

UNIVERSITE SAAD DAHLAB–BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département des Sciences de l'Eau et Environnement



MEMOIRE DE MASTER

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ressources Hydrauliques

Thème:

**Etude du réseau d'assainissement des eaux usées de douar
Das Zerdali commune de Bourkika
(Wilaya de Tipaza)**

Présenté par :

MIMOUN Safia

Devant le jury composé de :

M.A. Guendouz

Professeur, U.de Blida

Président

M.S. Bouzouidja

MCA, U.de Blida

Examinatrice

M.B. Filali

MCA, U.de Blida

Promoteur

Promotion 2020/2021

Remerciements

Avant tout, Je remercie Dieu le tout puissant et le miséricordieux, de m'avoir donnée la santé, la volonté ainsi que la patience pour mener à terme ce modeste travail.

Je tiens à remercier :

Mon promoteur Mr. FILALI, pour sa modestie, sa patience ainsi que ses conseils et ses orientations.

Ce travail qui est le fruit et le résultat de cinq années d'études, n'aurait jamais vu le jour sans l'aide et le soutien des ingénieurs du bureau d'études E-water, que j'ai véritablement eu l'honneur d'être leur stagiaire, donc je leur adresse mes sincères sentiments de reconnaissances et de gratitude ainsi qu'à tout le corps administratif de la direction des ressources en eau de la wilaya de Tipasa.

Mes vifs remerciements s'adressent enfin à tout le cadre professoral et administratif du Département SEE université SAAD DAHLEB BLIDA 1, qui grâce à eux tous, j'ai réalisé mon projet de fin d'études sans grandes difficultés, ainsi qu'aux membres du jury qui ont accepté d'examiner et d'évaluer mon travail.

MIMOUN.S

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à mon roi et à ma reine, mes très chers parents, qui n'ont jamais cessé de croire en moi et de me soutenir et sans lesquels je ne serais pas aujourd'hui ce que je suis.

*A mes trois princesses, mes chères sœurs, **Ikram, Sabrina et Lamis** que j'aime trop.*

*A mes deux mousquetaires, mes frères adorés, **Saïd et Nour Eddine** que j'aime plus que tout au monde.*

*Aux chers époux de mes deux sœurs, **Karim et Azzedine.***

*A mon bien aimé **Houdhaifa**, un homme en or, mon bras droit, qui m'a tant aidé pour surmonter toute difficulté.*

*A mes chères amies : **Sarah Boukericha, Assia, Kouki, Imene et Selma.***

ملخص

يملك دوار داس زردالي شبكة صرف صحي صغيرة ولا يتضمن أي برنامج تمديد تم تنفيذ هذه الشبكة بطريقة فوضوية ولا تفي بأي معيار تقني أو متطلبات صحية، مما تسبب، من ناحية، مشكلة لإدارة جميع مياه الصرف الصحي، ومن ناحية أخرى، تمثل خطراً حقيقياً لصحة السكان.

الغرض من دراستنا هو إجراء تشخيص معمق لشبكة الصرف الصحي الحالية من أجل تحديد الأعطال وإيجاد إمكانيات التوصيل؛ وكذلك لنتبع أقرب ما يمكن إلى الواقع، نظام الصرف الصحي الحالي من أجل تحديد مناطق السحب وتحديد الأحواض الفرعية الحضرية المختلفة.

لتحقيق أهدافنا، اقترحنا كحل تجديد شبكة الصرف الصحي المعيبة، والاهتمام بجميع التصريفات والتوصيلات.

لكلمات المفتاحية: داس زردالي، شبكة الصرف الصحي، التصريفات، التشخيص

Résumé

Le douar Das Zerdali dispose d'un réseau d'assainissement sous dimensionné et ne comprend aucun programme d'extension.

Ce réseau est réalisé de manière anarchique et ne répond à aucune norme technique ou exigence sanitaire, ce qui provoque, d'une part, un problème pour la prise en charge de toutes les eaux usées, et représente, d'une autre part, un danger réel pour la santé des habitants.

Le but de notre étude est d'établir un diagnostic approfondi du réseau d'assainissement existant en vue d'identifier les dysfonctionnements et d'établir les possibilités de raccordement ; et de retracer également de manière la plus fidèle possible à la réalité, le système d'assainissement existant afin de délimiter les zones d'apport et identifier les différents sous bassins urbains.

Pour concrétiser nos objectifs, nous avons proposé comme solution le renouvellement du réseau d'assainissement défectueux, en prenant en charge tous les rejets et les branchements.

Mots clés : Das Zerdali, réseau d'assainissement, rejets, diagnostic

ABSTRACT

The Das Zerdali douar has an undersized sanitation network and does not include any extension program

This sanitation network is carried out in an anarchic manner and does not meet any technical standard or sanitary requirement, which causes, on the one hand, a problem for the management of all wastewater, and, on the other hand, represents a real danger for the health of the inhabitants.

The purpose of our study is to establish an in-depth diagnosis of the existing sewerage network in order to identify malfunctions and establish connection possibilities; and also to trace as closely as possible to reality, the existing sanitation system in order to delimit the intake areas and identify the various urban sub-basins.

To achieve our objectives, we proposed as a solution the renewal of a defective sewerage network, taking care of all discharges and connections.

Keywords: Das Zerdali, sanitation network, discharges, diagnosis.

Liste des abréviations

STEP: Station d'épuration.

POS : Plan d'occupation de sol.

MES: Matière en Suspension

MVS: Matière volatile en Suspension (mg/L).

MMS: Matières Minérales en Suspension

P_{jmax} : Pluie maximale journalière (mm).

P_x : Population à l'horizon de calcul.

P₀ : Population de référence.

α : Taux d'accroissement démographique 2,3%.

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

Q_{Jmoy} : Débit journalier moyen de consommation des eaux potables

q: Dotation hydrique = 90 L/j/hab.

P_t : Nombre d'habitants à différents horizons

Q: Débit moyen rejeté quotidiennement en (L/S)

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

QP : Débit de pointe (L/S)

K_p: Coefficient de pointe

Q_{eq} : Débit moyen d'équipement (L/S)

I: Intensité (mm/h)

Cr : Coefficient de ruissellement

A: Superficie du bassin versant (Ha)

T_c: Temps de concentration d'un bassin en minutes

L: Longueur maximale parcourue par l'eau sur la surface (m)

E.U : Eaux usées,

E.P : Eaux pluviales

Table des matières

Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Liste des abréviations	
Table des matières	
Table des figures	
Liste des tables	
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I : GENERALITES SUR L'ASSAINISSEMENT	
1. Introduction	3
1.1 Définition et historique de l'assainissement	3
2. Différents systèmes des réseaux d'assainissement.....	3
2.1 Système unitaire.....	3
2.2 Systèmes séparatifs	4
2.3 Système Pseudo- séparatif	4
2.4 Système mixte.....	4
2.5 Système composite	4
3. Les grands ouvrages d'assainissement.....	5
3.1 Station d'épuration (STEP).....	5
4. Evaluation des débits des eaux à évacuer.....	6
4.1 Les différentes méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales.....	6
4.1.1 La méthode rationnelle	6
4.1.2 Méthode superficielle (model de Caquot)	7
5. Formules utilisées dans la conception de l'assainissement.....	9
5.1 Formules de CHEZY (Ecoulement uniforme).....	9
5.2 Réseau eaux usées en système séparatif	10
5.3 Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif	10
5.4 Formule de Manning-Strickler:	10
6. Canalisation.....	11
7. Joints.....	12
8. Les ouvrages annexes.....	12

8.1 Les ouvrages normaux	12
8.2 Les ouvrages spéciaux	12
9. Caractéristiques des eaux usées.....	12
9.1 Définition des eaux usées	13
9.2 Type des eaux usées.....	13
9.3 Paramètres physiques des eaux usées	14
9.4 Caractéristiques chimiques des eaux usées.....	14
9.5 Paramètres biologiques des eaux usées	14
10. Conclusion.....	16
CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE ET	
DIAGNOSTIC DU RESEAU	
1. Introduction	18
2. Présentation du douar Das Zerdali	18
2.1 Situation géographique du douar Das Zerdali	18
2.1.1 Localisation de la zone d'étude	18
2.1.2 La délimitation de l'aire d'étude.....	19
2.1.3 Relief.....	20
2.2 Etude climatologique de douar Das Zerdali	20
2.2.1 Pluviométrie.....	20
2.2.2 La température	21
2.2.3 Vent.....	21
2.2.4 Hydrographie	21
2.3 Situation Urbanistique	21
2.3.1 La voirie	22
2.3.2 L'Alimentation en eau potable	22
2.3.3 Téléphone, Gaz, Électricité et éclairage public	22
2.4 Pédologie et Géologie.....	22
2.4.1 La sismicité.....	23
3. Diagnostic du réseau d'assainissement	23
4. Etat actuel du réseau d'assainissement.....	24
4.1 Etat du douar Das Zerdali	24
4.2 Le Réseau d'Assainissement Existant	25
4.3 Les Points de rejet.....	26
4.4 Les Fosses septiques existantes	26
4.5 Les Regards existants	27

4.6 Possibilités de Raccordement à un réseau existant.....	28
5. Conclusion.....	30
CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT DU RESEAU	
D'ASSAINISSEMENT	
1. Introduction.....	32
2. Évolution de la population par sous bassin.....	33
2.1 Choix de l'horizon.....	33
2.2 La population actuelle.....	33
2.3 Population future.....	34
3. Evaluation des débits des eaux usées.....	35
4. Estimation des débits des eaux usées pour l'horizon 2050.....	37
5. Evaluation des débits d'eau pluviale.....	37
5.1 Intensité moyenne et coefficient de ruissellement.....	37
5.2 Evaluation de la pluie journalière maximale Pj.max.....	38
6. Calcul de la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.....	39
6.1 Choix de la loi d'ajustement.....	39
7. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	40
8. Test du Khi2.....	43
8.1 Résultats du test.....	43
9. Calcul de l'intensité de la pluie.....	44
9.1 Débits d'eaux pluviales.....	44
10. Estimation des débits des eaux pluviales pour l'horizon 2050.....	45
11. Les caractéristiques des collecteurs.....	45
11.1 Matériaux des collecteurs.....	45
11.2 Pentes de collecteurs.....	46
11.3 Diamètre des collecteurs.....	46
11.4 Dimensionnement des Collecteurs.....	46
11.4.1 La formule de Chezy.....	46
12. Vérification de l'autocurage.....	48
13. Résultats de calcul hydraulique des collecteurs projetés :.....	48
14. Covadis.....	49
14.1 Etude d'assainissement avec COVADIS.....	49
15. Système projeté.....	50
16. Conclusion.....	52
CHAPITRE IV : GESTION ET EXPLOIATION DU RESEAU	
D'ASSAINISSEMENT	

1. Introduction	53
2. Protection des conduites	53
3. Ouvrages annexes	54
3.1 Les séparateurs à hydrocarbures et débourbeurs	54
3.2 Les limiteurs et régulateurs de débit	54
3.3 Les séparateurs à graisses ou à féculés	54
4. Diagnostic des réseaux	54
5. Les techniques de réhabilitation	55
6. Gestion informatisée du réseau	58
7. Formation et protection des personnels	59
8. Conclusion	60
CONCLUSION GENERALE	61

Table des figures

Figure I.1 : schéma synoptique de station d'épuration de sidi Rached [7].....	6
Figure I. 2 : Les types de canalisation [8].....	11
Figure II. 1:Extrait de la carte d'état-major pour la situation de la zone d'étude.....	19
Figure II. 2 : Image satellite de la localité Das Zerdali.....	19
Figure II. 3 : représentation de la délimitation de l'aire d'étude et les points de rejets	20
Figure II. 4 : Situation pluviométrique de l'aire d'étude	21
Figure II. 5 : Extrait de la carte géologique de la Mitidja.....	23
Figure II. 6 : réseau d'assainissement existant	24
Photo II. 7 : Douar das zerdali	25
Photo II. 8 : Le Réseau d'assainissement Existant.....	25
Photo II. 9 : collecteurs de collecte d'ordre Secondaire	26
Photo II. 10 : Les Points de rejet.....	26
Photo II. 11 : Les Fosses septiques existantes	27
Photo II. 12 : Les nouvelles Fosses	27
Photo II. 13 : Regards existants presque colmaté	28
Photo II. 14 : Regard existant entièrement colmaté.....	28
Photo II. 15 : Collecteur d'assainissement du Douar Henni	29
Photo II. 16: Itinéraire du collecteur d'assainissement	29
Figure III. 1 : Image illustrant l'assainissement Zerdali	32
Figure III. 2 : Graphique de la loi de galton	43
Figure III. 3 : Courbes Bazin	48
Figure III. 4 : Système projeté	50
Figure III. 5 : Vue en plan du Système d'assainissement projeté.....	51
Figure IV. 1 : Photo d'une inspection télévisée, Source : [14].....	55
Figure IV. 2 : Réhabilitation par pose de manchettes, source : [15]	56
Figure IV. 3 : Schéma de chemisage par inversion [16].....	57

Liste des tables

Tableau I. 1 : Avantages et inconvénients de différents systèmes [6].....	5
Tableau I. 2: coefficient de ruissellement.....	9
Tableau III. 1 : Surfaces des sous bassin	33
Tableau III. 2 : Estimation de la population actuel du douar Zerdali (Sous Bassin I)..	33
Tableau III. 3 : Estimation de la Population du sous Bassin II.....	34
Tableau III. 4 : Estimation de la population du sous bassin I à différents horizons	35
Tableau III. 5 : Estimation de la population du sous bassin II à différents horizons....	35
Tableau III. 6 : Estimation des débits d'eaux usées pour chaque sous bassin à l'horizon 2050	37
Tableau III. 7 : Pluies maximales journalières observées au niveau du poste pluviométrique de Hadjout	38
Tableau III. 8 : Caractéristiques de l'échantillon.....	40
Tableau III. 9 : ajustement à la loi de galton	42
Tableau III. 10 : résultats de l'ajustement à la loi de galton	43
Tableau III. 11 : Estimation du débit des eaux pluviales pour chaque Sous bassin	45

Introduction générale

En Algérie le problème d'assainissement se pose dans toutes les régions, à savoir l'étendu de la surface et la dispersion des tissus ruraux. L'assainissement d'une agglomération a pour but de garantir l'évacuation des eaux usées et pluviales dans des conditions favorables afin d'éviter les problèmes de santé et d'hygiène, et de procéder à leur traitement avant leur rejet dans le milieu naturel par des modes compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. En fonction du plan d'occupation du sol de la zone citée, une étude d'un réseau d'assainissement sera projetée ; elle fera appel à une démarche permettant d'entreprendre la conception et le dimensionnement du réseau avec tous les calculs hydrauliques nécessaires afin d'assurer un fonctionnement hydraulique sans défaillances à court et à long terme. Les calculs hydrauliques du réseau projeté sont exécutés à l'aide des logiciels Covadis, Excel 2007 .Notre étude est répartie en 04 chapitres présentant toutes les étapes d'élaboration d'un projet d'assainissement urbain jusqu'à l'horizon 2050.Pour mener à bien notre étude, nous avons structuré notre mémoire comme suit:

Nous avons commencé par donner des généralités sur l'assainissement à travers le premier chapitre. Par la suite, nous avons consacré le deuxième chapitre à la description de la zone concernée par l'étude (Le douar Das Zerdali), où nous avons défini la situation géographique, la géologie, les caractéristiques climatiques et la situation urbanistique, et ainsi nous avons réalisé un diagnostic du douar en question .Le calcul hydraulique du système d'assainissement du douar a été fait dans le troisième chapitre .Enfin, nous avons conclu notre travail par un quatrième chapitre qui est consacré à l'exploitation et la gestion du réseau d'assainissement.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR L'ASSAINISSEMENT

1. Introduction

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

1.1 Définition et historique de l'assainissement

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.

Au XIXème siècle, l'assainissement était défini comme étant « la restitution à la terre des principes fertilisants qu'elles contiennent et le retour aux rivières des liquides dépouillés de leurs éléments corrupteurs. » (Charles de Freycinet, Principes d'assainissement des villes, Paris, 1870, p.161). Ces enjeux ont été peu à peu perdus de vue au fur et à mesure que les villes se sont agrandies, étalées et ont rompu le lien avec leurs campagnes. Des techniques d'assainissement écologique centrées sur la préservation des milieux aquatiques et la valorisation des nutriments pour les sols existent depuis longtemps, mais c'est l'assainissement conventionnel qui domine [1].

2. Différents systèmes des réseaux d'assainissement

Un réseau d'assainissement a pour but d'évacuer les eaux usées et une fraction pluviale des bâtiments vers l'égout public celui-ci peut être établie selon l'un des systèmes suivants :

2.1 Système unitaire

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et station d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement.

Ce système est intéressant par simplicité puisqu' il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble. Dans le cas où la population est relativement dense et si le terrain accuse des dénivellations assez marquées pour qu'une évacuation gravitaire soit possible, le système unitaire est recommandé. [2]

2.2 Systèmes séparatifs

Ce système comprend deux réseaux :

- Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.
- Un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement. Le tracé des collecteurs n'est obligatoirement pas le même, ce qui est le cas la plupart du temps.

Le tracé du réseau d'eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités qu'il dessert en suivant les routes existantes.

Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel. [3]

- Cout plus élevé que l'unitaire.
- Les risques de commettre des erreurs de branchements
- Problème de raccordement

2.3 Système Pseudo- séparatif

C'est un réseau séparatif particulier dans lequel le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit certaines eaux pluviales (toiture, cours, etc.), le réseau pluvial ne reçoit que les eaux de ruissellement des chaussées et des trottoirs. [4]

2.4 Système mixte

Est un mélange des systèmes unitaire et séparatif qui sont installés en fonction des zones urbanisées.

2.5 Système composite

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement. [5]

Système	Avantages	Inconvénients
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple. - Encombrement réduit du sous-sol a priori économique. - Pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Débit à la STEP très variable. - La dilution des eaux usées est variable. - Apport de sable important à la station d'épuration. - Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange "eaux usées eaux pluviales" au droit des déversoirs d'orage.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution des sections des collecteurs. - Exploitation plus facile de la STEP. - Milieu naturel préservé. 	<ul style="list-style-type: none"> - Encombrement important du sous sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.
Pseudo séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminées en d'hors de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension. 	<ul style="list-style-type: none"> - Le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé. - La charge polluante est variable en qualité et en quantité.

