité	étendue	durée	importance
population	Dérangement de la population locale, et surtout des gens ayant des problèmes respiratoires par les poussières résultantes de l'excavation et des mouvements de terres	moyenne	ponctuelle	courte	mineure
	Bruits résultants des engins des travaux	moyenne	locale	courte	moyenne
	Transport des déblais excédentaires ou les approvisionnements en matériaux de construction des équipements provoquent des perturbations de la circulation.	forte	locale	courte	moyenne
Sol	Changement du terrain caractérisé au préalable par la végétation, et compactage du sol	faible	ponctuelle	longue	mineure
flore	Impact sur la végétation via les gaz des engins, la pollution des hydrocarbures, et les poussières qui se rabattent sur le voisinage immédiat	moyenne	locale	courte	moyenne
air	Destruction de la qualité de l'air par les gaz dégagés, les poussières, et hydrocarbures des engins	moyenne	locale	courte	Moyenne

Etude de l'impact sur l'environnement

VI.06 Mesures d'atténuation des impacts :

L'atténuation des impacts vise la meilleure intégration possible du projet dans le milieu. A cet égard, l'étude précise les actions, les ouvrages, les correctifs ou les ajouts prévus aux différentes phases de réalisation, pour éliminer ces impacts négatifs associés à chacune des variantes ou pour réduire leur intensité y compris les actions ou les ajouts prévus pour favoriser ou maximiser les impacts positifs.

Les mesures d'atténuation suivantes doivent être prises en considération :

Tableau VI.2 : mesures d'atténuation des impacts

Éléments affectés	Mesures d'atténuation
Eaux pluviales	<ul style="list-style-type: none">-Mettre en place un système de collecte de déchets solides et assurer sont éliminations dans-Consolidations des berges par le reboisement après les travaux de curage- Evacuation rapide des déblais- Sensibilisation de la population sur la bonne gestion des déchets-Promouvoir l'éducation mésologique sensibilisation des populations à ne plus jeter les immondices dans les collecteurs et rivières.
Sols	<ul style="list-style-type: none">-Restreindre le nombre de voies de circulation ainsi que leur largeur.-Recouvrir les surfaces dénudées, sensibles à l'érosion.-Favoriser la reprise végétale à la fin des travaux
Population	<ul style="list-style-type: none">- Le choix des engins doit respecter le règlement du chantier, afin d'éviter le dégagement des polluants atmosphériques trop nuisibles.- Donner des consignes aux chauffeurs pour qu'ils limitent au maximum le bruit et qu'ils arrêtent le moteur de leurs véhicules si ce n'est pas nécessaire
Air	<ul style="list-style-type: none">- Assurer l'arrosage du chantier pour limiter les émissions de poussières.- interdire le rejet des déchets dans le milieu naturel afin de lutter contre les mauvaises odeurs et la pollution de l'atmosphère.

VI.07 L'évaluation à posteriori :

L'évaluation du projet ne s'arrête à la réalisation du projet mais se prolonge pendant les périodes de construction et d'exploitation du projet et dans certains cas après même le transfert ou l'arrêt des activités.

Un suivi devra donc être assuré tout au long du cycle de vie du projet dans le but de :

- Vérifier si la mise en œuvre des mesures d'atténuation et du Plan de Gestion Environnementale était effectuée conformément à l'EIE ;
- Contrôler l'évolution de la qualité des rejets et du milieu récepteur et tout changement apporté à l'environnement ;
- Evaluer l'efficacité des mesures mis en œuvre et identifier les insuffisances de l'évaluation initiale effectuée au moment des études du projet ;
- Remédier à temps aux lacunes constatées et en tenir compte dans l'évaluation environnementale des nouveaux projets.

Les dispositions réglementaires ont prévu le retrait de l'autorisation du projet en cas de non-respect des mesures mentionnées dans l'étude d'impact sur l'environnement

Conclusion :

L'importance majeure de cette présente étude nous a poussé à faire une synthèse sur les impacts des rejets sur le plan environnemental, et socio économique dans le but d'améliorer la situation actuelle qui n'influe pas seulement sur la milieu naturel mais aussi sur la santé humaine.

