

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA
FACULTE DE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DES SCIENCES DE L'EAU ET ENVIRONNEMENT**



Mémoire

Elaboré en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Hydraulique

Option : ressource hydraulique

Thème

***Etude du réseau d'assainissement des eaux usées de la ville
de Meftah hai Khadra***

Présenté par : - GHETTAS Faiz
- BOUDERRADJI Brahim

Membres du jury :

- M. BEN AZIZA	Président
- M. BESSENASSE	Examineur
- M. BELKACEM FILALI	Promoteur

Année universitaire : 2021/2022

Remerciements

En préambule à ce mémoire, nous souhaitons adresser ici tous nos remerciements aux personnes qui nous ont apporté leur aide et qui ont ainsi contribué à l'élaboration de ce mémoire.

Nos remerciements vont au bon Dieu qui nous a doté d'une intelligence et qui nous a maintenu en santé pour pouvoir réaliser ce modeste travail de recherche.

Nous tenons aussi à exprimer notre éternelle reconnaissance à nos chers parents et nous les remercions également car ce travail a pu voir le jour grâce à leur soutien.

Nous tenons également à exprimer notre gratitude et nos sincères remerciements à notre promoteur de mémoire Monsieur Belkacem Filali pour ses précieux conseils, ses orientations, sa disponibilité, et aussi pour la patience dont il a fait preuve.

Nos vifs remerciements vont aussi aux membres de jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en évaluant ce travail.

Tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'aboutissement de notre travail.

DEDICACE

Je dédie ce travail Aux personnes les plus dignes de mon amour et de mon respect :

A mes chers parents, aucun hommage ne pourrait être à la hauteur de l'amour Dont ils ne cessent de me combler. Que dieu leur procure bonne santé et longue vie.

A ma chers grand-mère , aucun mot, aucun acte ne saurait exprimer à sa juste équitable valeur, le dévouement et la gratitude que je leur porte Qu'Allah les guérisse et leur procure une longue vie.

A ceux que j'aime beaucoup mon frère et mes sœurs, à mes cousines et cousins, à mes tantes et oncles, et à tous les membres de ma famille qui sont toujours à mes cotés et qui n'ont pas cessé de m'aider par tous les moyens.

A mes amis qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inestimable m'a été de grande aide, et grâce à eux j'ai vécu de bons moments et j'ai des souvenirs inoubliables. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mes sentiments les plus respectueux avec mes vœux de succès, de bonheur et de bonne santé.

Ghettas Faiz

DEDICACE

Je dédie cet humble travail à mes chers parents, quoi que je fasse et dise,

Je ne peux pas te remercier comme je le devrais, je prie Dieu de t'aider

ta vie.

A mes frères et leurs enfants.

A mes amis proches Rafik Yahya Lamine Younes Shawqi Majed Fayez Ismail

Zuhair Fathi Abdel Malik Hussein.

À mes meilleures connaissances dans ma carrière universitaire et à tous

Me soutenir m'a encouragé de près ou de loin.

المخلص

شهد تكتل بلدية مفتاح زيادة في كثافة المسكن مما أدى إلى زيادة تدفقات مياه الصرف الصحي ، والذي نتج عنه مشكلة قدرة استيعاب الشبكة لهذه الكميات المتزايدة.

الهدف من هذا العمل إجراء دراسة تشخيصية لنظام الصرف الصحي لمنطقة حي خضرة وفق الأساليب والحسابات المكتسبة ومن بعدها حل المشكلات الناتجة .

الكلمات المفتاحية: حي خضرة ، الصرف الصحي ، التصريفات، التشخيص.

Résumé

L'agglomération de la commune Meftah a connu un accroissement de la densité de l'habitat qui a provoqué une augmentation des débits d'eaux usées, ce qui a résulté des problèmes liés à la capacité du réseau.

L'objectif de ce travail est de réaliser une étude diagnostique du système d'assainissement de la zone (*Hai KHADRA*) selon des méthodes et des calculs acquis et après résoudre les problèmes

Mots clés : *Hai KHADRA*, Assainissement, rejets, diagnostic.

Abstract

The agglomeration of the municipality *Meftah* experienced an increase in the density of the habitat, which caused an increase of the wastewater flows, which resulted in network capacity issues.

The objective of this work is to carry out a diagnostic study of the area sanitation system according to methods and calculations acquired and after solving the problems.

Keywords : *hai KHADRA*, Sanitation, discharges, diagnosis.

Sommaire

Introduction Générale	1
Chapitre I : Généralités sur l'assainissement	
Introduction.....	4
I.1. Définition	4
I.2. L'assainissement des eaux usées	4
I.2.1. Les catégories d'eaux usées	4
I.2.2. Les eaux usées d'origine domestique	4
I.2.3. Les eaux usées industrielles	5
I.2.4 Les eaux d'origine pluviale	5
I.2.5 Les eaux d'origine agricole.....	5
3. Différents systèmes des réseaux d'assainissement	6
I.3.1. L'assainissement non collectif (individuel ou autonome).....	6
I.3.2. L'assainissement collectif	6
I.3.3. Les réseaux unitaires	7
I.3.4. Les réseaux séparatifs : eau pluviale et eau usée.....	7
I.4. Les avantages et les inconvénients des différents systèmes	7
I.5. Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement	9
I.5.1. Les ouvrages principaux	9
I.5.2. Canalisation	9
I.5.3. Les ouvrages annexes	9
Conclusion.....	10
Chapitre II : Présentation de la zone d'étude	
Introduction.....	12
II.1. Présentation de cite	12
II.2. Localisation géographique	12

II.3. Situation hydrogéologique	15
II.4. Climatologie	15
II.4.1. Pluviométrie	16
II.4.2. La température	16
II.4.3. Le vent	16
II.5. Précipitation	17
II.6. Socio-économique	19
Conclusion	19

Chapitre III : Etude hydrologique

Introduction	21
III.1. Etude des précipitations	21
III.2. Analyse statistique des pluies maximales journalières	22
III.3. Estimation des paramètres de la série pluviométriques.....	25
III.4. Ajustement de la série pluviométrique.....	26
III.4.1. Ajustement par la loi de GUMBEL.....	26
III.4.2. Ajustement par la loi de GALTON	31
III.5. Vérification de l'ajustement de l'échantillon par le test de Khi-Deux.....	33
III.6. Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI	35
Conclusion.....	36

Chapitre IV : Évaluation des débits des eaux usées

Introduction.....	38
IV.1. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer	38
IV.1.1. Nature des eaux usées à évacuer	38
IV.1.2. Reconnaissance des réseaux existants	39
IV.2. Débit des eaux usées	41
IV.2.1. Évaluation de la quantité d'eau usée à évacuer.....	41
IV.2.2. Evaluation du débit de pointe eaux usées	41
IV.2.3. Evaluation du débit d'eaux pluviales	42
IV.3. Description des variantes proposées	49

IV.3.1. Variante N°1	49
IV.3.2. Variante N°2.....	50
IV.4. Etude comparative des variantes proposées	51
V. Chapitre 5 : Calcul hydraulique	
V.1. Note de calcul hydraulique.....	53
V.2. Résultat des calculs hydrauliques des collecteurs projetés.....	54
V.3. Résultat des calculs hydrauliques des collecteurs projetés après injection du DVO.....	60
V.3.1. Données de calcul.....	61
V.3.2. Calculs des niveaux d'eaux.....	61
V.3.3. Calcul de la longueur du seuil déversant	63
Conclusion générale	66
Bibliographie.....	68

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur l'assainissement

Figure n°1 : Différentes origines des eaux usées.....	4
Figure n°2 : Assainissement collectif.....	6
Figure n°3 : Réseaux unitaire/séparatif.....	7

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Figure n°1 : Carte administrative de la wilaya de BLIDA.....	13
Figure n°2 : Plan de situation.....	13
Figure n°3 : Délimitation de la zone D'étude.....	14
Figure n°4 : Image satellitaire du site de l'étude.....	15
Figure n°5 : Carte des stations pluviométrique.....	17
Figure n°6 : Carte des stations pluviométrique.....	19

Chapitre III : Etude hydrologique

Figure n°1 : Courbe d'ajustement des données pluviométriques à la loi de GUMBEL(Hydrolab).....	30
Figure n°2 : Courbe d'ajustement des données pluviométriques à la loi de GALTON Hydrolab).....	32

Chapitre IV : Évaluation des débits des eaux usées

Figure n°1 : Nature de la pollution des eaux. (Djeddi,2007).....	39
Figure n°2 : Collecteurs projetés par l'étude de diagnostic de MEFTAH en 2009.....	40
Figure n°3 : Tracé du collecteur principal EST de MEFTAH établie par le BET OBENI.....	40
Figure n°4 : Schéma de calcul et la variante N°1 du tracé d'assainissement.....	50
Figure n°5 : Schéma de calcul et la variante N°2 du tracé d'assainissement.....	51

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur l'assainissement

Tableau n°01 : Avantages et inconvénients des différents systèmes.....	8
--	---

Chapitre II : Présentation de la zone d'étude

Tableau n°01 : Relevé météorologique de Meftah.....	16
Tableau n°02 : la direction du vent pendant l'hiver et l'été.....	17
Tableau n°03 : Précipitation mensuelle (mm).....	18

Chapitre III : Etude hydrologique

Tableau n°01 : Pluies journalières maximales annuelles.....	21
Tableau n°02 : Application du test de WILCOXON sur la série pluviométrique de la station de LARBAA	23
Tableau n°03 : Caractéristiques de la série pluviométrique 1974-2018.....	25
Tableau n°04 : Les paramètres de la loi de GUMBEL.....	27
Tableau n°05 : Table de GUMBEL (Hydrolab).....	28
Tableau n°06 : résultat de la loi de Gumbel.....	30
Tableau n°06 : table de GALTON.....	31
Tableau n°07 : Les résultats de la loi de GALTON.....	33

Chapitre IV : Évaluation des débits des eaux usées

Tableau n°01 : Besoins d'eau du côté inférieur de Hai El KHADRA et les hautes parties de l'est de Meftah.....	42
Tableau n° 02 : Débit d'eau pluviale pour l'état actuel.....	43
Tableau n° 03 : Débit d'eau pluviale pour le court, moyen et le long terme.....	44
Tableau n° 04 : Débit Max total état actuel.....	45
Tableau n° 05 : Débit Max total court terme.....	46
Tableau n° 06 : Débit Max total moyen terme.....	47
Tableau n° 07 : Débit Max total Long terme.....	48

Chapitre V : Calcul hydraulique

Tableau n° 01 : Affectation des sous basins.....	55
Tableau n° 02 : Dimensionnement du collecteur A.0.0 sans déversoir d'orage.....	56
Tableau n° 03 : Dimensionnement du collecteur A.1.0.....	57
Tableau n° 04 : Dimensionnement du collecteur A.1.1.....	57
Tableau n° 05 : Dimensionnement du collecteur A.2.0.....	57
Tableau n° 06 : Dimensionnement du collecteur A.3.0.....	58
Tableau n° 07 : Dimensionnement du collecteur A.3.1.....	59
Tableau n° 08 : Dimensionnement du collecteur A.3.1.1.....	60
Tableau n° 09 : Dimensionnement du collecteur B.0.0.....	60
Tableau n° 10 : Affectation des sous basins.....	64
Tableau n° 11 : Dimensionnement du collecteur A.0.0 après injection du déversoir d'orage..	65

Liste des abréviations

ADE.	Algérienne des eaux.
AEP.....	Alimentation en eau potable.
R.N.....	Route nationale.
PDAU.....	Plan directeur d'aménagement urbain.
POS.	Plan d'occupation de sol.
ONA	Office national de l'assainissement.
ANRH.....	Agence national des ressources hydriques.
CTN	Cote terrain naturel.
CTR.....	Cote terrain radier
A(ha).	Superficie du bassin versant.
Tc.....	Tempe de concentration.
I. La Pente	
Cr	Coefficient de ruissellement.
Qps.	Débit plein section.
Vps.....	Vitesse plein section
Rh.....	Rapport de hauteur
Rv :	Rapport de vitesse
Rq.....	Rapport de débit
l/s.	Litre par seconde.
l/hab/an	litre par habitant par année.
m ³ /hab/an	mètre cube par habitant par année.
l/hab/j.	litre par habitant par jour.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est essentielle à la vie, sans elle il n'y aurait aucune vie sur terre. En fait, tous les êtres vivants ont besoin d'eau pour survivre.

L'assainissement désigne l'ensemble des moyens de collecte, de transport et de traitement d'épuration des eaux usées avant leur rejet dans les rivières ou dans le sol. On parle d'assainissement collectif pour les zones raccordées au réseau d'égout et équipées d'une station d'épuration traitant les rejets urbains. L'assainissement est dit non-collectif ou autonome dans les zones non-raccordées au tout à l'égout.

Le développement d'une région nécessite la réalisation des infrastructures dans tous les domaines, travaux publics, énergétique, hydraulique (routes, chemin de fer, pont, barrages, réseau divers...etc.) parmi ces derniers il y a le secteur hydraulique.

A travers ce travail, nous cherchons à faire un diagnostic du réseau d'assainissement et son dimensionnement qui compte deux phases essentielles : L'estimation des débits évacués par les différents ouvrages du réseau, et le dimensionnement et le positionnement altimétrique de ces ouvrages. Nous avons ainsi comme objectif de trouver comment améliorer son fonctionnement de manière à éviter les problèmes rencontrés dans un système d'assainissement.

Dans cette optique, dans ce présent travail, nous nous intéressons à l'assainissement de l'eau, et, conséquemment, notre travail de recherche porte sur l'étude du réseau d'assainissement des eaux usées de la ville de *Meftah Hai Khadra*, Et, pour ce faire, nous nous inscrivons dans le domaine de l'hydraulique.

Le choix de ce thème n'est ni innocent ni aléatoire, nous l'avons choisi pour deux raisons majeures, d'une part ce thème s'inscrit dans notre domaine d'étude ce qui a déclenché notre intuition d'étudiant chercheur. Et, d'autre part, nous avons trouvé beaucoup d'études ayant traité ce sujet, notamment dans cette perspective donc nous voulons apporter un plus à ce domaine ce qui nous permettra d'ouvrir quelques pistes de réflexion.

Notre travail sera réparti en cinq chapitres. Le premier chapitre est théorique, nous allons y convoquer les différents concepts théoriques, des généralités sur l'assainissement tel que la

définition de l'assainissement, les différents systèmes des réseaux d'assainissement, les avantages et les inconvénients des différents systèmes, ...etc. Le deuxième chapitre s'intéresse pour la présentation de notre corpus d'étude, la zone urbaine sur laquelle portera notre étude et ses caractéristiques. Quant au troisième et quatrième chapitre, ils seront consacrés à l'étude hydrologique et l'évaluation des débits des eaux usées. Ces chapitres seront clôturés par un cinquième chapitre, chapitre qui portera sur le calcul hydraulique et l'interprétation des résultats.

Chapitre/1

GENERALITES SUR L'ASSAINISSEMENT

Introduction :

Quel que soit l'origine des eaux usées, elles sont généralement chargées en éléments indésirables, qui selon leurs quantités et leurs compositions, et pour cela dans ce chapitre, nous allons définir les eaux usées, leurs origines, les différents types de réseaux ainsi que les critères de choix de tel système d'évacuation, les ouvrages d'un réseau, les pathologies et les techniques de réhabilitation et en fin l'évaluation des flux polluants.

1. Définition :

Les eaux usées sont considérées comme l'eau laissée par les maisons, les usines, les entreprises et autres, et donc le degré de pollution varie selon le lieu et la façon dont elle est utilisée.

2. L'assainissement des eaux usées :

2.1. Les catégories d'eaux usées :

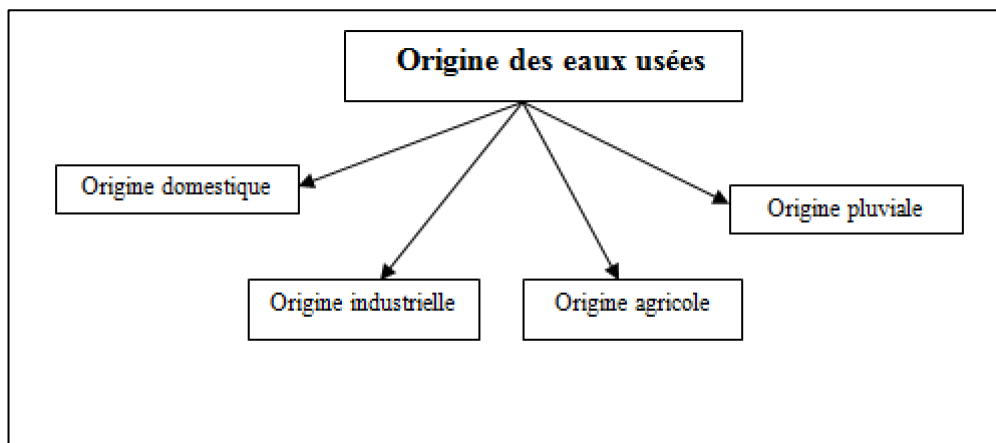


Figure I 8-1 : Différentes origines des eaux usées.