Tableau I. 1 : Avantages et inconvénients de différents systèmes [6]

3. Les grands ouvrages d'assainissement

3.1 Station d'épuration (STEP)

C'est une installation destinée à épurer les eaux usées domestiques ou industrielles avant le rejet dans le milieu naturel.

Le but du traitement est de séparer l'eau des substances indésirables pour le milieu récepteur.

Une station d'épuration est généralement installée à l'extrémité d'un réseau de collecte, elle peut utiliser plusieurs principes, physiques et biologiques.

Le plus souvent, le processus est biologique car il fait intervenir des bactéries capables de dégrader les matières organiques, la taille et le type des dispositifs dépendent du degré de pollution des eaux à traiter.

Une station d'épuration est constituée d'une succession de dispositifs, conçus pour extraire en différentes étapes les différents polluants contenus dans les eaux.

La pollution retenue dans la station d'épuration est transformée sous forme de boues, la succession des dispositifs est calculée en fonction de la nature des eaux usées recueillies sur le réseau et des types de pollutions à traiter.

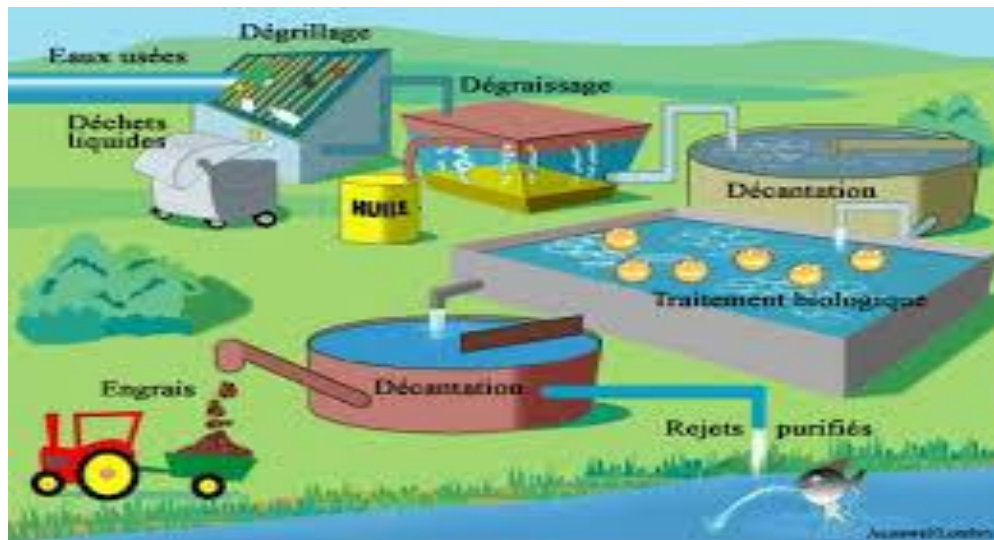


Figure I.1 : schéma synoptique de station d'épuration de sidi Rached [7].

4. Evaluation des débits des eaux à évacuer

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale la détermination des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à évacuer.

4.1 Les différentes méthodes d'évaluation des débits des eaux pluviales

4.1.1 La méthode rationnelle

C'est la méthode la plus utilisée en Algérie dans la formule de base très simple

$$Q = K. C. I. A$$

Avec :

Q : débit maximum d'eau pluvial (m^3/s).

A : aire du bassin (ha)

C : coefficient de ruissellement.

I : intensité de la pluie (mm/h)

K : coefficient de conversion des unités (coefficient de retardement ≈ 1)

Validité de la méthode rationnelle :

- le choix d'un diamètre de collecteur et d'une pente de projet devra tenir compte
- V_{max} : vitesse au-dessus de laquelle il y'a risque évident d'érosion des matériaux mis en œuvre
- le diamètre ≥ 300 mm
- période de retour choisie 10 ans
- le coefficient de ruissellement $0.05 < C_r < 1$

4.1.2 Méthode superficielle (model de Caquot)

La méthode superficielle La formule de Caquot est la formule la plus utilisée pour l'estimation des apports pluviaux des bassins urbanisés :

$$Q = m \cdot K^{1/u} \cdot I^{v/u} \cdot C^{1/u} \cdot A^{w/u}$$

Q : débit de période de retour T en m^3/s ,

A et b : sont les paramètres d'ajustement de la relation : $i(t,T) = a \cdot t^b$

I : pente moyenne du bassin en m/m,

C : coefficient de ruissellement,

A : superficie du bassin versant en hectares,

m : coefficient correcteur $m = (M/2)^{0.84b/u}$

M : allongement du bassin versant,

Les coefficients k,u, v et w sont en fonction des paramètres d'ajustement a et b :

$$K = a \cdot (0.5^b / 6.6) \text{ avec } a = a/60$$

$$U = 1 + 0.287 * b$$

$$V = - 0.41 * b$$

$$W = 0.95 + 0.507 * b$$

Validité de la méthode superficielle :

- La limite supérieure de la surface du bassin est fixée à 200 ha.
- La valeur de la pente du collecteur est comprise entre 0,2% et 5%.
- Le coefficient de ruissellement $0,2 \leq Cr \leq 1$.
- Le coefficient d'allongement $M = 4\sqrt{A} \geq 0.8$.

4.1.2.1 Principe de calcul

La méthode superficielle conduit à déterminer le débit à partir des caractéristiques physiques du bassin versant.

a. La pente moyenne :

Pour un bassin urbanisé dont le plus long cheminement hydraulique « L » est constitué de tronçons successifs « L_k » de pente sensiblement constante « I_k », l'expression de la pente moyenne qui intègre le temps d'écoulement le long du cheminement le plus hydrauliquement éloigné de l'exutoire (ou temps de concentration) est la suivante :

$$I_{\text{eq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$$

Avec :

L_j : le plus long cheminement hydraulique.

I_i : pentes du bassin.

b. Allongement des bassins versants :

Selon leur disposition (en série ou en parallèle), il est caractérisé par un coefficient à tel que :

$$M = (L / \sqrt{A}) \geq 0,8$$

L : longueur (en hectomètres) du plus long cheminement hydraulique.

A : surface du bassin (en hectares).

c. Coefficient de ruissellement :

Représente Le taux d'imperméabilisation, il donné par cette formule :

$$C = A_{imp} / A$$

Avec :

A_{imp} : surface de la partie imperméable.

A : surface totale du bassin versant.

De nombreuses expériences ont été réalisées sur différents types de surface, on obtient les coefficients de ruissellement suivants :

Types de surface-habitation	C
Surface totalement imperméable, habitation très dense	0.9
Terrasse, habitation dense	0.7
Voie non goudronnée	0.37
Pavage (pierre) à large joint	0.6
Jardin (espace vert)	0.1
Allés en gravier, habitation résidentielle	0.2
Surface boisée, habitation peu dense	0.05

Tableau I. 2: coefficient de ruissellement

Si le bassin versant est composé de plusieurs surfaces, il faut calculer le coefficient moyen (**C_{moy}**).

$$C_{moy} = \frac{\sum C_i * A_i}{\sum A_i}$$

5. Formules utilisées dans la conception de l'assainissement

5.1 Formules de CHEZY (Ecoulement uniforme)

Les ouvrages sont calculés suivant une formule d'écoulement résultant de celle de CHEZY. [8]

$$V = C\sqrt{RI}$$

Avec :

V : Vitesse d'écoulement en (m/s)

R : Rayon hydraulique avec : **R = S/P**

S : section mouillée en (m²)

P : périmètre mouille en (m)

I : Pente de l'ouvrage en (%)

C : Coefficient pour lequel on adopte celui donne par la formule de BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

γ : Est un coefficient d'écoulement qui varie suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux transportées.

5.2 Réseau eaux usées en système séparatif

Il se forme une pellicule grasse dans les ouvrages qui améliorent les conditions d'écoulement. Aussi le coefficient de Bazin γ peut être pris égal à 0,25 en tenant compte des inégalités dans le réseau et d'éventuelles intrusions de sable ou de terre.

C peut être donc représenté approximativement par l'expression :

$$C = 70. R^{1/6}$$

On obtient donc : $V = 70. R^{2/3}. I^{1/2}$

Et le débit capable de l'ouvrage en (m³/s) : $Q = 70. R^{2/3}. I^{1/2}. S$

5.3 Réseaux pluviaux en système unitaire ou séparatif

Il convient de tenir compte que des dépôts sont susceptibles de se former, ce qui conduit à admettre un écoulement sur des parois semi-rugueuses. Le coefficient de Bazin γ peut être pris à (0,46),

C peut donc être représenté approximativement par l'expression :

$$C = 60. R^{1/4}$$

On obtient donc : $V = 60. R^{3/4}. I^{1/2}$

Et le débit de l'ouvrage en (m³/s) : $Q = 60. R^{3/4}. I^{1/2}. S$

5.4 Formule de Manning-Strickler:

Pour les eaux usées, elles sont données par la formule suivante :

$$C = K. R^{1/6}$$

$$V = K. R^{2/3}. I^{1/2}$$

$$Q = V.S = K. R^{2/3}. I^{1/2}. S$$

Avec:

K: Coefficient de Manning – Strickler.

S : Section mouillée de l'ouvrage en (m²).

P : Périmètre mouillée de l'ouvrage en (m).

R : Rayon hydraulique de l'ouvrage en (m).

I : Pente longitudinale de l'ouvrage en (%).

V : Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en (m/s).

Qc : Débit de l'ouvrage en (m³/s).

Valeurs courantes de K utilisées pour les études :

- Ouvrages en fonte, béton, grés, PVC, PEHD : K = 70 à 80.
- Ouvrages métalliques en tôle ondulée : K = 40 à 45.
- Fosses profonds engazonne : K = 25 à 30.

6. Canalisation

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents selon leurs matériaux, leur forme et leur destination on distingue :





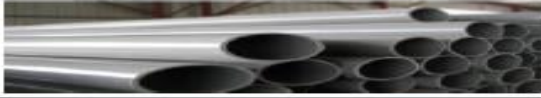

Types de canalisations	Figure des canalisations
Conduites en béton non armé	
Conduites en béton armé	
Conduites en amiante – ciment	
Conduites en fonte ductile	
Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié	
Les conduites ovoïdes	

Figure I. 2 : Les types de canalisation [8]

7. Joints

Il existe plusieurs types des joints qui sont différents, on distingue :

- Joint type Rocla.
- Joint à demi-emboîtement.
- Joint à collet.

8. Les ouvrages annexes

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes [9] :

8.1 Les ouvrages normaux

- Les fossés.
- Les caniveaux sont des annexes de la voirie en bordure du trottoir, ils sont destinés à recevoir les eaux de ruissellement, et assurent le transport en surface des eaux pluviales jusqu'aux bouches et avaloir.
- Les bouches d'égout.
- Les regards.
- Branchements particulières qui sont en fait des mini-regards, qui permettent le raccordement des canalisations intérieures collectant les eaux vannes et ménagères avec le branchement au réseau

8.2 Les ouvrages spéciaux

- Déversoirs d'orage : sont destinés à évacuer, en cas d'orages, le débit supplémentaire transitant dans les collecteurs, ces ouvrages acheminent directement les eaux vers le milieu naturel.
- Dégrilleurs.

9. Caractéristiques des eaux usées

Les eaux usées sont caractérisées en fonction de leur composition physique, chimique et biologique.

9.1 Définition des eaux usées

Les eaux usées c'est les eaux ayant été utilisées pour les usages domestiques, industriels ou même agricoles, elles constituent donc un effluent pollué et qui sont rejetées dans le milieu naturel et/ou dans un émissaire d'égout [10].

9.2 Type des eaux usées

Il peut se composer de quatre types différents :

a. Les eaux usées domestiques

Les eaux usées domestiques comprennent les eaux ménagères (eaux sanitaires, eaux de lessive, eaux de cuisine) et les eaux de vannes (urines et matières fécales) dans le système dit « tout-à-l'égout » [11].

b. Les eaux usées industrielles

Très différentes des eaux usées domestiques, leurs caractéristiques varient d'une industrie à l'autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées.

Elles peuvent contenir :

- Des produits toxiques.
- Des solvants.
- Des métaux lourds.
- Des micropolluants organiques
- Des hydrocarbures.

Certaines de ces eaux usées font l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte [12].

c. Les eaux agricoles :

L'agriculture est une source de pollution des eaux qui n'est pas du tout négligeable car elle apporte les engrais et les pesticides. Elle est la cause essentielle des pollutions diffuses [13].

d. Les eaux pluviales :

Elles peuvent aussi constituer une source de pollution importante 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...) [13].

9.3 Paramètres physiques des eaux usées

- **Couleur** : Les eaux usées fraîches sont normalement brunes et jaunâtres, mais avec le temps, elles deviennent noires.
- **Matières en suspension** : ce sont des matières solides insolubles en suspension dans un liquide et visibles à l'œil nu
- **Température** : Pour les eaux résiduaires, elle est corrélée à la température extérieure tout en étant plus chaude, car presque personne ne prend de douche froide
- **Turbidité** : En raison des matières en suspension, les eaux usées auront une turbidité plus élevée.

9.4 Caractéristiques chimiques des eaux usées

Les eaux usées contiennent différents produits chimiques sous diverses formes, comme indiqué ci-dessous :

- Demande chimique en oxygène (DCO) – La DCO est une mesure de la quantité de matières organiques dans les eaux usées en fonction de l'oxygène nécessaire pour oxyder les matières organiques.
- Azote : Il est mesuré sous ses différentes formes : nitrite, nitrate, ammoniac, et azote organique (qui est la quantité d'azote présente dans les composés organiques)
- Phosphore : mesuré généralement sous sa forme minérale et organique, le phosphore total
- Chlorures (Cl⁻)
- Sulfates (SO₄⁻²)
- Métaux lourds

9.5 Paramètres biologiques des eaux usées

- Demande biochimique en oxygène (DBO) – La DBO est la quantité d'oxygène nécessaire pour stabiliser la matière organique au moyen de micro-organismes.
- Huile et graisse – L'huile et la graisse proviennent de déchets alimentaires et de produits pétroliers.

- Vie microbienne dans les eaux usées : Les eaux usées contiennent les microbes suivants :
 - Bactéries
 - Protozoaires
 - Champignons
 - Virus, Algues, Rotifères, Nématodes

Conclusion

La réalisation des systèmes d'assainissement a une très grande importance pour sauvegarder et préserver l'environnement contre toute pollution.

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites vu les avantages qu'elles présentent. D'une part, l'étanchéité et la résistance aux charges importantes surtout pour les remblais .D'autre part, pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité de notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir les regards, les conduites et les branchements.

CHAPITRE II

PRESENTATION DE LA REGION D'ETUDE ET DIAGNOSTIC DU RESEAU

1. Introduction

Avant tout projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs influençables sur la conception d'un projet, elle permet de rassembler toutes les caractéristiques du bassin.

2. Présentation du douar Das Zerdali

2.1 Situation géographique du douar Das Zerdali

La wilaya de Tipaza dont le chef-lieu est située à 68 KM à l'Ouest de la capitale d'Alger; la wilaya fait partie de la région nord-centre fortement urbanisée et polarisante à la fois. Jouissant d'atouts majeurs économiques, touristiques et naturels, la mettant à l'avant-garde du reste du territoire national .Elle est limitée géographiquement par:

- La mer méditerranéenne au Nord (123 KM)
- La wilaya de Blida au Sud Est
- La wilaya d'Alger à l'Est
- La wilaya de Chlef à l'Ouest
- La wilaya d'Ain Defla au sud-ouest

Le territoire de la wilaya de Tipaza couvre une superficie de 1 707 km², soit 0.072% du territoire national, qui se répartit en : Montagnes : 336 km² ; Collines et piémonts : 577 km²; Plaines : 611 km²; Autres : 183 km² .Elle se compose de 28 communes et 10 dairas

2.1.1 Localisation de la zone d'étude

Le douar Das Zerdali objet de la présente étude, fait partie de la commune de Bourkika qui se trouve à l'Est du chef-lieu de la Commune de Bourkika. Sur la route Nationale **RN42** reliant les communes d'El Affroun et Hadjout juste à la frontière de la commune Ahmeur El Ain. Le douar Zerdali est limité au sud –sud par le domaine Houari A.E.K, par l'Ouest par le domaine Zerdak et par le Nord par le domaine Khelifa Tayeb.



Figure II. 1: Extrait de la carte d'état-major pour la situation de la zone d'étude [DRE]



Figure II. 2 : Image satellite de la localité Das Zerdali [DRE]

2.1.2 La délimitation de l'aire d'étude

La figure suivante représente la délimitation de l'aire d'étude et les points de rejets:



Figure II. 3 : représentation de la délimitation de l'aire d'étude et les points de rejets [DRE]

2.1.3 Relief

La commune de Bourkika est une commune située entre la plaine de la Mitidja et les collines annonçant le début des montagnes de l'Atlas.

Le douar Zerdali se situe au niveau de la plaine de la Mitidja, il est ainsi quasiment dépourvu de pente naturelle.

2.2 Etude climatologique de douar Das Zerdali

Le douar Das Zerdali est caractérisé par un climat méditerranéen autrement dit les hivers qui s'étalent du mois d'octobre au mois de Mars; sont doux et humides; alors que les étés qui s'étalent du mois du mai au mois de septembre sont plutôt secs et chauds.

2.2.1 Pluviométrie

Le facteur climatologique essentiel reste la pluviométrie, il constitue à lui seul un grand volume d'informations. La quantité totale de précipitations qui atteignent le sol pendant une période déterminée, est exprimée par la hauteur d'eau qui recouvrirait un plan horizontal.

Sur l'extrait de la carte pluviométrique de l'Algérie du nord (1971), on observe que la valeur moyenne annuelle des précipitations est comprise entre **700 mm** et **800 mm** de pluie par an.

