

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA**

**Faculté de Technologie**

Département de Science de l'Eau et Environnement



**MEMOIRE DE MASTER**

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ressources Hydrauliques

THEME :

**DIAGNOSTIC ET RÉAMÉNAGEMENT DU  
RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE  
SIDI GHILES ET SON RACCORDEMENT A  
LA FUTURE STEP DE CHERCHELL**

Par :

**Latreche nadjib**

Devant le jury composé de :

Mr Abdul Hamid Guendouz

Professeur, U. de Blida

Président

Mr Belkacem filali

M.C.B, U. de Blida

Examineur

Mr Mohamed Bessenasse

Professeur, U. de Blida

Promoteur

Mr Abdul Karim

Chargé de Mission Assainissement

Co-Promoteur

2020/2021

## REMERCIEMENTS

*Au terme de ce travail, il m'est très agréable de remercier Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné, le courage de réaliser ce modeste travail, je tiens à exprimer mon chaleureux remerciement :*

*Je voudrais adresser mes vifs remerciements à Mr M. BESSENASSE (promoteur) de m'apporter des corrections, et remarques à même d'enrichir considérablement le présent document.*

*Un grand merci, à Mr A. BOUKHARI, Chef de Département de la Direction d'assainissement à la SEAAL pour l'aide et encouragement, ses conseils, remarques, orientation et sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*

*Je voudrais aussi remercier l'ensemble des enseignants du département des Sciences de l'Eau et Environnement de l'Université de Blida.*

*Je remercie ma mère mon père et ma famille, et mes amis pour tous les sacrifices et tous ceux qui m'ont soutenu.*

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GÉNÉRALE .....</b>	<b>1</b>
<b>PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE .....</b>	<b>2</b>
1.1 Introduction :.....	2
1.2 Situation géographique :.....	2
1.3 Topographie du site : .....	4
1.4 Géologie et sismicité du site :.....	4
1.4.1 La géologie : .....	4
1.4.2 La sismicité :.....	5
1.5 Climatologie : .....	6
1.5.1 Le Climat : .....	6
1.5.2 Les précipitations :.....	6
1.5.3 Les températures : .....	7
1.5.4 Les vents : .....	7
1.5.5 L'humidité relative : .....	8
1.6 Urbanisation du site : .....	9
1.7 Conclusion : .....	9
<b>CHAPITRE 2.....</b>	<b>10</b>
<b>ETUDE HYDROLOGIQUE.....</b>	<b>10</b>
2.1. Introduction.....	10
2.2. Etude statistique de la série pluviométrique : .....	10
2.2.1 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique :.....	11
2.2.2. Ajustement de la série pluviométrique : .....	12
2.2.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :.....	12
2.2.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :.....	14
2.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV (loi de Jenkinson) :..	16
2.2.2.4 Choix de l'ajustement à adopter .....	18
2.3. Estimation de l'intensité de pluie : .....	19
2.4. Notions sur les bassins versant : .....	21
2.4.1 Caractéristiques de bassin versant : .....	21
2.4.2 Sous Bassin Versant : .....	21

2.5. Les méthodes d'estimation des eaux pluviales :	22
2.5.1 Méthode rationnelle :	22
2.5.2 Méthode d CAQUOT :	24
2.6 Le choix de la méthode :	25
2.7 Conclusion	26
<b>CHAPITRE 3.....</b>	<b>28</b>
<b>DEMOGRAPHIE ET ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES</b>	<b>28</b>
3.1. Introduction :	28
3.2. Estimation de la population future :	29
3.3. Estimation des besoins en eau :	30
3.4. Notion et estimation des équivalents habitants (EQH) :	30
3.5. Notion et estimation de la population totale :	32
3.6. Densité d'occupation du sol ( <b>Dp</b> ) :	32
3.7. Notions sur l'estimation des débits des eaux usées :	33
3.8. Estimation du débit moyen des eaux usées (Qm) :	33
3.9. Notion et évaluation du débit de pointe :	34
Coefficient de pointe Cp :	34
3.10. Conclusion:	35
<b>CHAPITRE 4.....</b>	<b>36</b>
<b>LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT .....</b>	<b>36</b>
4.1 Introduction :	36
4.2. Le réseau d'assainissement :	36
4.2.1. Types de réseau d'assainissement :	36
4.2.1.1. Le système unitaire :	36
4.2.1.2. Le système séparatif :	37
4.2.1.3. Le système pseudo séparatif :	38
4.2.2 Choix du système d'assainissement :	39
4.3. Notions des écoulements dans les réseaux d'assainissement	39
4.3.1 Ecoulement gravitaire à surface libre :	39
4.3.2 Ecoulement gravitaire en charge :	40
4.3.3 Ecoulement forcé :	40
4.4. Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement :	41
4.4.1. Les Regards :	41

4.4.2. Les Conduites : .....	41
4.5. Le choix du tracé : .....	42
4.6 Aperçu descriptif du système d'assainissement : .....	42
4.7 Conclusion : .....	44
<b>CHAPITRE 5.....</b>	<b>45</b>
<b>DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE .....</b>	<b>45</b>
5.1. Introduction : .....	45
5.2. Objectif du diagnostic : .....	45
5.3. Diagnostic hydraulique des collecteurs : .....	45
5.4 Conclusion : .....	56
<b>CHAPITRE 6 : .....</b>	<b>57</b>
<b>SOLUTIONS ET REAMENAGEMENT DU SYSTEME .....</b>	<b>57</b>
6.1 Introduction : .....	57
6.2 Variante 1 Redimensionnement : .....	57
6.3 Variante 2 regard de chute : .....	57
6.4 Variante 3 Les déversoirs d'orages : .....	57
6.5 Variante 4 les poste de relevage : .....	58
6.7 Variante 4 les poste de relevage : .....	58
<b>CHAPITRE 7 : .....</b>	<b>59</b>
<b>DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT .....</b>	<b>59</b>
7.1 Introduction : .....	59
7.2.1 Rayon hydraulique <i>RH</i> : .....	59
7.2.1 Section mouillée S .....	60
7.2.2 Périmètre mouillé P.....	60
7.2.3 Diamètre hydraulique D : .....	60
7.3 Conditions d'implantation du réseau : .....	60
7.4 Dimensionnement du réseau gravitaire d'assainissement : .....	60
7.4.1 Bases de calcul des collecteurs à écoulement à surface libre : .....	60
7.5 Vérification des paramètres hydrauliques : .....	63
7.6 Conclusion : .....	64
<b>CHAPITRE 8 : .....</b>	<b>65</b>
<b>LES DEVERSOIRS D'ORAGES.....</b>	<b>65</b>

8.1 Introduction :.....	65
8.2 Notions et définitions des déversoirs d'orages : .....	65
8.3 Type des déversoirs d'orage :.....	66
8.3.1 Ouvrage Avec seuil :.....	66
8.3.2 Choix du type de déversoir : .....	67
8.4 Principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage latéral : .....	68
<b>CHAPITRE 9 : .....</b>	<b>74</b>
<b>POSTE DE RELEVAGE .....</b>	<b>74</b>
9.1 Introduction :.....	74
9.2 Notion de station de relevage : .....	74
9.2.1 Station de relevage :.....	74
9.2.2 La pompe : .....	74
9.3 Notion de dimensionnement :.....	76
9.3.1 Puisard (la bache de reprise) :.....	76
9.3.2 Dimensionnement de la conduite de refoulement :.....	78
9.3.3 Dimensionnement de la pompe :.....	78
9.4 Conclusion : .....	88
<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>89</b>
<b>BIBLIOGRAPHIE.....</b>	<b>90</b>

# LISTES DES FIGURES

## Chapitre 1

Figure 1.1 : Situation de la commune de Sidi Ghiles .....	3
Figure 1.2 : Situation géographique De Sidi Ghiles .....	3
Figure 1.3: Carte des altitudes De Sidi Ghiles .....	4
Figure 1.4: Carte de sismicité en Algérie .....	5
Figure 1.5 : Pluies mensuelles moyennes sur la période (19973-2012) .....	6
Figure 1.6 : Températures mensuelles moyennes sur la période .....	7
Figure 1 .7 : Moyennes mensuelles des vitesses du vent en m/s .....	8
Figure 1.8 : Moyennes mensuelles des humidités mensuelles moyenne en (%) .....	8

## Chapitre 2

Figure 2.1 : Ajustement à une loi de Gumbel (l'HydroLab).....	13
Figure 2.2: Ajustement à une loi de Galton (l'HydroLab).....	15
Figure 2.3: Ajustement à une loi de GEV (l'HydroLab) .....	17
Figure 2.4: Bassin versant et les Oueds de Sidi Ghiles. ....	22
Figure 2.5 : Délimitation des sous bassins .....	27

## Chapitre 3

Figure 3.1: la zone d'étude par rapport la commune Sidi Ghiles. ....	28
Figure 3.2 : Estimation de la population .....	30

## Chapitre 4

Figure 4.1 : Réseau d'assainissement unitaire[14]. ....	37
Figure 4.2 : Réseau d'assainissement séparatif [14].....	38
Figure 4.3 : Réseau d'assainissement pseudo séparatif [14]. ....	39
Figure 4.4 : Ecoulement gravitaire à surface libre (Water CAD) .....	40
Figure 4.5 : Ecoulement gravitaire en charge (Water CAD) .....	40
Figure 4.6 : Regard de chute .....	41

Figure 4.8 : Carte réseau d'assainissement de sidi Ghiles .....	43
-----------------------------------------------------------------	----

## **Chapitre 5**

Figure 5.1 : Les sous bassins B.....	47
Figure 5.2 : Collecteur B1 Rejet 1 et Collecteur B1' R31 .....	48
Figure 5.3 : Collecteur B2 Rejet 1. ....	48
Figure 5.4 : Collecteur B3 Rejet 1. ....	49
Figure 5.5 : Collecteur B4 Rejet 1. ....	49
Figure 5.6 : Les sous bassins D.....	50
Figure 5.7 : D 1A Rejet 2.....	50
Figure 5.8 : Collecteur D 1B Rejet 2. ....	51
Figure 5.9 : Collecteur D 1C Rejet 2. ....	51
Figure 5.10 : Collecteur D 1D Rejet 2.....	52
Figure 5.11 : Collecteur D 2A Rejet 2. ....	52
Figure 5.11 : Collecteur D 2B Rejet 2. ....	53
Figure 5.12 : Collecteur D 2C Rejet 2. ....	53
Figure 5.13 : Collecteur D 2D Rejet 2 .....	54
Figure 5.14 : Collecteur D 3 Rejet 2.....	54
Figure 5.15 : Collecteur A 1 Rejet 3.....	55
Figure 5.16 : Collecteur A 2 Rejet 3.....	55
Figure 5.17 : Collecteur A 3 Rejet 3.....	56

## **Chapitre 6**

6.7 Variante 4 les poste de relevage : .....	58
----------------------------------------------	----

## **Chapitre 8**

Figure 8.1 : Schéma de principe du déversoir d'orage [16].....	65
Figure 8.2 : Déversoir à seuil latéral [16]. ....	66
Figure 8.3 : Déversoir d'orage N 1.....	70
Figure 8.4 : Déversoir d'orage N 2 (basin E) .....	70



Figure 8.5 : Déversoir d'orage N 3 (basin C) .....	71
Figure 8.6 : Déversoir d'orage N 4 avent PR 1. ....	72
Figure 8.7 : Déversoir d'orage N 2 (basin D) .....	72
Figure 8.3 : Déversoir d'orage N 6 (basin B) .....	73

## **Chapitre 9**

Figure 9.1 : Pompe centrifuge immergée.....	75
Figure 9.2 : Schéma d'une coupure horizontale du puisard .....	77
Figure 9.3 : à l'intérieur de puisard 2+1 .....	77
Figure 9.5 : L'emplacement pour PR 1.....	82
Figure 9.6 : pompe model NP 3153 LT 3~ 410.....	83
Figure 9.7 : Courbe caractéristique de choix de la pompe PR 1.....	84
Figure 9.8 : L'emplacement pour PR 2.....	85
Figure 9.9 : pompe model NP 3315 MT 3~ 635.....	86
Figure 9.10 : Courbe caractéristique de choix de la pompe PR.....	87
Figure 9.11 : L'emplacement pour PR 3.....	88

## **LISTES DES TABLEAUX**

### **CHAPITRE 1**

Tableau I.4 : Moyenne mensuelle des vitesses du vent en (m/s) 7

Tableau 1.5 : L'humidité relative moyenne mensuelle en (%) 8

### **CHAPITRE 2**

Tableau 2.1 : Les résultats du test de Wilcoxon. 12

Tableau 2.2 : Quantiles loi de Gumbel (mm) 14

Tableau 2.3 Quantiles (mm) Galton 14

Tableau 2.4 : Quantiles (mm) loi de GEV. 16

Tableau 2.5 : les résultats de test Khi<sup>2</sup> 18

Tableau 2.6 : Pluies et intensité maximales de durée t(h) et de période de retour. 20

Tableau 2.7 : Coefficient de ruissellement Cr suivant le type d'occupation du sol. 23

Tableau 2.7 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins. 24

Tableau 2.8: Evaluation des débits d'eaux pluviales par la méthode rationnelle. 25

### **CHAPITRE 3**

Tableau 3.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul. 29

Tableau 3.2 : Evaluation de la consommation des équipements 31

Tableau 3.3 : Résultat d'application numérique 32

Tableau 3.4 : Résultats de calcul de débit de pointe de chaque bassin pour l'horizon2061 34

### **CHAPITRE 4**

Tableau 4.1 : Calcul des débits des sous bassins 46

### **CHAPITRE 8**

Tableau 7.1: Dimensionnement du déversoir d'orage N 1. 69

Tableau 7.2: Dimensionnement du déversoir d'orage N 2 70

Tableau 7.3: Dimensionnement du déversoir d'orage N 3 71

Tableau 7.4: Dimensionnement du déversoir d'orage PR 4 71

Tableau 7.5: Dimensionnement du déversoir d'orage PR 2 72

Tableau 7.6 : Dimensionnement du déversoir d'orage PR 3 73

### **CHAPITRE 9**

Tableau 9.1 : Calcul de dimension du puisard PR 1 80

Tableau 9.2 : Calcul de diamètre et vitesse de conduite de refoulement 80

Tableau 9.3 : Calcul de HMT PR 1 80

Tableau 9.4 : Calcul de Puissance de la pompe 80

Tableau 9.5 : Calcul de dimension du puisard PR 2 82

Tableau 9.6 : Calcul de diamètre et vitesse de conduite de refoulement 82

Tableau 9.7 : Calcul de HMT PR 2 82

Tableau 9.8 : Calcul de Puissance de la pompe 83

Figure 9.9 : Calcul de dimension du puisard PR 3 85

Tableau 9.10 : Calcul de diamètre et vitesse de conduite de refoulement 85

Tableau 9.11 : Calcul de HMT PR 3 85

Tableau 9.12 : Calcul de Puissance de la pompe 86

## LISTES DES ABRÉVIATIONS

**ANRH** : Agence Nationale des Ressources Hydriques.

**ONM** : office national de métrologie.

**APC** : L'assemblée populaire communale

**Hab** : habitants.

**Pj max**: précipitations journalières maximale (mm).

**DVO** : déversoir d'orage.

**PR** : poste de relevage.

**STEP** : station d'épuration.

**PEHD** : Polyéthylène Haute Densité.

**d** : Diamètre moyen .

**h** : Hauteur d'eau.

**Q** : débit liquide.

**V** : Vitesse

## ملخص :

يتمثل عملنا في تشخيص المناطق التي تعاني من مشاكل في شبكة المجاري لمدينة سيدي غيلاس ولاية تيبازة. وللقيام بذلك أجرينا دراسة هيدرولوجية كاملة للمنطقة المدروسة لتقييم تدفقات الجريان السطحي، وكذلك تقييم تدفقات مياه الصرف الصحي المراد تصريفها، وبعد ذلك تم تشخيص حالة قنوات الصرف للتحقق من قدرتها على تصريف هذه الكميات، واقتراح محطات الرفع لحل جميع مشاكل الإجماء والتنظيف الآلي.

**مفتاح الكلمات:** تصريف - التنظيف الآلي - قنوات تصريف الفائض - الجامع - محطة الرفع

## Résumé :

Notre travail consiste à diagnostiquer et dimensionner des zones qui posent problèmes dans le réseau d'assainissement de la ville de SIDI GHILES-W. TIPAZA.

Pour cela, nous avons fait une étude hydrologique complète de la région d'étude, pour évaluer les débits de ruissèlement, ainsi qu'une évaluation des débits usées à évacuer. Après cela, on a établi un diagnostic du collecteur central de la ville, pour vérifier sa capacité à évacuer les débits, et proposer des déversoirs d'orage et des postes de relevage pour solutionner tous les problèmes d'évacuation et d'auto curage.

**Mots clés :** Evacuation – Auto curage – Déversoir d'orage – Collecteur – Poste de relevage.

## Abstract:

Our job is to diagnose and size problem areas in the sewerage system of the city of SIDI GHILES-W. TIPAZA.

To do this, we conducted a comprehensive hydrological study of the study area, to assess the runoff flows, as well as an assessment of the wastewater flows to be discharged. After that, a diagnosis was made of the city's central collector, to verify its capacity to evacuate flows, and to propose storm weirs and lift stations to solve all the problems of evacuation and self-cleaning.

## Keys words:

Evacuation – Self Cleaning – Storm Weir – Collector – Lift Station.

## INTRODUCTION GÉNÉRALE

L'Algérie est l'un des pays confrontés aux phénomènes de crues et d'inondations qui se manifeste de façon catastrophique constituant ainsi une contrainte majeure pour le développement économique et social. Ces inondations sont les catastrophes naturelles les plus destructives et même les plus fréquentes et provoquent d'importants dégâts humains et matériels surtout les 20 dernières années (inondations de Bab El Oued 2001, Chlef mars 2021).

Plusieurs régions du pays sont régulièrement menacées par ces catastrophes naturelles dont les effets sont souvent intensifiés par d'autres facteurs, qui aggravent les effets des crues, ces événements dramatiques engendrant souvent des bilans lourds de dégâts humains et matériels tout ça, est dû au mauvais dimensionnement des réseaux d'assainissement.

Dans notre travail de mémoire Nous allons étudier le réseau d'assainissement de la ville de Sidi Ghiles wilaya Tipaza, on va faire un diagnostic global du réseau d'assainissement qui présente des problèmes d'évacuation d'auto curage et de bouchages, et redimensionner des tronçons qui posent problèmes, et enfin proposer des postes de relevage pour évacuer les eaux usées vers la station d'épuration de Cherchell qui sera réalisée dans le futur proche.

Pour ce faire de cette étude, nous avons structuré notre travail comme suit :

- Chapitre 1 : Présentation de la Zone d'étude.
- Chapitre 2 : Etude Hydrologique.
- Chapitre 3 : Estimation des eaux usées.
- Chapitre 4 : Les réseaux d'assainissement.
- Chapitre 5 : Diagnostic du système d'assainissement actuel.
- Chapitre 6 : Solutions et réaménagement du système d'assainissement.
- Chapitre 7 : Dimensionnement du réseau d'assainissement.
- Chapitre 8 : Les déversoirs d'orages.
- Chapitre 9 : Postes de relevage.
- Conclusion générale.

# **CHAPITRE I :**

## **PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE**

### **1.1 Introduction :**

L'étude du site d'un projet d'assainissement est importante avant la réalisation de projet, on a réalisé cette étude pour connaître les divers facteurs influençant la conception d'un projet qui sont les plus importants :

- Les caractéristiques du terrain (topographique et géologique, climatologie).
- Les données relatives à l'agglomération.

Donne ce chapitre, nous allons présenter ces facteurs d'influence.

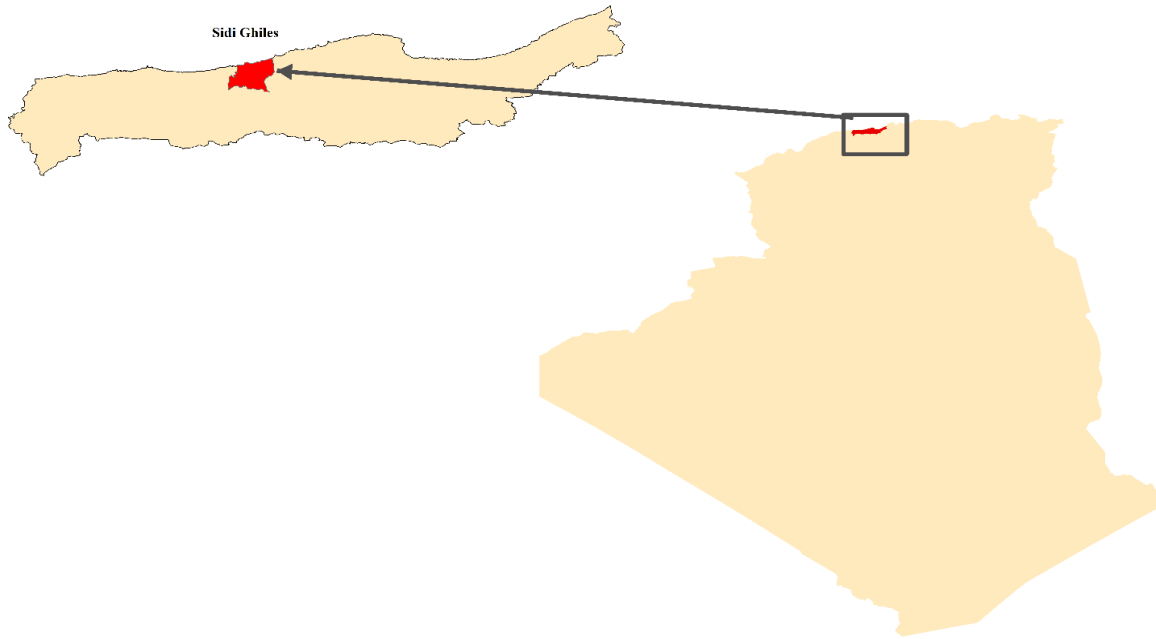
### **1.2 Situation géographique :**

Sidi Ghiles surnommé NOVI est une commune de la wilaya de Tipasa, elle se situe à 100 km environ à l'Ouest d'Alger sur le littoral, entre Charchell et Hedjret Ennous.