2.2. Les eaux usées d'origine domestique :

Elles proviennent des différents usages domestiques de l'eau. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique. Elles se répartissent en eaux ménagères, qui ont pour origine les salles de bains et les cuisines, et sont généralement chargées de détergents, de graisses, de solvants, de débris

Organiques, etc. et en eaux « vannes ». Il s'agit des rejets des toilettes, chargés de diverses matières organiques azotées et de germes fécaux. [1]

2.3. Les eaux usées industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre.

En plus des matières organiques, azotées ou phosphorées, elles sont très chargées en différentes substances chimiques, organiques et métalliques.

Selon leur origine industrielle elles peuvent également contenir :

- Des graisses (industries agroalimentaires, équarrissage) ;
- Des hydrocarbures (raffineries) ;
- Des acides, des bases et divers produits chimiques (industries chimiques divers, tanneries)
- Des métaux (traitements de surface, métallurgie) ;
- De l'eau chaude (circuit de refroidissement des centrales thermiques) ;
- Des matières radioactives (centrales nucléaires, traitements des déchets radioactifs).

Avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte, les eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un traitement.

Elles ne sont mélangées aux eaux domestiques que lorsqu'elles ne présentent plus de danger pour les réseaux de collecte et ne perturbent pas le fonctionnement des stations d'épurations.

[1]

2.4. Les eaux d'origine pluviale :

Elles peuvent, elles aussi, constituer la cause de pollutions importantes des cours d'eau, notamment pendant les périodes orageuses. L'eau de pluie se charge d'impuretés au contact de l'air (fumées industrielles), puis, en ruisselant, des résidus déposés sur les toits et les chaussées des villes (huiles de vidange, carburants, résidus de pneus et métaux lourds...). [1]

2.5. Les eaux d'origine agricole :

Les eaux d'origine agricoles sont constituées essentiellement d'eaux de drainage des champs agricoles et de rejets de lavage des fermes d'élevage. Il s'agit d'un mélange de composés relativement biodégradable. Néanmoins, ces eaux sont parfois caractérisées par de fortes concentrations de pesticides et d'engrais artificiels. Les paramètres qui doivent

être pris en considération sont l'azote nitrique, le phosphate et les substances organiques, matières hautement polluantes.

3. Différents systèmes des réseaux d'assainissement :

3.1. L'assainissement non collectif (individuel ou autonome) :

En zone d'habitat dispersé, des systèmes d'assainissement sont mis en place pour chaque habitation (assainissement individuel) ou pour un petit groupe d'habitations (assainissement autonome). Un zonage délimite les zones d'assainissement autonome. [1]

3.2. L'assainissement collectif :

En zone urbaine ou d'habitats regroupés, les eaux usées, collectées dans un réseau d'assainissement sont traitées en station d'épuration.

Le réseau de collecte ou "égouts" a pour fonction de collecter les eaux usées et de les amener à la station d'épuration, via des collecteurs. Ce transport se fait le plus souvent par gravité, mais il peut aussi se faire par refoulement, mise sous pression ou sous dépression. [1]

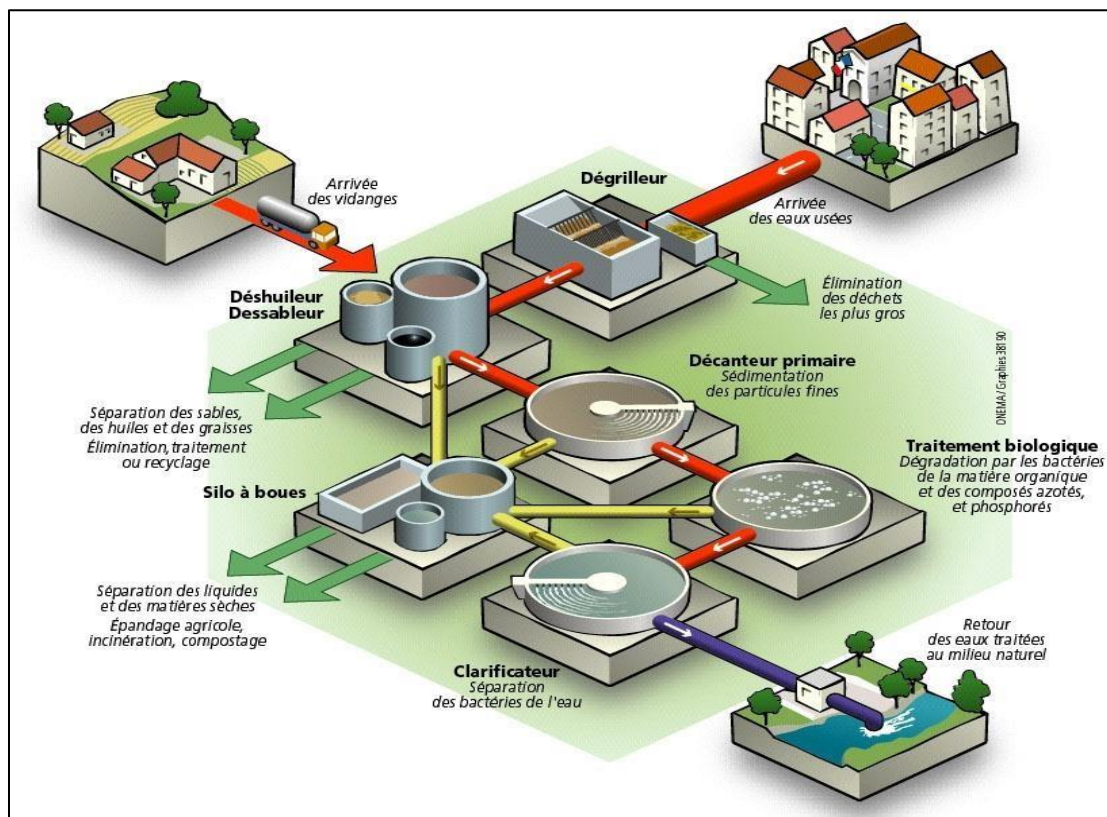


Figure I 8-2 : Assainissement collectif [1].

3.3. Les réseaux unitaires :

Dans les réseaux unitaires, eaux usées et eaux pluviales sont regroupées. Ce système est le plus ancien et il équipe la plupart des centres villes historiques. Il présente l'inconvénient de court-circuiter une partie de la charge polluante de la station d'épuration par temps de pluie. [1]

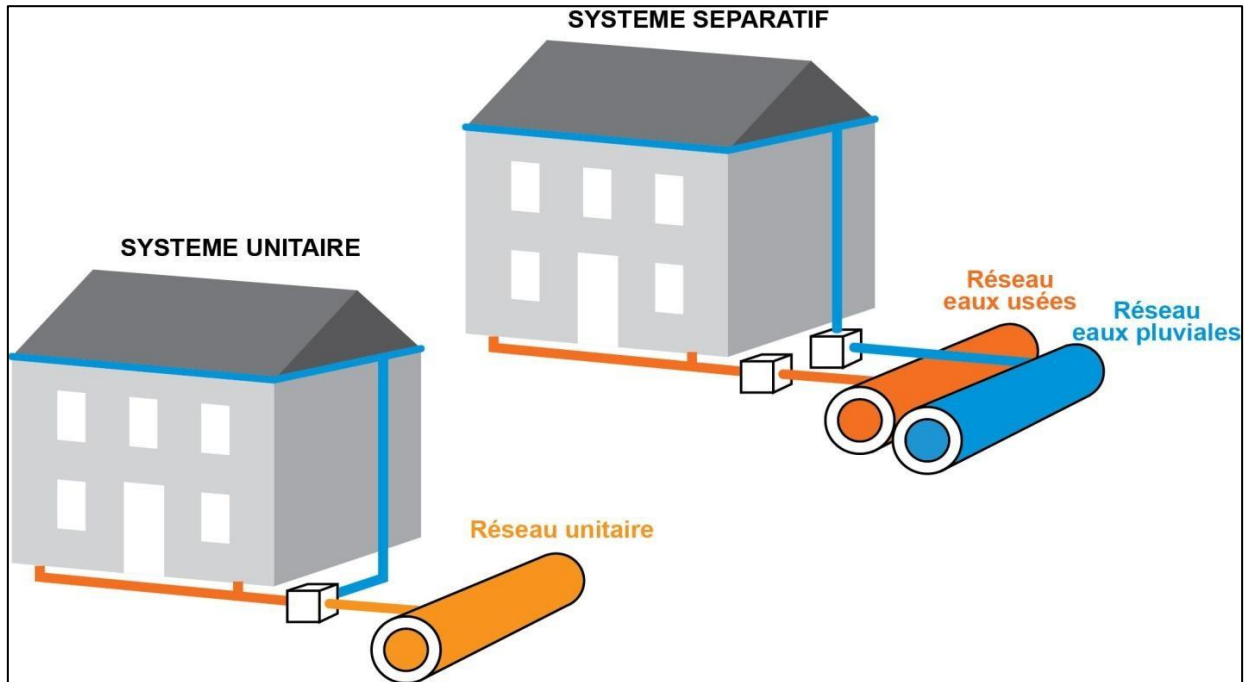


Figure I-3 : Réseaux unitaire/séparatif [1].

3.4. Les réseaux séparatifs : eau pluviale et eau usée :

Le réseau séparatif permet de collecter séparément les eaux usées issues des utilisations domestiques de l'eau potable (WC, salle de bains, cuisine, buanderie, etc.), et les eaux pluviales (eaux de ruissellement et toitures, de surverse de mare, de drainage, etc.). La séparation des eaux est indispensable au bon fonctionnement du système car le réseau d'eaux usées est incapable de faire face aux débits pluviaux. [1]

4. Les avantages et les inconvénients des différents systèmes :

Chaque type de réseau représente des avantages et des inconvénients comme le présente le tableau ci-après

Tableau I.1: Avantages et inconvénients des différents systèmes [2]

Système	Domaine D'utilisation	Avantages	Inconvénients	Contraintes D'exploitation
Unitaire	-milieu récepteur Cours d'eau Récepteur important.	-conception Économique - pas de risqué D'inversion de Branchement	- débit à la STEP très D'épuration ; - rejet direct vers le Milieu récepteur du Mélange " eaux Usées eaux pluviales " Au droit des Déversoirs d'orage.	- entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté D'évaluation des Rejets directs Vers le milieu Récepteur
Séparatif	- petites et Moyennes Agglomérations ; - extension des Villes -faible débit D'étiage Du cours d'eau Récepteur.	- diminution des Sections des Collecteurs - exploitation plus Facile de la STEP -meilleure Naturel Preserve	-encombrement Important du sous-sol -coût D'investissement Élevé -risque important D'erreur de Branchement.	-Surveillance Accrue des Branchements - entretien d'un Linéaire Important de Collecteurs (eaux Usées et Pluviales)
Pseudo séparatif	-petits et Moyennes Agglomération. - présence d'un Milieu récepteur Proche.	- Le problème des Faux Branchements Est éliminé. - Le plus Gros des eaux Pluviales étant Acheminées en D'heure de la ville, Ce Qui nous donne Des Collecteurs Traversant La ville de moindre Dimension	Le fonctionnement de la station d'épuration est Perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité	- Entretien Régulier des Déversoirs D'orage et des bassins de stockage ; -Surveillance Accrue des Branchements.

5. Eléments constitutifs d'un réseau d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est constitué de deux types d'ouvrages :

- Les ouvrages principaux (le transport).
- Les ouvrages annexes.

5.1. Les ouvrages principaux :

Correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire, ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval du réseau. (HYDRAULIQUE URBAIN, ETUDE ET CHANTIER, 2013)

5.2. Canalisation :

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine, elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dits diamètre nominaux exprimés en millimètres, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre, des ouvrages visitables.

5.3. Les ouvrages annexes :

Sont tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, avaloire, etc.)

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux ;
- Les ouvrages spéciaux ;

A. Caniveaux ou rigole :

Ouvrage annexe de la voirie, le caniveau est destiné au transport des eaux de ruissellement de la chaussée. Il peut aussi recevoir des eaux prévenant des surfaces riveraines, notamment par des gargouilles. Les caniveaux sont généralement installés en ville le long des trottoirs, ils peuvent aussi être placés au milieu ou en traverse des voies, les caniveaux et les grilles d'engouffrement des eaux deviennent alors des objets très intégrés au clapinage décoratif de sol. (B. CHOCAT, 1997)

B. Bouche d'égout (avaloir) :

Ouverture située en bordure de trottoir (parfois en milieu de chaussée) permettant aux eaux de ruissellement de pénétrer dans le réseau d'assainissement, peuvent être classés en trois.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons décrit et expliqué les différentes catégories d'eaux usées et décrivons les différents types de réseaux d'assainissement et des ouvrages, Nous abordons également les différents problèmes qui peuvent être rencontrés dans le diagnostic.

Cette étude nous aide à comprendre les problématiques du réseau d'assainissement et à trouver des solutions pour une réhabilitation idéale du réseau d'assainissement, qui assure la sécurité et le confort des riverains.

Chapitre/2
PRESENTATION DE LA
ZONE D'ETUDE

Introduction :

L'étude du projet d'égouts est prise en compte avant l'achèvement du projet; Pour cela, nous avons mené cette étude pour connaître les différents facteurs qui affectent la conception du projet, dont les plus importants sont .

1. Présentation de cite :

La zone de **KHADRA BASSE** fait partie de la commune de **MEFTAH**, elle est située au centre est du chef-lieu de **MEFTAH**

2. Localisation géographique :

La commune de Meftah est située au nord-est de la ville de Blida au cœur de la Mitidja, elle est plus proche des chefs-lieux des wilayas d'Alger qui est à 26 km au nord-ouest, et de Boumerdes situé à 35 km au nord-est. La commune de Meftah est donc localisée entre les limites des wilayas de Blida, d'Alger et de Boumerdes. La commune de Meftah s'étend sur une superficie de **5212** ha. Elle compte une population de **64409** habitants (RGPH2008), répartis dans **08** centres urbains et quelques douars (hameau) de moindre importance.

Elle est délimitée :

- La wilaya d'Alger au Nord.
- Les communes de Djebabra au Sud.
- La wilaya de Boumerdès à l'Est.
- La commune de l'Arbaa à l'Ouest. [3]

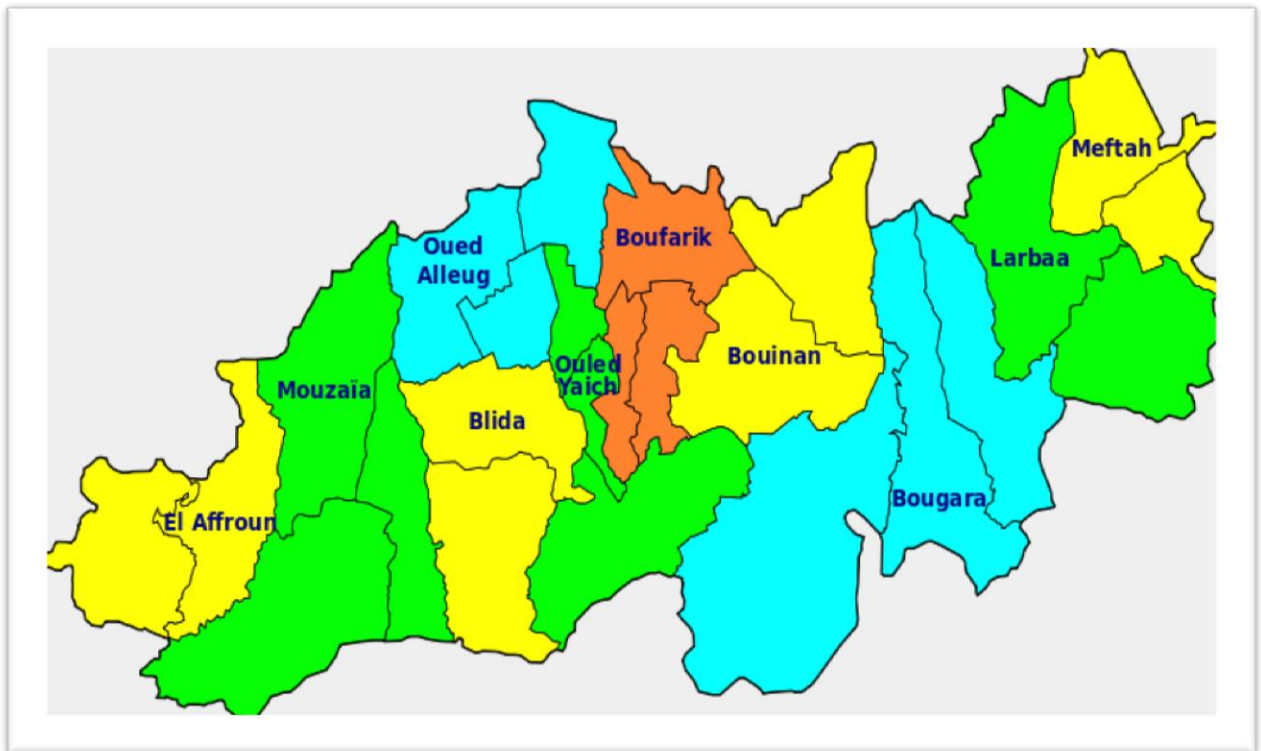


Figure II-1 : Carte administrative de la wilaya de BLIDA. [5]