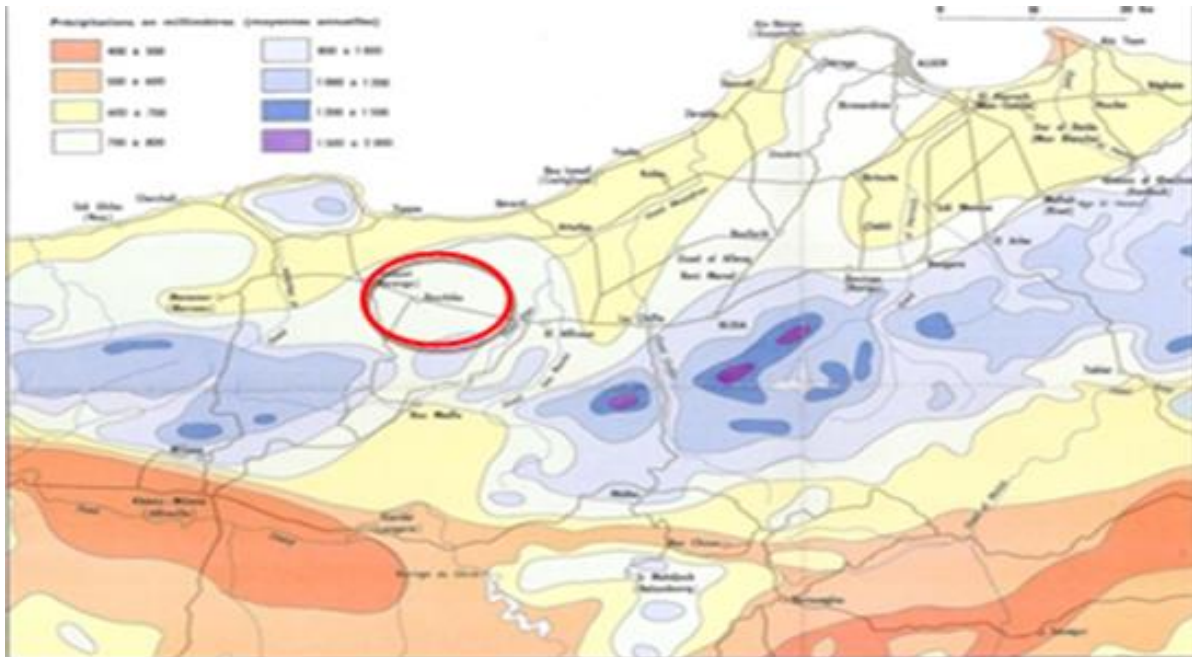


Figure II. 4 : Situation pluviométrique de l'aire d'étude [DRE]

2.2.2 La température

La température a Bourkika :

Elle varie entre 33°C, durant la période la plus chaude (Juillet et Août) et 5°C, pour la période froide en hivers (Décembre à Février).

2.2.3 Vent

Ceux qui dominent en période d'hiver, c'est des vents qui arrivent de la Mer Méditerranée. Ils amènent une certaine douceur aux températures.

Les vents d'Est et Nord sont dominants en période d'été, ces vents rafraîchissent le climat.

2.2.4 Hydrographie

La zone d'étude n'est traversée par aucun cour d'eau naturel, mais elle contient un canal de drainage agricole qui date de l'époque coloniale, il est à environ 150 m du Douar.

2.3 Situation Urbanistique

Le douar Zerdali est une ancienne Ferme de colons, construit selon le style de l'époque, il contient une grande villa, une maison pour les ouvriers, une grande cave à vin et une étable.

Après l'indépendance la zone a été reprise par les algériens, la cave et les étables sont exploitées par le ministère de l'agriculture comme ferme Pilote. Avec le temps quelques habitations sont venues se coller à l'ancienne ferme coloniale. Les habitations actuelles sont en dur.

2.3.1 La voirie

La localité de Zerdali est une zone construite sur des terres agricoles, elle comprend de toutes petites ruelles d'environ 04 mètres de largeur par endroit. Les ruelles ne sont pas asphaltées. Aucun trottoir ni avaloir n'a été observé au niveau de la zone d'étude.

2.3.2 L'Alimentation en eau potable

La zone d'étude est alimentée en eau potable par un réseau géré par l'A.P.C de Bourkika. Le douar est directement branché sur la conduite principale.

2.3.3 Téléphone, Gaz, Électricité et éclairage public

Les services de la SONELGAZ nous ont informés que les habitations du douar Das Zerdali sont alimentées en gaz de ville. La zone d'étude est alimentée en électricité par un réseau aérien disposé sur des poteaux, et il dispose de l'éclairage public sur les poteaux d'alimentation en électricité.

2.4 Pédologie et Géologie

Géologiquement, la région est implantée au niveau de la plaine de la Mitidja. C'était une plaine alluviale qui s'étendait du pied de l'Atlas jusqu'au-delà de la côte actuelle. Pendant le quaternaire, les cours d'eau qui parcouraient la plaine alluviale l'ont débarrassé par suite de l'abaissement du niveau de la mer, de plus de 100 mètres au-dessous du niveau actuel. Les apports venant de l'Atlas par les torrents et les cours d'eau remplissent de cailloutis le synclinal Méridien.

La vitesse d'alluvionnement est sensiblement considérable par rapport à la vitesse de descente de fond, les produits détritiques pouvaient se déposer en certains points, du Sahel. Ainsi se sont formés dans le Sahel des méplats couverts d'alluvions. L'extrait de la carte géologique suivante montre l'aspect alluvial de la plaine de la Mitidja.

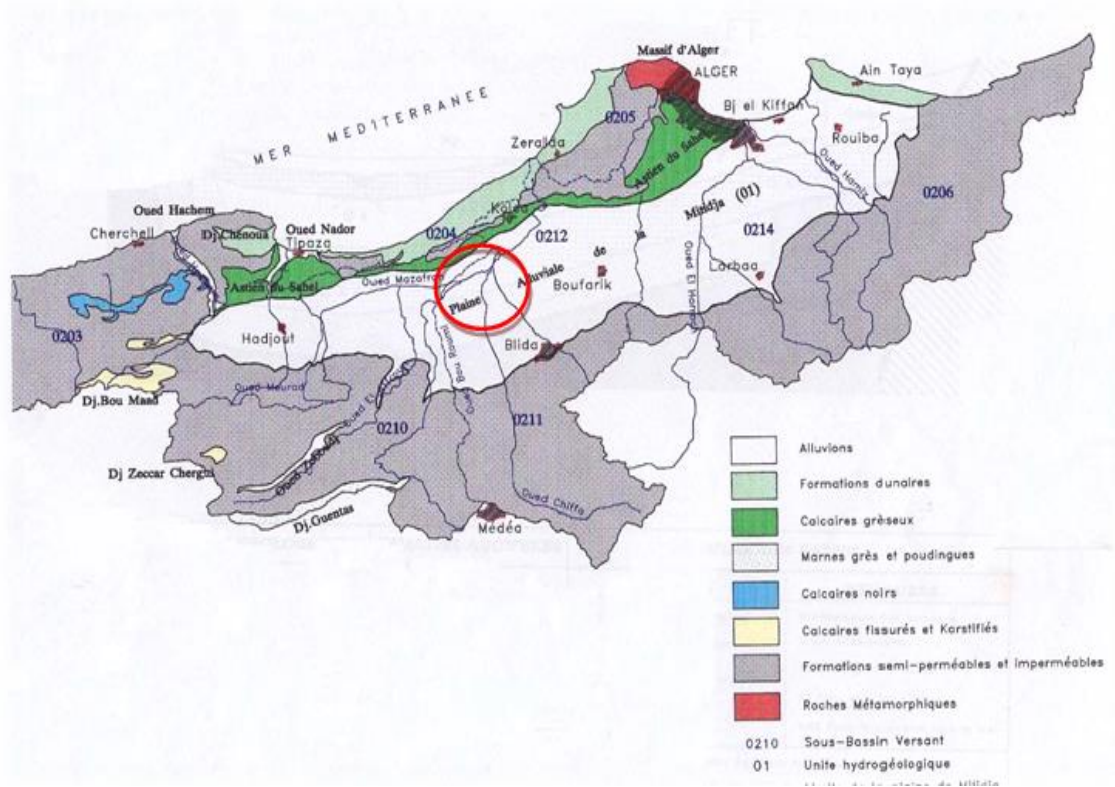


Figure II. 5 : Extrait de la carte géologique de la Mitidja [DRE]

2.4.1 La sismicité

Dans la nouvelle classification qui a été établie par le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 2003) suite au séisme du 21 Mai 2003 qui a touché la région de Boumerdes et ses environs, notre zone d'étude se situe dans la zone Sismique.

3. Diagnostic du réseau d'assainissement

Le diagnostic de notre réseau a pour but de déceler les anomalies, les analyser et l'interpréter en but d'étudier le réseau d'assainissement. On doit donc déceler les origines des problèmes observés.

Le diagnostic est une étape préalable obligatoire à réaliser pour les travaux de réhabilitation.

Et Après nombreuses missions de reconnaissance sur terrain et collecte des informations auprès des différents services et organismes, en relation avec l'ouvrage. Il a été possible d'établir la situation sur l'état de l'existant en ce qui concerne le système d'assainissement.

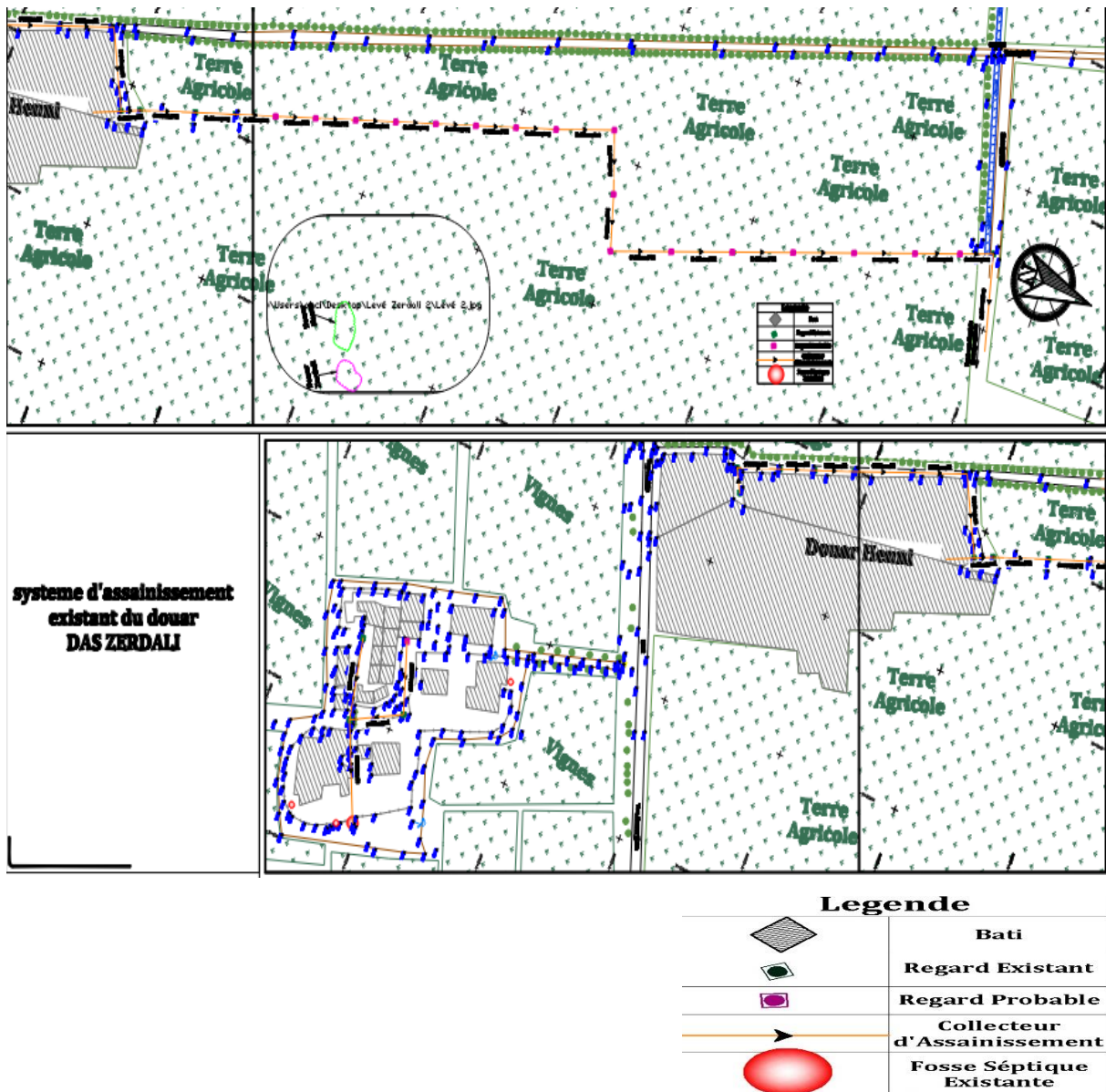


Figure II. 6 : réseau d'assainissement existant

4. Etat actuel du réseau d'assainissement

4.1 Etat du douar Das Zerdali

Le Douar Das Zerdali, Comme la plupart des Douars de la Mitidja était à l'époque coloniale une ferme viticole (Clos Saint Jean), il comprenait une villa du colon, une maison des employés, un hangar (pour l'élevage), et une grande cave à vin. Après l'indépendance, les biens des colons ont été repris par les algériens, la villa occupée et autours de celle-ci sont venus se coller des maisons (parfois des bidons villes)



Photos II. 7 : Douar das zerdali

4.2 Le Réseau d'Assainissement Existant

Il existe dans le Douar un petit réseau d'assainissement, réalisé par l'APC de Bourkika. Les regards de celui-ci ne sont pas apparents sur la surface du sol.



Photos II. 9 : Le Réseau d'assainissement Existant

Les deux collecteurs de collecte d'ordre Secondaire se rencontrent au niveau d'une intersection et continuent vers l'Est en passant sous une construction en cours de réalisation puis sous une étable pour aller rejoindre le point de rejet (qui normalement est une fosse septique en béton armé)



Photos II. 8 : collecteurs de collecte d'ordre Secondaire

4.3 Les Points de rejet

Après avoir traversé l'étable le collecteur semble déborder vers la surface à travers un regard dallé, initialement ce regard se déversait vers la grande fosse septique installé par l'APC, mais suite à la mauvaise qualité de la pose des collecteurs, ceux-ci se sont colmatés en aval et les eaux ont débordé à partir du regard



Photos II. 10 : Les Points de rejet

4.4 Les Fosses septiques existantes

Le réseau d'assainissement existant au niveau de Douar Das Zerdali se déversait dans le passé dans une fosse septique en béton armé, actuellement le réseau ne se déverse plus dans cette fosse à cause du débordement en amont, cela à cause d'insuffisances et non curage de cette dernière.



Photos II. 11 : Les Fosses septiques existantes

Après l'extension des zones d'habitations, les habitants ont installé de nouvelles fosses anarchiques, il s'agit de trous mis en place dans le sol et couvert d'une tôle de zinc. Celle-ci connaît de nombreux problèmes dont le débordement. En période de pluie celle-ci est inondée et déborde vers les vignes, presque un hectare de vigne a été détruit à cause de ces débordements.



Photos II. 13 : Les nouvelles Fosses

4.5 Les Regards existants

Ce regard est presque colmaté, et le diamètre de ces collecteurs 250, et le génie civil est d'un mauvais état.



Photos II. 12 : Regards existants presque colmaté

Ce regard est entièrement colmaté et le génie civil de ce regard est en très mauvais état.



Photos II. 14 : Regard existant entièrement colmaté

4.6 Possibilités de Raccordement à un réseau existant

Il existe en Aval du réseau d'assainissement du Douar Henni un nouveau collecteur d'assainissement réalisé récemment, celui-ci est en PVC diamètre 400 mm, il draine les eaux usées du Douar Henni vers le canal de drainage agricole.

Le collecteur existant semble en bon état, la pente est forte et l'écoulement se passe sans problème, ce collecteur présente l'inconvénient de passer au milieu de terres agricoles, ce qui rend l'accès difficile pour son entretien, d'autant plus que plusieurs regards ne sont pas tous visibles.



Photos II. 15 : Collecteur d'assainissement du Douar Henni

Le collecteur réalisé récemment traverse les terres agricoles, on a l'intercepté à l'extrémité des terres, où celui-ci change de direction et longe une piste agricole pour aller rejoindre un canal de drainage



Photos II. 16 : Itinéraire du collecteur d'assainissement

5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons essayé de donner un aperçu sur les différentes situations caractérisant le douar Das Zerdali et un diagnostic sur son réseau d'assainissement

L'analyse approfondie du Système d'assainissement du Douar Zerdali, à la suite du dépouillement des données récoltées, et après consultation des services techniques de la subdivision de l'hydraulique d'Ahmeur El Ain. Il a été constaté ce qui suit :

- La réalisation d'un réseau d'assainissement aux normes au niveau du douar est impérative, avec raccordement vers des points de rejet adéquats.
- Il existe un autre point de raccordement éventuel au niveau du collecteur de diamètre 800 passant au niveau du chemin vicinal situé au nord de la zone qui draine les eaux usées d'une grande partie de la commune de Bourkika vers la future STEP de Sidi Rached, ce collecteur peut être un point de raccordement possible . Le raccordement vers ce collecteur présente l'inconvénient d'un linéaire très important et le passage par des terrains privés.

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT

DU RESEAU

D'ASSAINISSEMENT

1. Introduction

Le réseau d'assainissement projeté doit être convenable pour l'évacuation de toutes les eaux quelques soit leurs origines pluviales ou usées, alors l'évaluation du débit d'eau évacué permet de faire l'étude hydraulique, les débits à déterminer sont :

- Le débit d'eau pluviale qui représente le débit d'eau ruisselée.
- les eaux usées qui représentent l'eau domestique et publique.

Afin d'estimer les eaux pluviales, l'aire d'étude peut être considérée comme deux bassins versants hydrauliques d'une superficie respectives de 1,78 ha (SB1) et de 1,5 ha (SB2).