Elle est limitée par

- Au nord : Mer Méditerranée.
- A l'Est : Cherchell.
- Au sud Sidi Semiane.
- A l'Ouest : Hadjeret Ennous.

Son territoire s'étend sur une superficie de 3 715 Ha, Le littoral de la zone d'étude d'un linéaire cotier de 7,6 km.[1]



**Figure 1.1 : Situation de la commune de Sidi Ghiles**



**Figure 1.2 : Situation géographique De Sidi Ghiles**



### 1.3 Topographie du site :

A partir des cartes d'états-majors (cartes topographiques) de la zone d'étude, on a pu établir les classes de pentes suivantes :

- de 0 à 5 % : Nous les trouvons sur la partie littorale.
- de 5 à 10 % : Situées sur les piémonts.
- de 10 à 15 % : elles sont localisées au Nord et à l'Est et parfois dans des endroits épars.
- de 15 à 40 % : se situent dans la zone montagneuse.
- > à 40 % : Se sont les terrains très accidentés.[1]

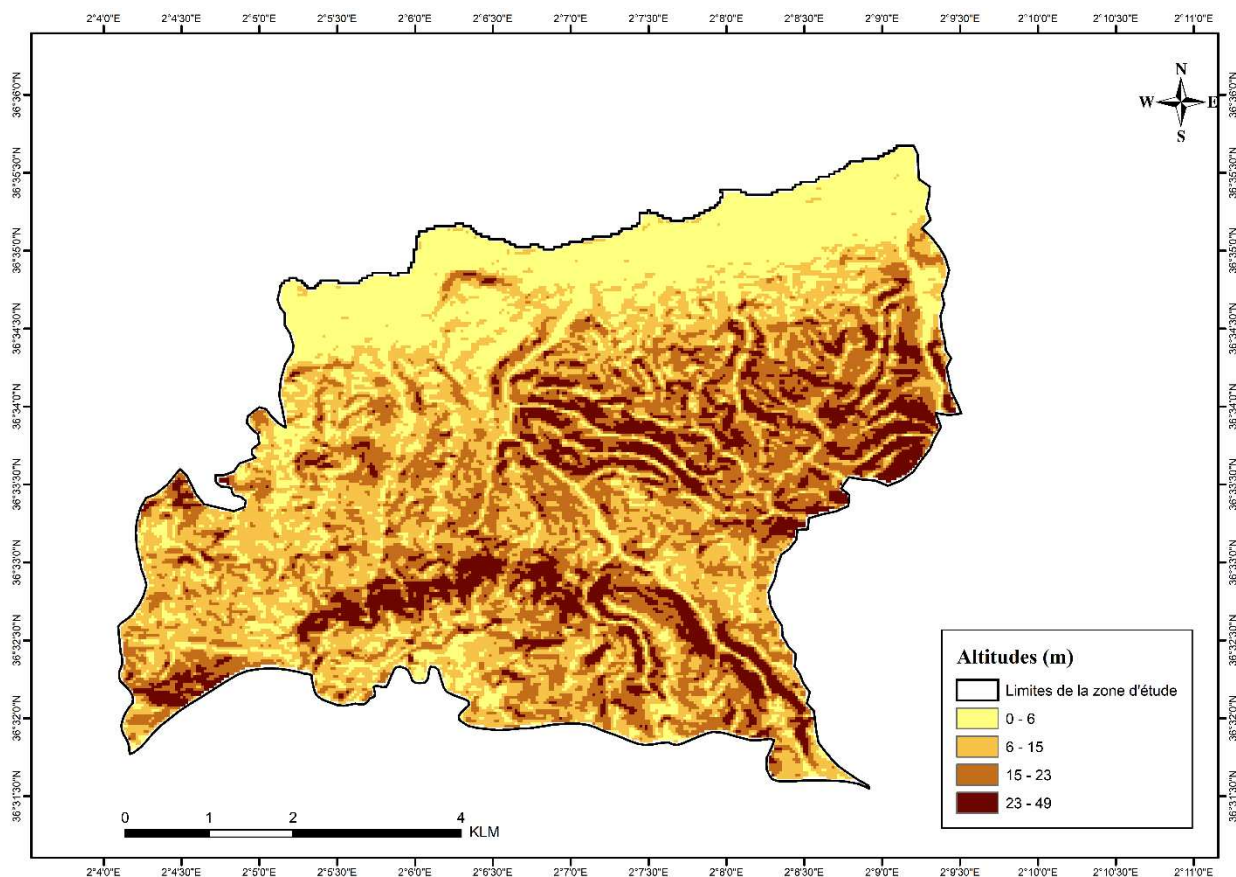


Figure 1.3: Carte des altitudes De Sidi Ghiles

### 1.4 Géologie et sismicité du site :

#### 1.4.1 La géologie :

Les formations géologiques qui caractérisent notre zone d'étude sont les suivantes des plus récentes au plus anciens, on trouve :

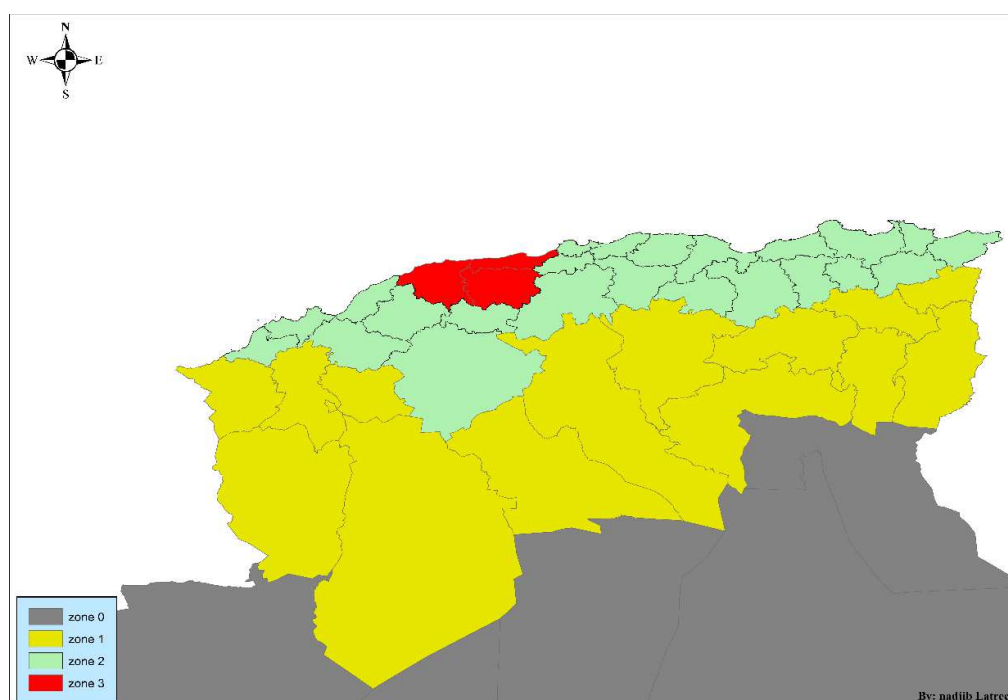
- Le Quaternaire et le Pliocène : les alluvions d’oueds, les terrasses alluviales.
- Le Miocène continental : est ramené par une action qui le façonne encore aujourd’hui.
- L’Oligocène se présente sous deux faciès : des poudingues hétérogènes et des marins sableuses mélangées.[2]

### 1.4.2 La sismicité :

La zone d'étude est caractérisée par une sismicité élevée classée en zone (2003) l’historique de la sismicité à proximité de la zone d’étude (**Tableau 1**). [2]

**Tableau 1.1 : Les cas des Séismes de la zone d’étude**

Séismes	Date	La force (m)
Chlef (Orléans ville -EL Asnam)	09/09/1954	6.7
Chlef	10/10/1980	7.3
El Affroun	31/10/1988	5.4
Djebel Chenoua	29/10/1989	6.0
Alger	04/09/1996	5.7
Boumerdes	21/05/2003	6.8



**Figure 1.4: Carte de sismicité en Algérie**

## 1.5 Climatologie :

### 1.5.1 Le Climat :

La zone d'étude se situe dans un seul étage bioclimatique subdivisé en 02 variantes :

L'étage subhumide caractérisé par un hiver doux dans la partie Nord.

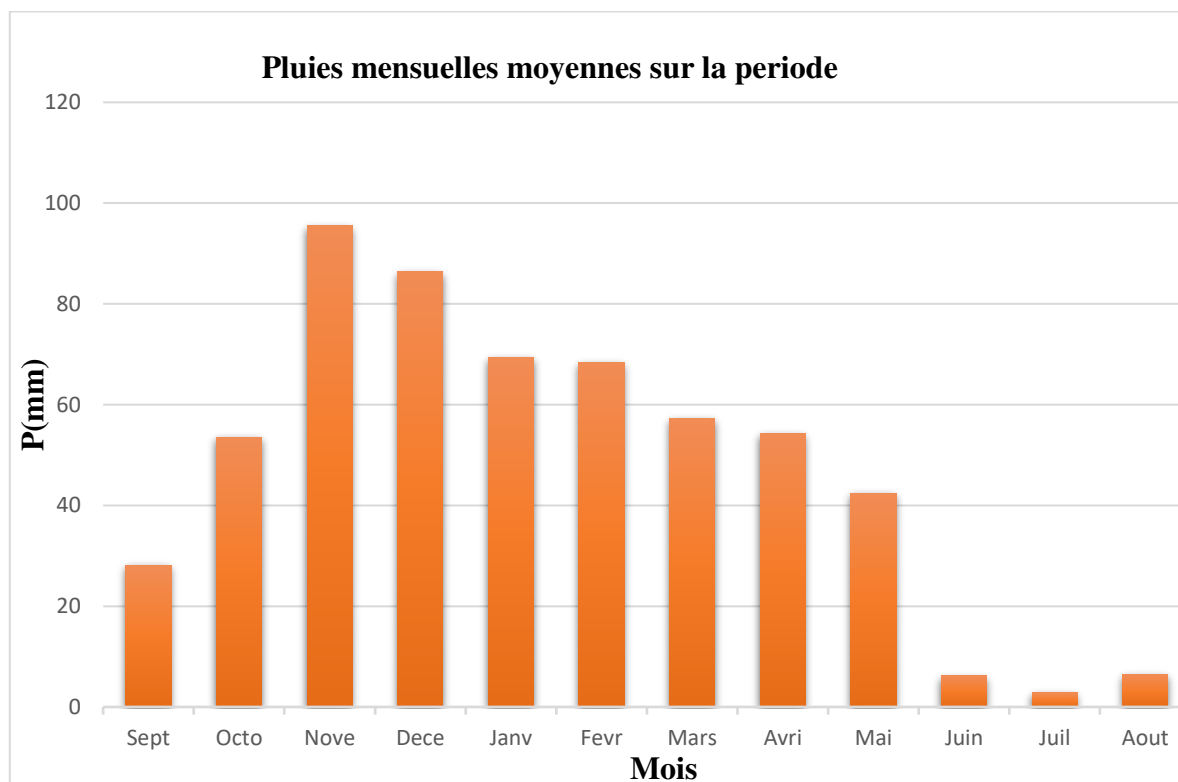
L'étage subhumide caractérisé par un hiver chaud dans la partie Sud.

### 1.5.2 Les précipitations :

Les précipitations moyennes enregistrées par la station de Merad donnent une pluviométrie annuelle de 600 mm durant la période 1973-2012.[3]

**Tableau 1.2 : Moyenne mensuelle de la pluviométrie**

Mois	Sept	Octo	Nove	Dece	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout
P(mm)	28.15	53.57	95.51	86.43	69.41	68.45	57.28	54.36	42.45	6.21	2.80	6.51



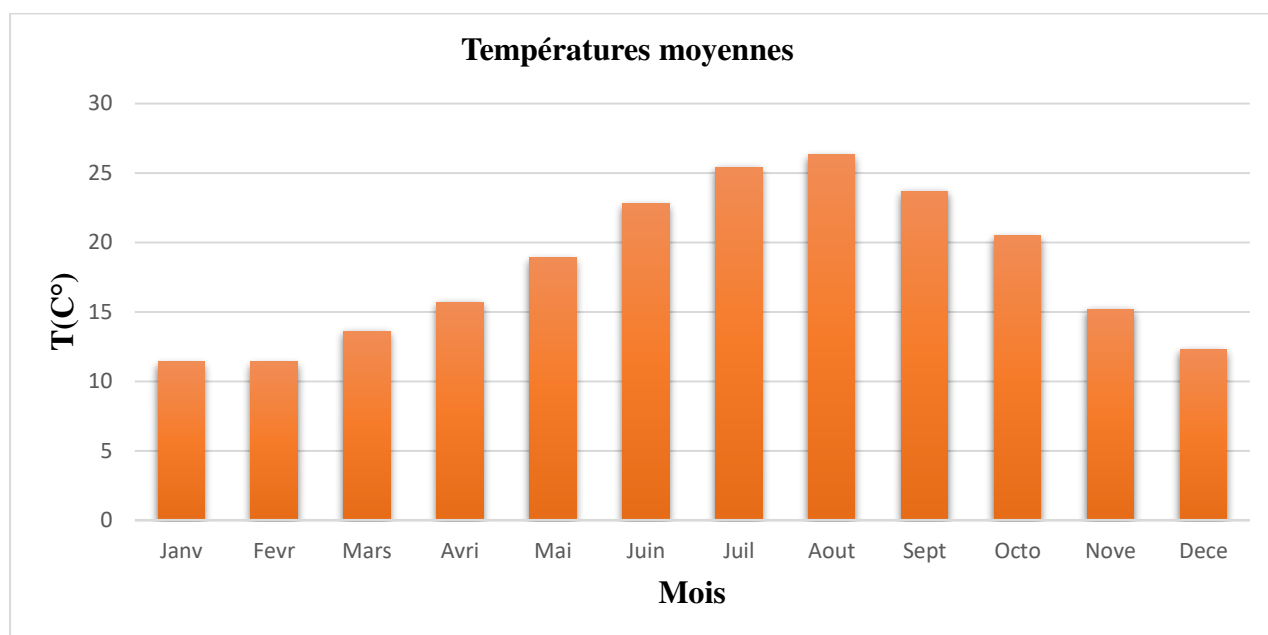
**Figure 1.5 : Pluies mensuelles moyennes sur la période (19973-2012)**

### 1.5.3 Les températures :

D'après la station métrologique de Dar El Beida, La température moyenne mensuelle varie entre 26°C pour les mois chauds de l'été juillet et Aout à 11.4°C pour les mois froids janvier et février.[4]

**Tableau 1.3 : Températures moyennes mensuelles en (C°)**

Mois	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece
T(C°)	11.4	11.4	13.6	15.7	18.9	22.8	25.4	26.3	23.7	20.5	15.2	12.3



**Figure 1.6 : Températures mensuelles moyennes sur la période**

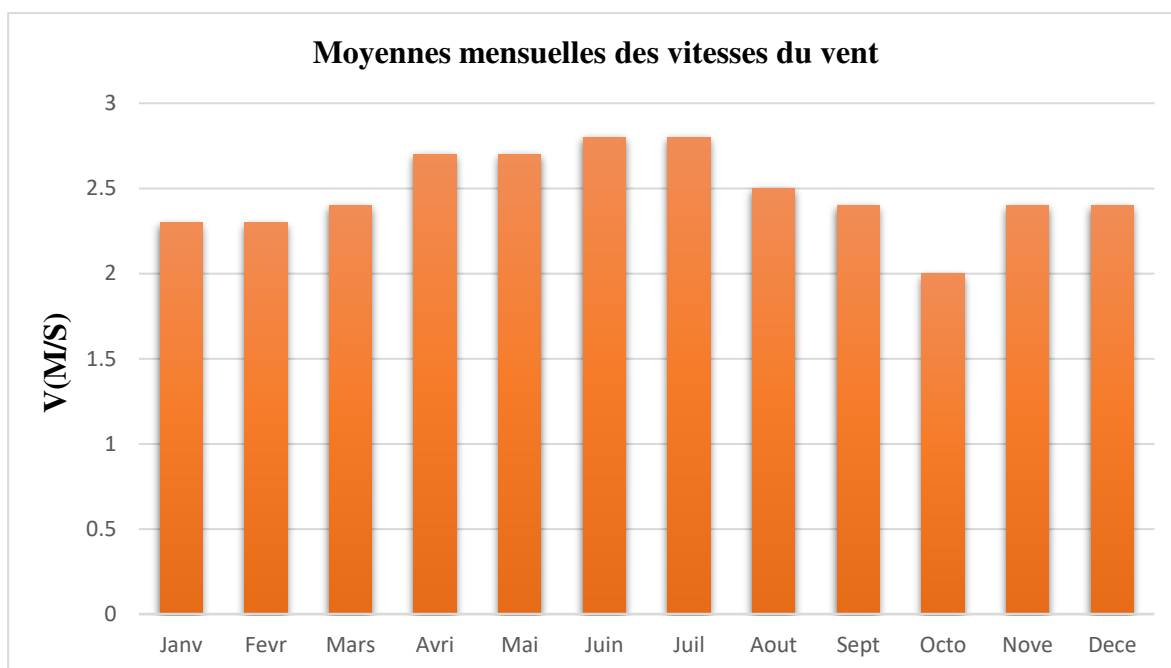
### 1.5.4 Les vents :

Les vents ont des fréquences différentes durant l'année, les plus dominants sont de direction Sud et Ouest, leur vitesse moyenne 2.5 m/s. [4]

Quant au siroco, il est rarement enregistré au cours de l'hiver par contre les gelées sont fortement influencées par l'altitude.

**Tableau I .4 : Moyenne mensuelle des vitesses du vent en (m/s)**

Mois	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece
V(m/s)	2.3	2.3	2.4	2.7	2.7	2.8	2.8	2.5	2.4	2.0	2.4	2.4



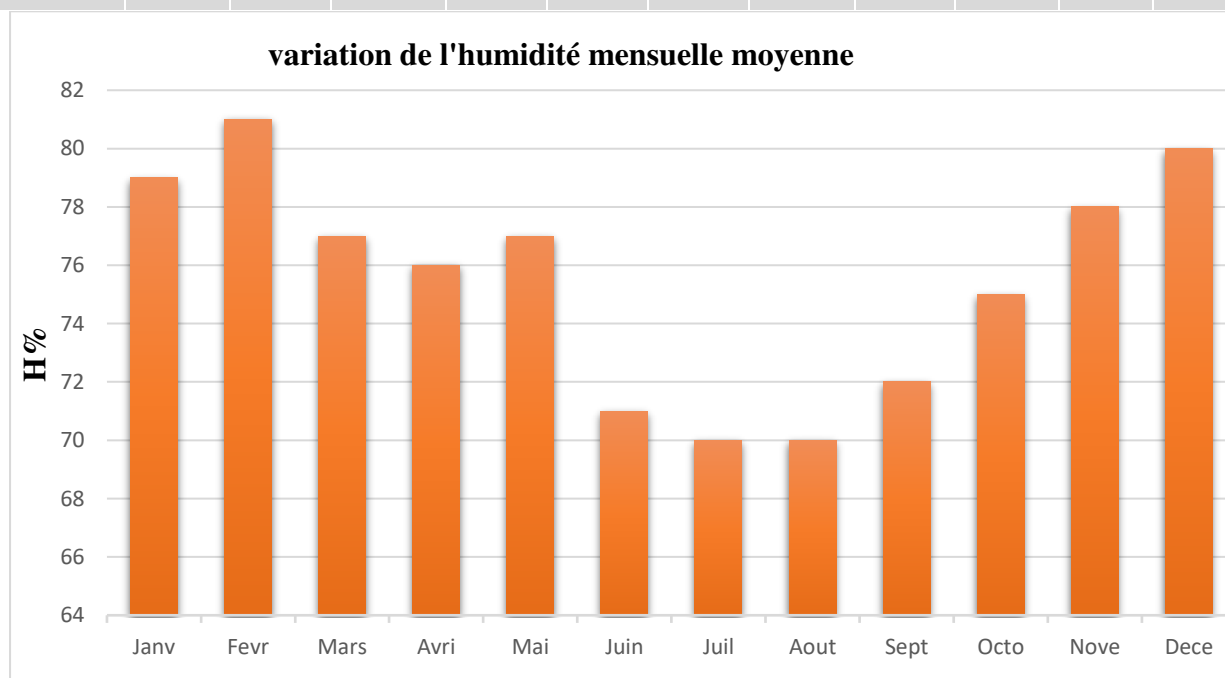
**Figure 1.7 : Moyennes mensuelles des vitesses du vent en m/s**

### 1.5.5 L'humidité relative :

L'humidité relative moyenne annuelle est de 75.5%, Elle représente un maximum en février 81% et minimum en Juillet et Août 70%. [4]

**Tableau 1.5 : L'humidité relative moyenne mensuelle en (%)**

Mois	Janv	Fevr	Mars	Avri	Mai	Juin	Juil	Aout	Sept	Octo	Nove	Dece
H(%)	79	81	77	76	77	71	70	70	72	75	78	80



**Figure 1.8 : Moyennes mensuelles des humidités mensuelles moyenne en (%)**

## **1.6 Urbanisation du site :**

Concernant la commune de Sidi-Ghiles, la population au RGPH 2008 a été estimée à 15 281 habitants avec un Taux d'accroissement 3.9%. [1]

- Population du chef-lieu étant de 10 925 habitants, représentant 71.5% de la population communale, répartie en douze (12) districts.
- Population de l'agglomération secondaire AGHBAL 406 habitants soit 2.7% de la population totale de la commune répartie en un (01) district.
- Population de la zone éparses 3951 habitants représentant un pourcentage de 25.8% réparti en sept (07) districts.