Figure II -2 : plan de situation. [5]

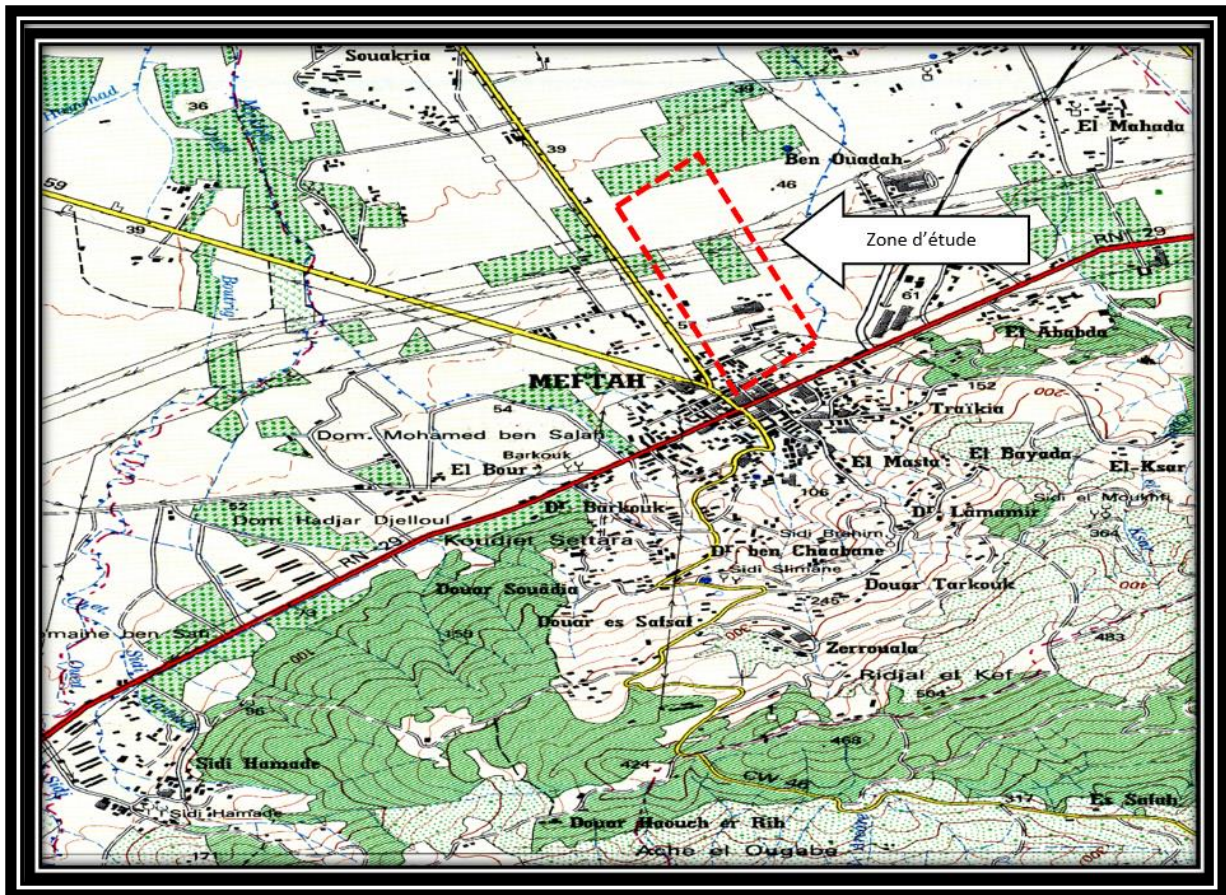


Figure II- 3 : Délimitation de la zone D'étude. [5]



Figure II-4 : Image satellitaire du site de l'étude. [5]

3. Situation hydrogéologique :

Dans la région de la ville de MEFTAH alimenter par la nappe de bassin EL HARRACH.

Elle est alimentée par :

- La pluviométrie (alimentation directe) ;
- L'infiltration à partir des oueds ;
- L'Ascien, soit directement quand il est en contact avec les alluvions en bordure du sahel, soit drainage à travers les marnes.

4. CLIMATOLOGIE :

La Mitidja subit une double influence de la mer et de la montagne, donc le climat a des particularités continentales, caractérisé par une irrégularité pluviométrique annuelle et interannuelle.

La commune de **MEFTAH**, par sa situation géographique, jouit d'un climat méditerranéen.

Avec quelques nuances continentales, le caractère principal de ce climat est l’alternance d’une saison chaude sèche s’étalant du mois d’avril au mois de septembre, suivi d’une saison froide et humide d’octobre en mars. [5]

4.1.Pluviométrie :

Le régime pluviométrique est représenté par une double irrégularité annuelle et interannuelle, les précipitations les plus importantes s’étalent sur trois mois (Décembre, Janvier, Février).

D’après les données de l’ANRH, la valeur des pluies précipitées sur la région varie entre 500 à 1000mm. [5]

4.2.La température :

Le climat de Meftah est assez frais quoiqu’il présente des températures assez élevées pendant la saison estivale, la moyenne des températures du mois d’Août, le plus chaud est de 37°C tandis que le mois de janvier est le plus froid la température est de 11°C.

La température moyenne annuelle est de 18.30°C avec un maximum de 45°C en juillet-aout et minimum de zéro en janvier.

Tableau II-1 Relevé météorologique de MEFTAH . [4]

Relevé météorologique de MEFTAH													
Mois	jan.	fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	juil.	Août	sep.	oct.	nov.	déc.	Année
Température minimale moyenne (°C)	3	3	6	8	11	15	17	19	14	11	9	7	9,1
Température moyenne (°C)	8	9	11	18	20	28	32	32	27	21	18	12	19.66
Température maximale moyenne (°C)	13	15	18	22	24	31	35	38	30	23	23	16	23,4
Record Froid (°C)	-11	-8	-5	3,8	3,8	9,4	13,4	13,8	11,6	7,2	-4	-10	-10
Record Chaleur (°C)	24,4	30	28,8	37,2	41,2	44,6	41,1	47,2	44,4	37,7	32,4	29,1	48

4.3. Le vent :

En hiver, la direction dominante du vent est du nord-ouest. Par contre en été, le régime des vents est assez important et leur direction oscille entre l'est et le nord-est.

Tableau II-2 : Direction du vent a Meftah city. [4]

Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Août
Vent moy (Km/h)	4.24	2.91	2.33	2.46	2.88	2.36	4.2	3.5	3.4	3.6	3.5	3.3

DS

5. Précipitation :

Nous avons rapproché des services concernés de l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques ANRH pour avoir l'information sur les postes pluviométriques et hydrométriques existants dans la zone d'étude et sur leur période de fonctionnement ainsi que sur la fiabilité des données.

Les bassins versants de-oued SIDI HMIDA sont dépourvus de stations pluviométriques et hydrométriques, nous avons alors eu recours aux stations de mesures implantées au voisinage.

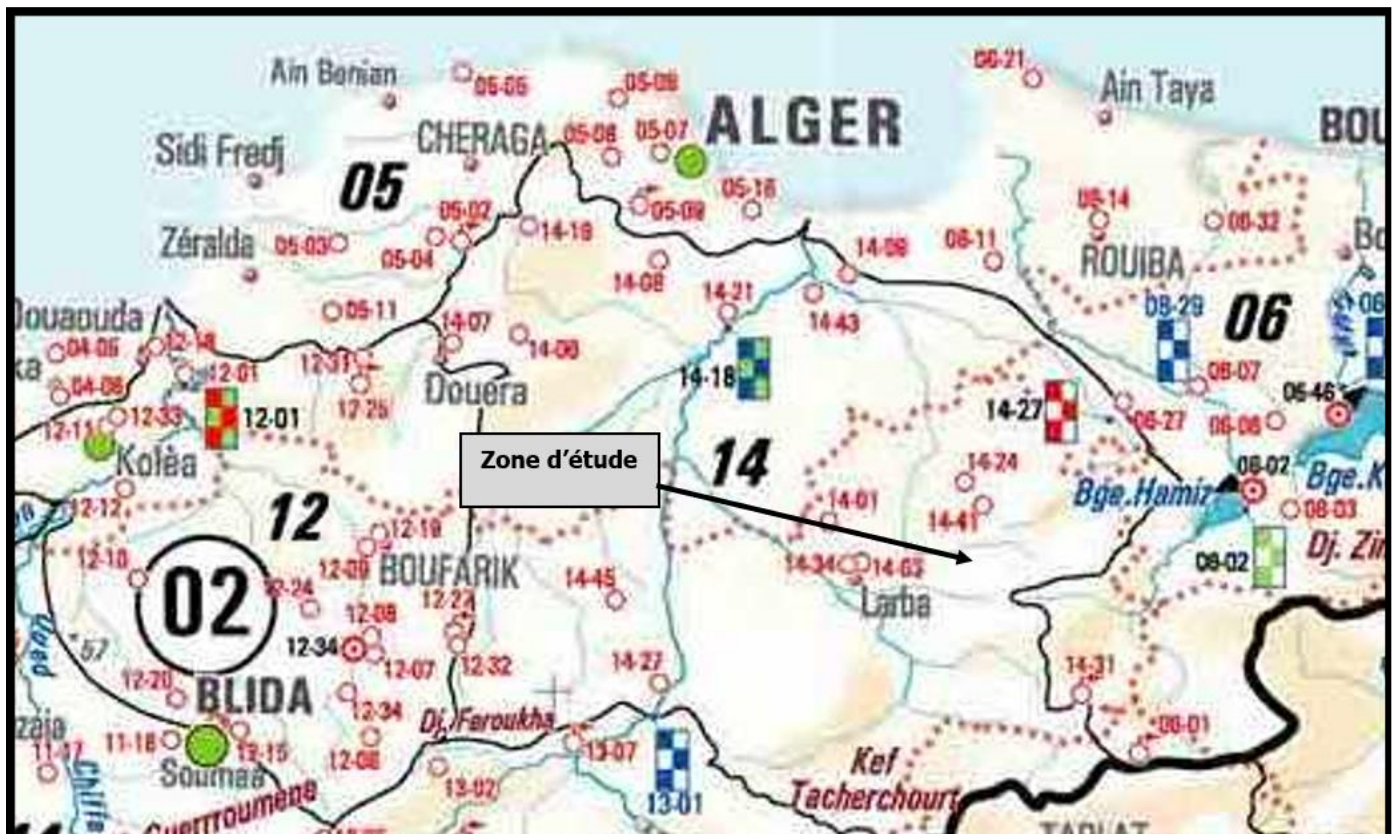


Figure II-5: Carte des stations pluviométrique [5] .

Avant d'évaluer les précipitations sur le bassin versant d'oued SIDI HMIDA, nous avons analysé les données disponibles pour la station pluviométrique la plus proche et qui fait partie du bassin versant. Il existe une station pluviométrique Larbaa qui porte le code 021403 et représente la période allant de 1980 à 2005. Pour ce qui concerne les caractéristiques de la **précipitation annuelle** sur cette période on au tableau suivant :

Tableau II-3 : Précipitation mensuelle (mm). [5]

Mois	sept	Oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	Mai	juin	Juil	aout	annuel
1980 – 1981	0,00	39,70	88,30	241,40	40,70	87,50	12,90	94,50	32,70	6,30	0,00	24,20	668,20
1981 – 1982	1,90	64,20	14,00	98,80	198,80	135,50	32,10	13,90	40,20	32,50	0,00	8,90	640,80
1982 – 1983	49,20	102,30	248,70	97,20	0,00	73,30	23,90	15,30	0,00	0,00	52,50	10,90	673,30
1983 – 1984	0,00	19,50	27,90	67,40	142,80	107,90	41,60	24,40	98,30	8,60	0,00	0,00	538,40
1984 – 1985	28,10	178,10	45,20	140,50	137,80	30,40	252,70	7,00	148	0,00	0,00	0,00	967,80
1985 – 1986	64,00	38,00	115,40	68,60	48,90	68,60	158,70	27,00	0,00	19,20	14,40	0,00	622,80
1986 – 1987	31,30	51,80	109,10	189,40	80,60	180,80	14,60	0,00	5,60	32,90	0,00	0,00	696,10
1987 – 1988	21,00	41,50	45,60	42,20	82,50	49,10	44,00	38,00	49,80	36,30	0,00	0,00	450,00
1988 – 1989	41,00	4,30	64,20	190,20	35,50	28,90	76,20	102,80	8,70	6,00	0,00	18,50	576,30
1989 – 1990	3,80	25,20	38,30	11,40	33,80	0,00	26,40	55,30	35,60	3,20	23,50	0,00	256,50
1990 – 1991	3,50	18,60	41,70	86,60	45,40	103,50	37,70	30,00	29,00	0,00	0,00	0,00	396,00
1991 – 1992	29,80	155,80	41,30	7,30	136,00	28,10	85,50	90,70	82,90	8,40	3,50	0,00	669,30
1992 – 1993	3,50	51,60	137,20	81,20	20,70	76,30	17,50	76,90	33,30	0,00	1,80	0,00	500,00
1993 – 1994	26,10	32,50	80,30	71,80	76,00	30,10	0,60	60,90	0,00	0,00	4,70	0,00	383,00
1994 – 1995	77,80	53,30	46,80	92,50	195,50	54,40	91,30	20,70	0,00	15,40	0,00	20,70	668,40
1995 – 1996	12,60	18,70	40,20	40,80	91,60	226,10	44,90	193,90	27,90	27,80	16,50	1,60	742,60
1996 – 1997	27,50	91,90	22,40	43,90	23,10	22,10	16,80	76,60	12,50	4,60	0,00	18,20	359,60
1997 – 1998	25,00	83,90	169,10	98,10	10,10	76,60	61,40	84,50	162,60	4,80	0,00	7,60	783,70
1998 – 1999	26,50	47,00	157,60	97,70	156,80	100,30	40,60	11,00	0,00	5,60	0,00	7,60	650,70
1999 – 2000	21,00	30,70	158,70	208	9,70	2,30	19	35,40	30,70	0,30	0,00	0,00	288,80
2000 – 2001	8,50	39,90	69,00	51,00	157,90	117,20	0,00	51,50	16,70	0,00	0,00	7,70	519,40
2001 – 2002	14,80	0,00	56,90	67,30	60,30			66,40					
2002 – 2003								94,60	24,90	1,50	0,00	0,00	
2003 – 2004	42,80	39,70	38,40	118,70	130,60	49,50							
2004 – 2005													
Pmen (mm)	23,91	56,60	83,86	90,90	82,10	76,14	53,97	52,87	33,33	10,09	5,57	6,00	573,89

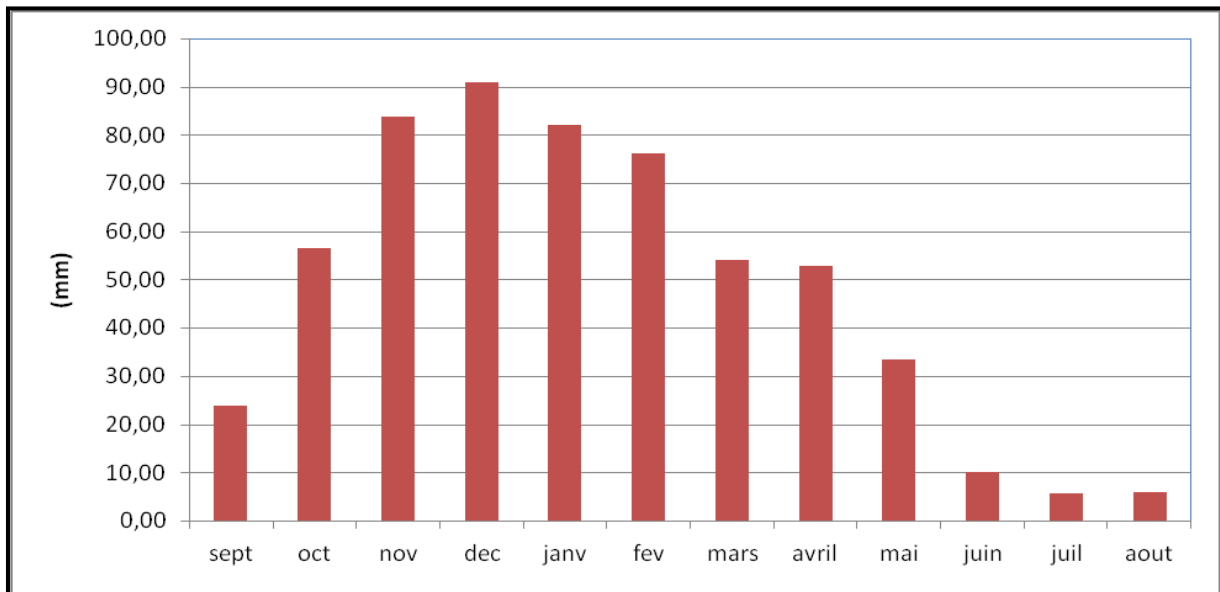


Figure II-6 : Carte des stations pluviométrique. [5]

6. SOCIO ECONOMMIQUE :

L'étude de la population occupe une place fondamentale dans notre étude, dans la mesure où fournit des éléments appréciable (type de population, catégorie de sous population, comportement sociaux ...etc.) pouvant déterminer le développement urbain.