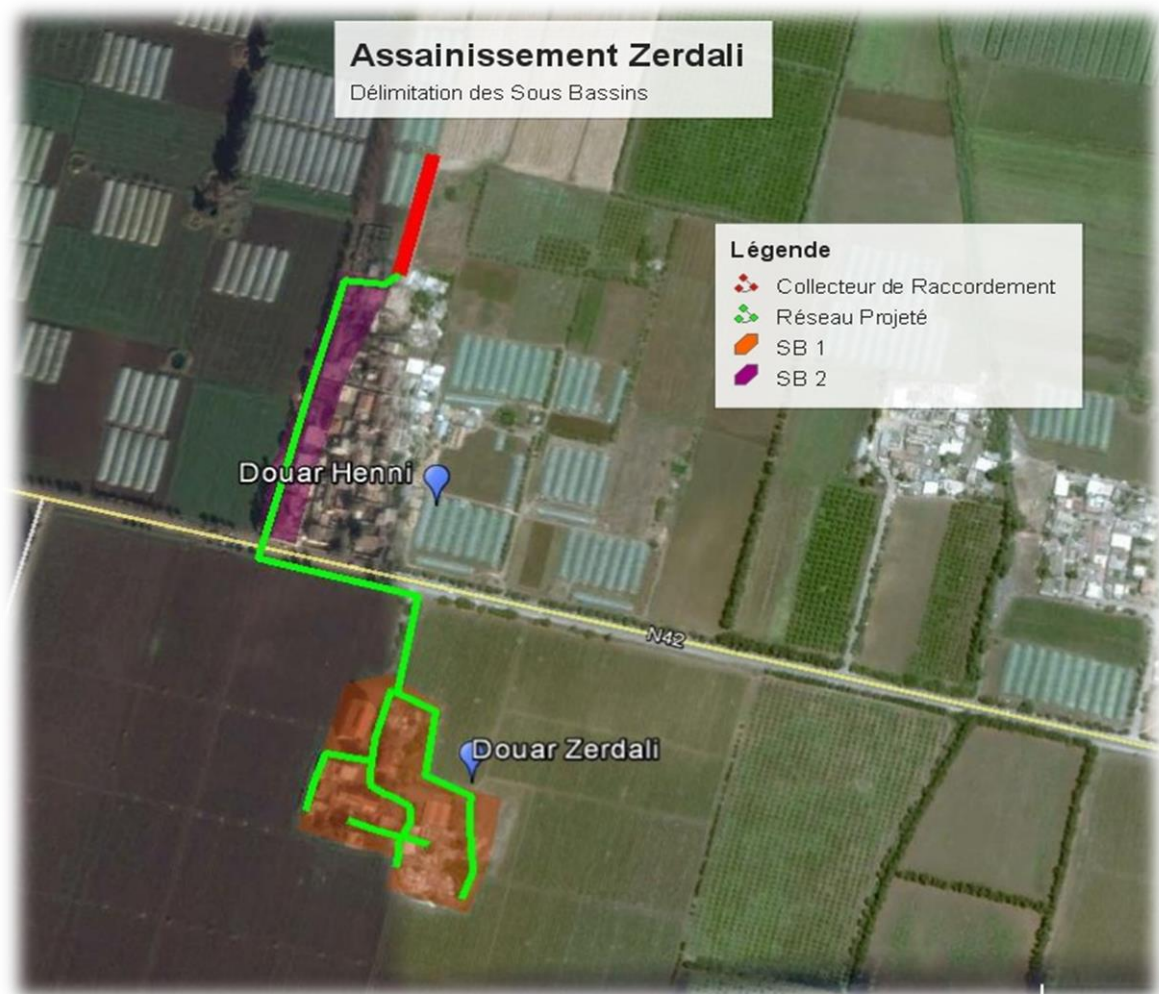


Figure III. 1 : Image illustrant l'assainissement Zerdali

Les surfaces de chaque sous bassin ainsi délimitées sont présentées dans le tableau suivant :

Sous Bassin	Surface
	Ha
1	1,78
2	1,5

Tableau III. 1 : Surfaces des sous bassin

2. Évolution de la population par sous bassin

2.1 Choix de l'horizon

La durée de vie de réseau de collecteur et de la station d'épuration est les deux principaux paramètres qu'on doit prendre en considération pour le choix de l'horizon.

2.2 La population actuelle

La population actuelle est estimée par la méthode du nombre de maison.

D'après les services de recensements de l'APC, la commune de Bourkika a connu une augmentation de la population des zones éparses, égale au taux d'accroissement moyen de la commune, qui est de l'ordre de 2,3%.

La méthode du nombre d'habitation consiste à calculer le nombre d'habitations qui se trouve dans la zone d'étude, et multiplier cette valeur par le nombre de personnes qui occupent chaque habitation.

Le nombre de personnes par habitation est une valeur moyenne recommandée par les services de l'A.P.C de Bourkika, celle-ci a été établie sur la base de la nature des habitations de la localité, qui présente la particularité de regrouper plusieurs familles dans la même bâtisse (2 à 3 en générale). Ce nombre est estimé en général à **08** personnes par habitations, L'aire d'étude a été divisée en deux sous bassins.

Sous bassin I	Nbre. de Maisons	Nbre. hab / maison	Nbre. hab
Total	30	08	240

Tableau III. 2 : Estimation de la population actuel du douar Zerdali (Sous Bassin I)

Sous bassin II	Nbre. de Maisons	Nbre. hab / maison	Nbre. hab
Total	13	08	104

Tableau III. 3 : Estimation de la Population du sous Bassin II

2.3 Population future

Cette population doit être projetée à différents horizons d'étude.

C'est-à-dire :

- Cours terme (**10 ans**, soit à l'année **2030**) ;
- Moyen terme (**20 ans**, soit à l'année **2040**) ;
- Long terme (**30 ans**, soit à l'année **2050**) ;

Pour le calcul du nombre d'habitant de la localité de la zone éparsée partie amont pour différents horizons, on se base sur le nombre d'habitants actuel et on fixe le taux d'accroissement de la population, en se référant à la loi des accroissements géométrique donnée par la relation suivante :

$$P_x = P_0 * (1+\alpha)^n$$

P_x : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population de référence (**2020**).

α : Taux d'accroissement démographique 2,3%.

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

Le résultat du calcul de l'évolution de la population à différents horizons de l'étude (jusqu'à l'année 2050) est donné dans le tableau ci-après :

Horizons de Calcul	Nbre. hab
2030	301
2040	378
2050	475

Tableau III. 4 : Estimation de la population du sous bassin I à différents horizons

Horizons de Calcul	Nbre. hab
2030	131
2040	165
2050	208

Tableau III. 5 : Estimation de la population du sous bassin II à différents horizons

3. Evaluation des débits des eaux usées

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

Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...).

Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

Notre zone d'étude est une vocation essentiellement agricole et ne dispose d'aucune zone industrielle. Le POS dont dispose la commune ne définit aucune zone d'activité proprement dite. Donc on a seulement des eaux usées domestiques et publiques.

Le débit d'eaux usées est estimé de la manière suivante :

a. Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier est donné par l'expression suivante :

$$Q_m = \frac{D \cdot P \cdot C}{86400} \quad (l/s)$$

D : dotation en eau potable par litre/habitant/jour (**90 l/hab/jour**)

P : Population de la zone concernée à l'horizon **2050**.

C : Coefficient de Rejet (**80 %**)

b. Débit saisonnier

Le débit saisonnier, correspondant à la journée la plus chargée de l'année, est déterminé par une majoration de **20 %** du débit moyen journalier.

$$Q_s = K_s \times Q_{mtot} \quad (l/s)$$

Q_{mtot}: Somme du débit moyen journalier et du débit d'équipement

K_s: Coefficient saisonnier (K_s=1.2)

c. Débit de pointe

Le débit de pointe qui représente le débit d'eau usée est donné par la relation suivante :

$$Q_p = K_p \times Q_m \quad (l/s)$$

K_p: Coefficient de pointe

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_m}}$$

Si, $Q_m \leq 2,8$ on prend $K_p' = 3$

Si, $Q_m > 2,8$ on prend $K_p' = K_p$

d. Débit d'équipement

Comme équipement public, au niveau du sous bassin 1 du Douar Das Zerdali il existe les locaux de la ferme pilote et son débit représente 20% du débit moyen journalier.

$Q_{éq} = 20\% \cdot Q_m \quad (l/s)$, D'où :

$$Q_{eu} = Q_p + Q_{éq} \quad (l/s)$$

4. Estimation des débits des eaux usées pour l'horizon 2050

Horizons de Calcul	Population	Dotation	Qm	Ks	Qs	Kp	Qp	Qeq	Qeu
					l/s				l/s
SB I	475	90	0,40	1,2	0,47	3,00	1,42	0,08	1,50
SBII	208	90	0,17	1,2	0,21	3,00	0,62	0	0,62

Tableau III. 6 : Estimation des débits d'eaux usées pour chaque sous bassin à l'horizon 2050

5. Evaluation des débits d'eau pluviale

5.1 Intensité moyenne et coefficient de ruissellement

La zone d'étude dépend du bassin versant de l'Algérois Ouest. En fonction de la topographie de la zone et pour l'élaboration d'une étude hydrologique fiable on se basera sur les observations de la station de Hadjout.

La station en question porte les caractéristiques suivantes :

- Code : **020325**
- X (m) : **475,85**
- Y(m) : **358,85**
- Z(m) : **59.**
- Durée d'observation : **37Ans**

Après des services de l'**ANRH** on a réussi à acquérir des données pour une période d'observation de **37 ans**, ces données consistent en les pluies maximales journalières. Les données sont présentées dans le tableau suivant :

Année	$P_{\max, j}$ (mm)	Année	$P_{\max, j}$ (mm)
1972	53,9	1990	34.3
1973	73,7	1991	55.5
1974	44	1992	51.1
1975	51,3	1993	79.5
1976	45,8	1994	34.4
1977	51,5	1995	69
1978	98	1996	40.5
1979	50,5	1997	51.7
1980	77,1	1998	73.5
1981	43,2	1999	23.2
1982	53	2000	33.6
1983	63,5	2001	38.5
1984	158,1	2002	32.5
1985	87,9	2003	35.3
1986	65,8	2004	30.2
1987	30,9	2005	28
1989	20,6	2006	29.3
		2007	43.6
		2008	27.1

Tableau III. 7 : Pluies maximales journalières observées au niveau du poste pluviométrique de Hadjout

5.2 Evaluation de la pluie journalière maximale $P_{j.\max}$

En tenant compte des grands changements climatiques, durant cette dernière décennie, qui sont définis principalement par des saisons sèches et des pluies cycloniques, notamment les pluies de courtes durées et fortes intensités pluviométriques. Ces pluies causent dans leurs majorités des inondations catastrophiques, par conséquent l'évaluation des eaux pluviales, pour le dimensionnement des réseaux unitaires consistent en le calcul de la crue décennale issue par les pluies maximales journalières durant un temps T de crue.

Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps nécessaire pour qu'une pluie tombe. Le rendement de pluie de 10 ans est une pluie qui peut arriver une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du système d'égout et l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques que cela peut entraîner en cas d'adéquation.

$$T = \frac{1}{1-F} = 10 \text{ ans}$$

Tels que la fréquence de crue est $F=0.9$

6. Calcul de la valeur de l'intensité moyenne de précipitation**6.1 Choix de la loi d'ajustement**

Pour l'évaluation de l'intensité moyenne de précipitation, on procède les lois d'ajustement qui sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité-stationnarité sont réunies.

- Loi de GALTON ou loi LOG NORMALE.
- Loi de GUMBEL.

Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique d'abord et ensuite à un test de dispersion. L'allure des points sur de papier à probabilité permet à prime abord d'accepter ou de rejeter la loi (toute sinuosité, mauvaise courbure ou cassure de pente est considérée comme un mauvais ajustement).

L'intensité moyenne est exprimée en mm/h, c'est la lame d'eau précipitée en (mm) rapportée à un intervalle de référence Δt (h). Elle est donnée par la formule suivante :

$$I_m = \frac{\Delta h}{\Delta t}$$

I_m : intensité moyenne en (mm/h)

Δh : Hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

	Caractéristiques de l'échantillon
Minimum	20.6
Maximum	158.1
Moyenne $\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n-37} X_i}{n}$	51.8
Ecart-type $\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n-37} (X_i - \bar{X})^2}{n}}$	26
Médiane	45.8
Coefficient de variation (Cv) $C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0.502
Coefficient d'asymétrie (Cs)	2.1

Tableau III. 8 : Caractéristiques de l'échantillon.

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

Test de WILCOXON :

Ce test permet de vérifier si une série de données est homogène. Les étapes à suivre :

- Classer la série par ordre croissant.
- On associe à chacune des valeurs le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série .

Donc on calcule les quantités W_{obs} et W_{max} :

- W_{obs} : représente la somme des rangs de la série E_1 c'est celle qui nous intéresse est égale à :

$$W_{obs} = \sum \text{rang}_{E1} = 407$$

- L'hypothèses nulle est vérifier si :

$$W_{min} \leq W_{obs} \leq W_{max}$$

- Avec : N_1 et N_2 représente la taille de la série

$$N_1 = 17$$

$$N_2 = 20$$

$$W_{min} = \text{d'après la table de wilcoxon} = 258.4$$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1)N_1 - W_{min} = 447.6$$

- Donc l'hypothèse est vérifiée donc notre série est homogène.

7. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (Log normale)

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

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

$F(x)$: Fréquence au non dépassement.

- La variable réduite u est de la forme :

$$U = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma \ln}$$

$\overline{\ln x}$: Moyenne arithmétique de la série des valeurs initiales transformées en logarithme ;

$\sigma \ln$: écart type de la série transformée en logarithme.

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\ln x = \overline{\ln x} + \sigma \ln \cdot u$ est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

a. Procédés d'ajustement :

- Classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement).
- Calcul de la fréquence expérimentale par formule d'Henri.
- Calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale.
- Calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\ln x}$ et $\sigma \ln$.
- Report des valeurs sur papier gauss-logarithmique.

- Détermination de la droite de Galton $\ln x = \overline{\ln x} + \sigma \ln.u = 3.85 + 0.43\sigma$

			Ajustement à une loi de Galton				%U Anderson =	#####
	Moyenne de $\ln(x-x_0)$ =	3.85	Seuil x_0 =	0	Taille n =	37	I.C. à (en%) =	95
	Ecart-type de $\ln(x-x_0)$ =	0.43			Nb au départ	(1)	U Gauss =	1.960
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
1989	20.6	1	0.0135	-2.211	20.60	18.16	13.14	22.61
1999	23.2	2	0.0405	-1.744	23.20	22.20	16.89	26.87
2008	27.1	3	0.0676	-1.494	27.10	24.72	19.29	29.52
2005	28	4	0.0946	-1.313	28.00	26.72	21.22	31.62
2006	29.3	5	0.1216	-1.167	29.30	28.45	22.90	33.46
2004	30.2	6	0.1486	-1.042	30.20	30.02	24.43	35.12
1987	30.9	7	0.1757	-0.932	30.90	31.48	25.85	36.68
2002	32.5	8	0.2027	-0.832	32.50	32.86	27.20	38.18
2000	33.6	9	0.2297	-0.740	33.60	34.19	28.49	39.62
1990	34.3	10	0.2568	-0.653	34.30	35.48	29.75	41.04
1994	34.4	11	0.2838	-0.572	34.40	36.75	30.97	42.45
2003	35.3	12	0.3108	-0.494	35.30	38.01	32.18	43.86
2001	38.5	13	0.3378	-0.418	38.50	39.26	33.38	45.27
1988	38.7	14	0.3649	-0.345	38.70	40.51	34.57	46.70
1996	40.5	15	0.3919	-0.274	40.50	41.76	35.75	48.15
1981	43.2	16	0.4189	-0.205	43.20	43.03	36.95	49.64
2007	43.6	17	0.4459	-0.136	43.60	44.33	38.15	51.17
1974	44	18	0.4730	-0.068	44.00	45.64	39.37	52.75
1976	45.8	19	0.5000	0.000	45.80	46.99	40.60	54.39
1979	50.5	20	0.5270	0.068	50.50	48.38	41.86	56.10
1992	51.1	21	0.5541	0.136	51.10	49.82	43.16	57.88
1975	51.3	22	0.5811	0.205	51.30	51.32	44.49	59.77
1977	51.5	23	0.6081	0.274	51.50	52.88	45.86	61.76
1997	51.7	24	0.6351	0.345	51.70	54.52	47.29	63.89
1982	53	25	0.6622	0.418	53.00	56.26	48.78	66.16
1972	53.9	26	0.6892	0.494	53.90	58.10	50.35	68.62
1991	55.5	27	0.7162	0.572	55.50	60.09	52.02	71.30
1983	63.5	28	0.7432	0.653	63.50	62.24	53.80	74.24
1986	65.8	29	0.7703	0.740	65.80	64.59	55.73	77.51
1995	69	30	0.7973	0.832	69.00	67.21	57.85	81.20
1998	73.5	31	0.8243	0.932	73.50	70.16	60.20	85.43
1973	73.7	32	0.8514	1.042	73.70	73.56	62.88	90.40
1980	77.1	33	0.8784	1.167	77.10	77.62	66.01	96.42
1993	79.5	34	0.9054	1.313	79.50	82.65	69.83	104.05
1985	87.9	35	0.9324	1.494	87.90	89.34	74.82	114.46
1978	98	36	0.9595	1.744	98.00	99.50	82.20	130.74
1984	158.1	37	0.9865	2.211	158.10	121.61	97.67	168.02

Tableau III. 9 : ajustement à la loi de galton

- Tracer la droite de Galton (à l'aide du logiciel HYDROLAB) :

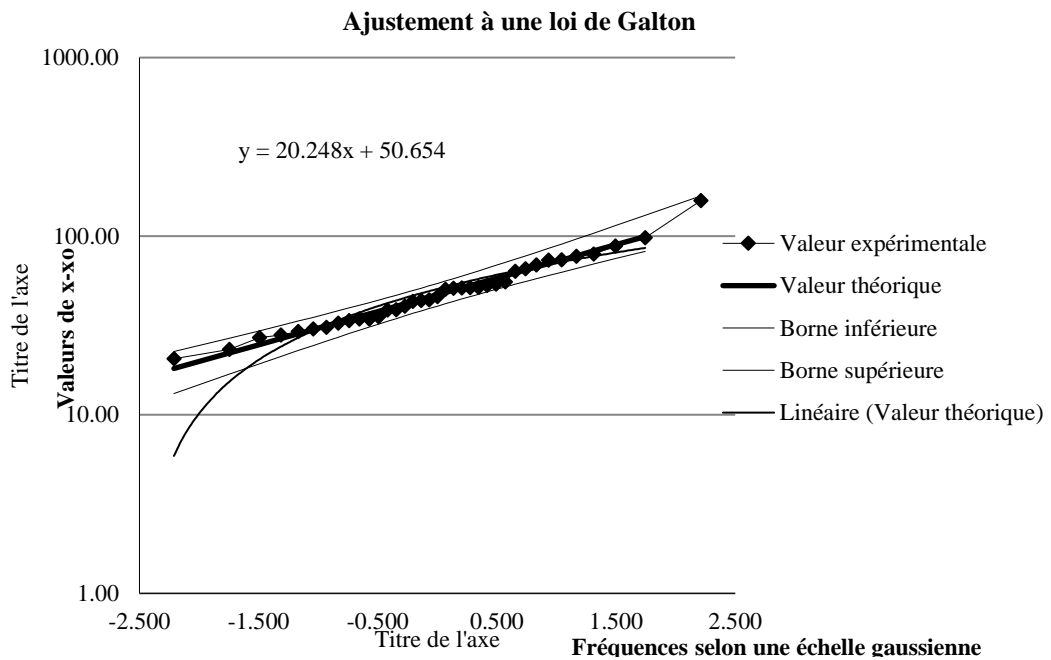


Figure III. 2 : Graphique de la loi de galton

On remarque que la plage des points est à l'intérieur de l'intervalle de confiance, donc l'ajustement de la loi de Galton à la précipitation maximale journalière est à considérer.