## **1.7 Conclusion :**

Dans Ce chapitre, nous avons présenté généralement les données de base par point de vue topographique climatologie de la commune de Sidi-Ghiles on note :

- Que La commune de Sidi-Ghiles a un Taux d'accroissement élevé (3.9%).
- Un climat méditerranéen chaud, la température moyenne peuvent atteindre la valeur maximale au juillet et Aout
- Valeur pluviométrie mensuelle son moyenne.
- Vents côtiers modérés.
- Une bonne situation topographique la plupart du terrain a une bonne pente donc les évacuations s'effectuant par gravité.

## CHAPITRE 2

### ETUDE HYDROLOGIQUE

#### 2.1. Introduction

L'hydrologie est la science qui étudie les eaux terrestres, leur origine, leur mouvement et leur repartitions sur notre planète, leurs propriétés physiques et chimiques, leurs interactions avec l'environnement physique et biologique, Elle est la partie la plus importante pour un projet d'assainissement. Cette étude a pour but de déterminer le débit spécifique des eaux pluviales pour une période de retour bien choisie avec un modèle plus adéquate.[5]

Donc ce chapitre, nous allons réalisé une étude hydrologique pour déterminer l'intensité des pluies dans la région, extraire le coefficient de ruissellement, et c'est la méthodologie suivante :

#### 2.2. Etude statistique de la série pluviométrique :

Pour l'étude des précipitations en assainissement, on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station pluviométrique de SIDI GHILES (la station de Merad) dont le code est : 020313, sur une période de fonctionnement de 1973 à 2012 (Annex 1) qui a été fournie par l'ANRH de Bir Mourad Rais et de coordonnées :

$X = 448.5 \text{ Km.}$

$Y = 364.8 \text{ Km.}$

$Z = 15 \text{ m.}$

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 40 ans.

- Les caractéristiques statistiques de la série :

Le nombre d'années d'observation est de :  $N=40$ .

La moyenne des précipitations maximales journalières «  $\bar{X}$  » :

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=40} P_{jmax}}{N} = 60.95$$

L'écart type «  $S_x$  » :

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=40} P_{jmax}}{N}} = 31.57$$

Coefficient de variation «  $C_v$  » :

$$C_v = \frac{\sigma}{\bar{x}} = 0.518$$

### 2.2.1 Vérification de l'homogénéité de la série pluviométrique :

L'homogénéisation des données consiste à identifier les séries pluviométriques et à vérifier s'il n'y a pas d'erreurs systématiques qu'il convient de rechercher et de corriger s'il y a lieu.

Pour vérifier l'homogénéité, on a plusieurs tests paramétriques et non paramétrique dans notre on doit choisir un des tests statistiques qui est le test de Wilcoxon (ou Test des rangs).

Le test de Wilcoxon est un test non paramétrique qui utilise la série des rangs d'observation,

Son procédé est le suivant : On divise l'échantillon en deux sous échantillons X et Y de taille  $N_1$  et  $N_2$  avec :  $N_1 \leq N_2$  et  $N_1 + N_2 = 40$

Classer l'échantillon XUY par l'ordre croissant et affecter un rang à chaque valeur et Calculer

$$W_x = \sum \text{rang}(x)$$

L'hypothèse nulle est vérifiée si :  $W_{min} \leq W_x \leq W_{max}$

Avec :

$$W_x = \sum_{i=1}^{n-1} \text{rang}x = 2 + 5 + \dots + 12 + 14 + 15 + 16 + \dots + n$$

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1)N_1 - 1}{2} - u_{1-\frac{\alpha}{2}} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}}$$

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

$u_{1-\frac{\alpha}{2}}$  Représente la valeur de la variable centrée réduite de Gauss correspondant à une probabilité de  $1 - \frac{\alpha}{2}$  avec un seuil de confiance de 95%. [6]

L'application de test Wilcoxon il est dans l'annexe 2.



**Tableau 2.1 : Les résultats du test de Wilcoxon.**

Nombre d'échantillon	N1	N2	Wmin	Wx	Wmax
40	18	22	296.4	343	441.9

Donc :  $296.4 \leq Wx \leq 441.9$

L'hypothèse d'homogénéité est acceptée.

### **2.2.2. Ajustement de la série pluviométrique :**

#### **2.2.2.1. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :**

La fonction de répartition de la loi de Gumbel ou loi doublement

Exponentiel est :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad \text{et} \quad y = \alpha (X - X_0)$$

F(x) : fréquence au dépassement de la valeur de x

Avec :

- y: coefficients d'ajustement
- $x_0$  : paramètre de position (mode)
- $\alpha$  : paramètre d'échelle différent de zéro

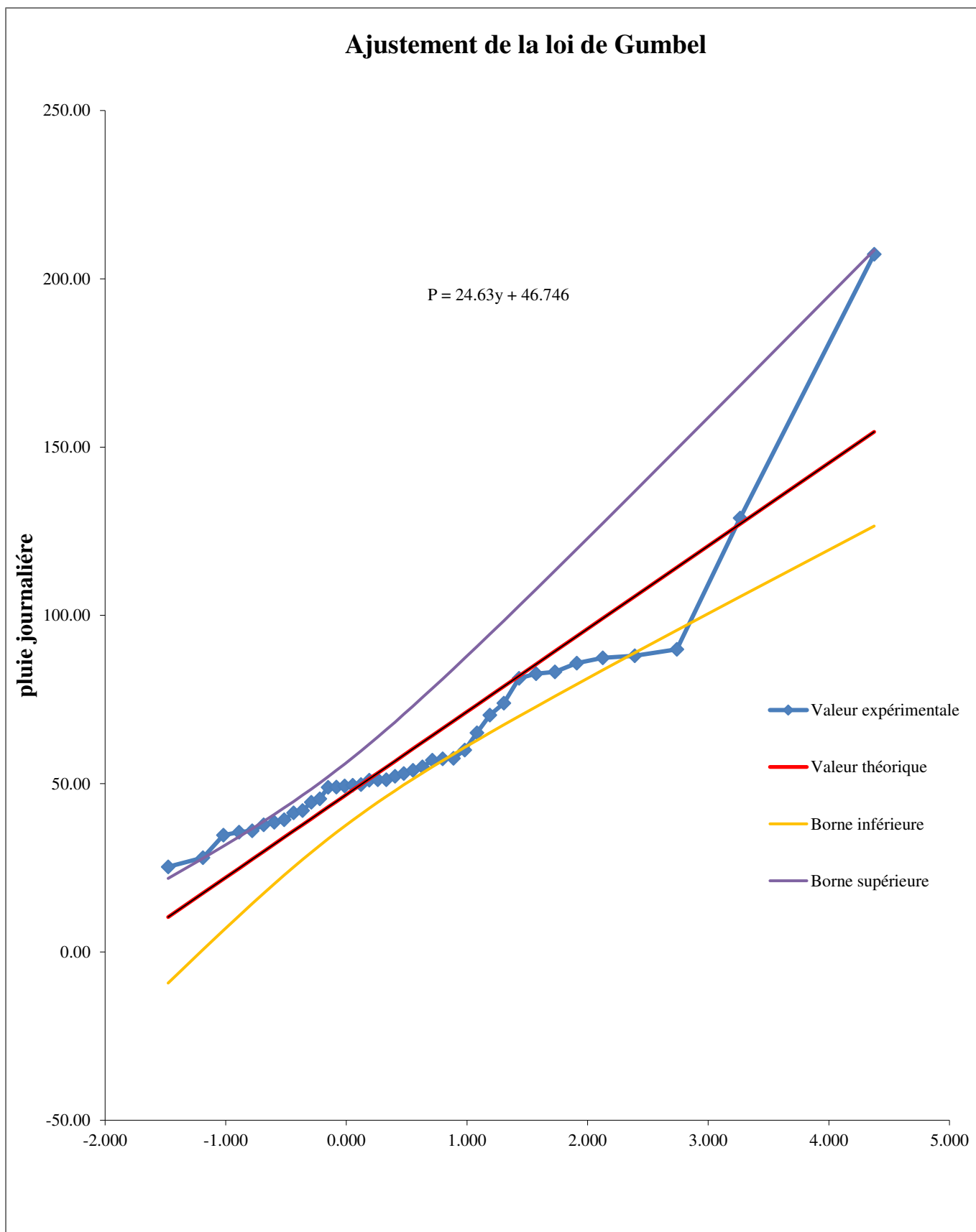
On peut écrire :  $y = - \ln (- \ln (F (x)))$

Par un changement de variable  $y = \alpha (X - X_0)$ , la loi de Gumbel s'écrit :

$$F(x) = e^{-e^{-y}}$$

Avec,  $y = \alpha (X - X_0)$ , est la variable réduite de Gumbel

L'équation  $y = \alpha (X - X_0)$ , présentée sous la forme  $x = \frac{1}{\alpha}y + x_0$  est l'équation d'une droite qui représente la loi de Gumbel sur une échelle Gumbelienne.[7]



**Figure 2.1 : Ajustement à une loi de Gumbel (l'Hydrolab)**

La droite de Gumbel est :  $P_{\max, j, p\%} = 24.63 y + 46.746$

**Tableau 2.2 : Quantiles loi de Gumbel (mm)**

Période de Retour (an)	Fréquence 1-F(x)	Variable réduite	P <sub>max, j, p%</sub> (mm)	Borne inférieure	Borne supérieure
10	0.9	2.250	102.17	86.14	131.81
50	0.98	3.902	142.85	117.60	191.33
100	0.99	4.600	160.05	130.75	216.65

**2.2.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton :**

La fonction de répartition de la loi log normale est donnée par l'expression

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \quad \text{du (fréquence au non dépassement).}$$

Elle est tabulée en fonction (u) où (u) représente la variable réduite de Gauss. Dans le cas de

la loi log normale la variable u est égal à :  $u = \frac{\ln x - \overline{\ln x}}{\sigma_{\ln}}$

Avec :

$\ln x$  : moyenne arithmétique de la série des valeurs initiales transformées en logarithme ;

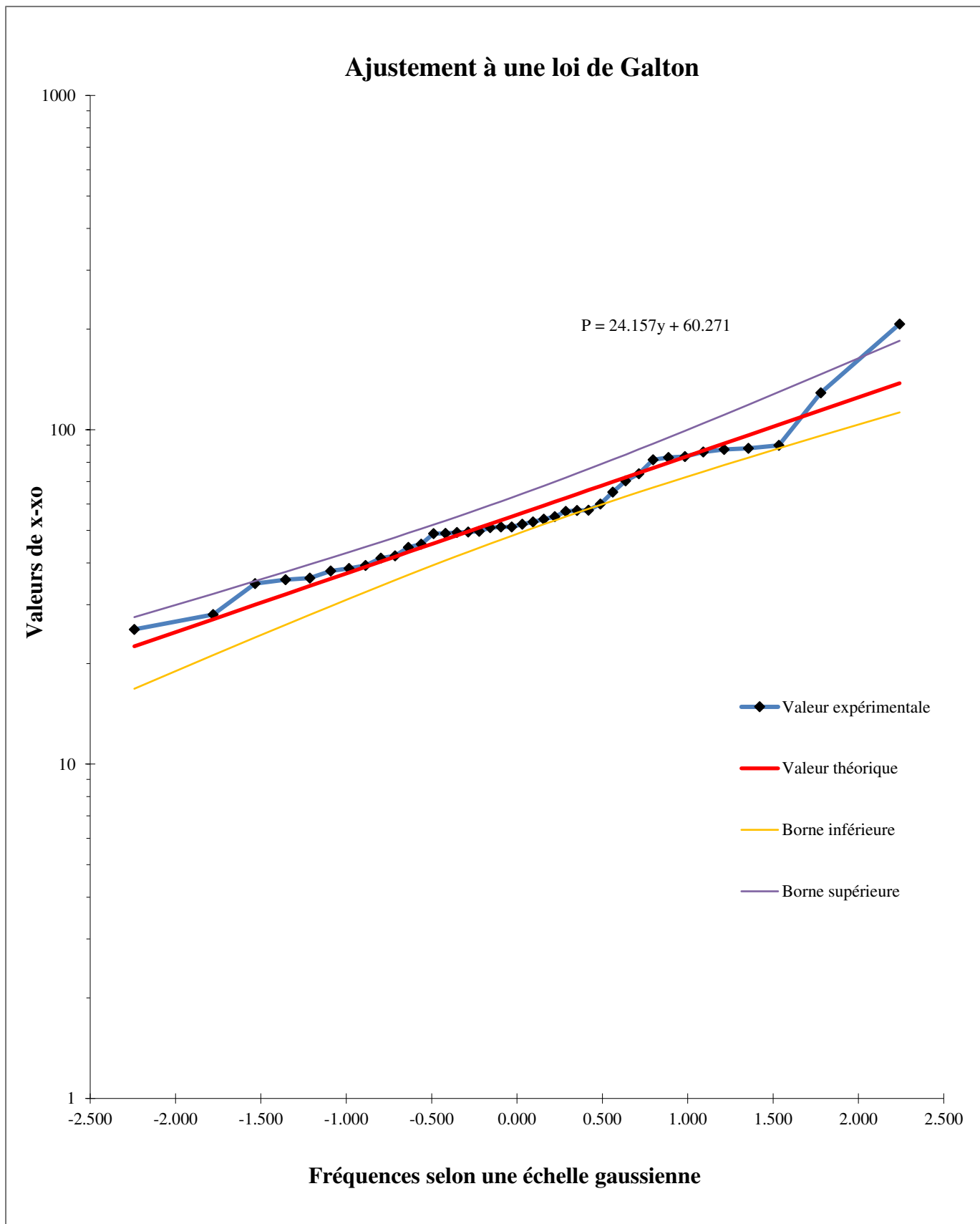
$\sigma_{\ln}$  : écart type de la série transformée en logarithme.

La transformation  $\ln x = \overline{\ln x} + \sigma_{\ln} \cdot u$  est l'équation de la droite de

Galton ajustant les données transformées en logarithme, à la loi log normale.[7]

**Tableau 2.3 Quantiles (mm) Galton**

Période de Retour (an)	Fréquence 1-F(x)	Variable réduite	P <sub>max, j, p%</sub> (mm)	Borne inférieure	Borne supérieure
10	0.9	1.282	93.51	80.37	114.63
50	0.98	2.054	127.76	105.64	168.00
100	0.99	2.326	142.64	116.10	192.68



**Figure 2.2: Ajustement à une loi de Galton (l'Hydrolab)**

La droite de Galton est :  $P_{\max, j, p\%} = 24.157 y + 60.271$

### 2.2.2.3. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GEV (loi de Jenkinson) :

La loi de Gumbel est très universellement utilisée pour caractériser la distribution de valeurs extrêmes. En fait, elle n'est qu'un des types de lois utilisables.[6]

Jenkison (1955) a montré que les lois de distribution des extrêmes pouvaient se mettre sous

une forme unique : 
$$f(x)=e^{-\left[1-\frac{k(x-x_0)}{s}\right]^{\frac{1}{k}}}$$

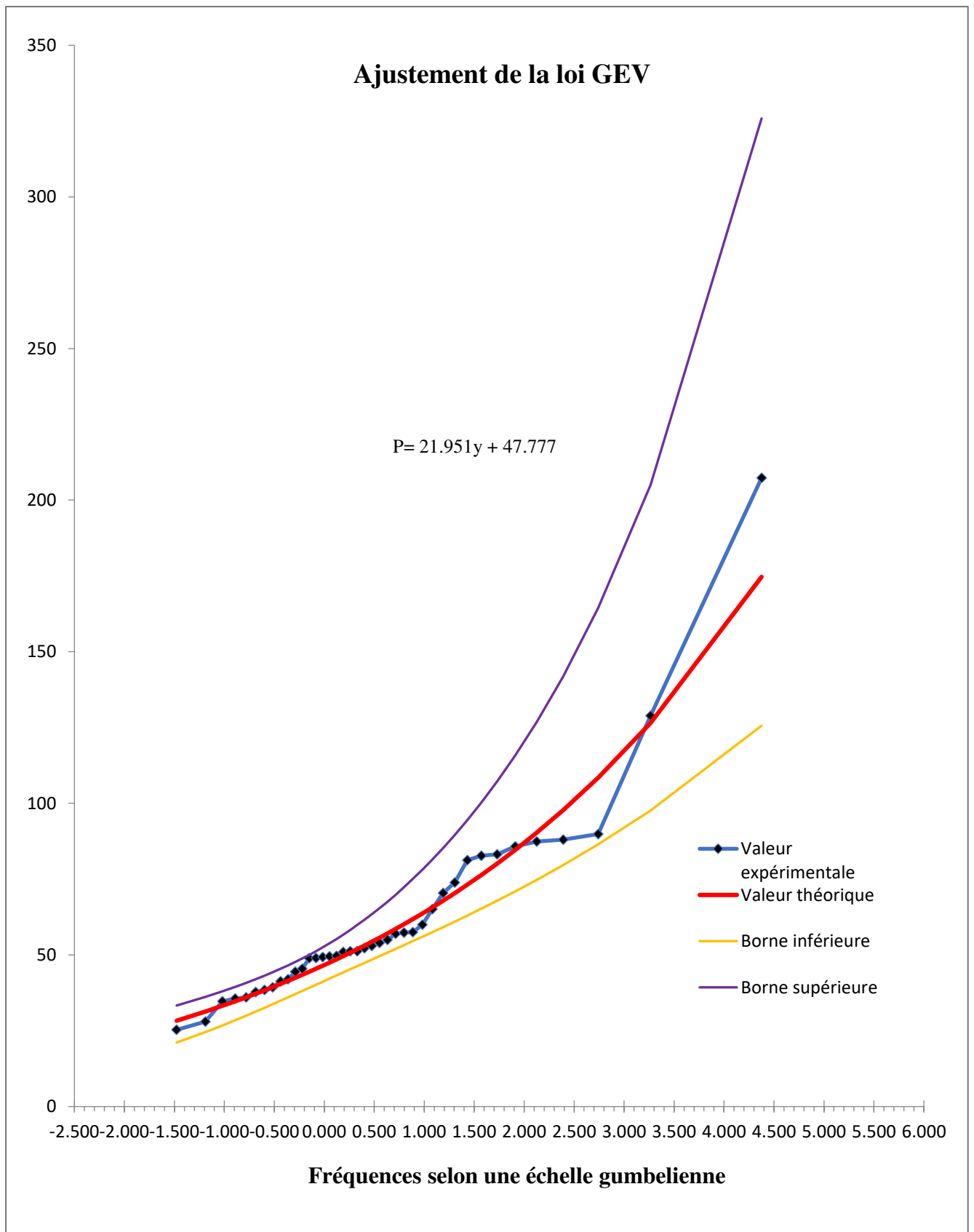
Trois paramètres interviennent :  $x_0$  : paramètre de position

$s$  : paramètre d'échelle

$k$  : paramètre de forme

**Tableau 2.4 : Quantiles (mm) loi de GEV.**

Période de Retour (an)	Fréquence 1-F(x)	Variable réduite	P <sub>max, j, p%</sub> (mm)	Borne inférieure	Borne supérieure
10	0.9	2.250	93.74	77.03	133.73
50	0.98	3.902	152.35	112.91	267.60
100	0.99	4.600	186.32	132.05	357.63



**Figure 2.3: Ajustement à une loi de GEV (l'Hydrolab)**

La droite de Galton est :  $P_{\max, j, p\%} = 21.951 y + 47.777$

#### 2.2.2.4 Choix de l'ajustement à adopter

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte à la série observée. L'examen graphique ne peut suffire, il faut pouvoir tester par le calcul, la qualité de l'ajustement réalisé. Ce test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accord global d'une distribution empirique avec une distribution théorique spécifiée à priori ou ajustée sur les observations.[6]

On utilise le test d'adéquation de Khi deux  $\chi^2$  pour vérifier la validité d'ajustement des lois et pour de comparer l'adéquation de ces lois afin d'adopter le meilleur ajustement :

Le test Khi deux  $\chi^2$  : est un test statistique qui permet de vérifier la validité d'un ajustement D'une loi théorique à un échantillon donnée, est utilisée pour un risque  $\alpha = 5\%$  et un nombre de degré de liberté  $\gamma$ . 
$$\gamma = k - 1 - m$$

Interprétation du Khi<sup>2</sup> :

Si,  $P(\chi^2_{calculée}) > 5\%$ , l'ajustement est à considérer.[6]

Le test d'adéquation du Khi<sup>2</sup> effectué à l'aide du Hydrolab pour les 3 lois a donné les résultats suivants :

**Tableau 2.5 : les résultats de test Khi<sup>2</sup>**

Lois statistiques	Khi <sup>2</sup> calculé	$\alpha = 5\%$	Interprétation
Gumbel	$0.7 \times 10^5$	0.05	L'ajustement est à rejeter
Galton (log-normale)	0.156	0.05	L'ajustement est à considérer
GEV	0.999	0.05	L'ajustement est à considérer

D'après le Test de Khi Deux, on trouve la série ne s'ajuste pas à la loi de Gumbel et s'ajuste à la loi de Galton et GEV.

D'après la comparaison graphique qui a été faite avec Hydrolab On a opté pour la loi de GEV.

### 2.3. Estimation de l'intensité de pluie :

Intensité journalière maximale :

L'analyse de cette intensité journalière maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout, des systèmes de drainage et des aménagements antiérosifs. « A égalité d'intensité, les pluies qui occasionnent le débit maximum en un point du réseau d'écoulement est celle dont la durée de précipitation est au moins égale au temps de concentration des eaux L'ingénieur chargé d'un projet d'assainissement devra estimer l'intensité journalière maximale afférente à un intervalle de temps  $\Delta t$ , de différents points du réseau et qui sera atteinte Ou dépassée une fois en 10, 50 ou 100 ans. Lors de l'étude des averses, il convient donc de déterminer les valeurs des intensités moyennes maximales pour plusieurs valeurs échelonnées de l'intervalle de référence  $\Delta t$ . [5]

Les observations ont montré que l'intensité moyenne maximale  $\bar{i}_1 = \frac{\Delta h}{\Delta t}$  pendant une averse est d'autant plus grande que la durée de l'intervalle de référence est courte.