D'après le recensement qui a été effectué par le service de l'APC de MEFTAH en 2008 et 2013, la population du côté inférieur de Hai EL KHADRA et tous la partie amont qui a été raccordé à notre zone d'étude d'après l'étude de diagnostic d'assainissement de MEFTAH ont été évaluée, avec un taux d'accroissement de 2.2% entre 2008 et 2015 puis 2 % entre 2015 et 2025 et 1.8% entre 2025 et 2035. [5]

Conclusion :

Dans ce chapitre, la présentation de la zone d'étude sur le plan géographique, climatique, géologique a été faite dans le but de collecter certaines données de base pour l'élaboration de notre travail

La collection des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région.

Chapitre/3

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

L'étude hydrologique est essentielle pour toute mise en œuvre de distribution d'eau, protection contre les crues, d'Assainissement, drainage, d'Irrigation, de Barrages et de navigation fluviale. Dans l'assainissement doit être évacuer bien tout les types des eaux usées.

Donc cette étude est une partie très importante dans le calcul d'un réseau d'assainissement.

1. Etude des précipitations :

L'étude des précipitations nécessite une série de précipitations qui inclut les précipitations quotidiennes maximales pendant une période.

Nous avons une série de précipitations de la station précédente, c'est la station la plus proche de notre emplacement, donc c'est avec elle que nous ferons notre étude hydrologique.

Tableau III. 1 : Pluies journalières maximales annuelles. [6]

Années	Pj max (mm)	Années	Pj max (mm)	Années	Pj max (mm)
1974	35,6	1989	25	2004	62
1975	59,5	1990	30	2005	39
1976	22,5	1991	80	2006	76,8
1977	70	1992	73	2007	47,6
1978	48,5	1993	128	2008	40
1979	68	1994	80	2009	56
1980	76,1	1995	72	2010	62
1981	40,5	1996	44	2011	38,5
1982	37,5	1997	53	2012	86,3
1983	55,5	1998	55	2013	60,3
1984	84	1999	42,8	2014	43,7
1985	91	2000	37	2015	51,4
1986	101,5	2001	29,6	2016	52,9
1987	42	2002	70,5	2017	49,1
1988	55,5	2003	43,8	2018	66,3

Ce tableau représente la série de données qui comporte les précipitations mensuelles et maximales journalières pour **45** années d'observation (**1974-2018**). Ces données ont été fournies par l'A.N.R.H

2 ANALYSE STATISTIQUE DES PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES :

- **Test de WILCOXON :**

Pour vérifier l'homogénéité des données observées on a utilisé le teste de **WILCOXON**.

-Test non paramétrique.

Consiste à comparer deux moyennes.

- On testera les hypothèses : $\mu_1 = \mu_2$

$$H_1: \mu_1 \neq \mu_2$$

- La statistique du test de Wilcoxon (W) est la somme des rangs (R_i) du premier sous-échantillon:

$$W = \sum_{i=1}^{n_1} R_i$$

Étapes de mise en application du test de Wilcoxon:

1. On classe les valeurs des n observations (n_1+n_2) des deux sous-échantillons par ordre croissant,
2. On attribue un numéro d'ordre (**rang r**) pour chaque valeur classée (si deux observations présentent la même valeur, on ajoute **0,5** au rang de chacune),
3. on calcule la somme des rangs des valeurs du premier échantillon.
4. La table des seuils de la loi de Wilcoxon, fournit, pour n_1 et n_2 la valeur critique minimale (W_{min}).

5. On calcule $W_{max} = n_1 (n_1 + n_2 + 1) - W_{min}$

6. L'hypothèse H_0 est acceptée pour un seuil α si: $W_{min} \leq W \leq W_{max}$

Dans le tableau ci-dessous on a appliqué la loi de **WILCOXON** sur la série Pluviométrique pour vérifier l'homogénéité des données observées.

Avec :

$$n_1 = 20$$

$$n_2 = 25$$

Tableau III. 2 : Application du test de **WILCOXON** sur la série pluviométrique de la station de LARBAA.

Années	Pj max (mm)	En	Années	Pjmax (mm) par ordre croissant	Rang	Origine
1974	35,6	E1	1976	22,5	1	E1
1975	59,5	E1	1989	25	2	
1976	22,5	E1	2001	29,6	3	
1977	70	E1	1990	30	4	E1
1978	48,5	E1	1974	35,6	5	E1
1979	68	E1	2000	37	6	
1980	76,1	E1	1982	37,5	7	E1
1981	40,5	E1	2011	38,5	8	
1982	37,5	E1	2005	39	9	
1983	55,5	E1	2008	40	10	
1984	84	E1	1981	40,5	11	E1
1985	91	E1	1987	42	12	E1
1986	101,5	E1	1999	42,8	13	
1987	42	E1	2014	43,7	14	
1988	55,5	E1	2003	43,8	15	
1989	25	E1	1996	44	16	
1990	30	E1	2007	47,6	17	
1991	80	E1	1978	48,5	18	E1
1992	73	E1	2017	49,1	19	
1993	128	E2	2015	51,4	20	
1994	80	E2	2016	52,9	21	
1995	72	E2	1997	53	22	

1996	44	E2	1998	55	23	
1997	53	E2	1983	55,5	24,5	E1
1998	55	E2	1988	55,5	25,5	E1
1999	42,8	E2	2009	56	26	
2000	37	E2	1975	59,5	27	E1
2001	29,6	E2	2013	60,3	28	
2002	70,5	E2	2004	62	29,5	
2003	43,8	E2	2010	62	30,5	
2004	62	E2	2018	66,3	31	
2005	39	E2	1979	68	32	E1
2006	76,8	E2	1977	70	33	E1
2007	47,6	E2	2002	70,5	34	

2008	40	E2	1995	72	35	
2009	56	E2	1992	73	36	E1
2010	62	E2	1980	76,1	37	E1
2011	38,5	E2	2006	76,8	38	
2012	86,3	E2	1991	80	39,5	E1
2013	60,3	E2	1994	80	40,5	E1
2014	43,7	E2	1984	84	41	E1
2015	51,4	E2	2012	86,3	42	
2016	52,9	E2	1985	91	43	E1
2017	49,1	E2	1986	101,5	44	E1
2018	66,3	E2	1993	128	45	E1

$$W_{obs} = \sum_{i=1}^{n_1=20} \text{rang}(E1) = 598.6$$

- D'après le tableau III.2 : $W_{obs} = 598.6$
- Et d'après la table des seuils de la loi de WILCOXON on a : $W_{min} = 488,9$
- $W_{max} = 661.1$

Donc on a : $W_{min} \leq W_{obs} < W_{max}$

Conclusion :

D'après le test de WILCOXON la série pluviométrique de la station de LARBAA est homogène.

3 Estimation des paramètres de la série pluviométriques :

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à calculer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de **45ans**.

Son objectif est de condenser l'information disponible sous une forme simple et claire afin d'interpréter le comportement du phénomène observé.

Ces caractéristiques sont définies comme suit :

1. **La somme** : des précipitations maximales journalières durant **45** ans
D'observations :

$$N=45$$

$$\sum_{i=1} P_{j \max} = 2583 \text{ mm}$$

➤ **La moyenne** : des précipitations maximales journalières :

$$P_x = \frac{\sum_{i=1}^{N=45} P_{j \max}}{n} = 57,4 \text{ mm}$$

➤ **L'écart type** $\sigma_{P_{j \max}}$:

$$\sigma_{P_{j \max}} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{N=45} (P_{j \max} - P_x)^2}}{n-1} = 21,37 \text{ mm}$$

➤ **Le coefficient de variation** C_v :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{j \max}}}{P_x} = 0,37$$

Tableau III.3 : Caractéristiques de la série pluviométrique 1974-2018.

Designation	Valeur
P_x	57.4 mm
$\sigma_{P_{j \max}}$	21.37 mm
C_v	0.37

III.4 Ajustement de la série pluviométrique :

En Algérie les régimes pluviométriques sont irréguliers d'où les deux lois les plus utilisées sont celle de Gumbel et de Galton, car elles donnent des résultats corrects et fiables.

III.4.1 Ajustement par la loi de GUMBEL :

La fonction de répartition de la loi de GUMBEL est :

$$F = e^{-e^{-y}}$$

Tel que :

$$y = (X - X_0)$$

$$F_{(x)} = f_{(y)}$$

(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de X Avec :

y : Variable réduite de GUMBEL

X : Précipitation maximale journalière (mm)

X_0 : Paramètre de position (mode).

α : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif

a) Procédé d'ajustement :

Les étapes d'ajustement à la loi de GUMBEL sont :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre.
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule d'Hazan qui

S'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F_{(x)} = \frac{m-0,5}{n}$$

Avec : m : Rang de précipitation (1.2.3.4.....45) à par t i r de la série

Pluviométrie

n : Nombre d'observations n=45

- Calculer les caractéristiques empiriques de l'échantillon.
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.

$$y_i = -\ln(-\ln(F(x)))$$

- Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL.
- Calculer le coefficient de corrélation.
- Entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL.

b) Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de GUMBEL :

La droite de GUMBEL est donnée par la formule

$$X = \frac{1}{\alpha} Y + X_0$$

Avec :

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78\sigma$$
$$X_0 = \bar{X} - 0,577\sigma$$

Le tableau suivant représente les paramètres de la loi de GUMBEL :

Tableau III.4 : Les paramètres de la loi de GUMBEL.

\bar{X}	$\frac{1}{\alpha}$	σ	X_0
57,4	16.48	21.37	47,90

Pour effectuer l'ajustement par la loi de GUMBEL on va utiliser **HYDROLAB** pour obtenir un résultat fiable et précis. Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant :

Entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL

Tableau III.5 : Table de GUMBEL (Hydrolab).

Mode=47.90 Gradex=16.48			Taille n=45 Nb au départ(7)			I.C. à (en%)=95 U Gauss=1.960		
Observations Classes	Valeurs Classes	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable Réduite	Valeur expérimentale	Valeur Théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
1976	22.50	1	0.0111	-1.504	22.50	23.11	10.89	30.49
1989	25	2	0.0333	-1.224	25.00	27.73	17.20	34.36
2001	29.6	3	0.0556	-1.061	29.60	30.41	20.81	36.67
1990	30	4	0.0778	-0.938	30.00	32.45	23.52	38.46
1974	35.6	5	0.1000	-0.834	35.60	34.16	25.76	39.99
2000	37	6	0.1222	-0.743	37.00	35.66	27.71	41.36
1982	37.5	7	0.1444	-0.660	37.50	37.02	29.45	42.63
2011	38.5	8	0.1667	-0.583	38.50	38.29	31.05	43.83
2005	39	9	0.1889	-0.511	39.00	39.48	32.53	44.98
2008	40	10	0.2111	-0.442	40.00	40.62	33.93	46.10
1981	40.5	11	0.2333	-0.375	40.50	41.72	35.25	47.19
1987	42	12	0.2556	-0.311	42.00	42.78	36.52	48.28
1999	42.8	13	0.2778	-0.248	42.80	43.82	37.73	49.36
2014	43.7	14	0.3000	-0.186	43.70	44.84	38.90	50.44
2003	43.8	15	0.3222	-0.124	43.80	45.85	40.04	51.53
1996	44	16	0.3444	-0.064	44.00	46.85	41.15	52.63
2007	47.6	17	0.3667	-0.003	47.60	47.85	42.23	53.74
1978	48.5	18	0.3889	0.057	48.50	48.84	43.30	54.88
2017	49.1	19	0.4111	0.118	49.10	49.84	44.34	56.03
2015	51.4	20	0.4333	0.179	51.40	50.85	45.38	57.22
2016	52.9	21	0.4556	0.240	52.90	51.86	46.41	58.43
1997	53	22	0.4778	0.303	53.00	52.89	47.43	59.68
1998	55	23	0.5000	0.367	55.00	53.94	48.46	60.97
1983	55.5	24	0.5222	0.431	55.50	55.01	49.48	62.30
1988	55.5	25	0.5444	0.498	55.50	56.10	50.51	63.68
2009	56	26	0.5667	0.566	56.00	57.22	51.56	65.11
1975	59.5	27	0.5889	0.636	59.50	58.38	52.62	66.61
2013	60.3	28	0.6111	0.708	60.30	59.57	53.70	68.16
2004	62	29	0.6333	0.784	62.00	60.81	54.80	69.80
2010	62	30	0.6556	0.862	62.00	62.11	55.94	71.51
2018	66.3	31	0.6778	0.944	66.30	63.46	57.12	73.33

1979	68	32	0.7000	1.031	68.00	64.89	58.35	75.25
1977	70	33	0.7222	1.123	70.00	66.40	59.63	77.30
2002	70.5	34	0.7444	1.220	70.50	68.01	60.99	79.50
1995	72	35	0.7667	1.325	72.00	69.74	62.43	81.88
1992	73	36	0.7889	1.439	73.00	71.62	63.99	84.47
1980	76.1	37	0.8111	1.564	76.10	73.67	65.67	87.31
2006	76.8	38	0.8333	1.702	76.80	75.95	67.52	90.49
1991	80	39	0.8556	1.858	80.00	78.52	69.60	94.09
1994	80	40	0.8778	2.037	80.00	81.48	71.97	98.25
1984	84	41	0.9000	2.250	84.00	84.99	74.76	103.20
2012	86.3	42	0.9222	2.514	86.30	89.33	78.20	109.34
1985	91	43	0.9444	2.862	91.00	95.06	82.71	117.50
1986	101.5	44	0.9667	3.384	101.50	103.67	89.44	129.78
1993	128	45	0.9889	4.494	128.00	121.96	103.63	155.96

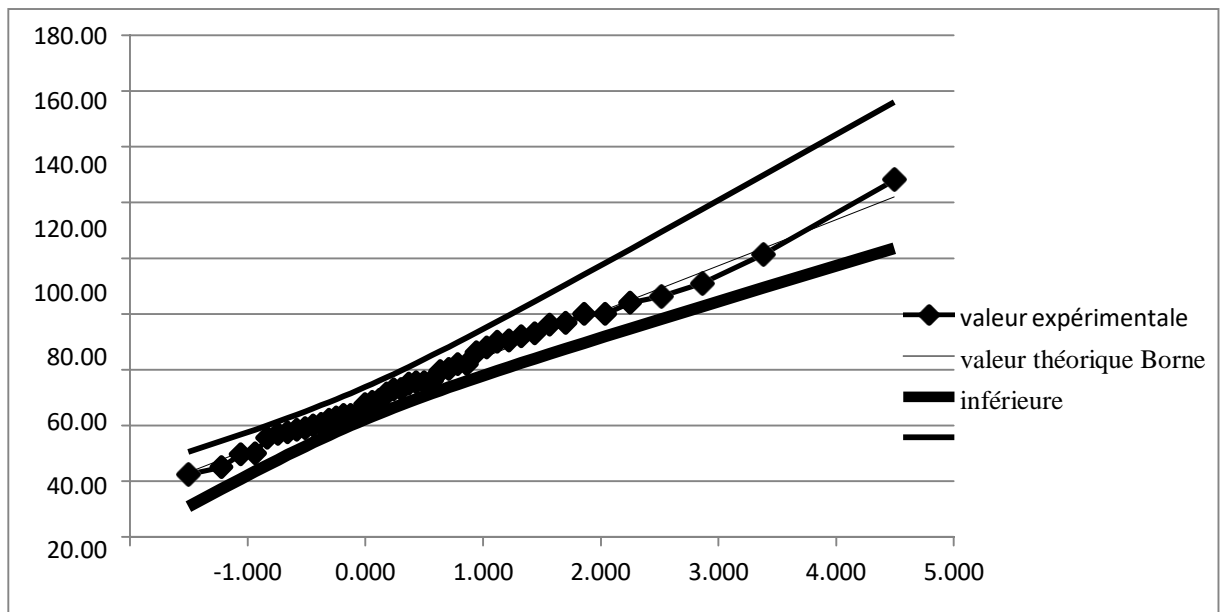


Figure III.1 : Courbe d'ajustement des données pluviométriques à la loi de GUMBEL(Hydrolab)

Pour une période de retour T (an) :

-On a : $FND = 1 - \frac{1}{T}$

- On fait entrer la fréquence dans le tableau suivant pour avoir la pluie journalière max de la période de retour adéquate. (On prend exemple T = 10 ans et FND = 0.9). On obtient :

PJmax = 84.99 mm

Tableau III.6 : résultat de la loi de Gumbel.

période de retour	Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
10	0.9	2.250	84.99	74.76	103.20

4.2. Ajustement par la loi de GALTON :

Le tableau suivant représente les paramètres de la loi de GALTON :

\bar{X}	δ
3.98	0.37

Pour effectuer l'ajustement par la loi de GALTON on va utiliser HYDROLAB pour obtenir un résultat fiable et précis. Les résultats obtenus sont dans le tableau suivant:

Tableau III.7 : table de GALTON.