T (an)	Fréquence F(x)	U.Gauss	Val théo	Intervalle de confiance	
				Borne inf	Borne sup
10	0.9	1.282	81.54	68.99	102.36

Tableau III. 10 : résultats de l'ajustement à la loi de galton

8. Test du Khi2

L'objectif de ce test est de savoir si l'ajustement d'une loi de probabilité théorique s'adapte ou adéquate.

8.1 Résultats du test

Nombre de degré de liberté : $\alpha=5\%$

Nombre de classes : $m=3$

X^2 calculée = 0.99967799

- l'hypothèse est vérifiée donc l'ajustement d'une loi de probabilité théorique s'adapte.

9. Calcul de l'intensité de la pluie

De durée de 15 minutes et pour des périodes de retour de 2-5-10 et 100 ans par la formule de (MONTANARI)

Le passage des pluies maximales probables aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule MONTANARI.

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

$$I_{10\text{ans}} = \frac{p_{j\text{max}}}{24} \cdot \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

$I_{0.25}$ (10ans) : Intensité moyenne de précipitation pour une averse (15 min/10ans)

$P_{j\text{max}}$ (10ans) : précipitation max pour une journée de fréquence donnée

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

b : Exposant climatique de la région ($b=0.38$).

Le coefficient de ruissellement est pris $C_r = 0,10$ car il s'agit d'une zone agricole et de topographie plane, il représente juste les eaux pluviales provient des toitures. L'intensité des pluies de durée **15 mn** est prise suivant les calculs précédents pour une période de retour de **10 Ans**.

$$I_t = 60.33\text{mm/h} = 168,26\text{ l/s/ha}$$

9.1 Débits d'eaux pluviales

Le débit d'eau pluviale est calculé en utilisant la méthode dite rationnelle, par l'utilisation de la formule suivante :

$$Q_{ep} = C_r \times I_t (f\%) \times S \text{ (l/s)}$$

Où :

Q_{ep} : Débit des eaux pluviales (l/s)

$I_t (f\%)$: Intensité de la pluie d'une fréquence donnée (l/s),

S :Surface du sous bassin (ha),

Cr: Coefficient de ruissellement,

N.B : Le coefficient de ruissellement est à déterminer comme un facteur de contraction du débit, il est fonction de plusieurs facteurs dont les principaux sont :

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

Le débit d'eau pluviale produite par la surface de chaque sous bassin de la zone d'étude sont calculés dans le tableau suivant :

10. Estimation des débits des eaux pluviales pour l'horizon 2050

Sous Bassin	T	S	Cr	It	Qep
	An	ha		l/s	l/s
SB I	10	1,78	0,1	168,26	29,95
SB II	10	1,5	0,1	168,26	25,24

Tableau III. 11 : Estimation du débit des eaux pluviales pour chaque Sous bassin

11. Les caractéristiques des collecteurs

11.1 Matériaux des collecteurs

Pour le dimensionnement des conduites, on a opté pour des canalisations en PVC comme matériaux et on le préconise comme matériau pour les avantages qu'il présente :

- La légèreté du PVC permet de réduire les couts de transport et de la manipulation des tubes
- Résistance à la corrosion chimique.
- Résistance aux terrains agressifs naturels.
- Résistance aux chocs.

- Résistance à hydrogène sulfuré **H2S**.
- Résistance à l'abrasion.
- Facilité pour la réalisation des branchements
- Une très bonne étanchéité des canalisations sur tout le réseau.
- Une durée de vie élevée.

11.2 Pentes de collecteurs

Les pentes des collecteurs ont été déterminées en fonction de la pente du terrain naturel. Des pentes maximales de 1,5% et cela à cause du caractère plat de la région d'étude.

11.3 Diamètre des collecteurs

Le calcul hydraulique des collecteurs a montré que les diamètres calculés sont très faibles (ne dépassant pas 300 mm) et cela à cause des débits faibles, mais dans le but de garantir un bon fonctionnement du réseau, on préconise de maintenir des diamètres de 400 mm et cela en prévention d'une éventuelle extension de la zone.

11.4 Dimensionnement des Collecteurs

Les débits des eaux usées et pluviales calculés précédemment, pour les sous bassins 1 et 2 ont été divisé par 27 et 10 tronçons respectivement, ils représentent les tronçons faisant partie du sous bassin recouvrant notre partie de l'étude les débits unitaires trouvés par tronçons sont les suivants :

$$Q_{eUSB1}=0,06 \text{ l/s}= 0,00006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{epSB1}=1,11 \text{ l/s}=0,0011 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{eUSB2}=0,06 \text{ l/s}= 0,00006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{epSB2}=2,52 \text{ l/s}=0,0025 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le calcul des diamètres des collecteurs a été fait par la combinaison des formules suivantes :

11.4.1 La formule de Chezy

$$V = C\sqrt{R \cdot i}$$

Avec :

V : Vitesse de l'écoulement [**m/s**] ;

C : Coefficient de Chézy qui est calculé par la formule de Manning-Strickler comme suit :

$$C = K \cdot R^{1/6}$$

R : Rayon Hydraulique, exprimé par la formule :

$$R = \frac{S}{P}$$

S : Section mouillée, qui est fonction du diamètre et de la hauteur de remplissage du collecteur ;

P : Périmètre mouillé, qui est fonction du diamètre et de la hauteur de remplissage du collecteur ;

K: Coefficient de Rugosité de la surface d'écoulement (Dépend du type de matériau pour le PVC 'polychlorure de vinyle' $K = 100 \left[m^{1/3}/s \right]$)

i: Pente du collecteur (**m/m**)

En Combinant les expressions précédentes on obtient la relation suivante :

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

Pour le cas de remplissage à pleine section on a :

$$V_{ps} = K \cdot \left(\frac{D}{4} \right)^{2/3} \cdot i^{1/2}$$

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Le rapport suivant peut alors être calculé comme suit :

$$R_q = \frac{Q}{Q_{ps}}$$

En utilisant l'abaque, les rapports suivants peuvent être déterminés :

$$R_v = \frac{v}{V_{ps}} \quad R_h = \frac{h}{D}$$

Où :

R_h : Rapport entre la Hauteur Normale et le Diamètre ;

h : Hauteur normale de l'écoulement ;

D : Diamètre de la canalisation exprimé en (**m**) ;

R_v : Rapport entre la vitesse normale et la vitesse à pleine section ;

v : Vitesse normale de l'écoulement ;

12. Vérification de l'autocurage

Afin d'assurer l'auto curage du réseau, les conditions suivantes devront être vérifiées :

- La vitesse de l'écoulement doit être supérieure à 1,0 m/s.
- La vitesse pour l'écoulement du débit à pleine section doit être supérieure à 0,6 m/s.

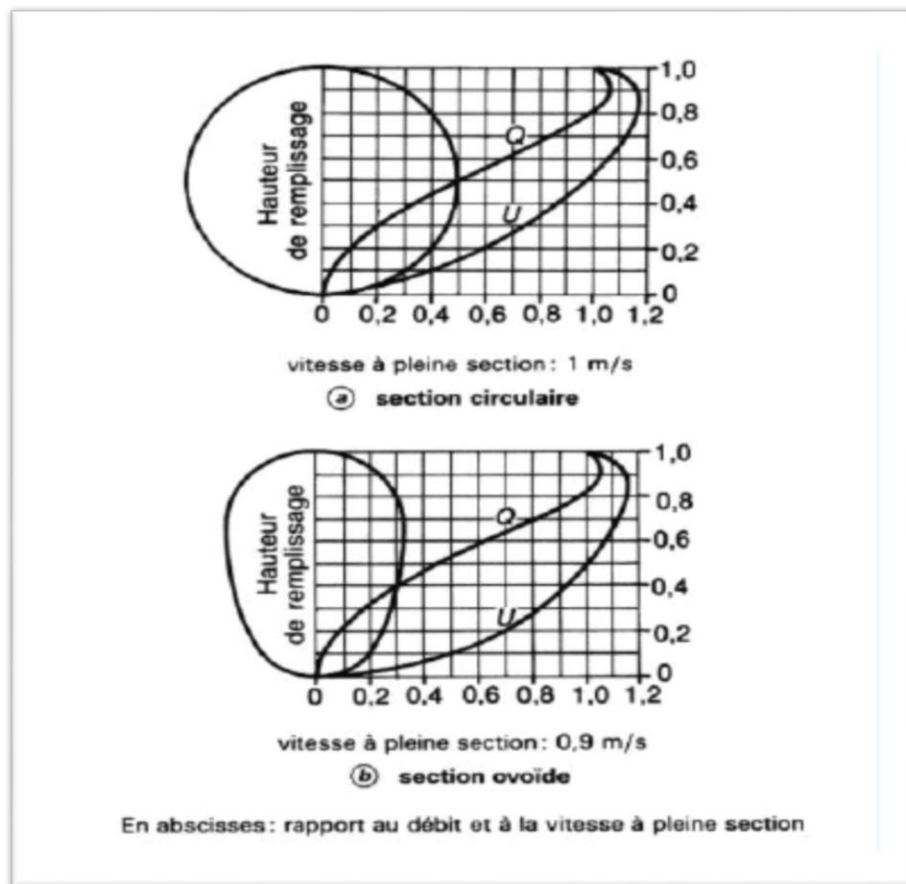


Figure III. 3 : Courbes Bazin

13. Résultats de calcul hydraulique des collecteurs projetés :

(Voir l'annexe le tableau)

14. Covadis

Spécialement dédié aux bureaux d'études en infrastructure, aux entreprises de travaux publics, aux collectivités locales et territoriales, ainsi qu'aux cabinets de géomètres. Il permet de traiter un projet d'infrastructure de sa phase initiale à sa phase finale.

Il contient en un seul logiciel, l'ensemble des modules "métiers" exploités quotidiennement par les bureaux d'études VRD et les entreprises de BTP. Il fonctionne sur toutes les versions récentes d'AutoCAD.

14.1 Etude d'assainissement avec COVADIS

COVADIS permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux EU et EP en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.).

Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.).

15. Système projeté

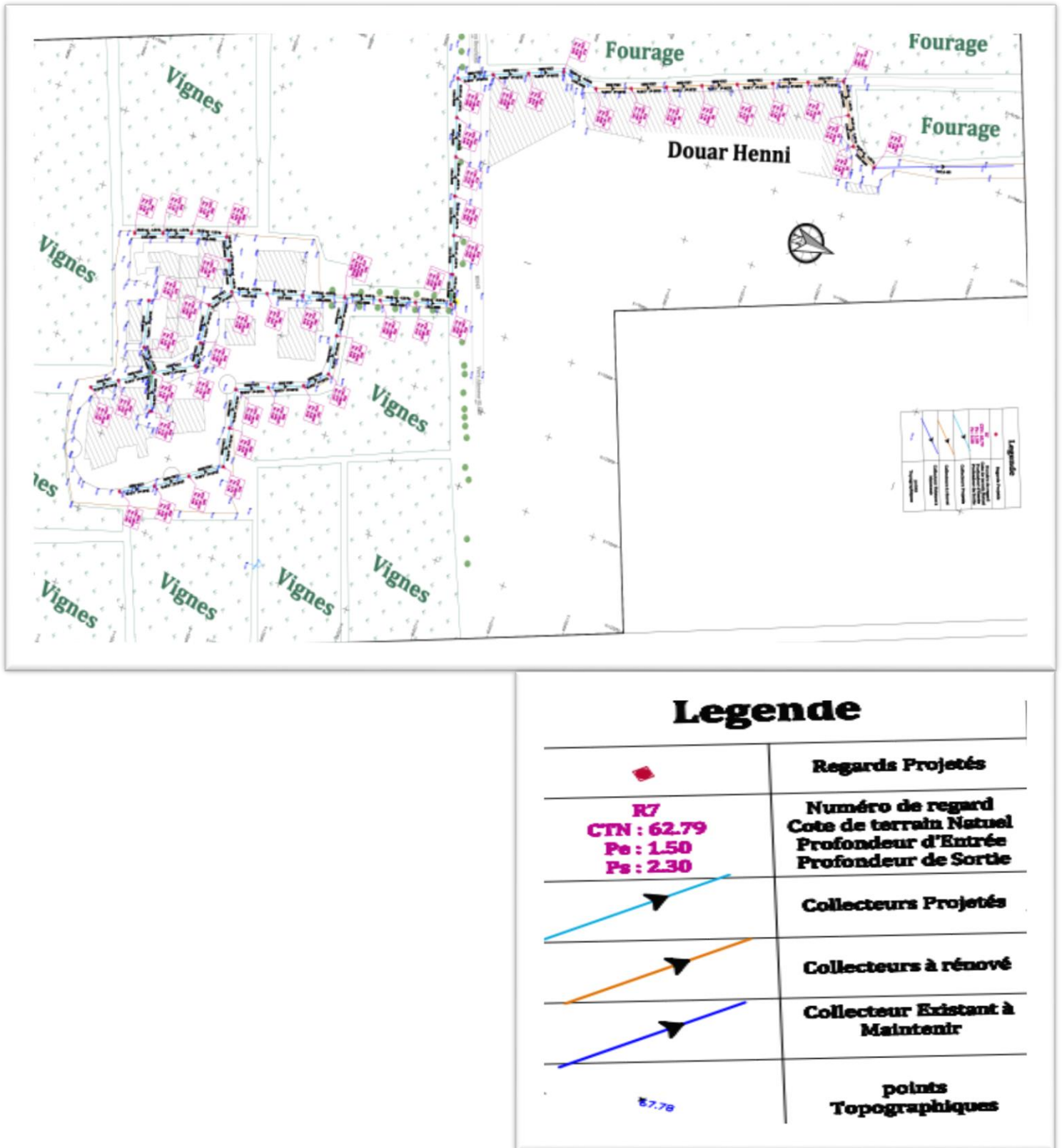


Figure III. 4 : Système projeté

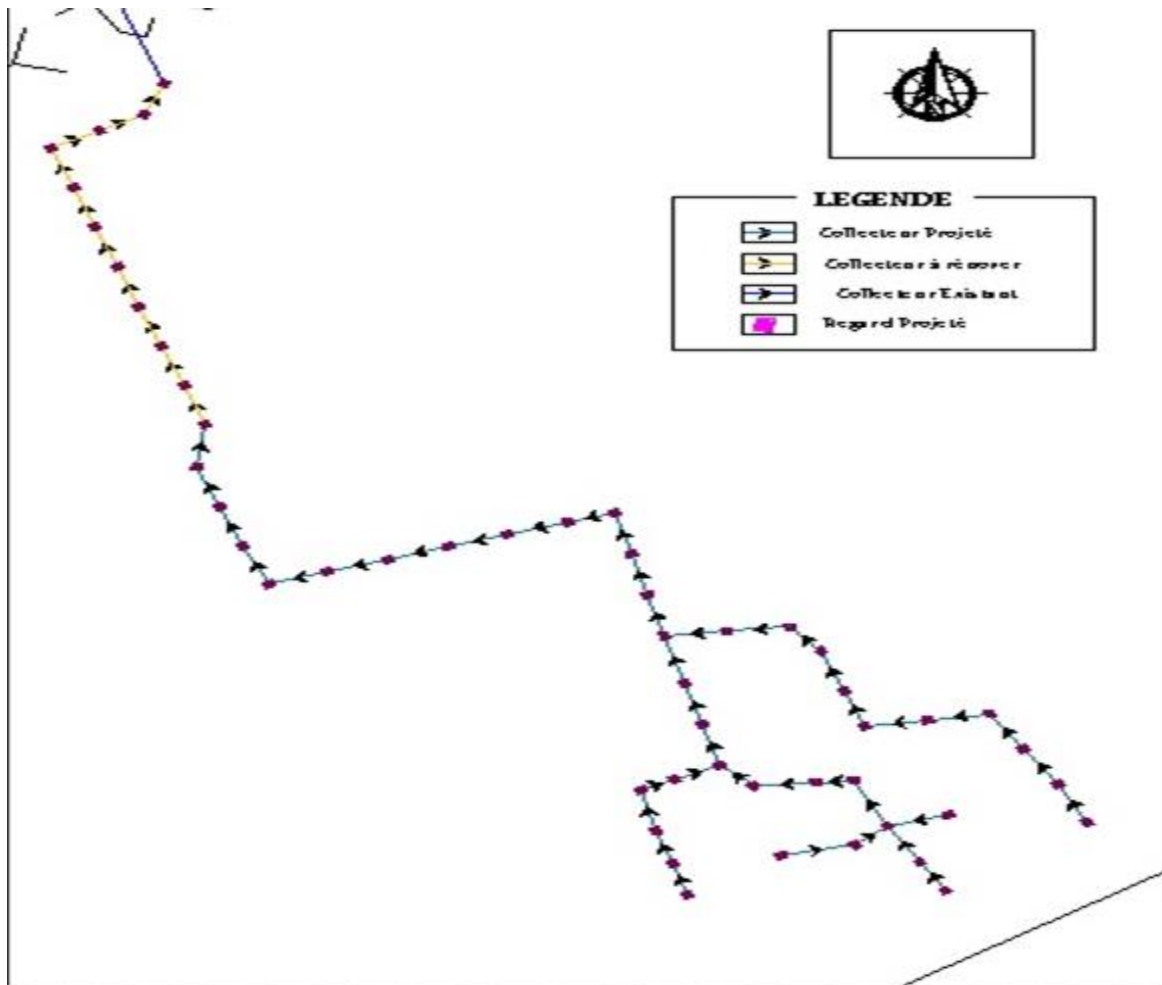


Figure III. 5 : Vue en plan du Système d'assainissement projeté

16. Conclusion

Le calcul hydraulique des collecteurs projetés pour le drainage des eaux usées du douar Das Zerdali a été réalisé afin de vérifier la faisabilité du projet.