On choisit une période de retour de 10 ans, la fréquence u non dépassement est la suivante :

- $FD = \frac{1}{T} = 0.1$
- $FND = 1 - FD = 0.9$

Pour une fréquence de 0,9 donne la loi de GEV on  $P_i = P_{24} = 93.74 \text{ mm}$

On calcule les intensités de pluies de courtes durées à l'aide de la formule de MONTANARI :

$$I_t(p\%) = \frac{P_{24}(mm)}{24h} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

- $I_t(p\%)$  : intensité moyenne de précipitation pour une averse de durée  $t$  et de fréquence( $p\%$ )  $P_{24}$
- $t$  : durée d'averse en heure.
- $b$  : exposant climatique de la région  $b= 0.38$ . [8]
- $P_{24}(mm)$ : pluie journalière maximale.



Application numérique :

$$\frac{P_{24}(mm)}{24h} = \frac{93.74}{24} = 3.905 (mm/h)$$

**Tableau 2.6 : Pluies et intensité maximales de durée t(h) et de période de retour.**

Période de Retour	5		10		20		50		100	
T(h)	P <sub>jmax</sub>	Intensité	P <sub>jmax</sub>	Intensité	P <sub>jmax</sub>	Intensité	P <sub>jmax</sub>	Intensité	P <sub>jmax</sub>	Intensité
0.25	74.72	38.32	93.74	48.07	116.06	59.53	152.35	78.14	186.32	95.57
0.50		26.18		32.83		40.66		53.37		65.27
1.00		17.88		22.43		27.77		36.45		44.58
2.00		12.21		15.32		18.97		24.90		30.45
4.00		8.34		10.46		12.96		17.01		20.80

Les résultats obtenus nous ont permis de déterminer la pluie maximale journalière d'une période de retour de 10 ans et l'intensité moyenne maximale  $I_t(p\%) = 48.07 \text{ mm}$

$$I = (48.07 \times 10000)/3600 = 133.528 \text{ l/s/ha}$$

## **2.4. Notions sur les bassins versant :**

### **2.4.1 Caractéristiques de bassin versant :**

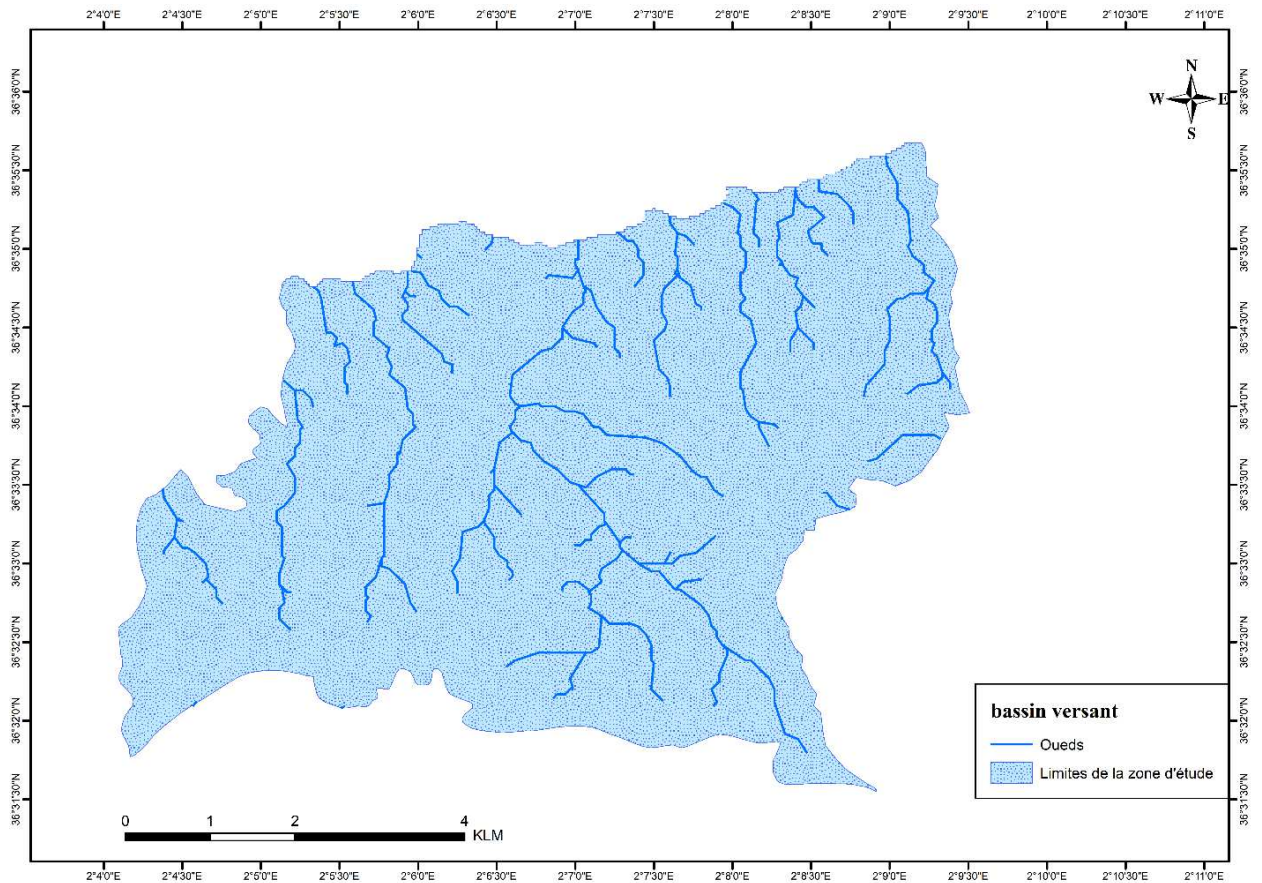
Le bassin versant ou bassin d'alimentation, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents en amont de cette section. Tous les écoulements qui prennent naissance à l'intérieur de cette surface topographique passe obligatoirement par la section de mesure pour poursuivre leur trajet, Chaque bassin versant est séparé des autres par une ligne de partage des eaux. Cette limite est déterminée sur carte topographique. En commençant par l'exutoire.[5]

- **Bassin versant topographique** : sera alors limité des lignes de crêtes et des lignes de plus grande pente.
- **Bassin versant hydrogéologique** : Dans le cas où la région a un sous-sol perméable, une partie des eaux tombées à l'intérieur du bassin s'infiltrer puis va sortir souterrainement du bassin. Ainsi, on ajoutera aux considérations topographiques des considérations d'ordre géologique déterminer les limites du bassin versant.[5]

### **2.4.2 Sous Bassin Versant :**

Un sous bassin est une section ou portion du bassin versant qui comporte les mêmes caractéristiques que ce dernier Le découpage des sous bassins doit être réalisé selon :

- Les courbes de niveaux
- Les routes et les voiries
- Les pentes et les limites naturelles



**Figure 2.4: Bassin versant et les Oueds de Sidi Ghiles.**

## 2.5. Les méthodes d'estimation des eaux pluviales :

On a des différentes méthodes pour estimer le débit pluvial, les plus utilisées sont :

- Méthode rationnelle : classique
- Méthode superficielle : Caquot

### 2.5.1 Méthode rationnelle :

La notion sous-jacente à ces observations est celle du temps de concentration  $t_c$ , Cette méthode est basée sur une estimation du temps de concentration qui s'avère être une opération très délicate et laborieuse, Si l'on considère une averse de durée supérieure à  $t_c$ , si l'on considère un coefficient de ruissellement constant et propriété intrinsèque du bassin versant alors, le débit de pointe à l'exutoire s'écrit :

$$Q = CIA$$

- $Q$  : débit maximal à l'exutoire (l/s)
- $C$  : Coefficient de ruissellement (sans unité)
- $I$  : intensité moyenne maximale (l/s/ha)
- $A$  : superficie du bassin versant (ha)

**Temps de concentration  $t_c$**  : temps nécessaire à l'eau pour atteindre l'exutoire depuis le point hydrauliquement le plus éloigné de celui-ci

$$t_c = t_s + t_r$$

- $t_s$  : temps d'écoulement superficiel

$t_r$  : temps écoulements à surface libre en conduite. [9]

**Coefficient de ruissellement  $C_r$**  : le coefficient de ruissellement correspond au rapport entre le débit maximal observé à l'exutoire et le débit théorique lié à la précipitation sur le bassin versant, Ce coefficient varie en fonction de :

- La nature de la surface.
- Les conditions de la précipitation.

**Tableau 2.7 : Coefficient de ruissellement  $C_r$  suivant le type d'occupation du sol.**

Type de surface	Valeur du coefficient C
Zone de centre-ville	0.7 – 0.95
Zone résidentielle pavillons isolés	0.30 – 0.50
Zone résidentielle pavillons groupés	0.60 – 0.75
Zone industrielle	0.50 – 0.90
Cimetières - parcs	0.10 – 0.25
Rue	0.80 – 0.85
Trottoirs	0.75 – 0.90
Pelouse (sols sableux, faible pente)	0.05 – 0.10
Pelouse (sols terreux, faible pente)	0.15 – 0.20

### 2.5.2 Méthode d CAQUOT :

La méthode de Caquot représente une évolution par rapport à la méthode rationnelle en évitant d'être limitée par l'estimation des temps de concentration d'une part et en prenant en compte les possibilités de stockage des eaux sur le bassin versant et dans les canalisations. Cette méthode est basée sur un bilan de masse des eaux et a été développé dans les années 40, été proposé par M.CAQUOT en 1949. Sous la forme :

$$Qp = \frac{[a\mu(E)^b]^{\frac{1}{1-\beta f}}}{6(\beta + \delta)} C^{\frac{1}{1-\beta f}} I^{\frac{1}{1-\beta f}} A^{\frac{1}{1-\beta f}}$$

- **Q** : le débit de pointe à l'exutoire du bassin versant (m3/s).
- **C**: Coefficient de ruissellement sans unité.
- **A**: Superficie du bassin versant (ha).
- **I** : La pente moyenne du bassin versant (m/m).

L'application de la méthode de Caquot a un ensemble de bassins versants hétérogènes placés en série ou en parallèle est délicate, calculer pour chacun des bassin assemblé le débit de pointe par la formule de Caquot, en tenant compte des assemblages. Les formules d'assemblages sont rassemblées dans le tableau suivant :

**Tableau 2.7 : Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins.**

Paramètres Equivalents	$A_{eq}$	$C_{eq}$	$I_{eq}$	$m_{eq}$
En série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N c_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \frac{L_i}{\sqrt{L_i}}} \right]^2$	$\left( \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$
En parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N c_i A_i}{\sum_{i=1}^N A_i} \right]$	$\left[ \frac{\sum_{i=1}^N L_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]$	$\left( \frac{L(Q_{pjmax})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right)$

Sont les paramètres individuels des sous bassins,  $A_{eq}, C_{eq}, I_{eq}, L_{eq}$  représentent les paramètres équivalents,  $L(Q_{PjMAX})$  correspond à la longueur du sous bassin ayant le plus fort débit de pointe individuel. [9]

## 2.6 Le choix de la méthode :

La méthode rationnelle permet d'estimer les débits d'eaux pluviales suite à une averse d'intensité moyenne supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces caractérisée par un coefficient de ruissellement sa formule est la suivante :

$$Q = C.I.A \left( \frac{l}{s} \right)$$

**Tableau 2.8: Evaluation des débits d'eaux pluviales par la méthode rationnelle.**

Sous bassins	C	i(l/s/ha)	Surface(ha)	Qp (l/s)	Qp (m <sup>3</sup> /s)
A	0.75	134	8.586	859.85356	0.8598536
B	0.75	134	122.6	12277.9	12.2779
C	0.75	134	2.9	290.4234	0.2904234
D	0.75	134	32.53	3257.7494	3.2577494
E	0.75	134	53.1	5317.7526	5.3177526
F	0.75	134	1.02	102.14892	0.1021489
G	0.75	134	10	1001.46	1.00146
Nouveau 1	0.75	134	61.86	6195.0316	6.1950316
Nouveau 2	0.75	134	17	1702.482	1.702482

## **2.7 Conclusion:**

Dans l'étude Hydrologique on a déterminé les caractéristiques des bassins versants de Sidi Ghiles, ainsi nous avons étudié les pluies fréquentielles et maximale des précipitations.

Le modèle fréquentiel le plus adéquat d'après l'ajustement et le test d'adéquation  $\chi^2$  en queue de la série pluviométrique est celui de la loi GEV, on a obtenu une intensité maximale de  $133.528 \text{ l/s/ha}$ .

Pour faire l'estimation des débits d'eaux pluviales on applique la méthode rationnelle.

Et d'après la délimitation des bassins, on a extrait 9 bassins, chacun avec sa surface et son débit des pluies.

Nous concluons qu'aucun projet de dimensionnement réseau d'assainissement ne peut être réalisé sans étude hydrologique du site, ce qui est d'une grande importance.

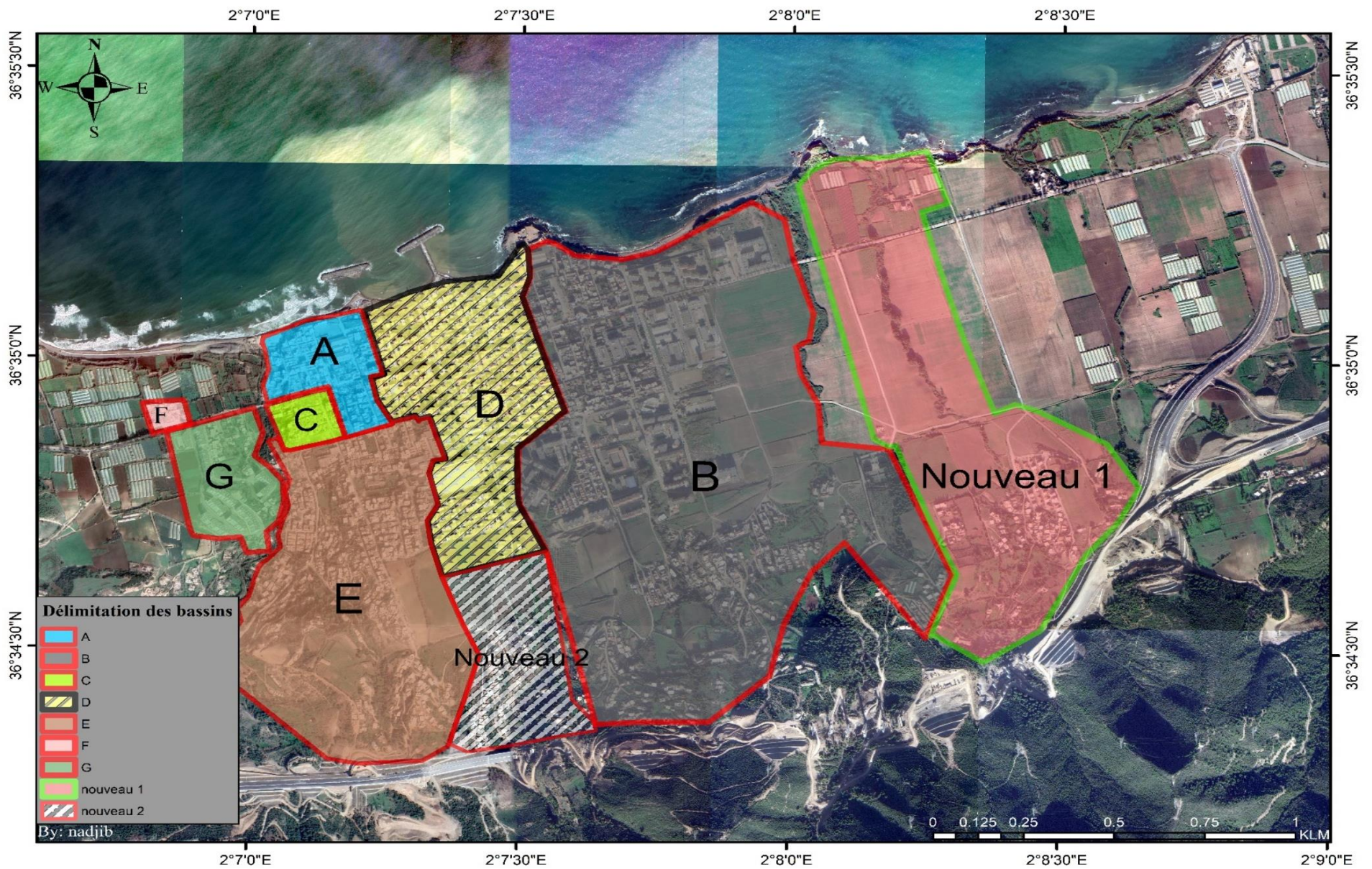


Figure 2.5 : Délimitation des sous bassin



## CHAPITRE 3

### DEMOGRAPHIE ET ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES

#### 3.1. Introduction :

Les débits d'eaux usées à considérer dans l'étude des réseaux d'assainissement correspondent essentiellement aux pointes actuelles et/ou futures qui conditionnent la détermination des sections des canalisations en système,

D'une manière systématique, il conviendra d'apprécier, à partir des données relatives à l'alimentation en eau de l'agglomération ou du secteur industriel, le débit qui parviendra au réseau étudié au jour de la plus forte consommation de l'année, en distinguant les eaux usées domestiques des eaux usées industrielles dont les caractéristiques peuvent être très différentes

Dans ce chapitre, nous allons réaliser une estimation du :

- Nombre de la population future 2061
- Les besoins en eau.
- Les équivalents habitants (EQH).
- Les débits des eaux usées.

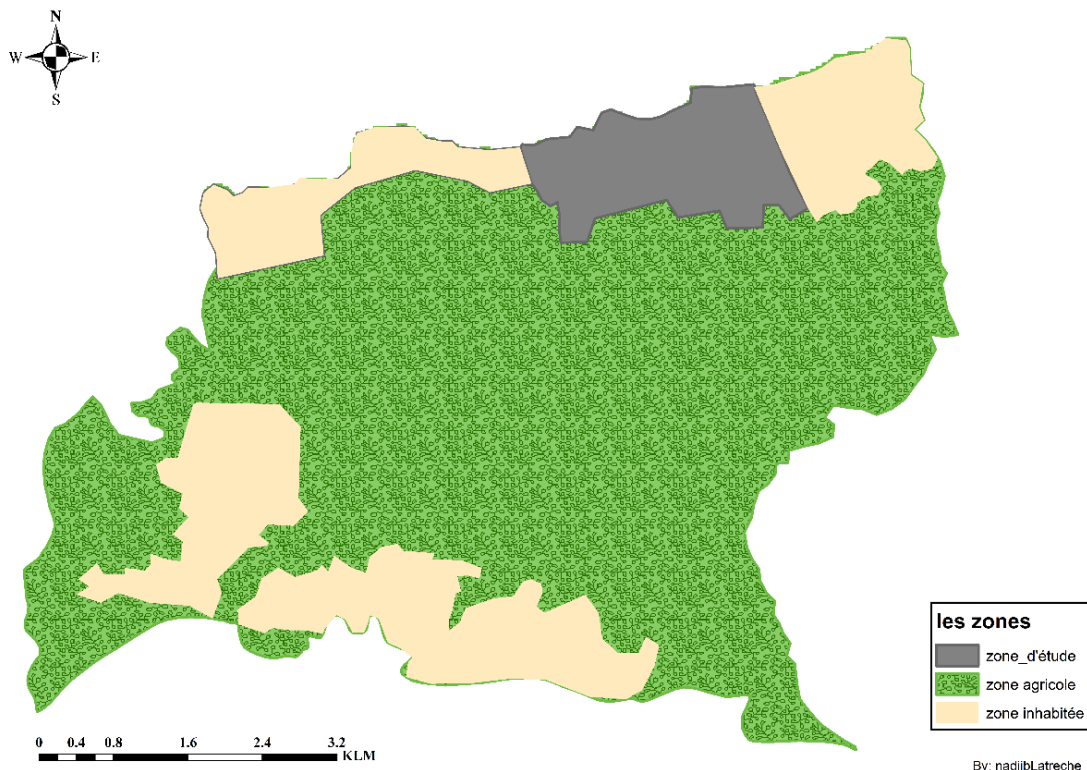


Figure 3.1: la zone d'étude par rapport la commune sidi Ghiles.

### 3.2. Estimation de la population future :

L'assainissement dans le domaine de la collecte des eaux Dans le milieu urbain doivent pouvoir répondre aux besoins de la population pour une certaine période appelée durée d'utilisation ou durée de vie de l'ouvrage en question.

L'estimation future du nombre d'habitants de la commune Sidi Ghilas est basée sur le recensement de 2008 (année de référence), avec un taux de croissance annuelle égal 3.9% selon les études prospectives de l'APC.

Un ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimation des populations : l'estimation à court terme, de 5 à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 à 50 ans.

Pour notre cas on a une estimation à long terme, pour cela on se référera à la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$N_f = N_0 (1 + T)^n$$

$N_f$  : population future.

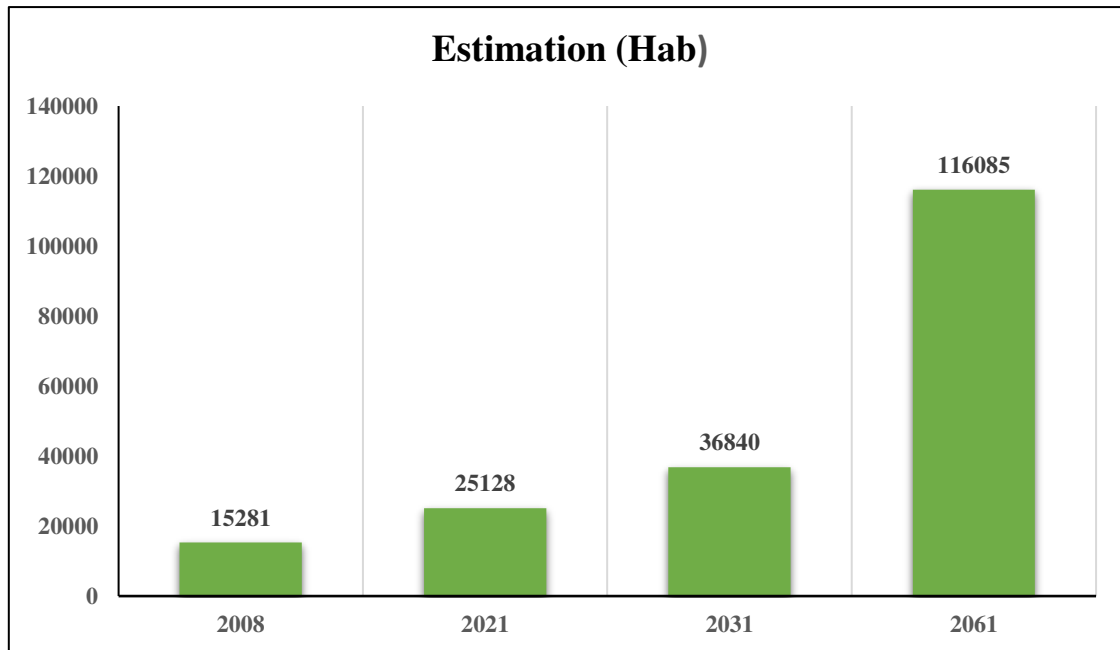
$N_0$  : population à l'année de base.