Moyenne de $\ln(x-x_0) = 3.98$		Seuil $x_0 = 0$		Taille $n = 45$		I.C. à (en%) = 95		
Ecart-type de $\ln(x-x_0) = 0.37$		Nb au départ (4)				U Gauss = 1.960		
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
1976	3.11	1	0.0111	-2.287	3.11	23.02	17.88	27.49
1989	3.22	2	0.0333	-1.834	3.22	27.23	21.95	31.79
2001	3.39	3	0.0556	-1.593	3.39	29.77	24.45	34.38
1990	3.40	4	0.0778	-1.420	3.40	31.74	26.41	36.40
1974	3.57	5	0.1000	-1.282	3.57	33.41	28.08	38.11
2000	3.61	6	0.1222	-1.164	3.61	34.90	29.57	39.64
1982	3.62	7	0.1444	-1.061	3.62	36.27	30.94	41.05
2011	3.65	8	0.1667	-0.967	3.65	37.54	32.21	42.37
2005	3.66	9	0.1889	-0.882	3.66	38.75	33.42	43.64
2008	3.69	10	0.2111	-0.803	3.69	39.91	34.58	44.85
1981	3.70	11	0.2333	-0.728	3.70	41.03	35.69	46.04
1987	3.74	12	0.2556	-0.657	3.74	42.12	36.78	47.20
1999	3.76	13	0.2778	-0.589	3.76	43.19	37.84	48.35
2014	3.78	14	0.3000	-0.524	3.78	44.24	38.87	49.49
2003	3.78	15	0.3222	-0.461	3.78	45.29	39.90	50.62
1996	3.78	16	0.3444	-0.400	3.78	46.32	40.91	51.76
2007	3.86	17	0.3667	-0.341	3.86	47.36	41.92	52.91
1978	3.88	18	0.3889	-0.282	3.88	48.40	42.92	54.06
2017	3.89	19	0.4111	-0.225	3.89	49.44	43.93	55.24
2015	3.94	20	0.4333	-0.168	3.94	50.49	44.93	56.43
2016	3.97	21	0.4556	-0.112	3.97	51.56	45.94	57.65
1997	3.97	22	0.4778	-0.056	3.97	52.64	46.96	58.89
1998	4.01	23	0.5000	0.000	4.01	53.74	47.99	60.17
1983	4.02	24	0.5222	0.056	4.02	54.86	49.03	61.49
1988	4.02	25	0.5444	0.112	4.02	56.01	50.09	62.85
2009	4.03	26	0.5667	0.168	4.03	57.19	51.17	64.27

1975	4.09	27	0.5889	0.225	4.09	58.40	52.28	65.74
2013	4.10	28	0.6111	0.282	4.10	59.66	53.41	67.27
2004	4.13	29	0.6333	0.341	4.13	60.97	54.58	68.88
2010	4.13	30	0.6556	0.400	4.13	62.33	55.79	70.58
2018	4.19	31	0.6778	0.461	4.19	63.76	57.04	72.37
1979	4.22	32	0.7000	0.524	4.22	65.27	58.35	74.28
1977	4.25	33	0.7222	0.589	4.25	66.86	59.73	76.32
2002	4.26	34	0.7444	0.657	4.26	68.56	61.18	78.52

1995	4.28	35	0.7667	0.728	4.28	70.38	62.72	80.90
1992	4.29	36	0.7889	0.803	4.29	72.36	64.38	83.51
1980	4.33	37	0.8111	0.882	4.33	74.52	66.17	86.40
2006	4.34	38	0.8333	0.967	4.34	76.92	68.15	89.64
1991	4.38	39	0.8556	1.061	4.38	79.62	70.34	93.34
1994	4.38	40	0.8778	1.164	4.38	82.73	72.84	97.65
1984	4.43	41	0.9000	1.282	4.43	86.42	75.77	102.83
2012	4.46	42	0.9222	1.420	4.46	90.97	79.34	109.33
1985	4.51	43	0.9444	1.593	4.51	97.00	83.98	118.10
1986	4.62	44	0.9667	1.834	4.62	106.05	90.83	131.57
1993	4.85	45	0.9889	2.287	4.85	125.43	105.05	161.52

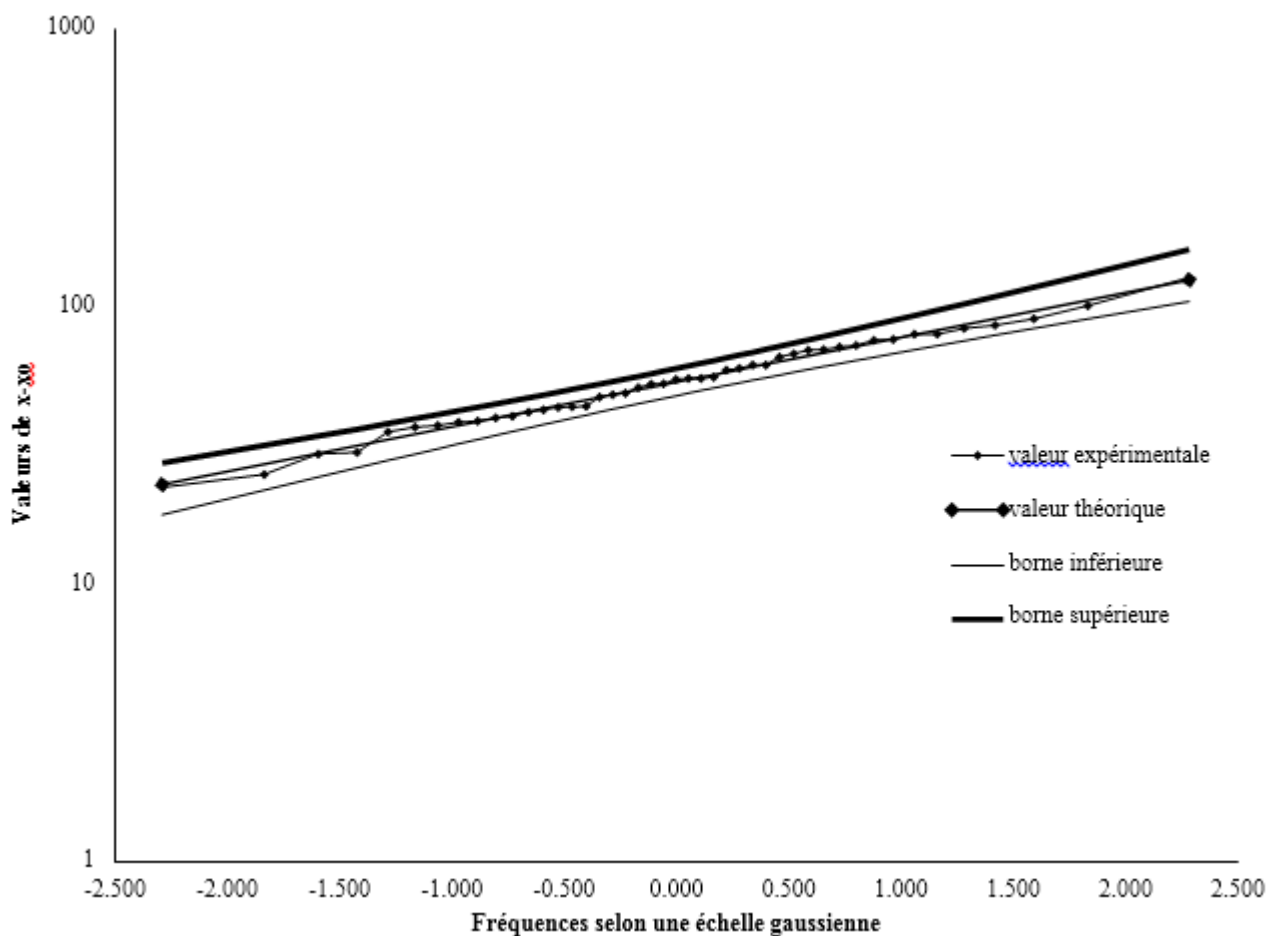


Figure III.2 : Courbe d'ajustement des données pluviométriques à la loi de GALTON Hydrolab).

Pour une période de retour T (an) :

-On a : $FND = 1 - \frac{1}{T}$

-On fait entrer la fréquence dans le tableau suivant pour avoir la pluie journalière maxde la période de retour adéquate. (On prend exemple T = 10 ans et FND = 0.9). On obtient :

Tableau III.8 : Les résultats de La loi de GALTON.

Période de retour	Fréquence	Variable réduite	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
10	0.9	1.282	86.42	75.77	102.83

5. Vérification de l'ajustement de l'échantillon par le test de Khi-Deux :

a) Khi-Deux χ^2 théorique :

A partir de la table de KHI-DEUX en fonction de ν et de α :

ν : nombre de degrés de liberté : $\nu = k - p - 1$.

Avec :

k : nombre de classe ; $k = 5$ classes.

p : nombre de paramètres de la loi d'ajustement (la moyenne, l'écart-type et lecoefficient de variation) ; $p = 2$

: Degré de risque et est égal à 1-seuil de confiance donc $\alpha = 5\%$.

Sur la table de KHI-DEUX (pour $\nu=2$ et $\alpha = 5\%$ le

χ^2 théorique égale à :

X^2 théorique=7.81

b) Calcul de Khi-Deux expérimental:

1) Calcul de Khi-Deux expérimental de la loi de GUMBEL

D'après le tableau de calcul on obtient une valeur: **$X^2_{\text{expérimentale}} = 1.00$**

Donc :

$$\mathbf{X^2_{\text{expérimentale}} < X^2_{\text{théorique}}}$$

Conclusion :

On conclut que le χ^2 calculé (=1) est situé dans la zone favorable et qu'il ya 95% de chance que la loi de GUMBEL s'ajuste à notre échantillon.

2) Calcul de Khi-Deux expérimental de la loi de GALTON :

D'après le tableau de calcul on obtient une valeur de $\mathbf{X^2_{\text{expérimentale}}}$ égale à

1

Donc :

$$\mathbf{X^2_{\text{expérimentale}} < X^2_{\text{théorique}}}$$

Conclusion :

On conclut que le χ^2 calculé est situé dans la zone favorable et qu'il ya 95% de chance que la loi de GALTON s'ajuste à notre échantillon.

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

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

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

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

Avec :

$I_t (15\text{min})p(\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 10%
t

$I_{24(10\%)}$:intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence 10% donnée

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

de 10ans.

b: exposant climatique de la région (b = 0.37). [10]

Pour l'estimation de notre intensité, nous aurons donc:

6.1. En utilisant la loi de GUMBEL :

$$I(15\text{min})p_{10\%} = \frac{88,93}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,37-1} = 65,71 \text{ mm/h}$$

6.2. En utilisant la loi de Galton :

$$I(15\text{min}) p_{10\%} = \frac{86,50}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,37-1} = 63,91 \text{ mm/h}$$

Conclusion:

L'intensité de pluie pour une durée de 15 minutes et fréquence 10% est :

- En utilisant la loi de Gumbel : $I_{15} (10\%) = 62.80 \text{ mm/h}$.
- En utilisant la loi de Galton : $I_{15} (10\%) = 63.86 \text{ mm/h}$

En ce référent aux deux graphes, celui de la loi de Gumbel et celui de la loi de Galton, on remarque que l'ajustement issu de la loi Galton est mieux que l'ajustement par la loi Gumbel par ce que dans la loi de Galton les données sont plus proches par les deux courbes de l'intervalle de confiance et loin de la droite théorique.

$$I_{15} (10\%) = 63.86 \text{ mm/h} = 177.39 \text{ l/s/ha}$$

Chapitre/4
ÉVALUATION DES DEBITS DES
EAUX USEES

Introduction :

L'évaluation des débits d'eaux usées vise avant tout à déterminer la quantité et la qualité des rejets à traiter, les eaux usées sont composées d'effluents pollués et dangereux qui peuvent être à l'origine de plusieurs maladies d'origine hydrique, c'est pour cela qu'il faut évacuer ces eaux hors de la zone urbaine.

1. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer :

1.1. Nature des eaux usées à évacuer :

Il existe deux types de rejets d'eaux usées :

a) Eaux usées domestiques :

Elles viennent des différentes utilisations domestiques de l'eau. Elles sont constituées essentiellement d'excréments humains, des eaux ménagères de vaisselle chargées de détergents, de graisse appelées eaux grises et de toilette chargées de matières organiques azotées

b) Eaux usées industrielles :

Elles sont très différentes des eaux usées domestiques. Leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus des matières organiques, azotées ou phosphorées, elles sont très chargées en différentes substances chimiques, organiques et métalliques.

Selon leur origine industrielle elles peuvent également contenir :

- Des graisses (industries agroalimentaires, équarrissage) ;
- Des hydrocarbures (raffineries) ;
- Des acides, des bases et divers produits chimiques (industries chimiques divers, tanneries)
- Des métaux (traitements de surface, métallurgie) ;

c) Les eaux pluviales :

Les eaux de pluie ruissèlent dans les rues où sont accumulées polluants atmosphériques, poussières, détritux, suies de combustion et hydrocarbure rejetés par des véhicules.

Les eaux de pluies collectées normalement à la fois avec les eaux usées puis déversées dans la canalisation d'assainissement et acheminées vers une station vers une station d'épuration, sont souvent drainées directement dans les rivières entraînant ainsi une pollution intense du milieu aquatique.

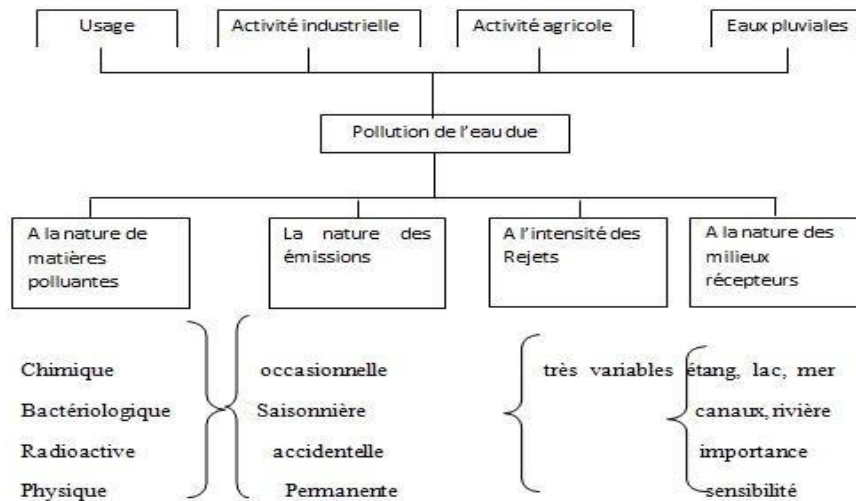


Figure IV-1: Nature de la pollution des eaux. (Djeddi,2007)

1.2. Reconnaissance des réseaux existants :

Le côté inférieur de Hai EL KHADRA, est dépourvu de réseau d'assainissement ni de réseau d'AEP. Les rejets actuels des habitations de KHADRA BASSE se fait soit directement à l'oued KHADRA soit dans des fosses septiques.

Nous avons deux collecteurs. L'un est projeté en diamètre 1000 et l'autre de diamètre 400 mm. Le premier collecteur a pour rôle d'évacuer les eaux usées de toute la partie haute de la ville de MEFTAH vers un rejet existant à l'aval de l'entreprise ERCC dans l'oued KHADRA désigné par le n°1 dans cette étude alors que le seconde collecteur, celui de 400 mm, est seulement pour assainir une ruelle.

Le cheminement du collecteur principal de la ville de MEFTAH projeté par l'étude des principaux collecteurs de l'assainissement à travers la wilaya de BLIDA lot n° 1 MEFTAH, est a environ 300 m a l'aval de notre zone d'étude, c'est pour cela qu'il ne pose pas de problèmes pour notre futur réseau. Cependant, si ce collecteur principal va être réalisé au futur, pour l'évacuation des eaux usées de la ville de MEFTAH vers la station d'épuration projeté, on peut brancher facilement notre futur réseau de KHADRA BASSE à ce dernier.