Le calcul hydraulique a montré que les collecteurs projetés pour le douar Das Zerdali répondent aux conditions d'écoulement gravitaire. Ce dernier ainsi que l'autocurage sont vérifiés par la majorité de collecteurs, sauf que certains tronçons dont l'autocurage n'ont pas pu être vérifiés car il s'agit de tronçons de tête et de pente trop faible.

Le collecteur de traversée de la route nationale RN 42 a été projeté en collecteur en béton armé de classe 135 A de diamètre 600 mm, et cela afin de prévoir d'éventuelles extensions de la région, tandis que les autres collecteurs sont projetés en pvc de diamètre 400 mm.

Les tronçons où l'autocurage n'est pas vérifié doivent subir un curage régulier afin d'éviter leur colmatage.

Nous avons ainsi proposé au maître d'ouvrage la réalisation d'un système d'assainissement composé des collecteurs gravitaires et ces derniers seront raccordés vers le réseau existant au niveau du douar Henni.

CHAPITRE IV

GESTION ET EXPLOIATION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

1. Introduction

Les interventions d'exploitation, de maintenance et d'entretien des ouvrages d'assainissement sont une réalité quotidienne, qui nécessite des dispositions et des moyens appropriés. Les contrôles, le curage des réseaux, l'extraction des boues, l'élimination des déchets, la révision des organes électromécaniques, des matériels et des installations sont autant d'opérations indispensables à un fonctionnement normal du système d'assainissement.

Le réseau d'assainissement et l'ensemble des installations associées nécessitent donc une organisation et une planification des moyens pour assurer un entretien périodique, faute de quoi les canalisations s'engorgent ou se dégradent, le matériel se détériore rapidement et la remise en état nécessaire au bon fonctionnement devient de plus en plus coûteuse.

Le choix des investissements en matière d'ouvrages principaux et annexes (canalisations, regards, bouches d'égout, branchements, etc..) a d'ailleurs initialement été effectué dans le souci d'assurer une bonne exploitation.

2. Protection des conduites

Les moyens de lutte contre ces actions peuvent être résumés comme suit:

- Les temps de séjour des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum;
- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H₂S). qui est le principal facteur de la corrosion de la partie sèche de la canalisation;
- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H₂S;
- Le revêtement intérieur des conduites par le ciment limoneux ou le ciment sulfaté avec un dosage suffisant dans le béton (300 à 350 kg/m³ de béton);
- L'empêchement de l'entrée des sables par implantation des bouches d'égout;
- Le rinçage périodique des conduites

3. Ouvrages annexes

Sur les réseaux d'eaux pluviales ou d'eaux usées il est courant de rencontrer différents ouvrages annexes, autres que des conduites, des collecteurs ou des regards, qui ont chacun un rôle bien précis pour le bon fonctionnement de l'ensemble.

Ainsi les ouvrages annexes les plus courants sont :

- Les séparateurs à hydrocarbures et débourbeurs
- Les limiteurs et régulateurs de débit
- Les séparateurs à graisses ou à féculés

3.1 Les séparateurs à hydrocarbures et débourbeurs

Ce sont des ouvrages placés sur la partie aval d'un réseau reprenant des eaux pluviales chargées en particules lourdes (boues) ou légères (hydrocarbures) provenant principalement de voiries, de parkings ou d'aires de lavage.

Un séparateur peut être uniquement débourbeur, uniquement séparateur à hydrocarbures ou les deux. Le fonctionnement se fait sur le principe de la séparation gravitaire.

3.2 Les limiteurs et régulateurs de débit

Les limiteurs ou les régulateurs sont placés en amont du séparateur d'hydrocarbures, pour contrôler le débit y pénétrant. Des collecteurs spécialement dimensionnés peuvent être prévus en amont du limiteur pour stocker les eaux en cas d'évènements pluvieux.

3.3 Les séparateurs à graisses ou à féculés

Ces séparateurs sont généralement rencontrés sur les réseaux d'eaux usées, généralement en sortie de cuisines. Ils fonctionnent également sur le principe de la décantation tout comme un séparateur d'hydrocarbures.

En effet, les effluents arrivent par une conduite, les particules lourdes sont récupérées dans le fond et les graisses surnagent. La conduite de sortie est placée à mi-hauteur pour récupérer des eaux plus « propres ».

4. Diagnostic des réseaux

Des inspections télévisées des réseaux d'assainissement, permettent de connaître l'état actuel des réseaux et leurs différentes pathologies.

Ces inspections sont réalisées en partant d'un regard de branchement sur le réseau, puis un robot surmonté d'une caméra, comme le montre la Figure suivante, est lancé dans le réseau jusqu'à atteindre un autre regard de branchement qui sont généralement espacés d'environ 50 à 60 (m) pour des raisons pratiques lors des opérations de curage.



Figure IV. 1 : Photo d'une inspection télévisée, Source : [14]

Il est alors facile de repérer les conduites les plus abimés. Certains problèmes étant plus graves que d'autres, des racines pénétrantes prouvent la non étanchéité du réseau tandis que certaines fissures peuvent n'être que superficielles.

Le but de ces inspections est de connaître l'état des conduites en tout point du réseau pour savoir quelles conduites sont à remplacer ou à traiter contre différentes pathologies. Pour lutter contre ces problèmes, il existe des solutions de réhabilitation qui évitent le remplacement des conduites. Ces techniques alternatives varient en fonction des cas à traiter.

5. Les techniques de réhabilitation

Un fraisage préparatoire se fait grâce à un robot qui découpe les conduites pénétrantes ou élimine les dépôts et parties friables de la paroi dans le but de favoriser le bon écoulement dans les tuyaux.

Une autre technique consiste à injecter une résine pour colmater les défauts fraisés préalablement. Ces défauts peuvent être des fissures ou des infiltrations.

La résine est appliquée à l'aide de spatules ou de coffrages, mis en place par des robots pour des conduites ayant un diamètre supérieur à 150(mm). La résine injectée est en fait une bi-composante, à savoir une dose de résine et un durcisseur qui sont mélangés dans le coffrage au moment de leur application. Il faut ensuite entre 15 minutes et une heure pour un bon durcissement suivant la température ambiante. Cette solution offre une bonne étanchéité car l'injection se propage dans tous les interstices à traiter. Un fraisage de finition permet d'éliminer les aspérités créées.

Les travaux robotiques ne sont pas la seule solution de réhabilitation, il existe aussi des travaux ponctuels tels que la pose de manchettes, que l'on peut observer sur la Figure 7, ou chemisage partiel qui traite les défauts depuis l'extérieur. La manchette, qui peut être en fibre de verre, est imprégnée de résine et positionnée sur un manchon gonflable. Introduit dans le collecteur avec une surveillance vidéo, le manchon est gonflé plaquant ainsi la manchette sur la canalisation à réhabiliter.

La polymérisation se fait en chauffant le manchon. Cette technique est utilisable pour des conduites de tout type de matériau du diamètre 120 à 800(mm) et nécessite l'obturation de la conduite en amont. Elle permet de résoudre des problèmes ponctuels tels que des fissures circulaires et des petites infiltrations.

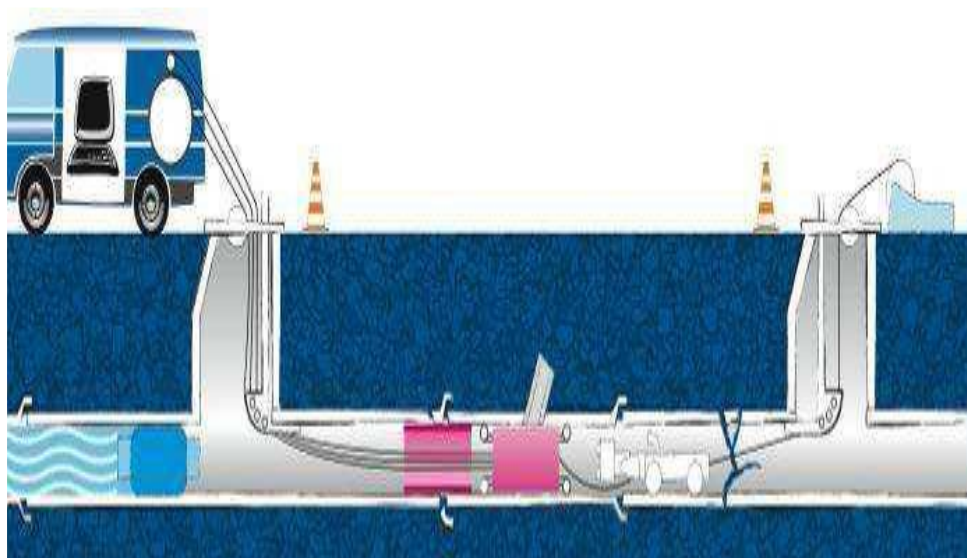


Figure IV. 2 : Réhabilitation par pose de manchettes, source : [15]

Le procédé du chemisage consiste à insérer, par réversion à l'air, une gaine textile souple imprégnée de résine qui va s'appliquer contre la canalisation à réhabiliter et qui, après polymérisation, formera une conduite neuve .

Le durcissement de la résine se fait par chauffe à la vapeur. Les gaines utilisées ont une épaisseur appropriée (calcul de dimensionnement) et sont durablement étanches. La gaine imprégnée de résine est enroulée sur le tambour de réversion après avoir été fixée à une extrémité. Le tambour est ensuite mis sous pression ce qui provoque le retournement et l'avancement de la gaine. Les vitesses d'avancement et de durcissement sont contrôlées depuis l'extérieur.

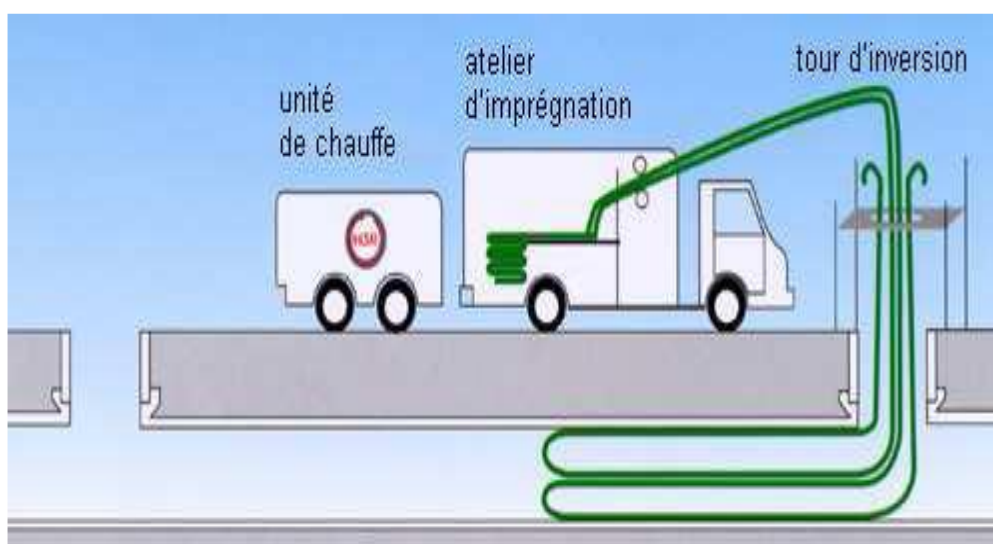


Figure IV. 3 : Schéma de chemisage par inversion [16]

Le chemisage peut également se faire par traction de la gaine à travers la conduite. La gaine est imprégnée manuellement puis tirée par un treuil pour ensuite être gonflée et plaquée contre la paroi.

Dans certains cas, le chemisage est dimensionné pour être structurant, s'est-il dire qu'il doit être capable de reprendre l'intégralité des efforts supportés par l'ancien collecteur qui sert

dorénavant de coffrage perdu. Tandis que l'injection ponctuelle de résine n'apporte aucune résistance mécanique.

La réhabilitation de conduites par chemisage entraîne dans tous les cas une diminution de la section intérieure de la canalisation. Pour permettre le même écoulement il faut calculer l'épaisseur de la gaine.

6. Gestion informatisée du réseau

L'outil informatique, nous permet de mieux gérer nos réseaux d'assainissement et nous facilitera la tâche de gestion de fonctionnement des différents ouvrages existants ,mais pour arriver à cela et rendre cette technique plus efficace, il faut avoir une bonne connaissance sur le comportement de notre réseau autant par temps secs que par de temps de pluie et de ce fait on pourra améliorer le fonctionnement du réseau en asservissant certains ouvrages et leur recommander les précautions à prendre avant le passage aux diverses actions de travail.

La gestion informatisée ou automatisée porte sur :

- Les postes automatiques locaux constitués d'un micro-ordinateur frontal, armoire et de capteurs qui fonctionnent de façon tout à fait autonome.
- Les capteurs qui limitent la tranche d'eau dans la bêche et émettent le signal de démarrage et de l'arrêt des pompes.

Les systèmes d'automatisme hiérarchisés, constitués de centres principaux et secondaires où l'on distingue :

Le centre principal équipé d'automates programmables, qui est relié par ligne téléphonique à l'ordinateur.

Les centres secondaires, sont reliés au centre principal à travers une ligne spécialisée, les capteurs, les actionnaires, les automatismes à l'origine de la commande électromécanique, qui sont connectées à un automate programmable.

7. Formation et protection des personnels

Une attention toute particulière doit être portée aux conditions d'hygiène et de sécurité applicables aux agents travaillant à l'entretien des réseaux d'assainissements, c'est-à-dire une surveillance médicale spéciale du personnel et il faut assurer la bonne aération des lieux au personnel.

8. Conclusion

La gestion et l'exploitation du réseau d'assainissement est une grande responsabilité, elle exige la surveillance continue du réseau.

La méthode moderne d'entretien du réseau d'assainissement permette d'éviter le disfonctionnement de ce dernier, par le curage et la réparation périodique des collecteurs et des différents ouvrages.

La gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante ; c'est l'absence totale de la maintenance préventive par manque de moyens matériels. Jusqu'à présent, on procède uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage ; il s'agit donc essentiellement d'opérations de nettoyage.

En Algérie, les deux modes de gestion des réseaux d'assainissement actuellement utilisés sont :

- La gestion directe du maître d'ouvrage, dépend des communes de petite et moyenne importance.
- La gestion et l'entretien sont confiés à une société étatique (entreprise publique ou privée à caractère commercial).

CONCLUSION GENERALE

Au cours de ce présent travail, nous avons établi les différentes étapes nécessaires pour le dimensionnement du réseau d'assainissement du douar Das Zerdali, ce réseau est de système unitaire sachant que notre projet est estimé à une durée de fonctionnement atteint 30 ans.

Après l'étude de la consommation des différents composants de l'agglomération et l'estimation des eaux pluviales avec une période de retour de 10ans, on a déterminé le débit de pointe pour le dimensionnement de notre réseau puis le débit spécifique pour l'évaluation de débit pour chaque tronçon.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau, dans ce cas, on a vérifié les deux conditions de l'implantation du réseau étudié en donnant à la canalisation amont des pentes permettant d'auto curage et également des pentes maximales de 1,5% et cela à cause du caractère plat de la région d'étude à l'aide du logiciel de terrassement Covadis .

Les deux types de conduites se caractérisent par une grande facilité de pose, une bonne résistance mécanique et chimique en plus de leur disponibilité sur le marché national.

La condition d'auto curage est vérifiée pour tous les collecteurs en considérant que ce réseau est unitaire sauf quelques traçons de pente faible.

Il faut parler aussi de l'économie du projet : un projet qui a une grande durée de vie et un moindre coût basé sur le dimensionnement optimal de diamètre des conduites.

Le coût de ce projet d'assainissement est estimé à : **30 584 970.00 (Trente Millions Cinq Cent Quatre Vingt Quatre Mille Neuf Cent Soixante Dix Dinars).**

La surveillance de ce réseau est obligatoire, nous espérons que cette étude pourra faire l'objet d'un avant-projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'assainissement plus fiable et plus rigoureux pour atteindre le mieux de l'organisation et l'aménagement de douar zerdali.

Bibliographie

[1]:https://www.actuenvironnement.com/ae/dictionnaire_environnement/definition/as_sainissement.php4

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

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

[4] **François B**, 2006, Distribution et collecte des eaux, édition : presses international polytechniques.

[5] **KERLOC'H Bruno** (C.E.T.E. NORD -PICARDIE) ET MAELSTAF DAMIEN (DDE 80):«le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations».

[6] **Tourabi R**, 2015, « Etude d'un réseau d'assainissement de l'UC 08 flanc nord Chetouane –Tlemcen ». Projet de fin d'étude pour l'obtention du diplôme master en Hydraul

[7]: <https://www.cieau.com/le-metier-de-leau/ressource-en-eau-eau-potable-eaux-usees/quest-ce-que-les-eaux-useeique>, Université de Tlemcen.

[8] **KERLOC'H BRUNO et MAELSTAF DAMIEN .**, 1980 ; le dimensionnement des réseaux d'assainissement des agglomérations, 67 p

[9] **Zoubiri.F**, 2005, «Etude d'un réseau d'assainissement de la ville de HADJOUT, de la commune de Hadjout, wilaya de Tipaza». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique. Option: Conception des systèmes d'assainissement. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ENSH-Blida

[10] **Azira.K**, 2005, « Etude de la réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de Boughzoul wilaya de Médéa». Mémoire de fin d'études pour l'obtention du

diplôme d'ingénieur d'état en hydraulique, Option: Conception des systèmes d'assainissement. Ecole nationale supérieure de l'hydraulique ENSH-Blida

[11]**Ramade F.** (2000)., dictionnaire encyclopédique. Ed. Ediscienceinternational, paris, 689p. Rodier J. (1984)., Analyse de l'eau: Eau naturelle, eau résiduaire, eau de mer. Ed. Dunod Bordas. Paris, 7eme ed, 1365p.