$T$  : taux d'accroissement = 3.9%.

$n$  : écart d'années entre les deux horizons.

**Tableau 3.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul.**

Horizon (Année)	2008	2021	2031	2061
Estimation (Hab)	15281	25128	36840	116085



**Figure 3.2 : Estimation de la population**

### 3.3. Estimation des besoins en eau :

On peut estimer les prélèvements en eau nécessaires aux populations en évaluant une consommation raisonnable par habitant et par jour, ceci dans une zone donnée qui sont calculés en fonction de la relation suivante :

$$Q_{moy j} = \frac{D}{1000} * N \quad [10]$$

$Q_{moy j}$  : Débit moyen journalier  $\left(\frac{l}{j}\right)$ .

$D$  : Dotation moyenne =  $150 \left(\frac{l}{hab}\right)$ .

$N$  : Nombre d'habitants.

Application numérique :  $Q_{moy j} = \frac{150}{1000} \times 25128 = 3770 \left(\frac{l}{j}\right)$ . [10]

### 3.4. Notion et estimation des équivalents habitants (EQH) :

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

**Tableau 3.2 : Evaluation de la consommation des équipements**

Nature D'Equipements	Identification	Nombre	Nombre total	Unité	Dotation (l/j/unité)	$Q_{moy j}$ (m <sup>3</sup> /j)
Equipements Scolair	Crèche	4	800	Enfant	20	16
	Ecole Primaire	10	3000	Elève	80	240
	C.E.M	3	1800	Elève	60	108
	Lycées	1	900	Elève	80	72
	CFPA	1	400	Elève	80	32
	Ecole de Gendarmerie	1	400	Elève	80	32
Equipement Sanitaire	Hopital Sidi ghelas	1	300	Lit	200	60
	Centre de santé	1	1000	Lit	4	4
	Salle de soins	3	100	Lit	10	1
	Dispensaire	2	120	Lit	30	3.6
Equipements Administratif	Siège APC	1	400	m <sup>2</sup>	4	1.6
	Siège de foret	1	300	m <sup>2</sup>	4	1.2
	Siège de Kasma	1	200	m <sup>2</sup>	4	0.8
	Prison	1	400	Prisonnier	150	60
	Agence Postale	1	250	Personne	3.5	0.875
	CNAS	1	300	m <sup>2</sup>	3.5	1.05
	Protection civile	1	150	m <sup>2</sup>	30	4.5
	Marché quotidien	1	500	m <sup>2</sup>	3	1.5
	Marché hebdomadaire	1	500	m <sup>2</sup>	3	1.5
Equipements sécuritaires	Gendarmerie	1	200	Personne	30	6
	Sureté urbaine	1	200	Personne	30	6
	Garde communale	1	150	Personne	30	4.5
Equipemants cultures et touristiques	Maison de jeunes	2	2500	Personne	4	10
	Camping familial non classé	1	40	Lit	200	8
Equipemants cultuels	Mosquées	3	3000	Usager	10	30
	Bibliothèque	1	900	m <sup>2</sup>	4	3.6
Total(m <sup>3</sup> /j)						709.725
EQH						4732

Un équivalent habitant (EQH) est la conversion en population des équipements dont les besoins équivalent aux besoins d'un habitant (dotation AEP), en assainissement on utilise la notion d'EQH pour évaluer la capacité d'une STEP et évaluer aussi la charge polluante

journalière, transitant en un point quelconque du réseau. Afin d'avoir une unité de dotation homogène et la répartition sur l'aire d'étude. Cette notion de calcul est utilisée pour estimer les besoins des établissements et les activités dans la ville et de la transformer en nombre d'équivalents habitants :[11]

$$EQH = \frac{Q_{moy j}}{D}$$

Application numérique :

$$EQH = \frac{709.73}{0.15} = 4732 h$$

### 3.5. Notion et estimation de la population totale :

La population totale à un horizon est la somme de la population à l'horizon d'étude et l'équivalent d'habitant.[10]

$$P_t = P + EQH$$

$P_t$ : Population totale.

$P$ : Population probable a cet horizon.

$EQH$  : Equivalent habitant à cet horizon.

**Tableau 3.3 : Résultat d'application numérique**

Horizon (Année)	2008	2021	2031	2061
Population total	15281	29860	43777	137947

### 3.6. Densité d'occupation du sol ( $D_p$ ) :

La densité d'occupation de sol est le nombre d'habitants par unité de surface (ha) obtenue par le rapport de population totale sur la surface de la zone urbanisable d'étude, elle est exprimée par la relation suivante :

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

Avec :

$D_p$  : : Densité d'occupation du sol (hab/ha).

$P$  : Population totale (hab).

$S$  : surface totale de la zone urbanisable d'étude 385 ha.

- La densité actuelle : 78
- La densité future : 358

### 3.7. Notions sur l'estimation des débits des eaux usées :

Le mode de calcul du débit d'eaux usées fait référence aux documents d'urbanisme. En règle générale, il est tenu compte de l'accroissement prévisible de la population correspondant aux schémas directeurs et plans d'aménagement. On doit cependant vérifier le fonctionnement théorique du réseau dans la situation à la date de conception du projet.

Le débit journalier calculé en fonction de la consommation moyenne à laquelle on applique un coefficient de correction généralement 80% :

$$Q_j = P \times Dot$$

Avec :

- $Q_j$  : Débit journalier des eaux usées (l/j).
- $P$  : Nombre d'habitants d'une surface.
- $Dot$  : Dotation journalière prise égale à 150 l/j/hab. [12]

Application numérique :

$$Q_j = 16553640 \text{ l/s}$$

### 3.8. Estimation du débit moyen des eaux usées ( $Q_m$ ) :

Le débit moyen journalier ( $Q_m$ ) de rejet d'eaux usées domestiques d'une zone homogène peut être évalué en prenant la consommation d'eau par habitant et par vingt-quatre heures correspondant aux plus fortes consommations journalières de l'année estimées, Il est défini par la relation suivante :

$$Q_m = \frac{Q_j}{24 \times 3600} = \frac{Q_j}{864000} \text{ (l/s)}$$

Application numérique :

$$Q_m = 191.60 \text{ l/s}$$

### 3.9. Notion et évaluation du débit de pointe :

Du fait des activités et des modes de vie, on constate que les débits d'eaux usées se caractérisent par des pointes à certaines périodes de la journée, On définit un débit de pointe :

$$Q_p = Q_m \times C_p$$

Avec :

- $Q_p$  : Débit de pointe (l/s).
- $Q_m$  : Débit moyen (l/s).
- $C_p$  : coefficient de pointe.

#### Coefficient de pointe $C_p$ :

Le débit sera multiplié par un coefficient de majoration appelé coefficient de pointe, qui exprime les variations horaires de débit moyen de rejet. De là, on obtiendra le débit de pointe journalier le coefficient de pointe est donné par la relation suivante :

$$C_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad (C_p \leq 3)$$

$C_p = 1.68$  (Pour l'horizon 2061).

**Tableau 3.4 : Résultats de calcul de débit de pointe de chaque bassin pour l'horizon2061**

sous bassins	surface(ha)	Population	Qmoyj(l/s)	Qpointe(l/s)
A	8.59	3076	4.27	7.18
B	122.60	43928	61.01	102.54
C	2.90	1039	1.44	2.43
D	32.53	11656	16.19	27.21
E	53.10	19026	26.42	44.41
F	1.02	365	0.51	0.85
G	10.00	3583	4.98	8.36
Nouveau 1	61.86	22165	30.78	51.74
Nouveau 2	17.00	6091	8.46	14.22

### **3.10. Conclusion:**

Le présent chapitre nous a permis d'avoir les différents éléments de base qui sont nécessairement utiles pour l'élaboration des prochains chapitres notamment pour le calcul hydraulique des ouvrages formant le système d'évacuation qui sera projeté.

Le plan d'urbanisme présente les quelques informations de base,

Une grande augmentation de population par rapport à l'horizon d'étude 137947 habitant en 2061.

La méthode que nous avons utilisée pour parvenir à ces résultats reste pratiquement le moyen le plus adéquat pour l'élaboration des éléments de base nécessaires à un projet d'assainissement.



## CHAPITRE 4

### LES RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

#### 4.1 Introduction :

En assainissement il faut préserver la santé publique et le milieu naturel, cela repose sur des principes importants :

- Une évacuation correcte.
- Rapidement sans stagnation
- Le plus loin possible.
- Par le chemin le plus court.

Les ouvrages en d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes, et dans ce chapitre nous expliquerons les plus importants d'entre eux.

#### 4.2. Le réseau d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est constitué par l'ensemble des ouvrages construits par l'homme pour canaliser les eaux pluviales et les eaux usées à l'intérieur d'une agglomération. La majeure partie de ces ouvrages sont des canalisations souterraines reliées entre elles. Le réseau d'assainissement est un des éléments constituant le système d'assainissement, [13] son rôle est :

- Regrouper les eaux usées (la collecte).
- Permettre la protection de la santé publique et la préserver.
- Assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations.
- Préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux Usées.

##### 4.2.1. Types de réseau d'assainissement :

On a trois types des systèmes d'assainissement :

###### 4.2.1.1. Le système unitaire :

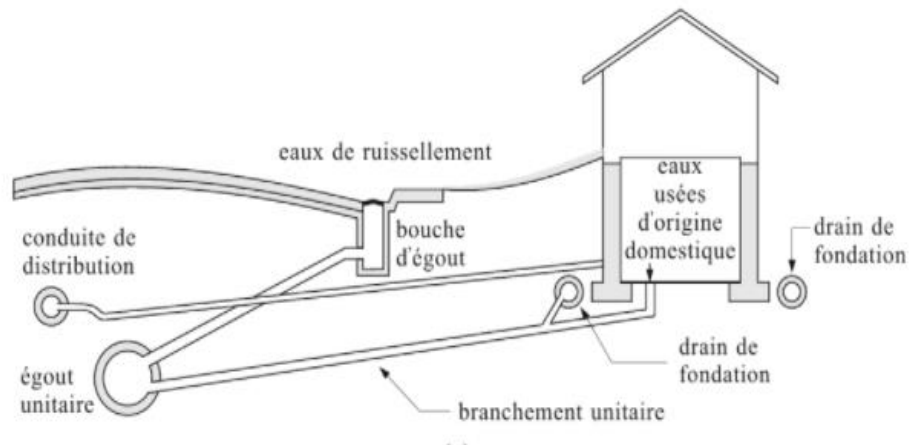
Ce système prévoit l'évacuation en commun dans une même conduite des eaux usées et les eaux pluviales.

### Avantages :

- Facile à exploiter.
- Coût réduit.

### Inconvénients :

- Surdimensionnement des Poste de Relevage et STEP.
- Nécessite des ouvrages annexes (DVO, Bassin de retenue, chambre à sable).
- Mauvaise condition d'écoulement des eaux usées (temps sec) surtout pour les débits nocturnes.



**Figure 4.1 : Réseau d'assainissement unitaire[14].**

### 4.2.1.2. Le système séparatif :

Dans ce système qui consiste à évacuer par deux réseaux :

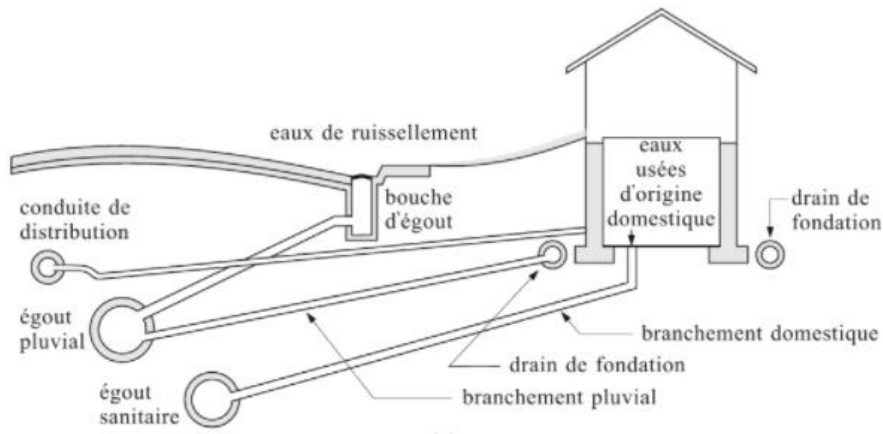
- Un réseau pour évacuer les eaux usées vers la STEP.
- Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.

### Avantages :

- Il assure la protection de la nature car il permet d'évacuer les eaux polluées sans aucun contact avec le milieu.
- Il donne la possibilité d'utiliser les eaux pluviales.
- Il permet d'optimiser le dimensionnement et fonctionnement des PR et STEP.
- Il est économique

### Inconvénients :

- Encombrement du sous-sol.
- Nécessite une surveillance permanente des branchements et raccordements.
- Coût.



**Figure 4.2 : Réseau d'assainissement séparatif [14].**

#### **4.2.1.3. Le système pseudo séparatif :**

Le système pseudo-séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eau pluviales en deux parties :

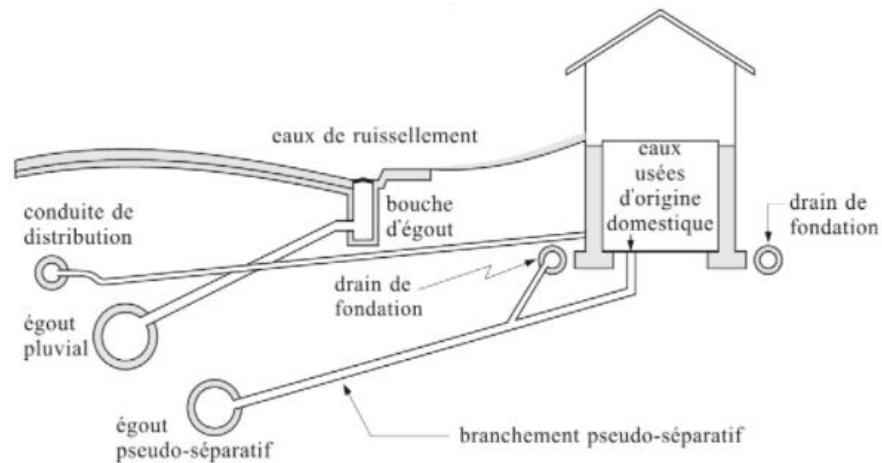
- L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale (caniveaux et fossés).
- L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques.

#### **Avantages :**

- Possibilité de collecter les eaux de petite pluie.
- Remédier au problème d'encrassement.
- L'auto curage est assuré.

#### **Inconvénients :**

- Encombrement du sous-sol.
- Coût élevé pour deux réseaux.
- Problème de faux branchement.



**Figure 4.3 : Réseau d'assainissement pseudo séparatif [14].**

#### 4.2.2 Choix du système d'assainissement :

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

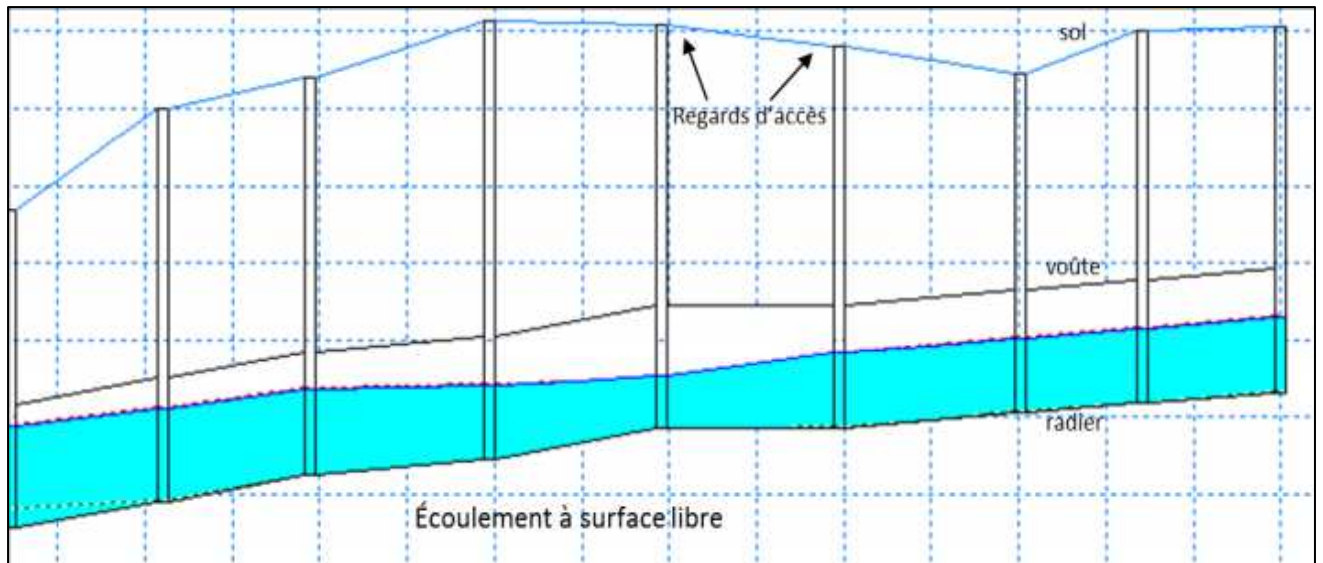
- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public. [13]

**Remarque :** Dans notre projet, le système unitaire a été adopté.

#### 4.3. Notions des écoulements dans les réseaux d'assainissement :

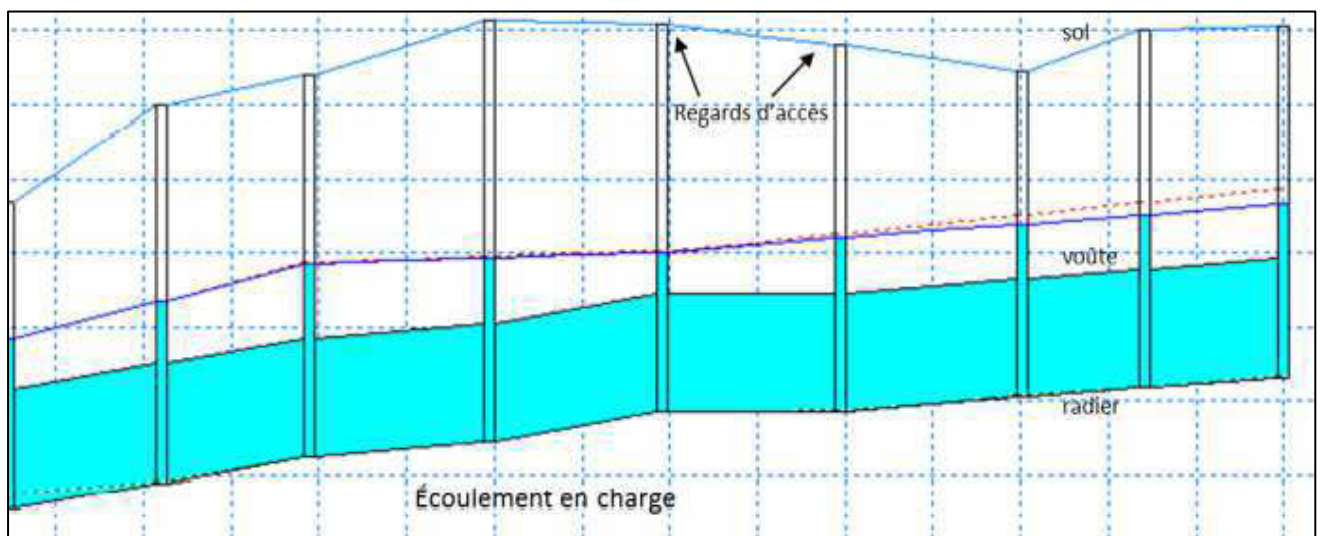
Dans une conduite d'assainissement on distingue trois types d'écoulement :

**4.3.1 Ecoulement gravitaire à surface libre :** C'est l'écoulement dominant dans les réseaux d'assainissement, il permet le raccordement et l'évacuation des eaux usées quel que soit l'altitude des habitations, on a deux régimes : torrentiel et fluvial. [13]



**Figure 4.4 : Écoulement gravitaire à surface libre (Water CAD)**

**4.3.2 Écoulement gravitaire en charge :** C'est un écoulement qui est mis en sous pression, il est utilisé lors d'une apparition d'un obstacle (voie ferrée, une conduite d'AEP...), il permet l'évacuation des eaux usées sans les raccorder ou les collecter.



**Figure 4.5 : Écoulement gravitaire en charge (Water CAD)**

**4.3.3 Écoulement forcé :** C'est un écoulement qui se fait à l'encontre de la pesanteur à l'aide d'une machine appelée « machine hydraulique », il permet l'acheminement de l'eau d'un point bas vers un point haut sans collecte et sans raccordement.

#### 4.4. Les éléments constitutifs du réseau d'assainissement :

##### 4.4.1. Les Regards :

Un regard est un ouvrage qui assure la liaison spéciale entre les conduites et nous permet de surveiller le réseau et d'y accéder.