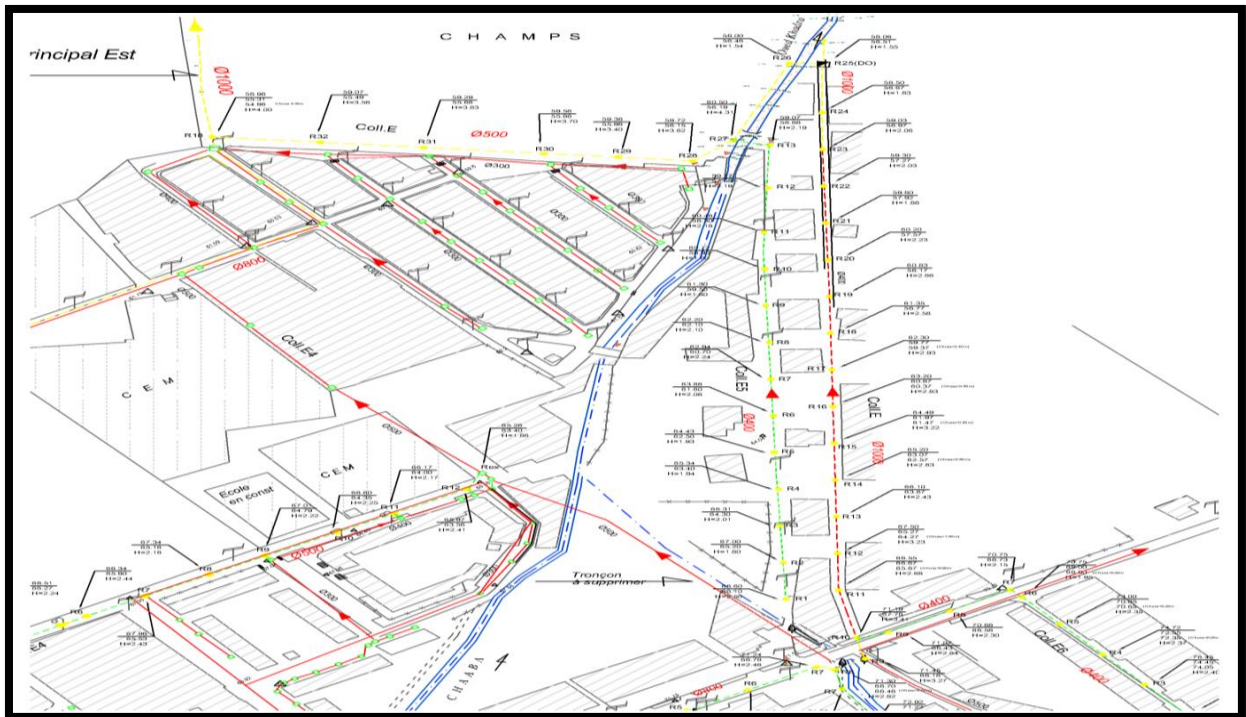


Figure IV-4 : Collecteurs projetés par l'étude de diagnostic de MEFTAH en 2009. [5]

D'après la figure précédente, le collecteur de diamètre 1000 collecte les eaux de la zone amont à notre zone d'étude au niveau du regard R10 avec une profondeur de 3.41 m puis, un déversoir d'orage a été implanté au niveau du regard R25 avec une profondeur de 1.55 m à fin de diminuer le diamètre de 1000 vers 500 mm jusqu'au rejet N°1 existant.

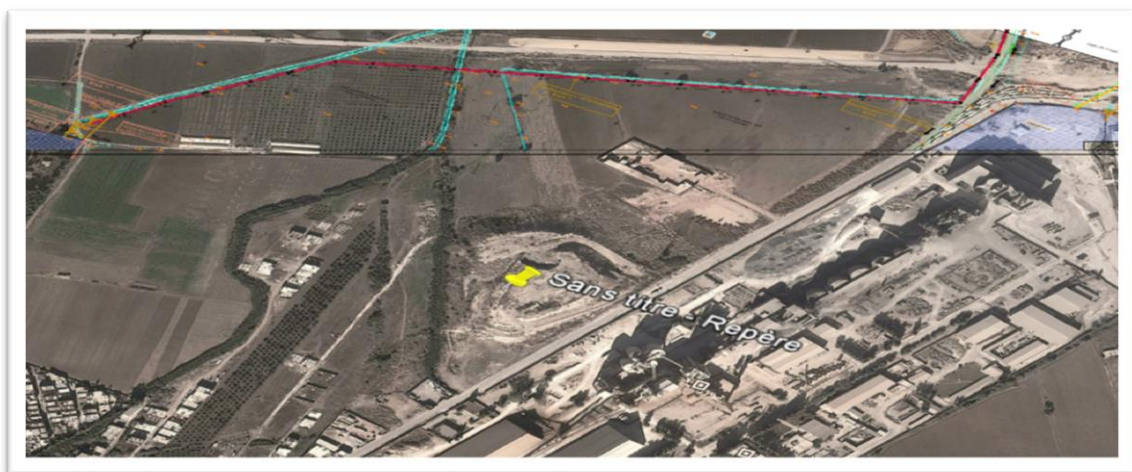


Figure IV-5 : Tracé du collecteur principal EST de MEFTAH établie par le BET OBENI. [5]

Nous avons collé le tracé du collecteur principal de l'EST de MEFTAH sur l'image GOOGLE de notre site d'étude à fin de montrer la situation de notre projet par rapport au projet d'étude établie par le BET OBENIE.

Le collecteur principal est tracé **en rouge** dans la figure précédente.

2. Débit des eaux usées :

2.1. Évaluation de la quantité d'eau usée à évacuer :

Les quantités d'eau usées sont plus grandes pendant la journée que pendant la nuit. Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet ($K_r=80\%$).

2.2. Evaluation du débit de pointe eaux usées :

Les résultats de calcul des débits de pointes d'eaux usées du **KHADRA BASSE** pour différents horizons sont tabulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.1: Besoins d'eau du côté inférieur de *Hai El KHADRA* et les hautes parties de l'est .

Années			2008	2013	2015	2025	2035
Population			9114	10162	10614	12938	15465
Taux d'accroissement			2.20%	2.20%	2.20%	2.00%	1.80%
Taux de raccordement			100%	100%	100%	100%	100%
Population branchée			9114	10162	10614	12938	15465
Besoins moyens	Domestiques branchés	l/j/hab	110	110	110	110	110
		m3/an	365927	407990	426139	519461	620912
Besoins totaux	Besoins totaux sans pertes	m3/an	365927	407990	426139	519461	620912
		m3/j	1003	1118	1168	1423	1701
		l/s	11.60	12.94	13.51	16.47	19.69
	Besoins totaux avec pertes	m3/an	439113	489587	511366	623353	745095
		m3/j	1203	1341	1401	1708	2041
		l/s	13.92	15.52	16.22	19.77	23.63
Coefficient de rejet CR			0.80	0.80	0.80	0.80	0.80
Débit de rejet		l/s	11.14	12.42	12.97	15.81	18.90
Coefficient de pointe KP			2.25	2.21	2.19	2.13	2.08
Debit de pointe		l/s	25.05	27.44	28.46	33.66	39.22

2.3. Evaluation du débit d'eaux pluviales :

Les résultats de calcul des débits pour les sous bassins versant sont montrés dans les tableaux ci-dessous :

Il faut signaler que notre zone d'étude a été découpé en 12 sous bassin avec un coefficient de ruissellement de 0.3 pour l'état actuel et 0.4 pour le court, moyen et long terme.

Tableau IV.2: Débit d'eau pluviale pour l'état actuel.

N° Sous Bassin	Surface S,B	Coefficient de ruissèlement	Intensité	Débit Pluvial
	Hectare		L/s/hectare	L/s
1	72.69	0.3	153.44	3346.07
2	0.69	0.3	153.44	31.76
3	2.6	0.3	153.44	119.68
4	0.56	0.3	153.44	25.78
5	1.16	0.3	153.44	53.40
6	0.33	0.3	153.44	15.19
7	3.93	0.3	153.44	180.91
8	2.52	0.3	153.44	116.00
9	0.049	0.3	153.44	2.26
10	0.36	0.3	153.44	16.57
11	0.8	0.3	153.44	36.83
12	0.64	0.3	153.44	29.46

Tableau 3 : Débit d'eau pluviale pour le court, moyen et le long terme.

N° Sous Bassin	Surface S,B	Coefficient de ruissèlement	Intensité	Débit Pluvial
	Hectare		L/s/hectare	L/s
1	72.69	0.4	153.44	4461.42
2	0.69	0.4	153.44	42.35
3	2.6	0.4	153.44	159.58
4	0.56	0.4	153.44	34.37
5	1.16	0.4	153.44	71.20
6	0.33	0.4	153.44	20.25
7	3.93	0.4	153.44	241.21
8	2.52	0.4	153.44	154.67
9	0.049	0.4	153.44	3.01
10	0.36	0.4	153.44	22.10
11	0.8	0.4	153.44	49.10
12	0.64	0.4	153.44	39.28

On évalue un débit total de dimensionnement(QTD) qu'est égal à la somme des débits a temps sec (QEU) et du débit de pluie (QEP).

C'est-à-dire :

$$Q_{TD} = Q_{EU} + Q_{EP}$$

Les résultats de calcul des débits totaux sont représentés aux tableaux suivants :

Tableau IV.4 : Débit Max total état actuel.

N° Sous Bassin	Surface S,B	Coefficient de ruissèlement	Coefficient de ruissèlement pondéré	Surface du sous bassin	Intensité	Débit Pluvial	Nbr habitants	Débit usée	débit total
	Hectare			Hectare	L/s/hectare	L/s	-	L/s	L/s
1	72.69	0.3	0.3	72.69	153.44	3346.0661	9782	23.10	3369.17
2	0.69	0.3	0.3	0.69	153.44	31.76208	19	0.22	31.98
3	2.6	0.3	0.3	2.6	153.44	119.6832	72	0.83	120.51
4	0.56	0.3	0.3	0.56	153.44	25.77792	16	0.18	25.96
5	1.16	0.3	0.3	1.16	153.44	53.39712	32	0.37	53.77
6	0.33	0.3	0.3	0.33	153.44	15.19056	9	0.10	15.30
7	3.93	0.3	0.3	3.93	153.44	180.90576	109	1.25	182.15
8	2.52	0.3	0.3	2.52	153.44	116.00064	70	0.80	116.80
9	0.049	0.3	0.3	0.049	153.44	2.255568	1	0.02	2.27
10	0.36	0.3	0.3	0.36	153.44	16.57152	10	0.11	16.69
11	0.8	0.3	0.3	0.8	153.44	36.8256	22	0.25	37.08
12	0.64	0.3	0.3	0.64	153.44	29.46048	18	0.20	29.66

Tableau IV.5: Débit Max total court terme.

N° Sous Bassin	Surface S,B	Coefficient de ruissèlement	Coefficient de ruissèlement pondéré	Surface du sous bassin	Intensité	Débit Pluvial	Nbr habitants	Débit usée	débit total
	Hectare			Hectare	L/s/hectare	L/s	-	L/s	L/s
1	72.69	0.4	0.4	72.69	153.44	4461.4214	10217	23.96	4485.39
2	0.69	0.4	0.4	0.69	153.44	42.34944	20	0.23	42.58
3	2.6	0.4	0.4	2.6	153.44	159.5776	76	0.86	160.43
4	0.56	0.4	0.4	0.56	153.44	34.37056	16	0.18	34.56
5	1.16	0.4	0.4	1.16	153.44	71.19616	34	0.38	71.58
6	0.33	0.4	0.4	0.33	153.44	20.25408	10	0.11	20.36
7	3.93	0.4	0.4	3.93	153.44	241.20768	114	1.30	242.50
8	2.52	0.4	0.4	2.52	153.44	154.66752	73	0.83	155.50
9	0.049	0.4	0.4	0.049	153.44	3.007424	1	0.02	3.02
10	0.36	0.4	0.4	0.36	153.44	22.09536	10	0.12	22.21
11	0.8	0.4	0.4	0.8	153.44	49.1008	23	0.26	49.36
12	0.64	0.4	0.4	0.64	153.44	39.28064	19	0.21	39.49

Tableau IV.6: Débit Max total moyen terme.

N° Sous Bassin	Surface S,B	Coefficient de ruissèlement	Coefficient de ruissèlement pondéré	Surface du sous bassin	Intensité	Débit Pluvial	Nbr habitants	Débit usée	Débit total
	Hectare			Hectare	L/s/hectare	L/s	-	L/s	L/s
1	72.69	0.4	0.4	72.69	153.44	4461.4214	12454	23.10	4484.53
2	0.69	0.4	0.4	0.69	153.44	42.34944	24	0.22	42.57
3	2.6	0.4	0.4	2.6	153.44	159.5776	92	0.83	160.40
4	0.56	0.4	0.4	0.56	153.44	34.37056	20	0.18	34.55
5	1.16	0.4	0.4	1.16	153.44	71.19616	41	0.37	71.56
6	0.33	0.4	0.4	0.33	153.44	20.25408	12	0.10	20.36
7	3.93	0.4	0.4	3.93	153.44	241.20768	139	1.25	242.46
8	2.52	0.4	0.4	2.52	153.44	154.66752	89	0.80	155.47
9	0.049	0.4	0.4	0.049	153.44	3.007424	2	0.02	3.02
10	0.36	0.4	0.4	0.36	153.44	22.09536	13	0.11	22.21
11	0.8	0.4	0.4	0.8	153.44	49.1008	28	0.25	49.36
12	0.64	0.4	0.4	0.64	153.44	39.28064	23	0.20	39.48

Tableau IV.7 : Débit Max total Long terme.

N° Sous Bassin	Surface S,B	Coefficient de ruissèlement	Coefficient de ruissèlement pondéré	Surface du sous bassin	Intensité	Débit Pluvial	Nbr habitants	Débit usée	Débit total
	Hectare			Hectare	L/s/hectare	L/s	-	L/s	L/s
1	72.69	0.4	0.4	72.69	153.44	4461.4214	14868	23.10	4484.53
2	0.69	0.4	0.4	0.69	153.44	42.34944	29	0.22	42.57
3	2.6	0.4	0.4	2.6	153.44	159.5776	110	0.83	160.40
4	0.56	0.4	0.4	0.56	153.44	34.37056	24	0.18	34.55
5	1.16	0.4	0.4	1.16	153.44	71.19616	49	0.37	71.56
6	0.33	0.4	0.4	0.33	153.44	20.25408	14	0.10	20.36
7	3.93	0.4	0.4	3.93	153.44	241.20768	167	1.25	242.46
8	2.52	0.4	0.4	2.52	153.44	154.66752	107	0.80	155.47
9	0.049	0.4	0.4	0.049	153.44	3.007424	2	0.02	3.02
10	0.36	0.4	0.4	0.36	153.44	22.09536	15	0.11	22.21
11	0.8	0.4	0.4	0.8	153.44	49.1008	34	0.25	49.36
12	0.64	0.4	0.4	0.64	153.44	39.28064	27	0.20	39.48

3. Description des variantes proposées :

3.1. variante N1 :

Cette variante consiste à assainir une grande partie de la zone haute de *MEFTAH EST* et le côté inférieur de *Hai EL KHADRA* par un réseau d'assainissement qui prend naissance au niveau de la route nationale jusqu'au rejet existant REJ N°1 EST.

Le réseau d'assainissement projeté comporte deux collecteurs principaux A.0.0 et B.0.0 et cinq collecteurs secondaires et tertiaires A.1.0, B.1.0, B.2.0, B.2.1 et B.2.1.1.

Le collecteur A.0.0 assainit une grande partie de *MEFTAH EST*, son tracé suit la piste existante sur 500 mètres puis on prévoit un déversoir d'orage afin de diminuer le diamètre du collecteur et après on change de direction en traversant l'oued *KHADRA* pour se raccorder au collecteur EST existant.

Le collecteur est la suite de collecteur B.0.0 pour assainir les habitations qui se trouvent à l'aval du collecteur A.0.0 jusqu'à la création d'un nouveau rejet

Les autres collecteurs secondaires ont pour rôle d'assainir les autres ruelles de notre zone d'étude.

Le collecteur B.2.1.1 a pour rôle de faire déplacer le rejet existant vers le nouveau rejet.