[12]**Baumont S, Camard J-P, Lefranc A, Franconi A.** (2004).Réutilisation des eaux usées: risques sanitaires et faisabilité en Île-de-France. Rapport ORS, 220p.

[13] **Bontoux J.**, (1993).Introduction à l'étude des eaux douces : eaux naturelles, eaux usées, eaux de boisson. Edition Technique et Documentation Lavoisier, 166p.

[14]: [http:// www.ote-ingenierie.com](http://www.ote-ingenierie.com)

[15]: <http://www.Véolia.com>

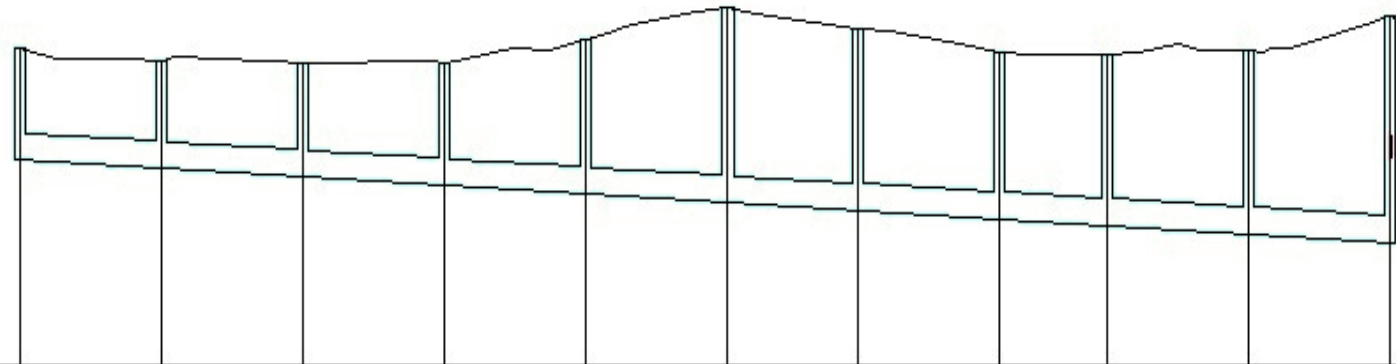
[16]: <http://www.M3R.com>

[DRE] : Direction des ressources en eaux de la wilaya de Tipasa.

ANNEXES

Profils en long des collecteurs projetés :

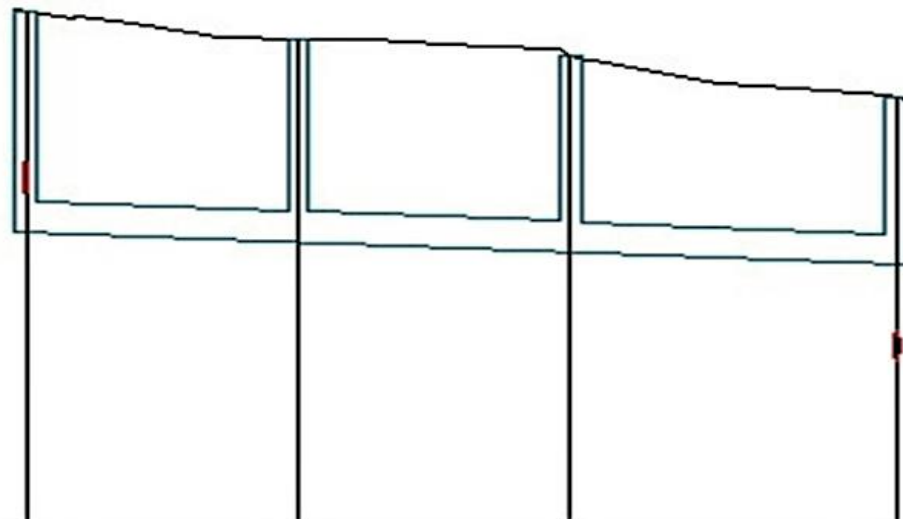
Profil entre R33-R24 :



PC : 64.33 m

Numéros des regards	R33-1	R33	R32	R31	R30	R29	R28	R27	R26	R25	R24
Cotes Terrain Naturel	68.94	68.76	68.75	68.73	69.08	69.54	69.25	68.89	68.85	68.91	69.42
Cotes Projet	67.34	67.22	67.09	66.97	66.84	66.72	66.60	66.48	66.38	66.26	66.13
Profondeurs Projet	1.60	1.54	1.66	1.76	2.24	2.82	2.65	2.41	2.47	2.65	3.29
Distances partielles		25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	23.000	25.000	19.000	25.000	25.000
Distances cumulées	0.000	25.000	50.000	75.000	100.000	125.000	148.000	173.000	192.000	217.000	242.000
Pentes (Projet)	PENTE P = -0.50 %										
Dimensions Materieux	PVC Ø 400										

→ X

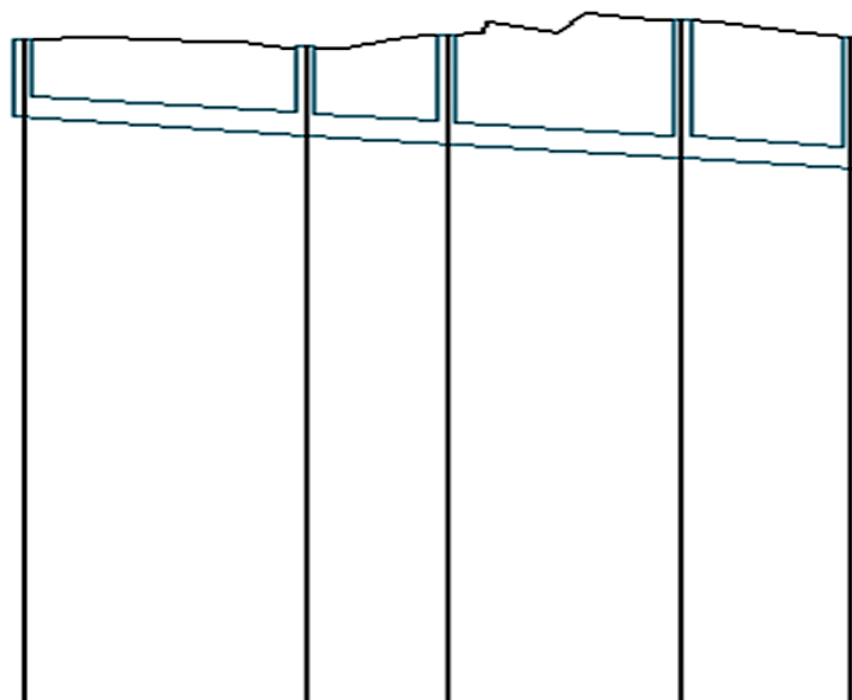


PC : 64.13 m

Numéros des regards	R36	R35	R34	R24
Cotes Terrain Naturel	70.49	70.15	69.94	69.42
Cotes Projet	68.23 68.23 67.73	67.61	67.48	67.33
Profondeurs Projet	2.26 2.26 2.76	2.54	2.46	2.09
Distances partielles		25.000	25.000	30.000
Distances cumulées	0.000	25.000	50.000	80.000
Pentes (Projet)	PENTE P = -0.50 %			

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



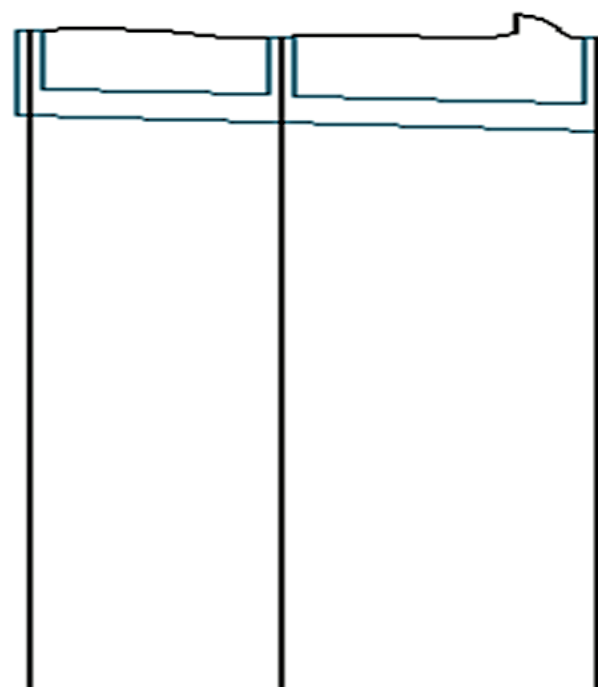
PC : 59.00 m

Numéros des regards	R45	R44	R43	R42	R36
Cotes Terrain Naturel	70.46	70.32	70.54	70.80	70.49
Cotes Projet	68.11 68.11 68.11	68.21	68.56	68.41	68.23
Profondeurs Projet	1.99 1.99 1.99	1.51	1.88	2.39	2.26
Distances partielles		30.000	15.000	25.000	18.000
Distances cumulées	0.000	30.000	45.000	70.000	88.000
Pentes (Projet)	PENNE P = -1.00 %				
Dimensions et Matériaux	PVC Ø 400				

Profile entre R50-R45:

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



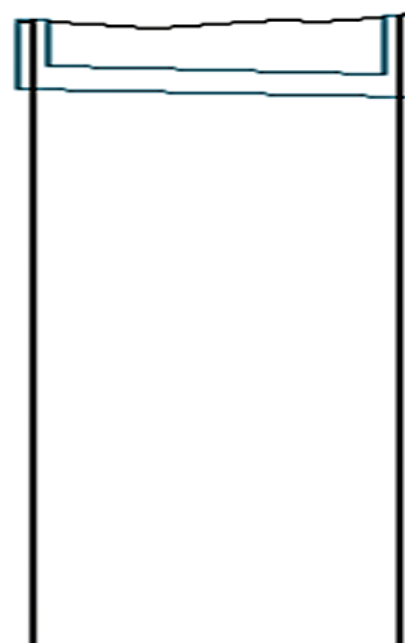
PC : 61.00 m

Numéros des regards	R50	R49	R45
Cotes Terrain Naturel	70.55	70.47	70.46
Cotes Projet	68.34	68.24	68.11
Profondeurs Projet	1.22	1.23	1.35
Distances partielles		20.000	25.000
Distances cumulées	0.000	20.000	45.000
Pentes (Projet)	PENNE P = -0.50 %		
Dimensions Materieux	PVC Ø 400		

Profile entre R48-R45:

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



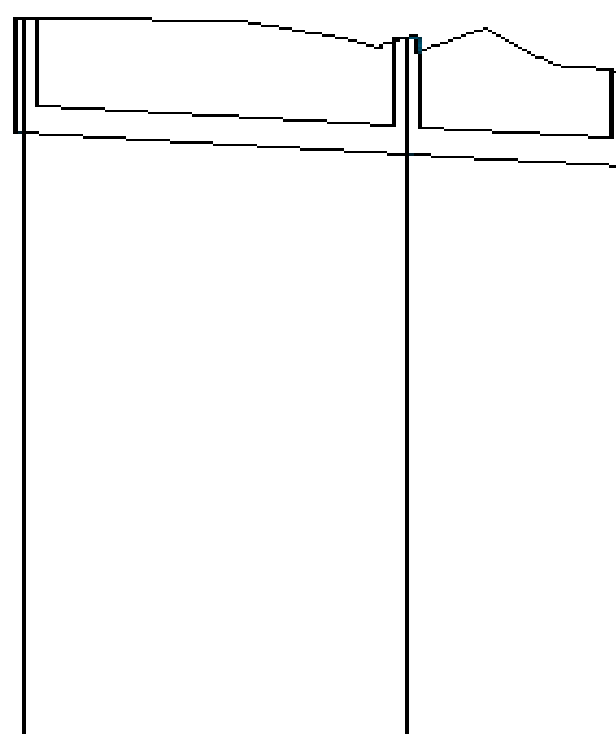
PC : 60.00 m

Numéros des regards	R48	R45
Cotes Terrain Naturel	70.37	70.46
Cotes Projet	69.24	69.11
Profondeurs Projet	1.13	1.35
Distances partielles		25.000
Distances cumulées	0.000	25.000
Pentes (Projet)	PENTE P = -0.50 %	
Dimensions Materieux	PVC Ø 400	

Profile entre R47-R45:

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



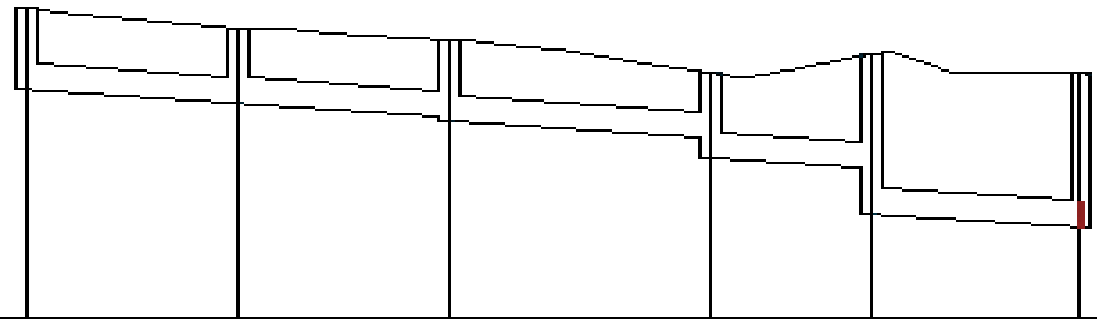
PC : 61.00 m

Numéros des regards	R47	R46	R45
Cotes Terrain Naturel	71.21	70.93	70.46
Cotes Projet	69.59	69.28	69.11
Profondeurs Projet	1.62	1.65	1.35
Distances partielles		30.000	17.000
Distances cumulées	0.000	30.000	47.000
Pentes (Projet)	PENTE P = -1.00 %		
Dimensions Materieux	PVC Ø 400		

Profile entre R41-R36:

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



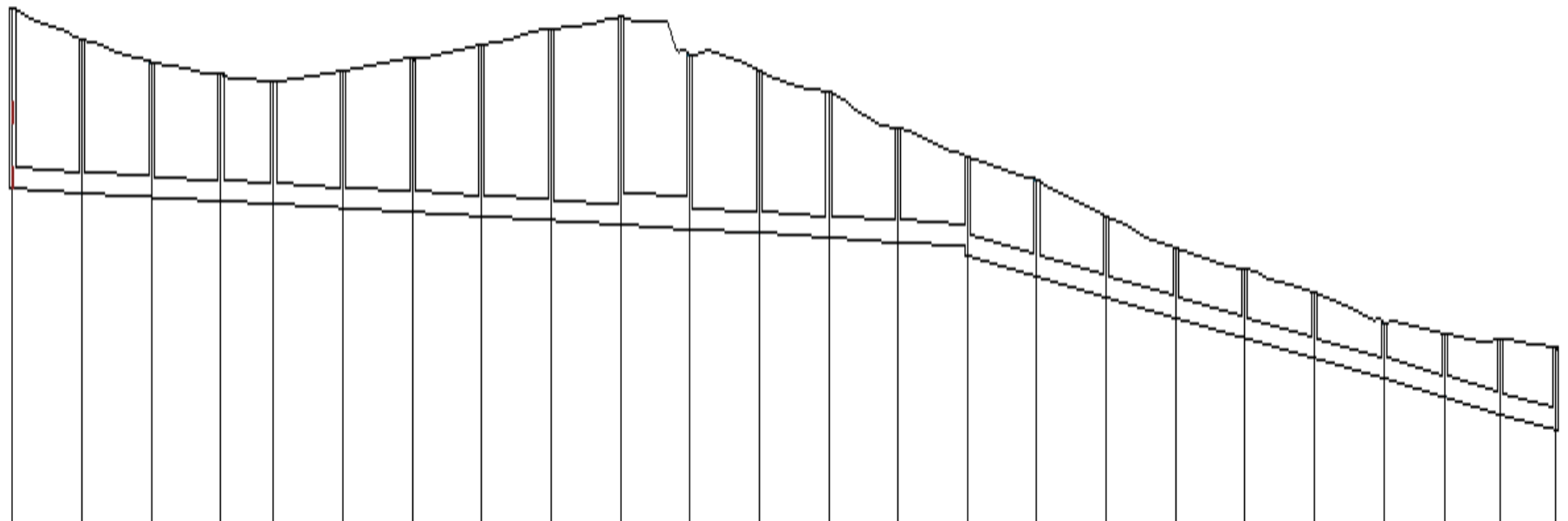
PC : 66.89 m

Numéros des regards	R41	R40	R39	R38	R37	R36
Cotes Terrain Naturel	71.45	71.17	71.00	70.49	70.78	70.49
Cotes Projet	70.25	70.05	69.85 69.80	69.55 69.24	69.10 68.44	68.23
Profondeurs Projet	1.20	1.12	1.15 1.20	0.90 1.25	1.68 2.34	2.26
Distances partielles		20.000	20.000	25.000	15.000	20.000
Distances cumulées	0.000	20.000	40.000	65.000	80.000	100.000
Pentes (Projet)		PENTE P = -1.00 %		PENTE P = -1.00 %	PENTE P = -1.00 %	PENTE P = -1.00 %
Dimensions Materieux		PVC Ø 400				

Profile entre R24-R1:

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



PC : 60.00 m

Numéros des regards	R24	R23	R22	R21	R20	R19	R18	R17	R16	R15	R14	R13	R12	R11	R10	R9	R8	R7	R6	R5	R4	R3	R2	R1	
Cotes Terrain Naturel	72.00	71.80	71.60	71.40	71.20	71.00	70.80	70.60	70.40	70.20	70.00	69.80	69.60	69.40	69.20	69.00	68.80	68.60	68.40	68.20	68.00	67.80	67.60	67.40	67.20
Cotes Projet	69.70	69.50	69.30	69.10	68.90	68.70	68.50	68.30	68.10	67.90	67.70	67.50	67.30	67.10	66.90	66.70	66.50	66.30	66.10	65.90	65.70	65.50	65.30	65.10	64.90
Profondeurs Projet	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
Distances partielles		25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000
Distances cumulées	0.000	25.000	50.000	75.000	100.000	125.000	150.000	175.000	200.000	225.000	250.000	275.000	300.000	325.000	350.000	375.000	400.000	425.000	450.000	475.000	500.000	525.000	550.000	575.000	600.000
Pentes (Projet)		PENTE P = -0.80 %												PENTE P = -0.80 %											
Dimensions Materieux		PVC Ø 400										PVC Ø 400		PVC Ø 400											