##### Rôle des Regards :

1. Regard de tête.
2. Regard de changement de direction.
3. Regard de changement de pente.
4. Regard de changement de diamètre.
5. Regard de jonction.
6. Regard de chute.
7. Regard intermédiaire.

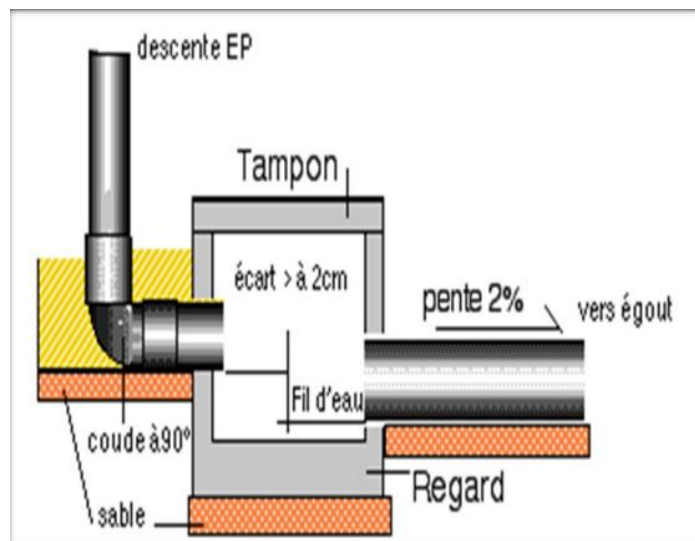


Figure 4.6 : Regard de chute

##### 4.4.2. Les Conduites :

La conduite est un élément essentiel du réseau qui sert à transporter le fluide, elle se présente sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et des ouvrages visitables.

Il existe plusieurs types de conduite qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations:

- Le béton armé.

- Conduite en fonte ductile.
- Conduite en matière plastique.
- Le PRV (polyester renforcé de fibre de verre).
- Conduite en PEHD.
- Conduite PVC (chlorure de polyvinyle).
- Le grès.
- L'amiante-ciment (fibrociment).

#### **4.5. Le choix du tracé :**

Le tracé des différents collecteurs se fait en fonction des paramètres suivants :

- Suit un cheminement sur la voie publique.
- Dans le sens de la pente du terrain naturel
- Avec une pente égale à la pente du terrain naturel.

#### **4.6 Aperçu descriptif du système d'assainissement :**

Le système d'assainissement de commune sidi Ghiles un type unitaire, contient 7 points rejet qui sont tous rejetés directement à la mer.

Ce réseau se compose de plusieurs tailles des conduites 300 à 1500. Et 3 types de conduites

- Dalot (canal) de 4.25×2.15.
- Conduite ovoïde.
- Conduites circulaires

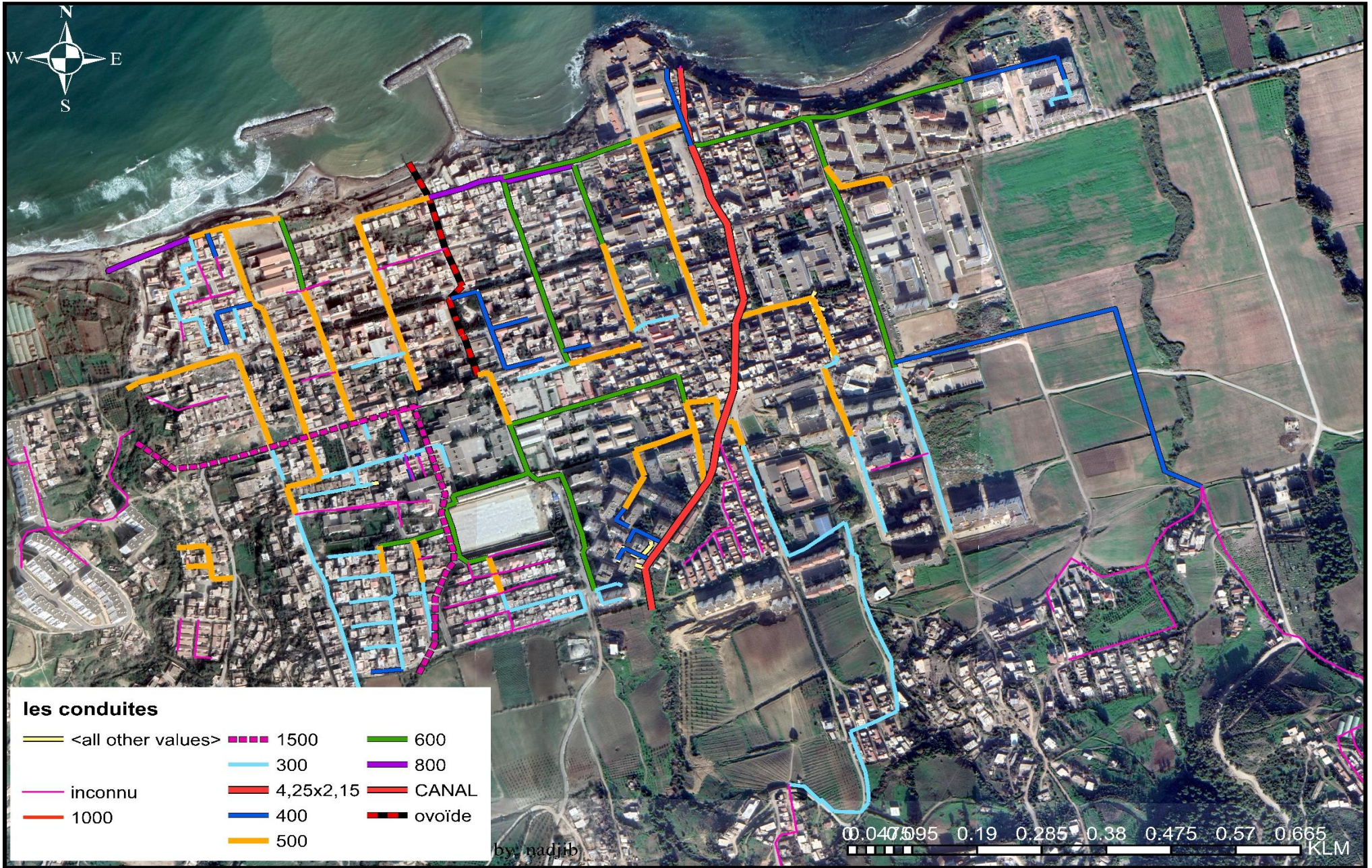


Figure 4.8 : Carte réseau d'assainissement de sidi Ghiles



#### **4.7 Conclusion :**

Nous avons présenté les éléments précédents pour faire un ben tracé minutieuse.

Il est nécessaire de faire un bon choix des éléments et des matériaux qui forment le réseau.

Et dans ce chapitre nous avons introduit les différents réseaux, le réseau de sidi Ghiles et du type unitaire.

## CHAPITRE 5

### DIAGNOSTIC HYDRAULIQUE

#### 5.1. Introduction :

Diagnostic des systèmes d'assainissement : Eudes destinées à établir un bilan aussi complet que possible de l'état structurel Et l'état de fonctionnement des réseaux d'assainissement, Le terme de "diagnostic", appliqué à l'assainissement s'est référé des conceptions très diverses, mais on peut les rattacher à deux grands types d'approche : le diagnostic fonctionnel et le diagnostic physique.

Si le diagnostic fonctionnel s'intéresse au cheminement et à l'évolution des débits, des volumes, des flux polluants, c'est-à-dire au "contenu" des ouvrages, le diagnostic physique s'intéresse quant à lui au "contenant", c'est-à-dire aux ouvrages eux-mêmes et à leur environnement. Il met l'accent sur l'état des ouvrages et la pérennité des investissements consentis. Il vise à mettre en place des programmes de suivi, d'entretien et de renouvellement.

[11]

#### 5.2. Objectif du diagnostic :

L'objectif général d'une étude portant sur le diagnostic de fonctionnement est d'évaluer la qualité du service rendu par chacun des éléments d'un système d'assainissement existant : réseau, ouvrages annexes et station d'épuration. En pratique, il est nécessaire de préciser le type de diagnostic que l'on souhaite réaliser. En effet le système d'assainissement doit répondre à des objectifs multiples que l'on peut organiser autour de quatre fonctions principales :

- Préserver la commodité et la qualité de vie des citoyens ainsi que leur santé.
- Ne pas porter atteinte à la qualité de la ressource en eau ni à celle des milieux aquatiques.
- Préserver l'intégrité des ouvrages et en faciliter l'exploitation.
- Limiter les risques liés aux inondations. [14]

#### 5.3. Diagnostic hydraulique des collecteurs :

C'est le type de diagnostic le plus répandu actuellement. On en tire plusieurs résultats et conclusions, d'une manière directe sur l'état fonctionnel du réseau, et d'une manière indirecte sur l'état de la structure. Certains tests de ce type de diagnostic n'ont aucun intérêt si le réseau

est unitaire : Tests fumigènes ou au colorant par exemple, qui sont principalement utilisés pour détecter les mauvais branchements en réseau séparatif. D'autres sont moins performants dans le cas de réseaux visitables : mesures de débits vérification de la pente ... [11] Notre étude de diagnostic sera faite sur la base de horizons futur 2061, on parviendra ainsi à affirmer avec précision si le réseau est suffisant ou insuffisant. Si le débit ne dépasse pas la capacité de la conduite, on vérifie les paramètres hydrauliques :

- Hauteur de remplissage.
- Vitesse d'écoulement et la vitesse d'auto- curage...

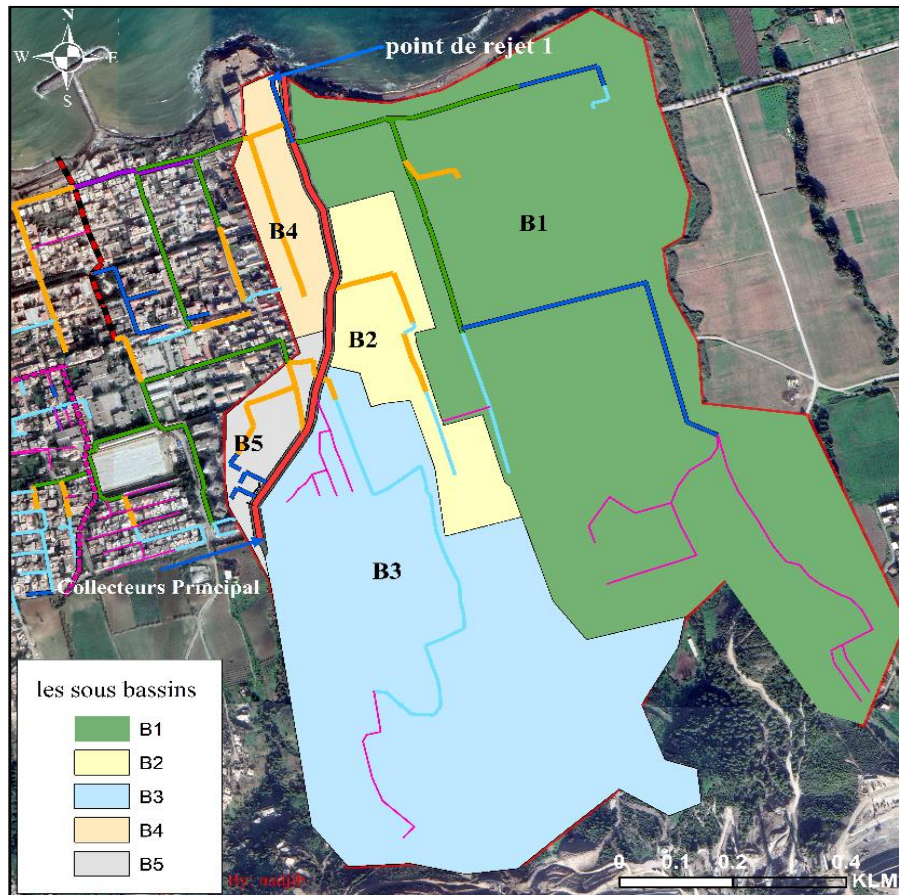
En début de l'étude diagnostic on a découpé les grande bassins versants par rapport a le branchement des collecteurs, on extrait des sous bassins et calculé les débits des eaux pluviale et les eaux usées :

**Tableau 4.1 : Calcul des débits des sous bassins**

les bassins	sous bassins	surface(ha)	Population	Q pointe ué (l/s)	Q pluviale (m <sup>3</sup> /s)	
<b>A</b>	A 1	3.14	1125	2.626	0.3145	
	A 2	2.326	833	1.945	0.2329	
	A 3	3.12	1118	2.609	0.3125	
<b>B</b>	B 1	63	22573	52.690	3.6053	
	B 2	8.1	2902	6.774	0.8112	
	B 3	44	15765	36.799	4.4064	
	B 4	4.3	1541	3.596	0.4306	
	B 5	3.2	1147	2.676	0.3205	
<b>D</b>	<b>D 1</b>	D 1 A	3.11	1114	2.601	0.3115
		D 1 B	6	2150	5.018	0.6009
		D 1 C	1.6	573	1.338	0.1602
		D 1 D	1.47	527	1.229	0.1472
	<b>D 2</b>	D 2 A	3	1075	2.509	0.3004
		D 2 B	7	2508	5.854	0.7010
		D 2 C	2.7	967	2.258	0.2704
		D 2 D	1.65	591	1.380	0.1652
	<b>D3</b>	D 3	6	2150	5.018	0.6009
	<b>C</b>	C	2.9	1039	2.425	0.2904
	<b>E</b>	E1	9.13	3271	7.636	0.9143
		E2	3.41	1222	2.852	0.3415
		E3	10.86	3891	9.083	1.0876
E4		29.7	10642	24.840	2.9743	

<b>F</b>	F	1.02	365	0.853	0.1021
<b>G</b>	G	10	3583	8.363	1.0015
<b>Nouveau 1</b>	Nouveau 1	61.86	22165	51.736	6.1950
<b>Nouveau 2</b>	Nouveau 2	17	6091	14.218	1.7025

Et comme nous manquons des données sur les sous bassins nous n'allons étudier que les prochains les collecteurs des sous bassins : A1 A2 A3 B1 B2 B3 B4 D1 D2 D3 C.



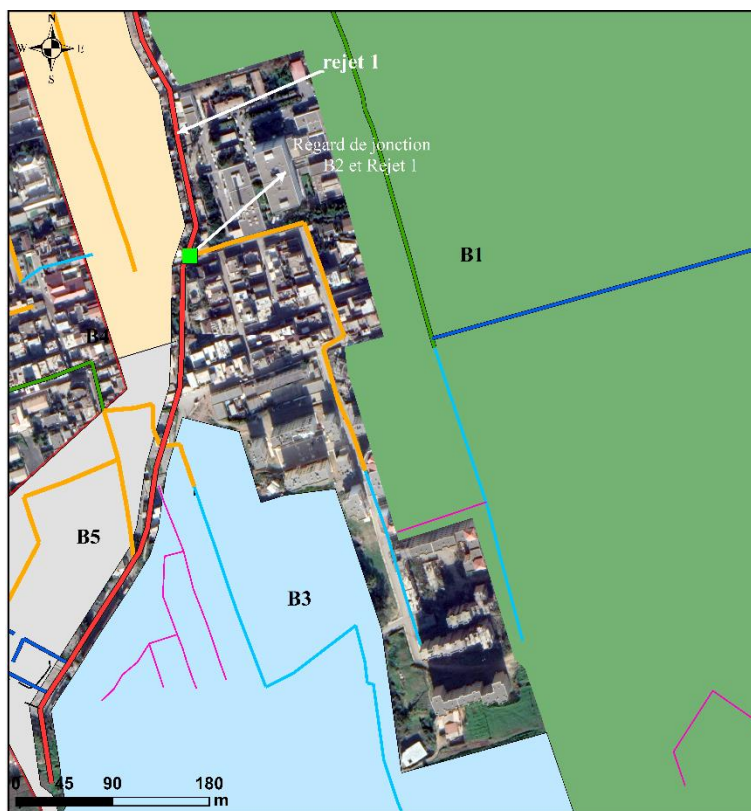
**Figure 5.1 : Les sous bassins B**

Diagnostic du bassin B :



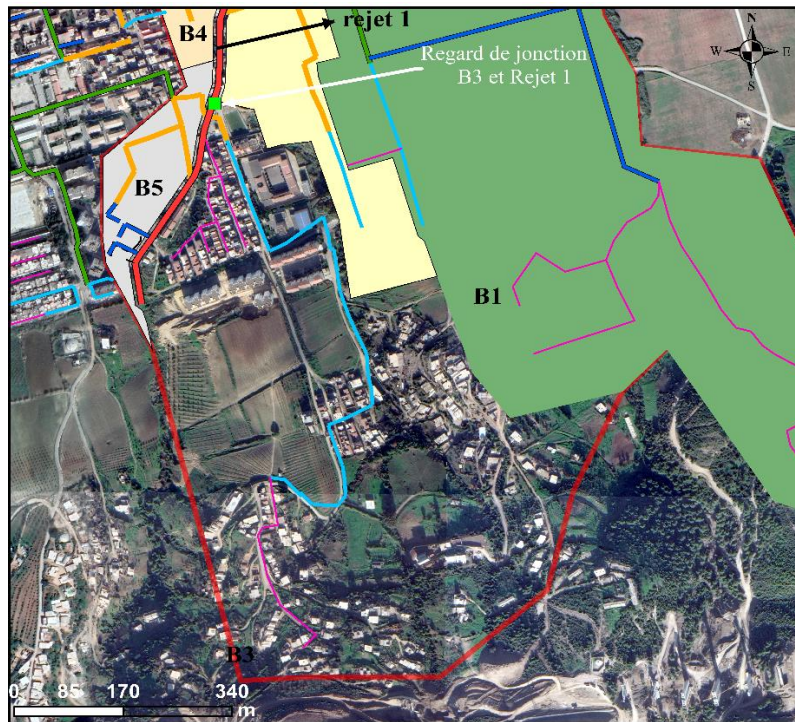
**Figure 5.2 : Collecteur B1 Rejet 1 et Collecteur B1' R31**

Résultats du diagnostic Collecteur B1 Rejet 1 et Collecteur B1' R31 dans l'annexe 4 ,5 les deux Collecteurs sous dimensionnés.



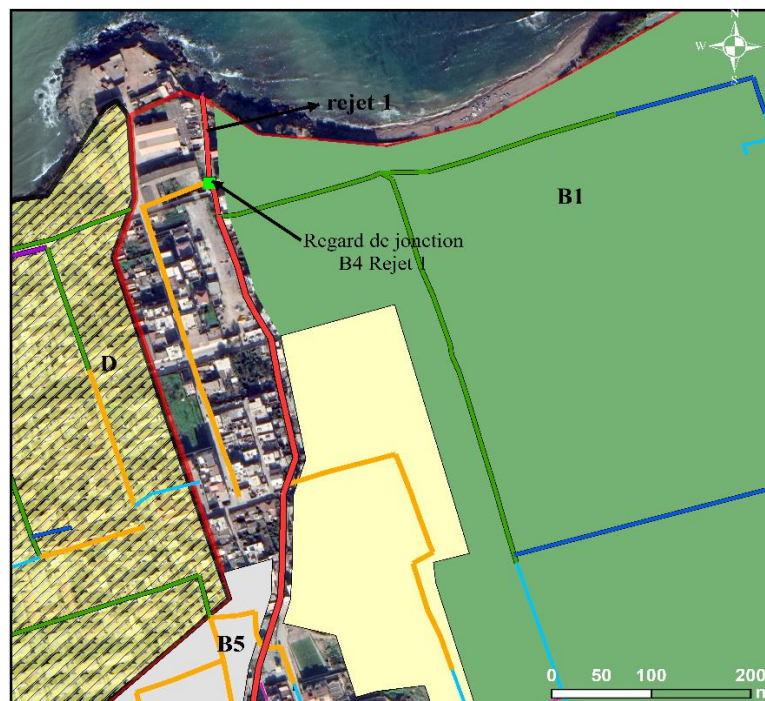
**Figure 5.3 : Collecteur B2 Rejet 1.**

Résultats du diagnostic Collecteur B2 Rejet 1 dans l'annexe 6 est dimensionné.



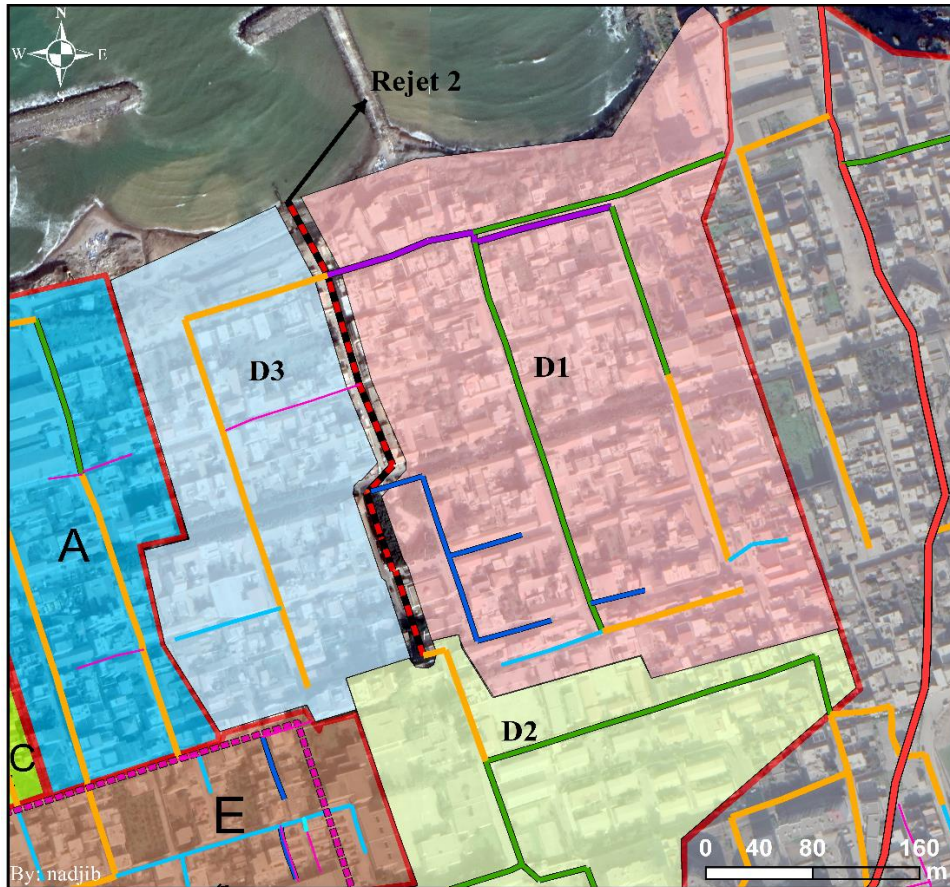
**Figure 5.4 : Collecteur B3 Rejet 1.**

Résultats du diagnostic Collecteur B3 Rejet 1 dans l'annexe 7 est sous dimensionné.