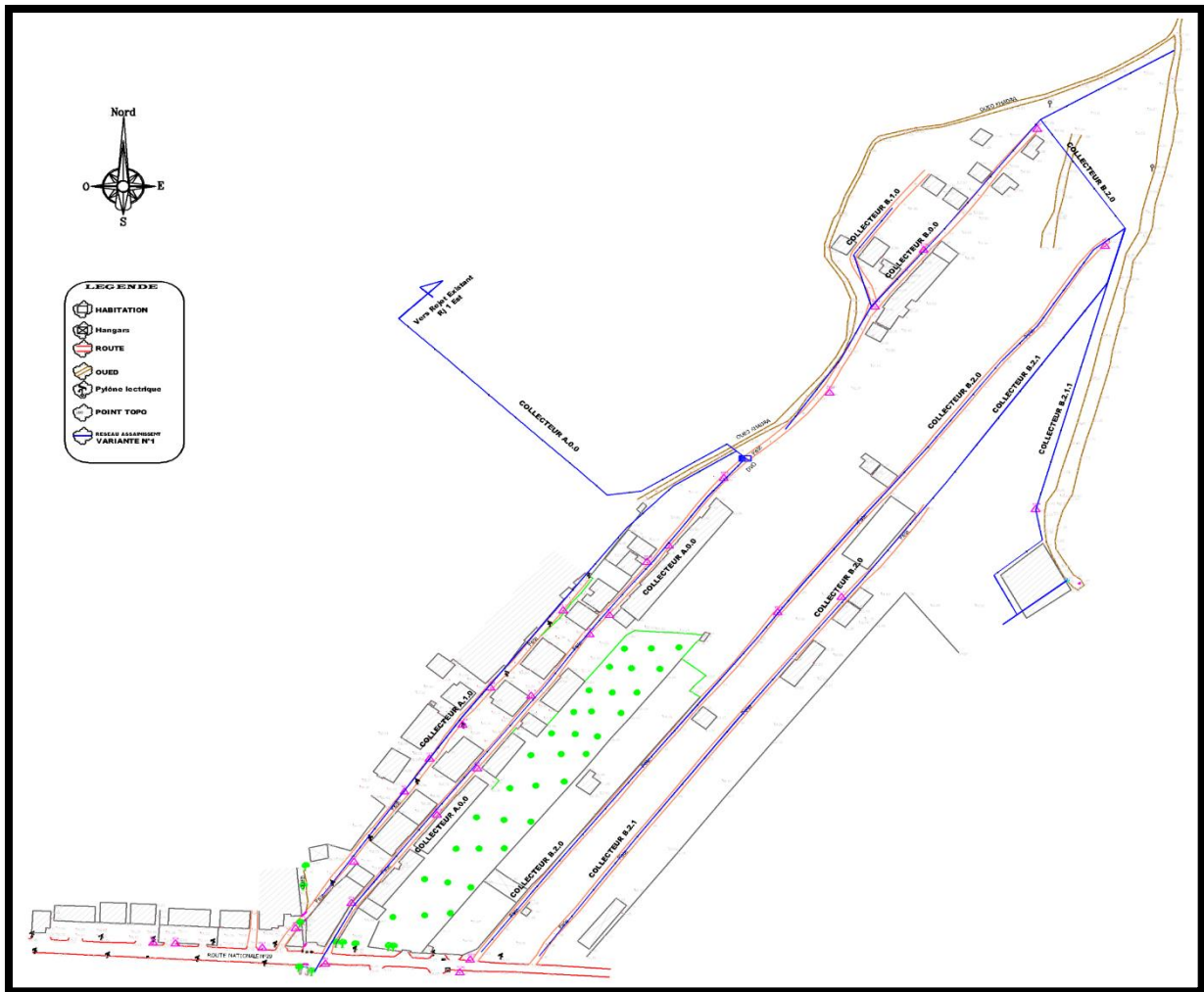


Figure IV-4 : Schéma de calcul et la variante N°1 du tracé d'assainissement. .

3.2. La variante N°2

Cette variante consiste à assainir une grande partie de la zone haute de MEFTAH EST et le **côté inférieur de Hai EL KHADRA** par un réseau d'assainissement qui prend naissance au niveau de la route national jusqu'à la création d'un nouveau rejet RJ1 Projeté.

Le réseau d'assainissement projeté comporte deux collecteurs principaux A.0.0, B.0.0 et six collecteurs secondaires et tertiaires A.1.0, A.2.0, A.3.0, A.4.0, A.3.1 et A.3.1.1.

Le collecteur A.0.0 assainit une grande partie de MEFTAH EST, son tracé suit la piste existante sur 500 mètres puis on prévoit un déversoir d'orage afin de diminuer le diamètre du collecteur et après on continue directement vers le nouveau rejet au niveau de l'oued KHADRA.

Le collecteur B.0.0 assainit les habitations de la route nationale vers le collecteur existant DN 500 mm.

Il faut signaler qu'après la réalisation du collecteur A.0.0, le collecteur DN 500 existant sera branché à ce nouveau collecteur.

Les autres collecteurs secondaires ont pour rôle d'assainir les autres ruelles de notre zone d'étude.

Le collecteur A.3.1.1 a pour rôle de faire déplacé le rejet existant vers le nouveau rejet.

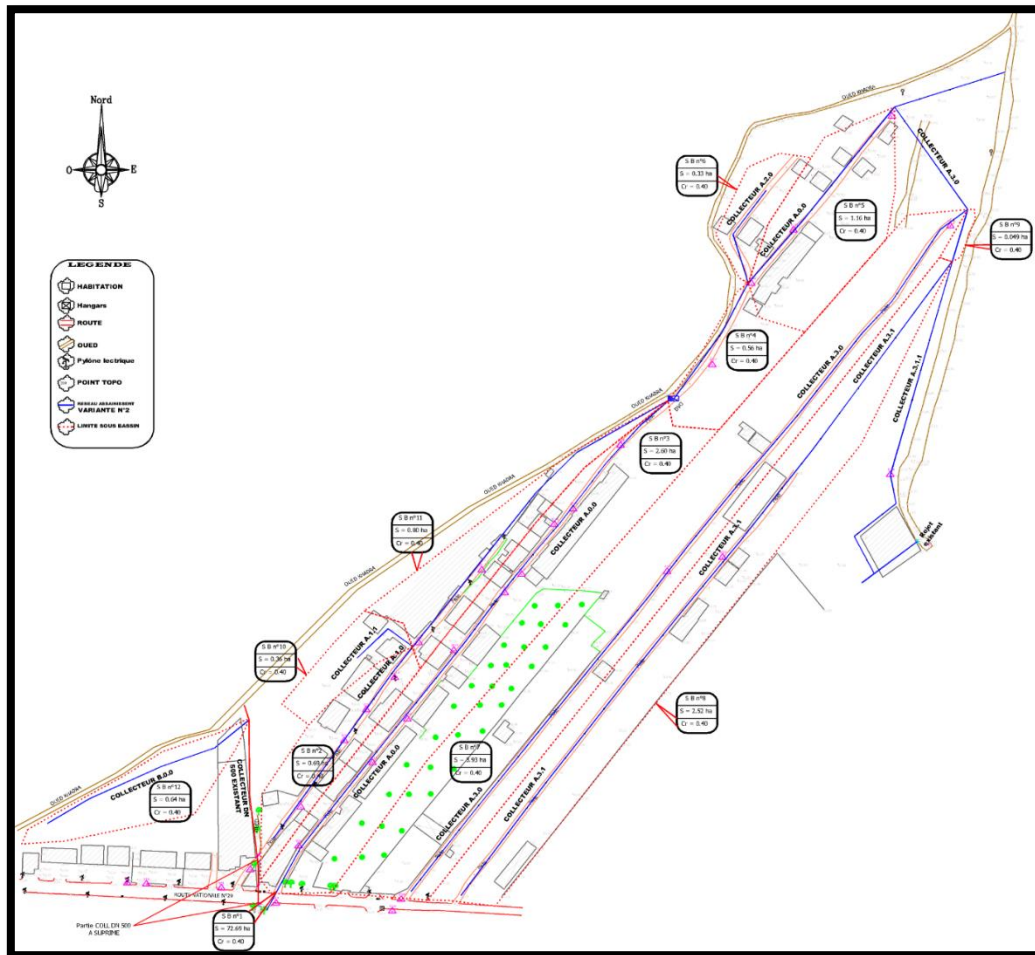


Figure IV-5: Schéma de calcul et la variante N°2 du tracé d'assainissement.

4. Etude comparative des variantes proposées :

D'après l'illustration des variantes proposées, nous avons choisi la deuxième variante car une partie du tracé d'assainissement de la première variante sera implantée dans un terrain privé ce qui va impliquer des problèmes de réalisation.

Chapitre /05

CALCUL HYDRAULIQUE

CALCUL HYDRAULIQUE DE LA VARIANTE RETENUE :

Le réseau d'assainissement futur du KHADRA BASSE a pour but d'assurer la collecte et le transit des eaux usées et pluvial, et de procéder au raccordement avec les collecteurs principal avant leur rejet dans le milieu naturelle par des modes compatibles, avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Le nouveau réseau se caractérise par :

- Un collecteur principal de longueur de 900 ml qui véhicule les eaux usées vers un rejet projeté sur l'Oued KHADRA
- 06 collecteurs secondaires véhiculant les eaux vers le collecteur principal
- Les collecteurs dont le diamètre est inférieur à 500 seront exécuté en PVC PN6 A JOINT
- Les collecteurs dont le diamètre est supérieur ou égale à 500 seront exécutés en béton armé. .[5]

1. Note de calcul hydraulique :

La formule de base pour l'écoulement libre est la formule suivante:

$$Q = V \times A \quad \text{Équation 1}$$

V : vitesse moyenne réelle (m/s)

A : section de l'écoulement (m²)

La vitesse est déterminée par la formule de Chezy :

$$V = C \sqrt{R_h \times I} \quad \text{Équation 2}$$

La vitesse moyenne d'écoulement est déterminée par la formule de Manning-Strickler :

$$V_{ps} = 70.R_h^{3/4} \times I^{1/2} \quad \text{Équation 3}$$

Le débit à pleine section sera calculé ainsi :

$$Q_{ps} = 70R_h^{3/4} \times I^{1/2} \times S \quad \text{Équation 4}$$

Où, R_h : rayon hydraulique.

Le rayon hydraulique n'est autre que la section mouillée sur le périmètre mouillé :

$$R_h = \frac{\text{section mouillée}}{\text{périmètre mouillé}}$$

$$R_h = \frac{D}{4}$$

Équation 5

Par la suite on calcule le rapport entre le débit et le débit à plein section, pour déterminer les deux rapports R_v et R_h .

En dernier lieu et sachant la valeur de la vitesse à plein section et le diamètre de la conduite on détermine la vitesse d'écoulement V_0 et la hauteur de remplissage dans la conduite H_0 . .[5]

2. Résultat des calculs hydrauliques des collecteurs projetés :

On a attribué à chaque collecteur un sous bassin pour calculer les débits d'eau pluviaux, le tableau ci-après illustre l'affectation des sous bassin pour chaque collecteur.

Tableau V-1 : Affectation des sous bassins. .

Tronçons	Assemblage des sous bassins	Débit
COLLECTEUR A.0.0		
R1-R15	P1= S1+S3	4644.93
R15-R20	P2= P1+S4+S2+S10+S11	4793.61
R20-R23	P3= P2+S5+S6	4885.54
R23-R24	P4= P3+S7+S8+S9+DEBIT A.3.1.1	6036.48
COLLECTEUR A.1.0		
R25-R30	S2	42.57
R30-R15	S2+S10+S11	114.13
COLLECTEUR A.1.1		
R89-R30	S10	22
COLLECTEUR A.2.0		
R87-R20	S6	20.36
COLLECTEUR A.3.0		
R37-R57	S7	242.46
R57-R23	S7+S8+S9+DEBIT A.3.1.1	1150.95
COLLECTEUR A.3.1		
R59-R78	S8	155
R78-R57	S8+S9	158.49
COLLECTEUR A.3.1.1		
R79-R78	Débit max du DN500 POUR 1.23%	750.00
COLLECTEUR B.0.0		
R91-R96	S12	39.48

NOTA : pour le collecteur A.3.1.1 qui a pour rôle de faire déplacé le rejet existant vers le projeté, le débit de dimensionnement est égale au débit maximum qui peut véhiculer le DN 500 pour une pente de 1.23 % égale à 750 l/s.

Tableau V-2 : Dimensionnement du collecteur A.0.0 sans déversoir d'orage.

Tronçon	débit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect. m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse réel m/s	h remp mm
R1 - R2	4.6445	100	0.0231	993	1000	6.03	4.735	0.98	1.12	0.82	6.78	823.71
R2 - R3	4.6445	100	0.0445	878	1000	8.37	6.572	0.71	1.09	0.62	9.12	620.40
R3 - R4	4.6445	100	0.0293	950	1000	6.79	5.332	0.87	1.11	0.73	7.55	728.92
R4 - R5	4.6445	100	0.0307	941	1000	6.95	5.458	0.85	1.11	0.71	7.71	714.40
R5 - R6	4.6445	100	0.0334	926	1000	7.25	5.693	0.82	1.10	0.69	8.01	690.21
R6 - R7	4.6445	100	0.0377	906	1000	7.71	6.049	0.77	1.10	0.66	8.47	658.85
R7 - R8	4.6445	100	0.0241	985	1000	6.16	4.836	0.96	1.12	0.80	6.91	803.29
R8 - R9	4.6445	100	0.0231	993	1000	6.03	4.735	0.98	1.12	0.82	6.78	823.71
R9 - R10	4.6445	100	0.0108	1145	1200	4.66	5.265	0.88	1.11	0.74	5.18	884.77
R10 - R11	4.6445	100	0.0091	1182	1200	4.27	4.832	0.96	1.12	0.80	4.80	964.80
R11 - R12	4.6445	100	0.0211	1010	1200	6.51	7.358	0.63	1.07	0.57	6.95	688.76
R12 - R13	4.6445	100	0.0157	1067	1200	5.62	6.347	0.73	1.09	0.64	6.14	763.17
R13 - R14	4.6445	100	0.0108	1145	1200	4.66	5.265	0.88	1.11	0.74	5.18	884.77
R14 - R15	4.6445	100	0.0100	1162	1200	4.48	5.066	0.92	1.12	0.76	5.01	917.58
R15 - R16	4.7900	100	0.0143	1099	1200	5.36	6.058	0.79	1.10	0.67	5.90	808.36
R16 - R17	4.7900	100	0.0059	1297	1500	3.99	7.055	0.68	1.08	0.60	4.33	904.83
R17 - R18	4.7900	100	0.0344	932	1500	9.64	17.035	0.28	0.85	0.37	8.21	550.99
R18 - R19	4.7900	100	0.0184	1048	1500	7.05	12.459	0.38	0.92	0.43	6.48	643.23
R19 - R20	4.7900	100	0.0230	1005	1500	7.89	13.930	0.34	0.89	0.41	7.03	608.00
R20 - R21	0.70699	100	0.0072	610	1500	4.41	7.794	0.09	0.63	0.20	2.78	298.54
R21 - R22	4.885	100	0.0086	1218	1500	4.82	8.518	0.57	1.04	0.54	5.03	808.64
R22 - R23	4.885	100	0.0049	1353	1500	3.64	6.429	0.76	1.10	0.65	4.00	980.56
R23 - R24	6.036	100	0.0059	1415	1500	3.99	7.055	0.86	1.11	0.72	4.43	1076.59

Tableau V-3: Dimensionnement du collecteur A.1.0. .

Tronçon	débit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse réel m/s	h remp mm
R25 - R26	0.0425	140	0.0434	134	400	6.28	0.789	0.05	0.51	0.15	3.22	58.39
R26 - R27	0.0425	140	0.032	142	400	5.40	0.678	0.06	0.55	0.16	2.94	63.88
R27 - R28	0.0425	140	0.0288	144	400	5.12	0.643	0.07	0.56	0.16	2.85	65.91
R28 - R29	0.0425	140	0.0302	143	400	5.24	0.658	0.06	0.55	0.16	2.89	64.98
R29 - R30	0.0425	140	0.0268	146	400	4.94	0.620	0.07	0.57	0.17	2.79	67.34
R30 - R31	0.114	140	0.0138	240	400	3.54	0.445	0.26	0.84	0.35	2.96	140.40
R31 - R32	0.114	140	0.0287	209	400	5.11	0.642	0.18	0.78	0.29	3.96	116.60
R32 - R33	0.114	140	0.016	233	400	3.82	0.479	0.24	0.82	0.34	3.14	135.38
R33 - R34	0.114	140	0.0089	261	400	2.85	0.357	0.32	0.87	0.39	2.49	156.24
R34 - R35	0.114	140	0.0079	266	400	2.68	0.337	0.34	0.89	0.40	2.38	160.89
R35 - R36	0.114	140	0.0303	207	400	5.25	0.659	0.17	0.77	0.29	4.04	114.93
R36 - R15	0.114	140	0.013	243	400	3.44	0.432	0.26	0.84	0.36	2.89	142.47

Tableau V-4 : Dimensionnement du collecteur A.1.1.

Tronçon	débit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse réel m/s	h remp mm
R89 - R90	0.022	140	0.0202	121	400	4.29	0.538	0.04	0.46	0.12	1.96	49.87
R90 - R30	0.022	140	0.0203	120	400	4.30	0.540	0.04	0.46	0.12	1.97	49.80

Tableau V-5: Dimensionnement du collecteur A.2.0.

Tronçon	débit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse réel m/s	h remp mm
R87 - R88	0.0203	140	0.0189	118	400	4.15	0.521	0.04	0.45	0.12	1.86	48.58
R88 - R20	0.0203	140	0.0146	124	400	3.64	0.458	0.04	0.47	0.13	1.73	52.21

Tableau 1: Dimensionnement du collecteur A.3.0.