Conclusion général :

La région de l'oued El Karma qui n'est pas doté d'un système d'assainissement principal, est une partie relativement importante de la wilaya d'Alger, puisqu'elle connaît un développement urbanistique et socio-économique important, donc nous avons remarqué que l'oued est pollué de façon importante, nous avons alors identifié plusieurs sources responsables de pollution de l'oued El karma, en particulier les rejets d'eaux usées des sites urbains, industriels et agroalimentaires.

Afin de pouvoir atténuer ces problèmes, nous avons proposé l'interception des eaux usées au niveau des rejets pour les acheminer vers la station d'épuration de Baraki.

Cette étude d'interception des eaux usées est faite pour l'horizon 2045, dont la population de toute la zone d'étude dépassera 400000 habitants.

La variante choisit s'agit d'un tracé qui longe l'oued gravitairement jusqu'au raccordement avec le collecteur de Baba Ali avec des conduites d'eaux usées en béton armé tandis que pour le débit pluvial des déversoirs d'orages sont conçus au niveau de chaque point de rejet pour l'évacuer.

Selon les résultats de nos calculs, les diamètres varient entre 1200 à 2000 mm sur un linéaire de 11000 m tout en respectant les conditions d'écoulement dont la vitesse d'autocurage.

Par ailleurs, une meilleure gestion et maintenance des canalisations et des différents équipements hydrauliques s'imposent pour un fonctionnement durable assuré.

Références bibliographiques

[1] : Manuel pratique d'hydrologie, Prof. Bénina TOUAIBIA, 2ème édition Mars 2015.

[2]: ANRH alger (office nationale des ressources hydrauliques) .
Données pluviométriques.

[3] : ONM (office national de la météorologie) . Dar el beida

[4] : cours d'assainissement . ENSH. Blida

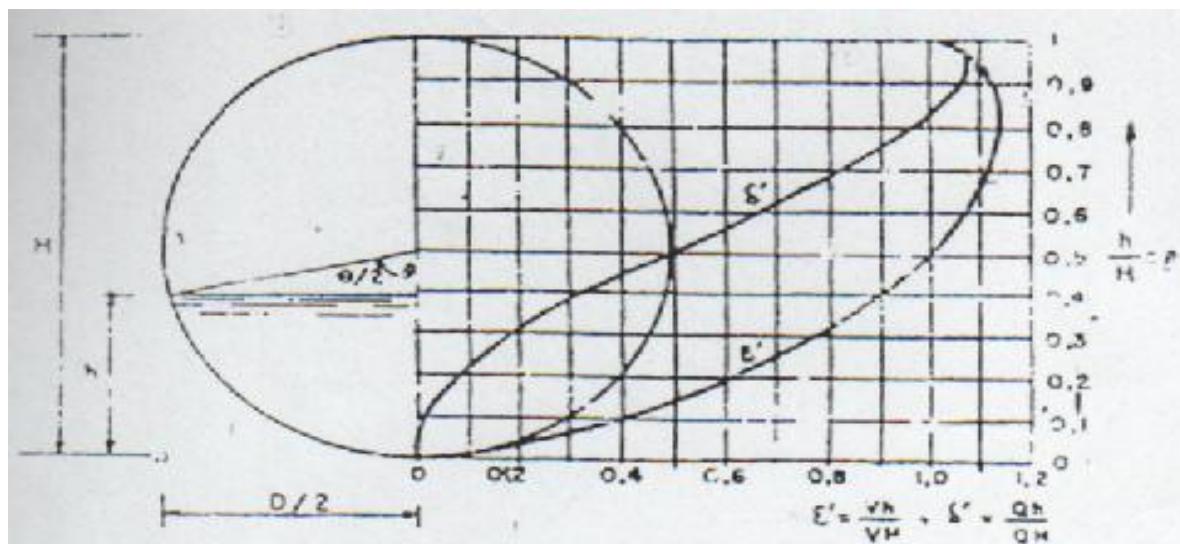
[5] : Etude de diagnostic et réhabilitation de ben aknoune , approuvée par la SEAAL en 2014.