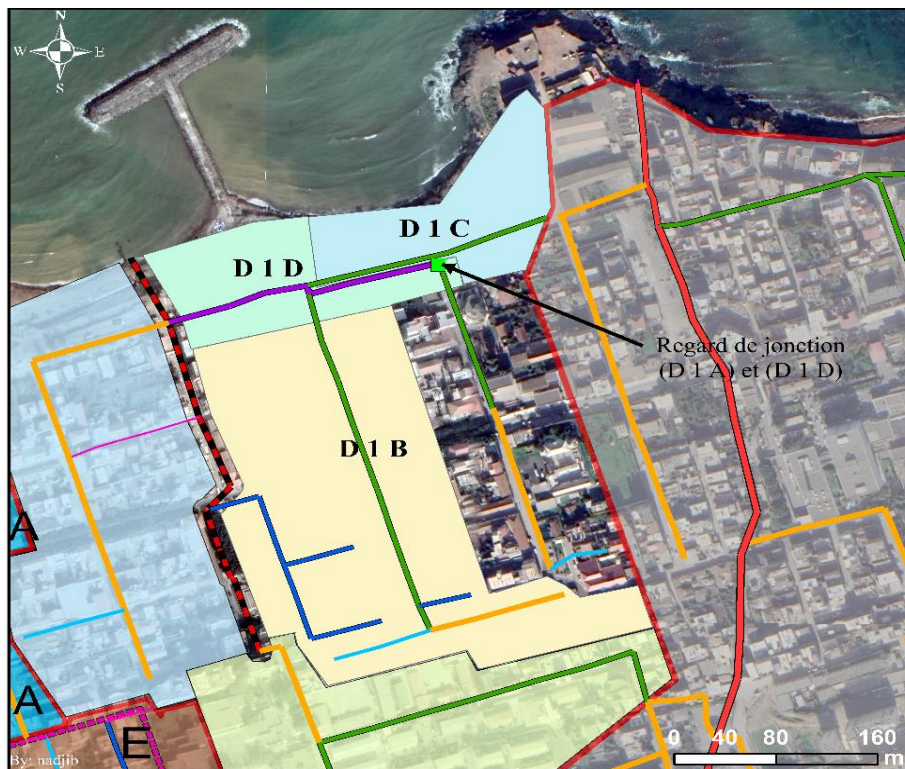


**Figure 5.5 : Collecteur B4 Rejet 1.**

Résultats du diagnostic Collecteur B4 Rejet 1 dans l'annexe 8 est sous dimensionné.



**Figure 5.6 : Les sous bassins D**



**Figure 5.7 : D 1A Rejet 2.**

Résultats du diagnostic Collecteur B4 Rejet 1 dans l'annexe 9 est sous dimensionné.



**Figure 5.8 : Collecteur D 1B Rejet 2.**

Résultats du diagnostic Collecteur D 1B Rejet 2 dans l'annexe 10 est sous dimensionné.



**Figure 5.9 : Collecteur D 1C Rejet 2.**

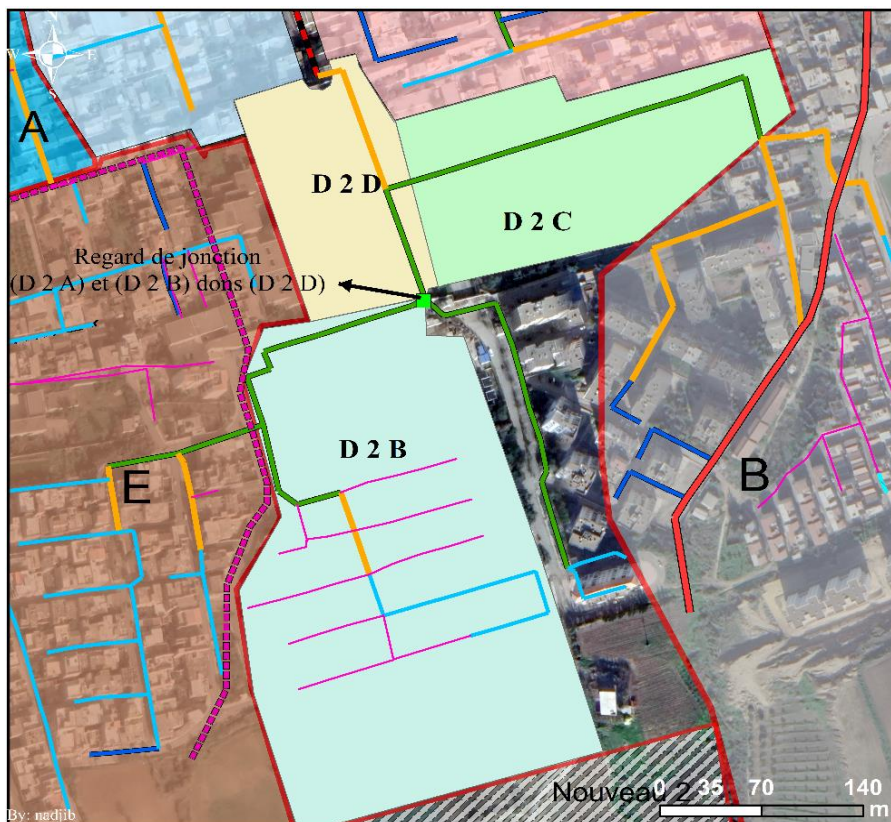
Résultats du diagnostic Collecteur D 1C Rejet 2 dans l'annexe 11 est dimensionné.





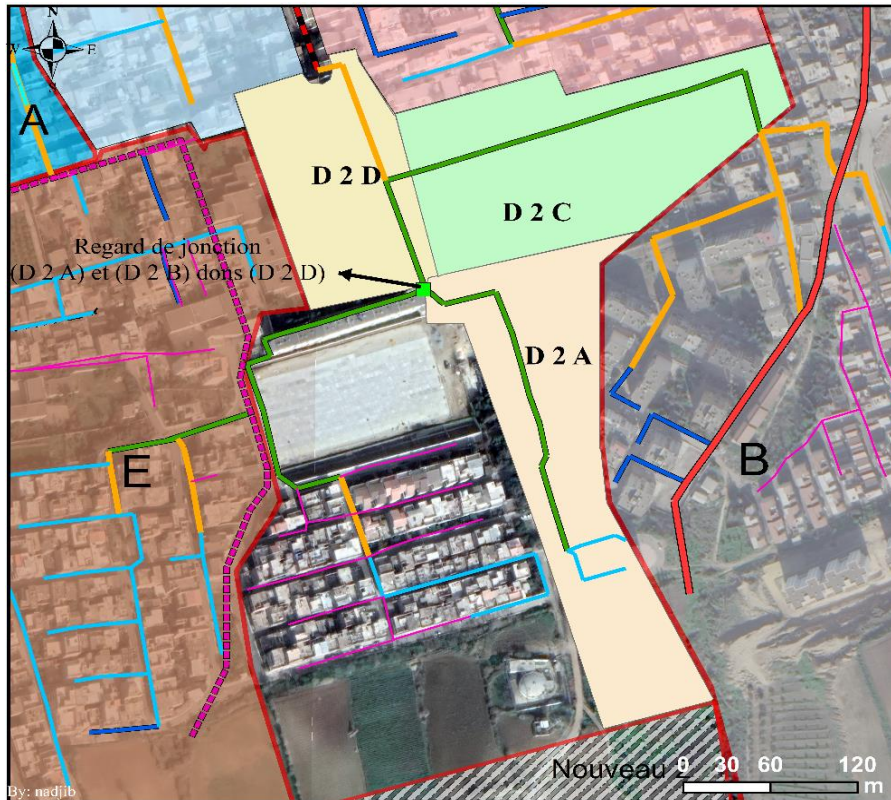
**Figure 5.10 : Collecteur D 1D Rejet 2.**

Résultats du diagnostic Collecteur D 1D Rejet 2 dans l'annexe 12 est sous dimensionné



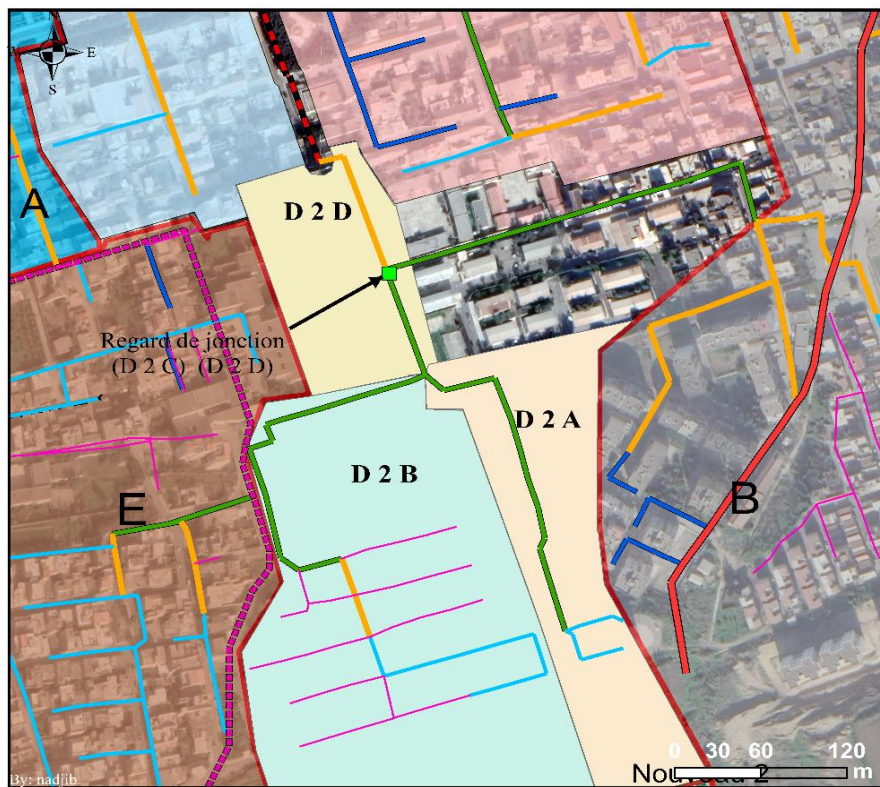
**Figure 5.11 : Collecteur D 2A Rejet 2.**

Résultats du diagnostic Collecteur D 2A Rejet 2 dans l'annexe 13 est sous dimensionné.



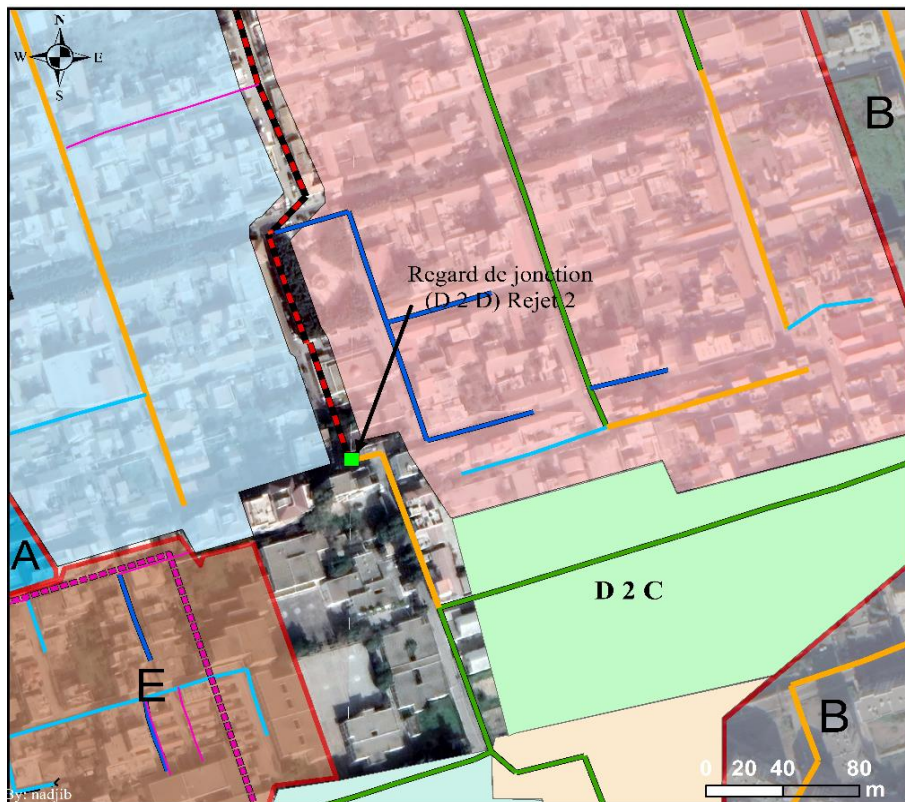
**Figure 5.11 : Collecteur D 2B Rejet 2.**

Résultats du diagnostic Collecteur D 2B Rejet 2 dans l'annexe 14 est sous dimensionné.



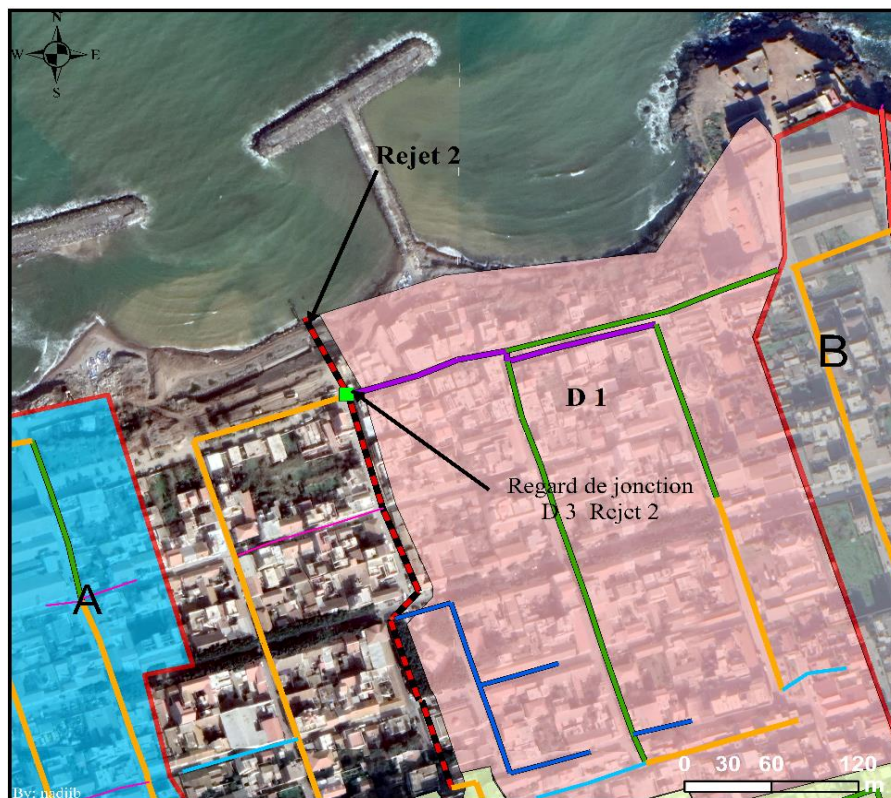
**Figure 5.12 : Collecteur D 2C Rejet 2.**

Résultats du diagnostic Collecteur D 2C Rejet 2 dans l'annexe 15 est dimensionné.



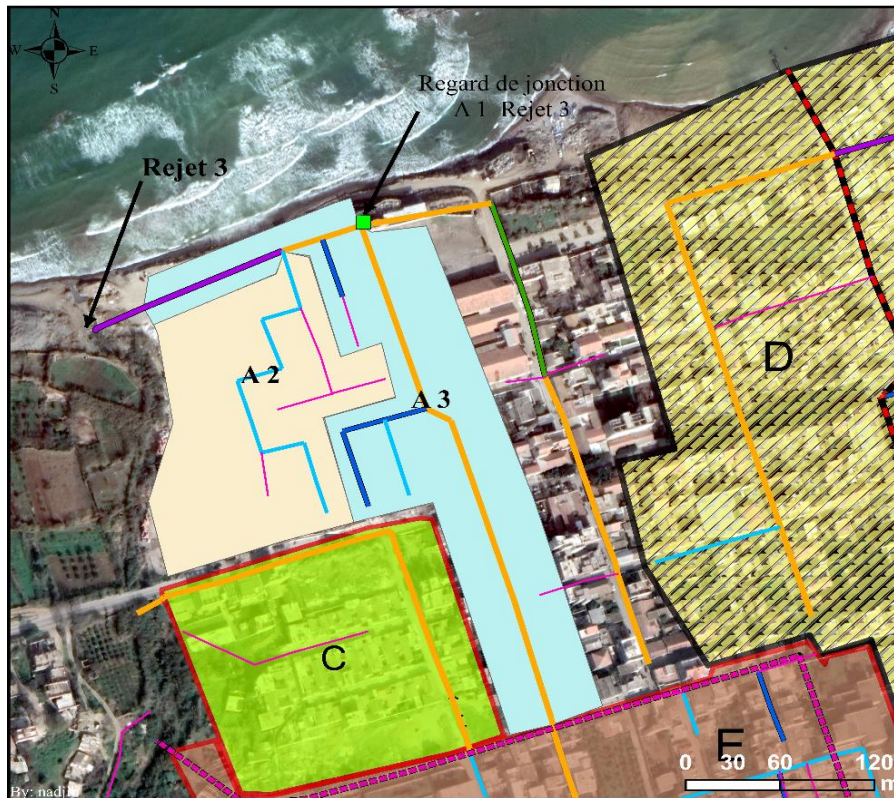
**Figure 5.13 : Collecteur D 2D Rejet 2**

Résultats du diagnostic Collecteur D 2D Rejet 2 dans l'annexe 16 est sous dimensionné.



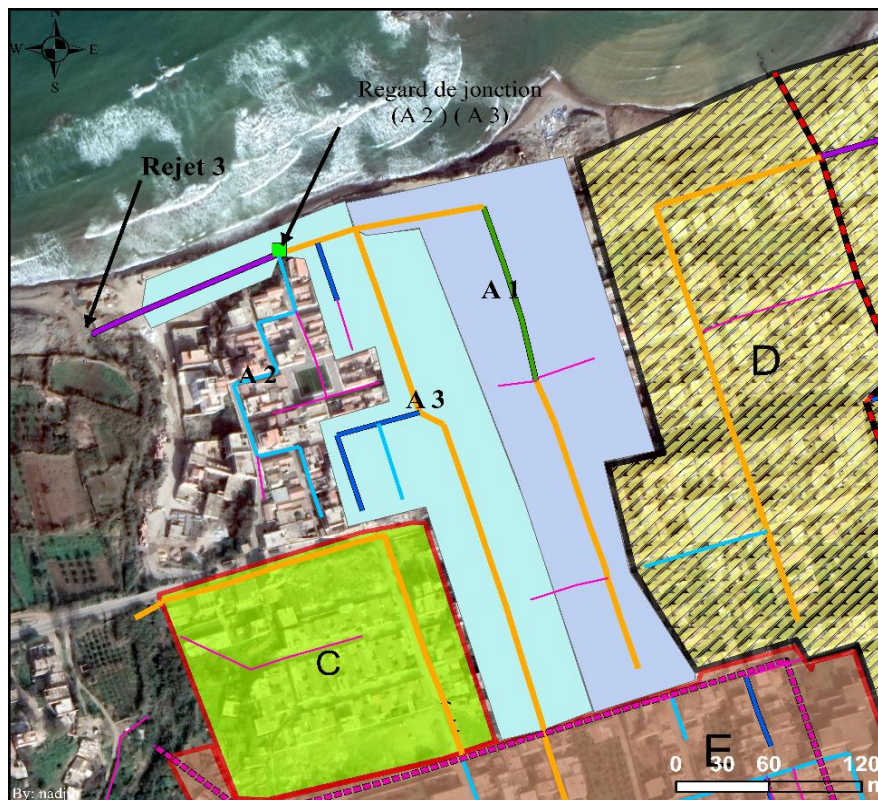
**Figure 5.14 : Collecteur D 3 Rejet 2.**

Résultats du diagnostic Collecteur D 3 Rejet 2 dans l'annexe 17 est sous dimensionné.