Estimation de projet :

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix Unitaire	Montant
1-0	TRAVAUX DE TERRASSEMENT				
01-01	TERRASSEMENT POUR CANALISATIONS ASSAINISSEMENT PROFONDEUR $H \leq 3,5$ m				
01-01-01	L'exécution de la fouille en tranché en terrain meuble exécuté à l'engin mécanique $H < 3,5$ m, la mise sur berge des déblais, puisement et détournement des eaux souterraines et superficielles avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre et de l'énergie nécessaire, le réglage du fond de fouille aux cotes du projet, le dressement des parois				
	LE METRE CUBE :	M ³	5100	600,00	3 060 000,00
01-01-03	L'exécution de la fouille en tranché en terrain meuble exécuté à l'engin mécanique $H > 3,5$ m, la mise sur berge des déblais, puisement et détournement des eaux souterraines et superficielles avec fourniture du matériel, de la main d'œuvre et de l'énergie nécessaire, le réglage du fond de fouille aux cotes du projet, le dressement des parois				
	LE METRE CUBE :	M ³	60	600,00	36 000,00
01-02	REMBLAIEMENT DE TRANCHEES OU FOUILLES				
01-02-01	Fourniture et pose d'un lit de sable de 0,2m d'épaisseur avec chargement du lieu d'emprunt, le transport et le chargement en lieu, la mise en œuvre en tranchée ouverte d'un lit de pose de y compris le dressage et nivellement du lit de pose, et toute sujétion de bonne exécution.				
	LE METRE CUBE :	M ³	250	2 000,00	500 000,00
01-02-02	Remblaiement de tranchées, après pose de la canalisation, au moyen du TUF ou tout venant de carrière par couches successives de 20cm, arrosées, compactées, avec un tamisage soigné et un compactage manuel sur une épaisseur de 10cm au-dessus de la génératrice supérieure de la canalisation, un compactage mécanique autour de la canalisation ainsi que l'enrobage et toutes sujétions de bonne mise en œuvre				
	LE METRE CUBE :	M ³	4750	1 500,00	7 125 000,00

01-02-03	Evacuation et transport des terres excédentaires et des débris divers (Asphalte, Bordures de trottoirs, divers éléments en béton ou en béton armé, anciens regards et ancienne canalisation) à la décharge publique (prix rémunéré contre bon de paiement de décharge Autorisé) LE METRE CUBE :	M ³	5100	300,00	1 530 000,00
01-03	TRAVAUX DE DEMOLITION DE CHAUSSEE				
01-03-01	Démolition d'une chaussée goudronnée, dallée ou bétonnée avec, le pré découpage à la scie à béton ou enrobé, la démolition du dallage (ou enrobé) au marteau piqueur ou à la masse et au ciseau, l'extraction des matériaux constitutifs du dallage (ou enrobé) en terrain de toutes natures, le chargement, le transport, le déchargement des gravats aux décharges autorisées et la remise en état des lieux, et toutes sujétions de bonne mise en œuvre LE METRE CARRE :	M ²	250	2500	625 000,00
01-04	DIVERS				
01-04-01	Fourniture et pose d'un grillage avertisseur sur toute la longueur de la canalisation, de couleur marron à 20 cm au-dessus de la génératrice supérieures de la conduite et toute sujétion de bonne mise en place LE METRE LINEAIRE :	ml	1200	50,00	60 000,00
01-04-02	Blindage des fouilles en tranchée à l'aide de planche en bois épaisseur 0.05 m ou blindage modulaire. Pour toutes les profondeurs LE METRE CARRE :	M ²	6050	120,00	726 000,00
2-0	POSE CANALISATIONS TYPE ASSAINISSEMENT				
02-01	CANALISATION EN PVC				
02-01-01	Fourniture, transport, bardage et pose de canalisation en PVC PN 6 a joint type assainissement, quelle que soit la profondeur et la nature du terrain. De Ø: LE METRE LINEAIRE : Ø 400 mm	ml	1160	4 800,00	5 568 000,00
02-01	CANALISATION EN BETON ARME				
02-01-01	Fourniture, transport, bardage et pose de canalisation en Béton armé classe 135 A à joint, quelle que soit la profondeur et la nature du terrain. De Ø: LE METRE LINEAIRE :	ml			

	Ø 600 mm		25	11 000,00	275 000,00
3-0	GENIE CIVIL				
03-01	Réalisation de regard de visite en béton armé dosée à 350 kg/m ³ , épaisseur de 0,2 m ferrailé en double nappe en T12 et T10 y compris coffrage, décoffrage, tampon en fonte série lourd (0,85 x 0,85) équipé d'échelon métallique en acier galvanisé, de dimensions intérieur (1,2m x 1,2m) et toutes sujétions de mise en œuvre de Hauteur				
	UNITE :				
	1 mètres <H< 2 mètres		26	75 000,00	1 950 000,00
	2 mètres <H< 3,5 mètres		24	100 000,00	2 400 000,00
	H>3,5 mètres	U	1	150 000,00	150 000,00
03-02	Réalisation de branchements des habitations :				
	Réalisation d'une boîte de branchement en béton armé de dimension intérieure 0.60x0.60m, de profondeur 1.20m, ferrailée Ø10, écartement de 15cm, épaisseur des voiles 15cm, épaisseur de radier 15cm, épaisseur de dalle 15cm. Y compris tampon en fonte de dimension (0,6 x 0,6) *Pose d'une conduite en PVC Ø250mm PN6 sur une longueur max de 10m. *La pose d'un lit de sable, le remblai en tuf, l'évacuation des terres excédentaires et le raccordement sur un regard existant ou aveugle, y compris le terrassement et toutes sujétions de bonne exécution				
	UNITE :	U	60	25 000,00	1 500 000,00
4-0	DIVERS				
04-01	ESSAI DE COMPACTAGE				
04-01-01	Essais de compactage par pénétromètre dynamique tous les 25 mètres				
	UNITE :	U	48	7 000,00	336 000,00
04-02	RACCORDEMENT AU RESEAU D'ASSAINISEMENT EXISTANT ET CROISEMENT D'OUVRAGES				
04-02-01	Travaux de raccordement au réseau d'assainissement existant y compris toutes sujétions de bonne mise en œuvre				
	UNITE :	U	1	50 000,00	50 000,00
04-02-02	Travaux de traversé d'obstacles : route, conduite gaz, câble électrique ; câble téléphonique et branchements particuliers y compris la déviation des obstacles et toutes sujétion de bonne mise en œuvre				
	FORFAIT :	U	10	10 000,00	100 000,00
04-03	Etablissement des plans de recollement à l'échelle appropriée et de profils en long rattachés à la côte NGA				

04-03-01	Etablissement du dossier de recollement en (05) cinq exemplaires tracé en plan des réseaux réaliser (échelle 1/500), profil en long, détails de raccordement avec report de toutes les canalisations (PTT, AEP, SONELGAZ...) rencontrées lors des travaux y compris fourniture de support informatique	FFT	5	85 000,00	425 000,00
TOTAL GENERAL HT			26 141 000,00		
TVA			4 443 970,00		
TOTAL GENERAL TTC			30 584 970,00		

Sous Bassin	Tronçons	ks	debit usée	debit pluviale	I cp	Qt	Dcal	D n	Vps	Qps	Qeu	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V	Vmin		Hmin	Autocurage			
		m ^{1/3} /s	m ³ /s	m ³ /s		³ /s	(mm)	(mm)	m/s	m ³ /s	m ³ /s								(m/s)	(m/s)	(mm)	(mm)	A	B	C
DOUAR ZERDALI	R50-R49	100.00	0.00006	0.0011	0.0050	0.001	9.04	400.00	1.52	0.19	0.00006	0.006	0.0003	00.25	0.18	0.06	0.02	0.39	0.28	2.47	8.93	0.0191	0.0019	0.3000	NON
	R49-R45	100.00	0.00011	0.0022	0.0050	0.002	6.57	400.00	1.52	0.19	0.00011	0.012	0.0006	00.31	0.19	0.08	00.02	0.48	0.29	1.71	9.26	0.0190	0.0018	0.3000	NON
	R48-R45	100.00	0.00006	0.0011	0.0050	0.001	9.04	400.00	1.52	0.19	0.00006	0.006	0.0003	00.25	0.18	0.06	00.02	0.39	0.28	2.47	8.93	0.0191	0.0019	0.3000	NON
	R47-R46	100.00	0.00006	0.0011	0.0100	0.001	1.85	400.00	2.15	0.27	0.00006	0.004	0.0002	00.23	0.18	0.05	00.02	0.50	0.39	8.78	8.99	0.0270	0.0027	0.3000	V
	R46-R45	100.00	0.00011	0.0022	0.0100	0.002	7.24	400.00	2.15	0.27	0.00011	0.009	0.0004	00.28	0.19	0.07	00.02	0.60	0.40	6.81	9.00	0.0270	0.0026	0.3000	V
	R45-R44	100.00	0.00033	0.0067	0.0100	0.007	01.51	400.00	2.15	0.27	0.00033	0.026	0.0012	00.42	0.20	0.11	00.03	0.90	0.42	4.35	10.86	0.0267	0.0024	0.3000	V
	R44-R43	100.00	0.00039	0.0078	0.0100	0.008	07.56	400.00	2.15	0.27	0.00039	0.030	0.0014	00.45	0.20	0.12	00.03	0.96	0.43	7.44	11.43	0.0267	0.0023	0.3000	V
	R43-R42	100.00	0.00045	0.0089	0.0100	0.009	13.08	400.00	2.15	0.27	0.00045	0.034	0.0016	00.47	0.20	0.13	0.03	1.01	0.43	0.35	12.00	0.0266	0.0023	0.3000	V
	R42-R36	100.00	0.00050	0.0100	0.0100	0.010	18.19	400.00	2.15	0.27	0.00050	0.039	0.0019	00.49	0.20	0.13	0.03	1.05	0.44	3.12	12.57	0.0266	0.0022	0.3000	V
	R41-R40	100.00	0.00006	0.0011	0.0100	0.001	1.85	400.00	2.15	0.27	0.00006	0.004	0.0002	00.23	0.18	0.05	0.02	0.50	0.39	8.78	8.99	0.0270	0.0027	0.3000	V
	R40-R39	100.00	0.00011	0.0022	0.0100	0.002	67.24	400.00	2.15	0.27	0.00011	0.009	0.0004	0.28	0.19	0.07	0.02	0.60	0.40	26.81	9.00	0.0270	0.0026	0.3000	V
	R39-R38	100.00	0.00017	0.0033	0.0100	0.003	78.28	400.00	2.15	0.27	0.00017	0.013	0.0006	0.32	0.19	0.08	0.02	0.69	0.40	32.60	9.33	0.0269	0.0025	0.3000	V
	R38-R37	100.00	0.00022	0.0044	0.0100	0.005	87.20	400.00	2.15	0.27	0.00022	0.017	0.0008	0.36	0.19	0.09	0.02	0.77	0.41	37.15	9.79	0.0269	0.0025	0.3000	V
	R37-6	100.00	0.00028	0.0055	0.0100	0.006	94.81	400.00	2.15	0.27	0.00028	0.022	0.0010	0.39	0.19	0.10	0.03	0.84	0.42	40.97	10.31	0.0268	0.0024	0.3000	V
	R36-R35	100.00	0.00084	0.0166	0.0050	0.017	163.00	400.00	1.52	0.19	0.00084	0.091	0.0044	0.62	0.23	0.20	0.05	0.95	0.36	81.54	18.91	0.0183	0.0011	0.3000	V
	R35-R34	100.00	0.00089	0.0177	0.0050	0.019	167.00	400.00	1.52	0.19	0.00089	0.097	0.0047	0.63	0.24	0.21	0.05	0.96	0.36	84.32	19.55	0.0183	0.0010	0.3000	V
	R34-R24	100.00	0.00095	0.0189	0.0050	0.020	170.84	400.00	1.52	0.19	0.00095	0.103	0.0049	0.64	0.24	0.22	0.05	0.97	0.37	86.99	20.18	0.0182	0.0010	0.3000	V
	R33/1-R33	100.00	0.00006	0.0011	0.0050	0.001	59.04	400.00	1.52	0.19	0.00006	0.006	0.0003	0.25	0.18	0.06	0.02	0.39	0.28	22.47	8.93	0.0191	0.0019	0.3000	NON
	R33-R32	100.00	0.00011	0.0022	0.0050	0.002	76.57	400.00	1.52	0.19	0.00011	0.012	0.0006	0.31	0.19	0.08	0.02	0.48	0.29	31.71	9.26	0.0190	0.0018	0.3000	NON
	R32-R31	100.00	0.00017	0.0033	0.0050	0.003	89.14	400.00	1.52	0.19	0.00017	0.018	0.0009	0.37	0.19	0.10	0.02	0.56	0.29	38.13	9.91	0.0190	0.0017	0.3000	NON
R31-R30	100.00	0.00022	0.0044	0.0050	0.005	99.30	400.00	1.52	0.19	0.00022	0.024	0.0012	0.41	0.19	0.11	0.03	0.63	0.30	43.23	10.67	0.0189	0.0017	0.3000	NON	
R30-R29	100.00	0.00028	0.0055	0.0050	0.006	107.96	400.00	1.52	0.19	0.00028	0.030	0.0015	0.45	0.20	0.12	0.03	0.68	0.30	47.66	11.47	0.0189	0.0016	0.3000	V	
R29-R28	100.00	0.00033	0.0067	0.0050	0.007	115.60	400.00	1.52	0.19	0.00033	0.037	0.0017	0.48	0.20	0.13	0.03	0.73	0.31	51.71	12.28	0.0188	0.0016	0.3000	V	

	R28-R27	100.00	0.00039	0.0078	0.0050	0.008	122.48	400.00	1.52	0.19	0.00039	0.043	0.0020	0.50	0.21	0.14	0.03	0.77	0.31	55.52	13.08	0.0188	0.0015	0.3000	V
	R27-R26	100.00	0.00045	0.0089	0.0050	0.009	128.77	400.00	1.52	0.19	0.00045	0.049	0.0023	0.53	0.21	0.15	0.03	0.80	0.32	59.18	13.88	0.0187	0.0015	0.3000	V
	R26-R25	100.00	0.00050	0.0100	0.0050	0.010	134.59	400.00	1.52	0.19	0.00050	0.055	0.0026	0.55	0.21	0.16	0.04	0.83	0.32	62.70	14.65	0.0186	0.0014	0.3000	V
	R25-R24	100.00	0.00056	0.0111	0.0050	0.012	140.01	400.00	1.52	0.19	0.00056	0.061	0.0029	0.56	0.22	0.17	0.04	0.86	0.33	66.11	15.41	0.0186	0.0014	0.3000	V
	R24-R23	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R23-R22	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R22-R21	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R21-R20	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R20-R19	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R19-R18	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R18-R17	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R17-R16	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R16-R15	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R15-R14	75.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	249.10	600.00	1.16	0.33	0.00150	0.096	0.0046	0.63	0.24	0.21	0.05	0.73	0.27	125.51	29.11	0.0313	0.0018	0.3000	NON
	R14-R13	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R13-R12	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R12-R11	100.00	0.0015	0.03	0.0030	0.031	223.63	400.00	1.18	0.15	0.00150	0.212	0.0101	0.79	0.30	0.31	0.07	0.94	0.35	124.08	29.06	0.0133	0.0000	0.3000	V
	R11-R10	100.00	0.00157	0.0325	0.0030	0.034	230.35	400.00	1.18	0.15	0.00157	0.230	0.0106	0.81	0.30	0.32	0.07	0.96	0.35	129.18	29.64	0.0133	0.0001	0.3000	V
	R10-R9	100.00	0.00163	0.0350	0.0150	0.037	175.09	400.00	2.64	0.33	0.00163	0.110	0.0049	0.65	0.24	0.22	0.05	1.71	0.63	89.95	20.11	0.0315	0.0017	0.3000	V
	R9-R8	100.00	0.00169	0.0375	0.0150	0.039	179.63	400.00	2.64	0.33	0.00169	0.118	0.0051	0.66	0.24	0.23	0.05	1.74	0.64	93.11	20.50	0.0315	0.0016	0.3000	V
	R8-R7	100.00	0.00175	0.0400	0.0150	0.042	183.98	400.00	2.64	0.33	0.00175	0.126	0.0053	0.67	0.24	0.24	0.05	1.77	0.64	96.14	20.89	0.0314	0.0016	0.3000	V
	R7-R6	100.00	0.00182	0.0426	0.0150	0.044	188.17	400.00	2.64	0.33	0.00182	0.134	0.0055	0.68	0.25	0.25	0.05	1.80	0.65	99.04	21.28	0.0313	0.0015	0.3000	V
	R6-R5	100.00	0.00188	0.0451	0.0150	0.047	192.21	400.00	2.64	0.33	0.00188	0.142	0.0057	0.69	0.25	0.25	0.05	1.83	0.66	101.84	21.65	0.0313	0.0014	0.3000	V
	R5-R4	100.00	0.00194	0.0476	0.0150	0.050	196.11	400.00	2.64	0.33	0.00194	0.149	0.0059	0.71	0.25	0.26	0.06	1.86	0.66	104.54	22.03	0.0312	0.0014	0.3000	V
	R4-R3	100.00	0.00200	0.0501	0.0150	0.052	199.89	400.00	2.64	0.33	0.00200	0.157	0.0060	0.72	0.25	0.27	0.06	1.89	0.67	107.16	22.39	0.0312	0.0013	0.3000	V
	R3-R2	100.00	0.00207	0.0527	0.0150	0.055	203.55	40.00	2.64	0.33	0.00207	0.165	0.0062	0.73	0.25	0.27	0.06	1.92	0.67	109.70	22.75	0.0311	0.0013	0.3000	V
DOUAR HENNI	R21	100.00	0.00213	0.0552	0.0150	0.057	207.1	400.00	2.64	0.33	0.00213	0.173	0.0064	0.74	0.26	0.28	0.06	1.95	0.68	112.19	23.10	0.0310	0.0012	0.3000	V