Tronçon	debit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse réel m/s	h remp mm
R37 - R38	0.24	140	0.0417	258	400	6.16	0.774	0.31	0.87	0.39	5.36	154.13
R38 - R39	0.24	140	0.0532	246	400	6.96	0.874	0.27	0.85	0.36	5.90	145.27
R39 - R40	0.24	140	0.0392	261	400	5.97	0.750	0.32	0.88	0.39	5.23	156.48
R40 - R41	0.24	140	0.0333	269	400	5.50	0.691	0.35	0.89	0.41	4.92	162.90
R41 - R42	0.24	140	0.0424	257	400	6.21	0.780	0.31	0.87	0.38	5.39	153.51
R42 - R43	0.24	140	0.0332	269	400	5.50	0.690	0.35	0.89	0.41	4.91	163.02
R43 - R44	0.24	140	0.0298	275	400	5.21	0.654	0.37	0.91	0.42	4.72	167.50
R44 - R45	0.24	140	0.0228	289	400	4.55	0.572	0.42	0.94	0.45	4.30	179.58
R45 - R46	0.24	140	0.0265	281	400	4.91	0.617	0.39	0.92	0.43	4.53	172.61
R46 - R47	0.24	140	0.0196	297	400	4.22	0.530	0.45	0.97	0.47	4.08	187.16
R47 - R48	0.24	140	0.0171	305	400	3.94	0.495	0.48	0.99	0.49	3.90	194.57
R48 - R49	0.24	140	0.014	316	400	3.57	0.448	0.54	1.02	0.52	3.65	206.55
R49 - R50	0.24	140	0.0165	307	400	3.87	0.487	0.49	0.99	0.49	3.85	196.60
R50 - R51	0.24	140	0.0067	363	400	2.47	0.310	0.77	1.10	0.66	2.71	265.11
R51 - R52	0.24	140	0.005	384	400	2.13	0.268	0.90	1.11	0.75	2.38	299.14
R52 - R53	0.24	140	0.0199	296	400	4.25	0.534	0.45	0.96	0.47	4.10	186.37
R53 - R54	0.24	140	0.0063	368	400	2.39	0.301	0.80	1.10	0.68	2.64	271.41
R54 - R55	0.24	140	0.0085	347	400	2.78	0.349	0.69	1.08	0.61	3.02	243.31
R55 - R56	0.24	140	0.0051	382	400	2.15	0.271	0.89	1.11	0.74	2.40	296.41
R56 - R57	0.24	140	0.0074	357	400	2.59	0.326	0.74	1.09	0.64	2.84	255.58
R57 - R58	1.15	140	0.0046	702	800	3.25	1.631	0.70	1.09	0.62	3.54	495.40
R58 - R23	1.15	140	0.003	760	800	2.62	1.318	0.87	1.11	0.73	2.91	584.24

Tableau V-7: Dimensionnement du collecteur A.3.1. .

Tronçon	débit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse reél m/s	h remp mm
R59 - R60	0.155	140	0.0616	203	400	7.49	0.940	0.16	0.76	0.28	5.70	112.04
R60 - R61	0.155	140	0.0348	226	400	5.63	0.707	0.22	0.81	0.33	4.56	130.00
R61 - R62	0.155	140	0.0368	224	400	5.79	0.727	0.21	0.81	0.32	4.67	128.18
R62 - R63	0.155	140	0.0428	218	400	6.24	0.784	0.20	0.79	0.31	4.95	123.33
R63 - R64	0.155	140	0.0377	223	400	5.86	0.736	0.21	0.80	0.32	4.71	127.40
R64 - R65	0.155	140	0.034	227	400	5.56	0.699	0.22	0.81	0.33	4.52	130.76
R65 - R66	0.155	140	0.0295	234	400	5.18	0.651	0.24	0.82	0.34	4.27	135.47
R66 - R67	0.155	140	0.0238	243	400	4.65	0.584	0.27	0.84	0.36	3.92	142.81
R67 - R68	0.155	140	0.0298	233	400	5.21	0.654	0.24	0.82	0.34	4.29	135.13
R68 - R69	0.155	140	0.0169	259	400	3.92	0.492	0.31	0.87	0.39	3.42	155.22
R69 - R70	0.155	140	0.0187	254	400	4.12	0.518	0.30	0.86	0.38	3.56	151.44
R70 - R71	0.155	140	0.0095	289	400	2.94	0.369	0.42	0.94	0.45	2.77	179.63
R71 - R72	0.155	140	0.0081	298	400	2.71	0.341	0.45	0.97	0.47	2.63	187.64
R72 - R73	0.155	140	0.0081	298	400	2.71	0.341	0.45	0.97	0.47	2.63	187.64
R73 - R74	0.155	140	0.0081	298	400	2.71	0.341	0.45	0.97	0.47	2.63	187.64
R74 - R75	0.155	140	0.0081	298	400	2.71	0.341	0.45	0.97	0.47	2.63	187.64
R75 - R76	0.155	140	0.0081	298	400	2.71	0.341	0.45	0.97	0.47	2.63	187.64
R76 - R78	0.155	140	0.0081	298	400	2.71	0.341	0.45	0.97	0.47	2.63	187.64
R78-R57	0.158	140	0.0103	287	400	3.06	0.384	0.41	0.94	0.44	2.87	177.60

Tableau V-8 : Dimensionnement du collecteur A.3.1.1.

Tronçon	debit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse réel m/s	h remp mm
R79 - R80	0.75	140	0.0123	497	500	3.88	0.762	0.98	1.12	0.83	4.36	413.74
R80 - R81	0.75	140	0.0123	497	500	3.88	0.762	0.98	1.12	0.83	4.36	413.74
R81 - R82	0.75	140	0.0123	497	500	3.88	0.762	0.98	1.12	0.83	4.36	413.74
R82 - R83	0.75	140	0.0123	497	500	3.88	0.762	0.98	1.12	0.83	4.36	413.74
R83 - R84	0.75	140	0.0123	497	500	3.88	0.762	0.98	1.12	0.83	4.36	413.74
R84 - R85	0.75	140	0.0123	497	500	3.88	0.762	0.98	1.12	0.83	4.36	413.74
R85 - R86	0.75	140	0.0123	497	500	3.88	0.762	0.98	1.12	0.83	4.36	413.74
R86 - R78	0.75	140	0.0123	497	500	3.88	0.762	0.98	1.12	0.83	4.36	413.74

Tableau V-9 : Dimensionnement du collecteur B.0.0. .

Tronçon	debit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse réel m/s	h remp mm
R91 - R92	0.039	140	0.0209	149	400	4.36	0.548	0.07	0.57	0.17	2.50	68.90
R92 - R93	0.039	140	0.0206	149	400	4.33	0.544	0.07	0.58	0.17	2.49	69.20
R93 - R94	0.039	140	0.0206	149	400	4.33	0.544	0.07	0.58	0.17	2.49	69.20
R94 - R95	0.039	140	0.0137	161	400	3.53	0.443	0.09	0.62	0.20	2.20	78.16
R95 - R96	0.039	140	0.0693	119	400	7.94	0.997	0.04	0.45	0.12	3.57	48.67

3. Résultat des calculs hydrauliques des collecteurs projetés après injection du DVO :

Afin de diminué le diamètre du collecteur A.0.0 qui est de 1500 mm, on prévoit d'installé un déversoir d'orage an niveau du regard R15.

Le tableau suivant nous donnent le calcul du déversoir d'orage DVO N°1

3.1. Données de calcul :

Le débit de dimensionnement représente la somme des sous bassin jusqu' au regard R15 a savoir : S1, S2, S3, S4, S10, S11

- le débit à temps sec est $Q_{\text{sec}} = 24.70 \text{ l/s}$

- le débit à temps pluviale est $Q_{\text{pl}} = 4793.61 \text{ l/s}$

Pour une dilution de $n=4$, le débit sortant sera $Q_{\text{sortant}} = Q_{\text{sec}} \times 4 = 98.80 \text{ l/s}$

Donc le débit déversé dans le milieu naturel est :

$$Q_{\text{div}} = Q_t - Q_{\text{sort}} = 4793.61 - 98.80 = 4694.81 \text{ l/s.}$$

3.2. Calculs des niveaux d'eaux:

a) Conduite d'arrivée :

Débit de projet $Q_{\text{tot}} = 4759.06 \text{ l/s}$ Diamètre $D = 1200 \text{ mm}$.

Pente $I = 1.43 \%$

Vitesse d'écoulement $V = 5.90 \text{ m/s}$

Débit pleine section : $Q_{\text{ps}} = 6058 \text{ l/s}$

Vitesse pleine section : $V_{\text{ps}} = 5.36 \text{ m/s}$.

A partir des abaques, on détermine le niveau d'eau dans la conduite d'arrivée.

$$\frac{H}{D} = 0,67 \quad \text{donc} \quad H = 808.36 \text{ mm}$$

b) Conduite de départ :

Débit de projet : $Q = 98.80 \text{ l/s.}$

Diamètre : $D = 400\text{mm.}$

Pente : $I = 1.43 \%$

Vitesse : $V = 2.23 \text{ m/s.}$

Débit pleine section $Q_{ps} = 147 \text{ l/s.}$

Vitesse pleine section $V_{ps} = 2.58 \text{ m/s .}$

Donc le niveau d'eau dans la conduite de départ est :

$$\frac{H}{D}=0,38 \quad \text{donc} \quad H = 152.94 \text{ mm}$$

c) Conduite de décharge :

Le débit de projet : $Q = 4694.81 \text{ l/s.}$

Pente : $I = 1.0 \%$.

Diamètre : $\emptyset = 1200 \text{ mm.}$

Vitesse d'écoulement : $V = 5.01 \text{ m/s.}$

Débit pleine section : $Q_{ps} = 5066 \text{ l/s.}$

Vitesse pleine section : $V_{ps} = 4.48\text{m/s.}$

Donc le niveau d'eau dans la conduite de décharge est :

$$\frac{H}{D}=0,77 \quad \text{donc} \quad H = 926.62 \text{ mm}$$

La hauteur de la lame déversante :

$$H_d = 926.62 - 152.94 \quad \text{Donc} \quad H_d = 773.62 \text{ mm}$$

3.3. Calcul de la longueur du seuil déversant :

$$Q = \mu \cdot L \cdot H_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d}$$

Pour le seuil à crête mince on a : $\mu = 0,35$

Donc :

$$L = \frac{Q}{\mu \cdot H_d \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H_d}} = \frac{4694.81 \times 0,001}{0,35 \cdot 0,773 \cdot \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,773}} = 4.46 \text{ m}$$

Donc on prend $L = 5.00 \text{ m}$

Le tableau suivant nous donne les débits affectés après injection du déversoir d'orage :

Tableau 5-10 : Affectation des sous bassins. .

Tronçons	Assemblage des sous bassins	Débit
COLLECTEUR A.0.0		
R1-R15	P1= S1+S3	4644.93
R15-R20	P2= P1+S4+S2+S10+S11	98.80
R20-R23	P3= P2+S5+S6	190.73
R23-R24	P4= P3+S7+S8+S9+DEBIT A.3.1.1	1341.67
COLLECTEUR A.1.0		
R25-R30	S2	42.57
R30-R15	S2+S10+S11	114.13
COLLECTEUR A.1.1		
R89-R30	S10	22
COLLECTEUR A.2.0		
R87-R20	S6	20.36
COLLECTEUR A.3.0		
R37-R57	S7	242.46
R57-R23	S7+S8+S9+DEBIT A.3.1.1	1150.95
COLLECTEUR A.3.1		
R59-R78	S8	155
R78-R57	S8+S9	158.49
COLLECTEUR A.3.1.1		
R79-R78	Débit max du DN500 POUR 1.23%	750.00
COLLECTEUR B.0.0		
R91-R96	S12	39.48

Après l'injection du DVO, le dimensionnement du collecteur A.0.0 change de la manière suivante

Tableau 5-11 : Dimensionnement du collecteur A.0.0 après injection du déversoir d'orage. .

Tronçon	debit tot m3/s	Ks	pente m/m	diam calculé mm	diam proposé mm	vit plein sect m/s	deb plein sect m3/s	rq	rv	rh	vitesse réel m/s	h remp mm
R1 - R2	4.6445	100	0.0231	993	1000	6.03	4.735	0.98	1.12	0.82	6.78	823.71
R2 - R3	4.6445	100	0.0445	878	1000	8.37	6.572	0.71	1.09	0.62	9.12	620.40
R3 - R4	4.6445	100	0.0293	950	1000	6.79	5.332	0.87	1.11	0.73	7.55	728.92
R4 - R5	4.6445	100	0.0307	941	1000	6.95	5.458	0.85	1.11	0.71	7.71	714.40
R5 - R6	4.6445	100	0.0334	926	1000	7.25	5.693	0.82	1.10	0.69	8.01	690.21
R6 - R7	4.6445	100	0.0377	906	1000	7.71	6.049	0.77	1.10	0.66	8.47	658.85
R7 - R8	4.6445	100	0.0241	985	1000	6.16	4.836	0.96	1.12	0.80	6.91	803.29
R8 - R9	4.6445	100	0.0231	993	1000	6.03	4.735	0.98	1.12	0.82	6.78	823.71
R9 - R10	4.6445	100	0.0108	1145	1200	4.66	5.265	0.88	1.11	0.74	5.18	884.77
R10 - R11	4.6445	100	0.0091	1182	1200	4.27	4.832	0.96	1.12	0.80	4.80	964.80
R11 - R12	4.6445	100	0.0211	1010	1200	6.51	7.358	0.63	1.07	0.57	6.95	688.76
R12 - R13	4.6445	100	0.0157	1067	1200	5.62	6.347	0.73	1.09	0.64	6.14	763.17
R13 - R14	4.6445	100	0.0108	1145	1200	4.66	5.265	0.88	1.11	0.74	5.18	884.77
R14 - R15 DVO	4.6445	100	0.0100	1162	1200	4.48	5.066	0.92	1.12	0.76	5.01	917.58
R15 - R16	0.0988	140	0.0143	226	400	3.61	0.453	0.22	0.81	0.32	2.92	129.63
R16 - R17	0.0988	140	0.0100	242	400	3.02	0.379	0.26	0.84	0.35	2.53	141.64
R17 - R18	0.0988	140	0.0344	192	400	5.59	0.703	0.14	0.73	0.26	4.08	102.66
R18 - R19	0.0988	140	0.0184	216	400	4.09	0.514	0.19	0.79	0.30	3.23	121.54
R19 - R20	0.0988	140	0.0230	207	400	4.57	0.575	0.17	0.77	0.29	3.52	114.61
R20 - R21	0.1900	140	0.0072	328	400	2.56	0.321	0.59	1.05	0.55	2.69	219.86
R21 - R22	0.19	140	0.0086	318	400	2.80	0.351	0.54	1.02	0.52	2.87	207.83

R22 - R23	0.19	140	0.0049	353	400	2.11	0.265	0.72	1.09	0.63	2.30	250.58
R23 - R24	1.34	140	0.0059	709	800	3.68	1.848	0.73	1.09	0.63	4.02	505.54

CONCLUSION GENERALE

Le but de ce travail de recherche est de faire une étude d'un réseau d'assainissement actuel du quartier Al-Khadra afin d'identifier les anomalies de fonctionnement et aussi de créer un nouveau réseau permettant d'évacuer dans des conditions favorables tous les flux importants d'eaux usées et pluviales. Des problèmes qui menacent la santé publique et l'environnement.

Dans le premier chapitre, nous avons décrit et expliqué les différentes catégories d'eaux usées et décrit les différents types de réseaux et d'ouvrages d'assainissement. Cette étude nous a permis de comprendre la problématique du réseau d'assainissement.

Dans le deuxième chapitre, nous avons présenté la zone d'étude géographiquement, climatologiquement et géologiquement afin de recueillir des données de base pour le développement de notre travail.

L'étude hydrologique a permis de déterminer les débits d'eaux pluviales par la méthode de surface, pour une période de retour décennale sur la chaîne pluviométrique à partir d'une station de précipitations LARBAA (entre 1974 et 2018).

Dans l'évaluation des flux d'eaux usées et d'eau de pluie, on constate que les flux d'eaux usées ne représentent qu'une petite partie des flux de pluie.

Après le calcul hydraulique, nous avons identifié les points à renouveler et qui concernent le remplacement des canalisations en amiante-ciment par des canalisations en béton armé des diamètres selon les collecteurs, de 400 mm jusqu'à 1500 mm. Nous avons établi une estimation chiffrée et estimée de :

46 688 265,00 DA.

Grâce à cette étude et le stage déroulé dans le BET, on a pu mettre en pratique toutes les connaissances que nous avons acquises durant notre cycle de formation dont on a fait des sorties sur différents chantiers qui nous ont permis de gagner un maximum d'expériences sur la réalisation des travaux et le monde professionnel en général.

Enfin nous espérons que ce projet pourra faire l'objet d'un avant-projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable est plus rigoureux.

BIBLIOGRAPHIE

[1] : <https://www.wikiterritorial.cnfpt.fr/xwiki/bin/view/vitrine/Les%20r%C3%A9seaux%20d%27assainissement/>.

[2] **GOMELLA, C., GUERREE, H.**, 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), EYROLLES, Paris. 256 p.

[3] : PDAU 2012 : le plan directeur d'aménagement et d'urbanisme, phase n :3, 05/2012.

[4] : <https://fr.wikipedia.org/wiki/Meftah>.

[5] : BET EN HYDRAULIQUE RUE MOHAMED BEN MOHAMED DOURA ALGER .

[6] : ANRH : Agence Nationale des Ressources Hydraulique. 2016

[7] : **SALAH, B**, 2010 «cours d'assainissement», école nationale supérieure de l'hydraulique, ENSH BLIDA.

[8] **KERLOC'H Bruno** (C.E.T.E. NORD -PICARDIE) ET MAELSTAF DAMIEN (DDE 80) 1980 ; le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations, 67p