.[6] : ENGEES, juillet 2006, guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orages (Ecole nationale de génie de l'eau et de l'environnement de strasbourg

.[7] : Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations édition 2014. BOUALEM SALAH.

- **Mémoire de fin d'étude** : collecte des eaux usées de Mazafran nord et leur transfert à la station d'épuration Zeralda. MAHFOUDI.A (ENSH 2014)
- **Mémoire de fin d'étude** : Etude du réseau d'assainissement de la ville de sidi mhamed (w.blida) BELARBI.H (ENSH2011)
- **Mémoire de fin d'étude** : interception des eaux usées des localités de Soidania – Ouled fayet et Staoueli et acheminement vers la STEP Beni Messous . MOUSLI .Y (ENSH2016)

Annexe 1: Les rapports R_h , R_v , R_Q .



Section circulaire, vitesse v' et débit δ'
pour différences profondeurs d'eau

V_h et Q_h — Vitesse moyenne et débit pour une profondeur d'eau A.

V_h et Q_h — Vitesse moyenne et débit correspondant à la section picée.

$\rho = \frac{h}{H}$	$\beta = \frac{S}{D^2}$	$\gamma = \frac{R}{D}$	$\iota = \frac{R^{1/3}}{D^{1/3}}$	$d = \frac{SR^{1/3}}{D^{1/3}}$	$v' = \frac{V_h}{V_h}$	$\delta' = \frac{Q_h}{Q_h}$	δ'
0.025	0.0052	0.016	0.003	0.0003	0.159	0.0017	36° 23'
0.250	0.118	0.33	0.102	0.015	257	0.045	52° 41'
0.75	0.268	0.48	0.232	0.035	333	0.112	63° 35'
1.00	0.409	0.64	0.359	0.065	401	0.208	73° 45'
1.25	0.561	0.79	0.484	0.104	464	0.334	82° 49'
0.150	0.0739	0.093	0.205	0.0153	0.316	0.0487	91° 0'
0.75	0.025	1.05	0.25	0.0808	567	0.067	98° 52'
2.00	1.118	1.31	0.44	0.273	615	0.076	106° 35'
2.25	1.323	1.34	0.49	0.347	660	0.113	113° 16'
2.50	1.533	1.47	0.58	0.426	700	0.160	120°
0.300	0.1983	0.171	0.308	0.0611	0.776	0.1956	133° 5'
3.50	2.450	1.94	0.34	0.819	842	0.2623	145° 5
4.00	2.933	2.15	0.38	1.049	902	0.364	156° 50
4.50	3.426	2.34	0.44	1.301	959	0.469	168° 33'
5.00	3.928	2.50	0.49	1.558	1.000	0.497	180°
0.550	0.4438	0.465	0.412	0.1825	1.038	0.5853	191° 29'
6.00	4.923	2.78	0.45	2.093	071	0.713	203° 4'
6.50	5.405	2.88	0.46	2.354	099	0.750	214° 55'
7.00	5.873	2.97	0.45	2.613	121	0.800	227° 9'
7.50	6.320	3.02	0.49	2.837	131	0.899	240°
0.775	0.6533	0.304	0.432	0.2950	1.139	0.9461	246° 44'
8.00	6.735	3.04	0.452	3.042	139	0.9753	253° 9'
8.25	6.933	3.04	0.452	3.131	139	1.0048	261° 5'
8.50	7.135	3.04	0.452	3.213	139	0.905	268° 51'
8.75	7.288	3.01	0.49	3.271	131	0.491	277° 11'
0.900	0.7445	0.299	0.446	0.3323	1.724	1.0654	286° 16'
9.25	7.588	2.94	0.41	3.345	011	0.728	296° 05'
9.50	7.708	2.87	0.431	3.347	093	0.734	308° 19'
9.75	7.803	2.77	0.434	3.307	068	0.606	313° 37'
1.000	7.855	2.50	0.377	3.118	000	0.000	360°

Annexe 2 : Coefficient de Manning-strckler (ks) « Source: catalogue :

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100