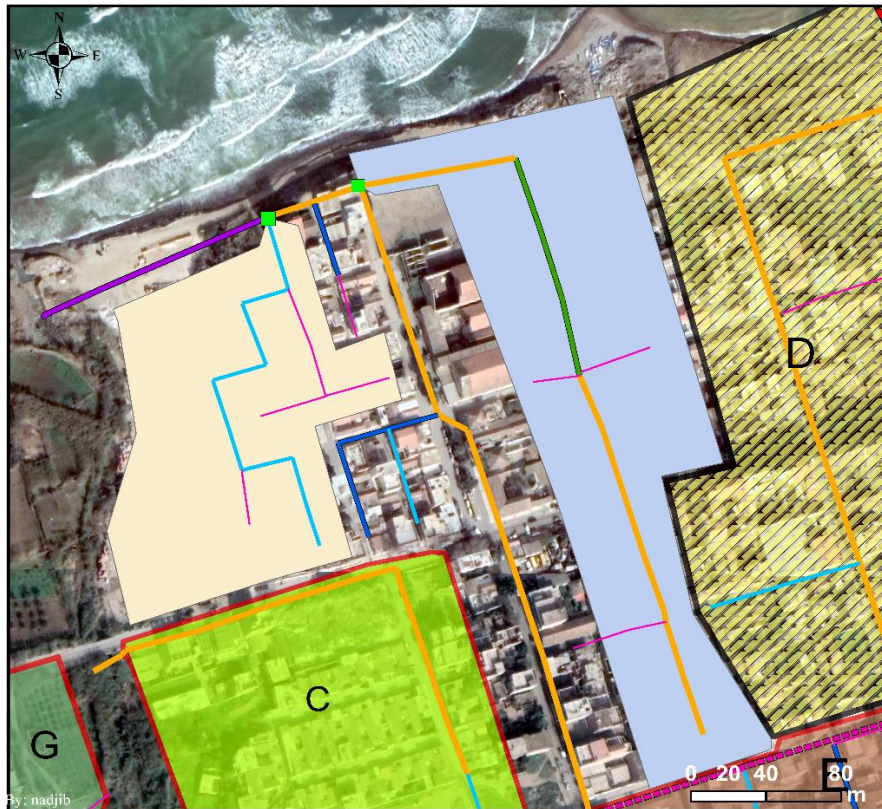
**Figure 5.15 : Collecteur A 1 Rejet 3.**

Résultats du diagnostic Collecteur A 1 Rejet 3 dans l'annexe 18 est dimensionné.



**Figure 5.16 : Collecteur A 2 Rejet 3.**

Résultats du diagnostic Collecteur A 2 Rejet 3 dans l'annexe 19 est dimensionné.



**Figure 5.17 : Collecteur A 3 Rejet 3.**

Résultats du diagnostic Collecteur A 3 Rejet 3 dans l'annexe 20 est dimensionné.

#### **5.4 Conclusion :**

D'après le diagnostic hydraulique réalisé sur les réseaux d'assainissement de zone étude sidi Ghiles, on a constaté des anomalies au niveau des tronçons sous dimensionnés, et c'est cause à :

- Le débit pleine section est supérieur au débit cumuler et c'est à cause de l'augmentation de la population.
- Mauvaise réalisation a le raccordement de conduite, Insérer grand conduite une petite conduite par exemple Collecteur A 1 Rejet 3 600 entrer sur 500.
- Forte pente hydraulique en raison de la topographie de sol et puis les autres paramètres hydrauliques.

Le diagnostic hydraulique est important pour détecter des problèmes dans le réseau d'assainissement.

## **CHAPITRE 6 :**

### **SOLUTIONS ET REAMENAGEMENT DU SYSTEME**

#### **6.1 Introduction :**

D'après les résultats du diagnostic hydraulique au niveau du réseau d'assainissement, on a constaté des anomalies au niveau de réseaux, nous proposons des solutions dans le respect des principes d'assainissement pour choisir le bon fonctionnement de notre système :

#### **6.2 Variante 1 Redimensionnement :**

Redimensionner les tronçons dont la capacité insuffisante, on redimensionner par des conduites plus grandes.

Redimensionner les Collecteurs : B1 Rejet 1, B1' R31, B3 Rejet 1, B4 Rejet 1, D 1B Rejet 2, D 1D Rejet 2, D 2A Rejet 2, D 2B Rejet 2, D 2D Rejet 2, D 3 Rejet 2.

#### **6.3 Variante 2 regard de chute :**

L'écoulement en assainissement doit être gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel, en plus cet écoulement doit avoir une vitesse qui permet l'auto curage, et ne détériore pas les conduites.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques. A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduisons à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

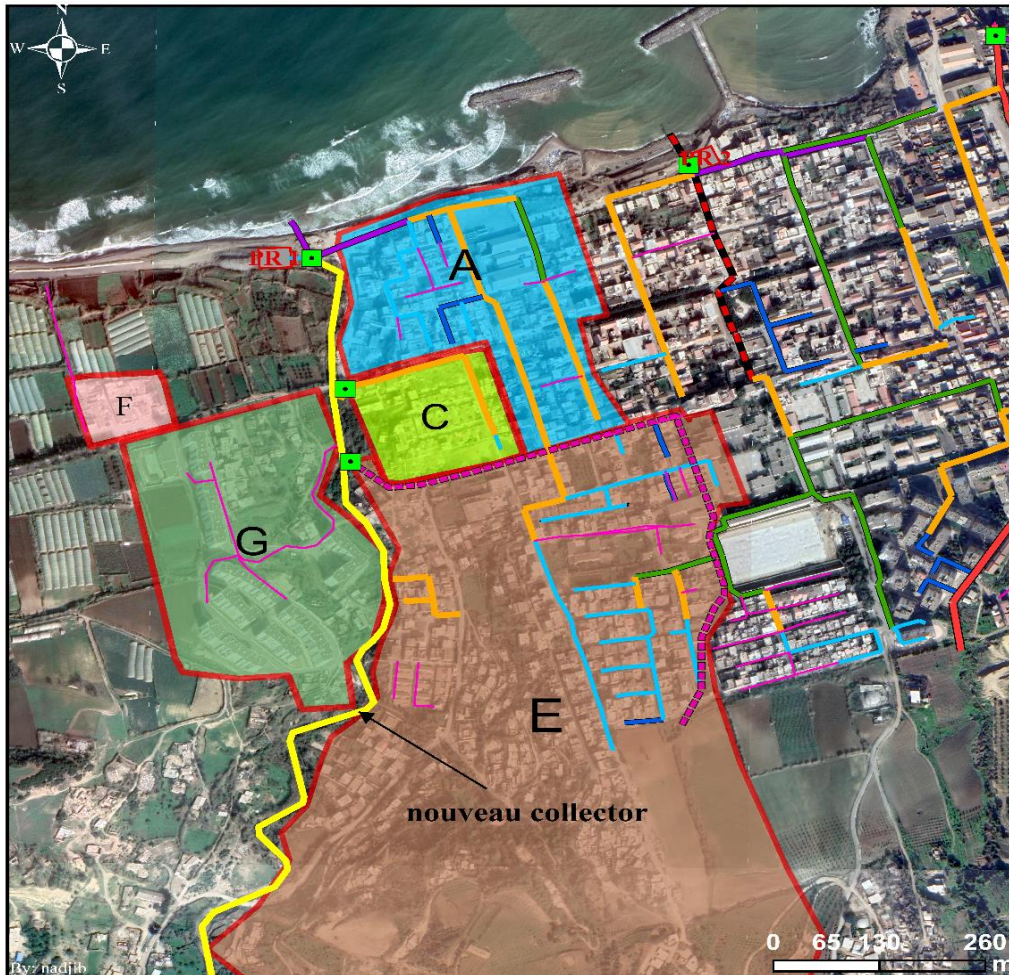
Dane ce réaux on propose des regards de chute pour réduire la pente hydraulique et la vitesse d'auto curage.

#### **6.4 Variante 3 Les déversoirs d'orages :**

Pour une étude réseau technico-économique on crée des déversoirs d'orage sûrs le collecteur est soue dimensionné pour évacuer les aux pluviales vers les milieux naturels et garder le reste du collecteur pour évacuer les eaux usées. Et puisqu'on a le système unitaire dans ce réseau, les eaux pluviales et perturbe le fonctionnement des postes de relevage Il est donc nécessaire d'installer un déversoir d'orage avant chaque PR.

### 6.5 Variante 4 les poste de relevage :

Puisqu'on a les bassins qui rejettent les eaux usées directement vers l'oued on propose une collecteur pour recueillis cette eaux directement au poste de relevage.



### 6.7 Variante 4 les poste de relevage :

À partir des principes d'assainissement « évacuation rapidement sans stagnation et pour préserver la milieu naturel », la zone d'étude on les eaux usées sont rejetées vers la mer, donc on est obligé de pomper ver la STEP de Charchell, elle a 3 points de pente forts donc on est obligé de dimensionner 3 postes de relevage.

## CHAPITRE 7 :

### DIMENSIONNEMENT DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT

#### 7.1 Introduction :

L'intervention diagnostic de notre réseau d'assainissement est devenue inévitable à cause de l'accroissement et le développement urbanistique dans la région, et après le diagnostic on a trouvé beaucoup des problèmes au niveau du réseau : sous dimensionnement, des contre-pentes, vitesse d'auto curage.

Notre but dans ce chapitre est le redimensionnement de ce réseau (**Collecteur : B1 Rejet 1, B1' R31, B3 Rejet 1, B4 Rejet 1, D 1B Rejet 2, D 1D Rejet 2, D 2A Rejet 2, D 2B Rejet 2, D 2D Rejet 2, D 3 Rejet 2**) pour répondre aux besoins futurs de la zone par l'assurer le bon fonctionnement.

#### 7.2 Notion et définition des paramètres influant dans le dimensionnement :

Le calcul des sections d'écoulement s'effectue sur la base du débit de pointe à évacuer  $Q_p$ . En s'appuyant sur la formule de Manning Strickler

$$Q_p = k_s S R_H^{\frac{2}{3}} I^{1/2}$$

$Q_p$  : débit véhiculée par la canalisation en  $m^3/s$ .

$k_s$  : coefficient de rugosité.

$S$  : section mouillée en ( $m^2$ ).

$R_H$  : Rayon hydraulique(m).

$I$  : en (m/ml).

##### 7.2.1 Rayon hydraulique $R_H$ :

Le quotient de l'aire de la section mouillée  $S$  et du périmètre mouillé  $P$  :

$$R_H = \frac{S_m}{P_m}$$

- Plus le périmètre mouillé est grand, plus le rayon hydraulique est faible.



- Le rayon hydraulique pas le rayon de la conduite circulaire Quand la conduite est pleine on a :  $R_H = \frac{R}{2}$  [13]

**7.2.1 Section mouillée S** : section occupée par l'écoulement en (m<sup>2</sup>).

**7.2.2 Périmètre mouillé P** : périmètre de la section mouillée en contact avec le liquide écoulé(m). Dans les écoulements à surface libre, la partie en contact avec l'air n'entre pas dans le périmètre mouillé.

**7.2.3 Diamètre hydraulique D** :  $D = 4R$  Dans les conduites circulaires, le diamètre hydraulique est le diamètre de la conduite. Pour les écoulements à surface libre, on définit encore les éléments géométriques suivants :

- Largeur superficielle  $L$  : largeur de la section mouillée, sur la surface libre.
- Hauteur de l'écoulement  $h$  : distance entre le fond du canal et la surface libre.
- Hauteur moyenne  $h_m = \frac{S}{l}$ : quotient entre la section mouillée et la largeur superficielle.
- Profondeur du centre de gravité  $y$  : distance, à la surface libre, du centre de gravité de la section.

$k_s$  : C'est un coefficient qui dépend de la rugosité du matériau, plus la surface est lisse plus le coefficient de rugosité est meilleur. Pour biton 70, PVC 110, PRV 104.

### 7.3 Conditions d'implantation du réseau :

Lors de l'implantation du réseau, il faut prendre la précaution de donner à la canalisation d'amont des pentes qui permettent l'auto curage. La pente minimale est de 0.005 m.p.m. Si le réseau est doté de bouches sélectives, Cette pente pourra être diminuée. La profondeur du collecteur doit être de telle manière à ce que la conduite de branchement des immeubles ait une pente d'environ 3%. De préférence, le raccordement avec le collecteur doit se faire par le haut et incliné. [15]

### 7.4 Dimensionnement du réseau gravitaire d'assainissement :

#### 7.4.1 Bases de calcul des collecteurs à écoulement à surface libre :

Dans la section à étudier le débit évacue s'exprime par la formule :

$$Q = V \cdot S$$

$Q$  : Débit (m<sup>3</sup>/s).

$V$  : Section mouillée en(m<sup>2</sup>).

$S$  : Vitesse d'écoulement en (m/s).

La vitesse calculer par différentes expressions Manning, Cheyz, Bazin, on va utiliser la formule de Manning :

$$V = k_s R_H^{\frac{2}{3}} I^{1/2}$$

$k_s$  : coefficient de rugosité.

$R_H$  : Rayon hydraulique(m).

$I$  : La pente motrice de l'écoulement.

Le débit sera Donc :

$$Q = k_s S R_H^{\frac{2}{3}} I^{1/2}$$

Dans mon projet, on a le cas des conduites de Section circulaire :

$$R_H = \frac{S_m}{P_m} = \frac{D}{4} \left( 1 - \frac{\sin \theta}{\theta} \right)$$

$S_m$  : la section mouillée.

$P_m$  : le périmètre mouillé.

$D$  : Diamètre hydraulique.

$\theta$  : Angle mouillé.

Pour dimensionner une conduite, on doit calculer son diamètre à partir du débit estimé à l'horizon futur de la formule de Manning Strickler, on tire l'expression du diamètre.

On a :

1.  $s = \frac{\pi d^2}{4}$
2.  $R_H = \frac{D}{4}$  (Conduite plein section)

On remplace  $R_H$  et  $S$  par leurs formules, on aura les relations suivantes :

$$Q_P = \frac{0,3117}{k_S} D^{\frac{8}{3}} \sqrt{I}$$

$$D = \left( \frac{3.2036 Q_P}{k_S \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

- $D$  : Diamètre de la conduite en (m).
- $k_S$  : Coefficient de Manning sans unité qui dépend du matériau utilisé pour la fabrication de l'ouvrage de drainage utilisé.
- $Q_P$  : Débit de pointe d'entrée de la conduite à dimensionner en (m<sup>3</sup>/s).
- $I$  : Pente de la conduite à dimensionner en (m/ml).
- 0,3117 : Coefficient d'homogénéité des unités.

Normaliser le diamètre ( $D$ ) en fonction du diamètre calculé ( $\emptyset$ ) de façon à avoir  $D \geq \emptyset$  disponible sur le marché.[13]

**Débit en pleine section  $Q_{ps}$**  : C'est le débit véhiculé dans la conduite à pleine section (la capacité maximale de la conduite) :

Le calcul sur une canalisation s'effectue en partant du point le plus aval (exutoire) et en remontant vers l'amont. Le calcul d'un tronçon se fait comme suit : on compare le débit  $Q$  aux débits  $Q_{max}$  et  $Q_{ps}$ .

Si  $Q_{ps} > Q$ , écoulement libre à condition de ne pas avoir d'autres contraintes dues à une mise en charge provoquée par le tronçon aval provoquant un écoulement tourbillonnaire.

Si  $Q_{ps} < Q < Q_{max}$ , on sera en écoulement libre et le remplissage sera entre 0.8 et 0.96.

Si  $Q > Q_{max}$ , on sera en écoulement en charge, la pente piézométrique. [15]

**Vitesse en pleine section  $V_{ps}$**  : C'est la vitesse maximale d'écoulement dans la conduite :

$$V_{ps} = Q_{ps} \times s$$

**Conditions d'écoulement :**

Le réseau d'assainissement du type unitaire doit être auto-cureur c'est-à-dire :

- Evacuation du sable avec des débits couramment atteints.
- Evacuation des vases fermentescibles avec le débit moyen d'eaux usées.

La satisfaction de ces deux conditions n'est pas très bien satisfaite pour l'évacuation du ruissellement de fréquence décennale (Vitesse d'auto-curage  $V_{aut}$ ) avec :

- 0.6 m/s pour (1/10)  $Q_{ps}$ .
- 0.3 m/s pour (1/100)  $Q_{ps}$ .

Ces vitesses sont obtenues avec :

- Une vitesse de 1 m/s en pleine section circulaire.
- Une vitesse de 0.9 m/s en pleine section ovotride. [15]

### 7.5 Vérification des paramètres hydrauliques :

Les paramètres hydrauliques qu'on doit vérifier sont :

- La vitesse d'écoulement  $V_e$ .
- La hauteur de remplissage  $H$ .
- La vitesse d'auto-curage  $V_{aut}$

Avec la pente et le débit, on tire de l'abaque le diamètre normalisé, le débit à pleine section et la vitesse à pleine section, Ensuite on calcule les rapports.

**Rapport des débits :**  $r_Q = \frac{Q_t}{Q_S}$

- $r_Q$ : Rapport des débits.
- $Q_t$  : Débit total.
- $Q_S$  : Débit pleine section.

**Rapport des vitesses :**  $r_V = \frac{V_e}{V_{ps}}$

- $r_V$ : Rapport des vitesses tiré de l'abaque.
- $V_e$  : Vitesse d'écoulement.
- $V_{ps}$  : Vitesse pleine section.

**Hauteur de remplissage :**

$$H = r_h \times DN$$

- $H$  : Hauteur de remplissage.
- $r_h$  : Rapport des hauteurs déterminé à partir de l'abaque.
- $DN$  : Diamètre normalisé de la conduite.

Pour développer les relations entre  $r_v$  et  $r_h$  en fonction de  $r_q$ , les données sont mises en forme. L'analyse de la régression permet d'étudier les relations  $r_v = f(r_q)$  et  $r_h = f(r_q)$ . Les relations sont les suivantes : [12]

$$r_v = -25,63 Rq^6 + 93,647 Rq^5 - 134,25 Rq^4 + 95,24 Rq^3 - 35,151 Rq^2 + 7,0395 Rq + 0,2263$$

$$r_h = -11,423 Rq^6 + 40,641 Rq^5 - 55,497 Rq^4 + 37,115 Rq^3 - 12,857 Rq^2 + 2,8373 Rq + 0,0359$$

## 7.6 Conclusion :

Le dimensionnement de réseau d'assainissement sur les collecteurs sous dimensionné était essentiel pour d'assurer les bonnes conditions et la continuité d'évacuer les eaux usées.

Ce dimensionnement exprime la variation des débits et des vitesses en fonction de remplissage le résultat de calcul montre que :

- Les vitesses d'auto curage sont respectées dans tout le réseau qui sont Supérieure à 0,6 m/s.
- La vitesse d'écoulement dans l'ensemble acceptable de réseau d'assainissement sauf il y a une forte pente, on a fixé des regards de chute.
- L'installation du regard de chute nous a obligés à prendre plus de profondeur.
- Le débit cumulé est inférieur dans toutes les conduites à débit pleine section.

## CHAPITRE 8 : LES DEVERSOIRS D'ORAGES

### 8.1 Introduction :

Dans ce réseau d'assainissement de la zone d'étude sidi Ghiles de type un système unitaire qui évacue à la fois les eaux usées et les eaux pluviales, cette dernière représente 98% du Le débit dans la conduite, la parloir pluvial elle doit être rejetée vers l'exutoire pour protéger de la ville contre l'inondation qui doit être assurée par le réseau d'assainissement, et cela perturbe aussi le fonctionnement des postes de relevage Il est donc nécessaire d'installer un déversoir d'orage.

### 8.2 Notions et définitions des déversoirs d'orages :

Un déversoir d'orage est un ouvrage permettant le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Les déversoirs d'orage sont généralement installés sur les réseaux unitaires dans le but de limiter les apports au réseau aval et en particulier dans la station d'épuration en cas de pluie. Les études relatives aux déversoirs d'orage peuvent concerner : la conception d'un ouvrage neuf ou la modification d'un ouvrage existant.[16]

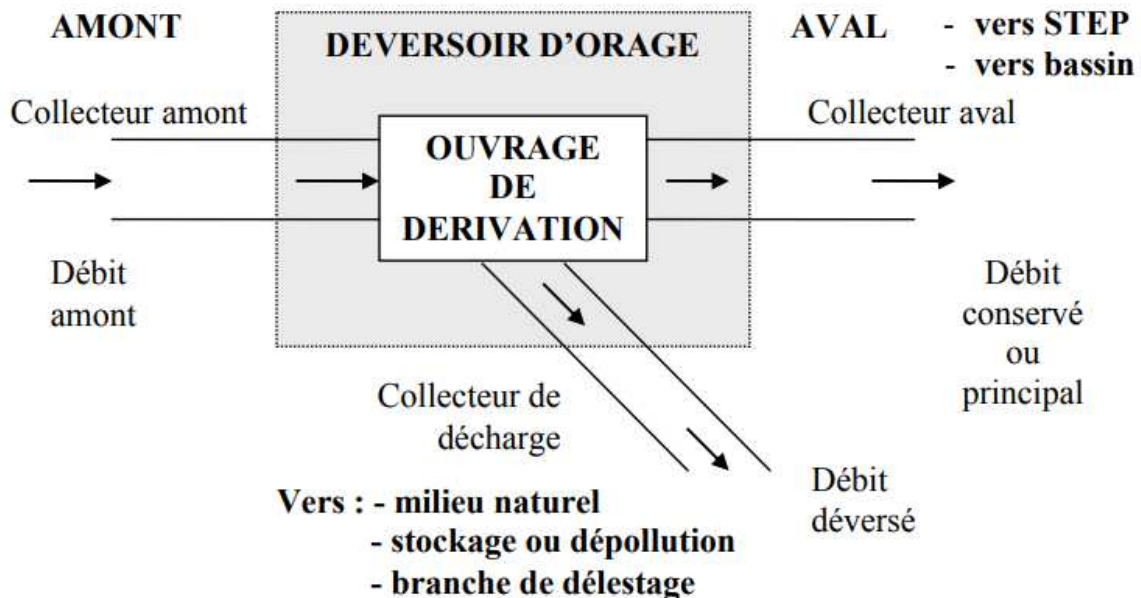


Figure 8.1 : Schéma de principe du déversoir d'orage [16]

### 8.3 Type des déversoirs d'orage :

Les deux fonctions principales de l'ouvrage sur le plan hydraulique : réguler les débits conservés vers l'aval pour les maintenir en deçà d'une valeur seuil, et évacuer l'excédent, en général vers le milieu récepteur. Ces fonctions peuvent être réalisées par divers types d'aménagements, intégrant ou non des seuils déversant. Ainsi le terme "déversoir d'orage" pourra s'appliquer à des ouvrages de dérivation par orifice ou ajutage.[11]

**8.3.1 Ouvrage Avec seuil :** Nous avons deux types par rapport à une détermination selon le nombre de seuils

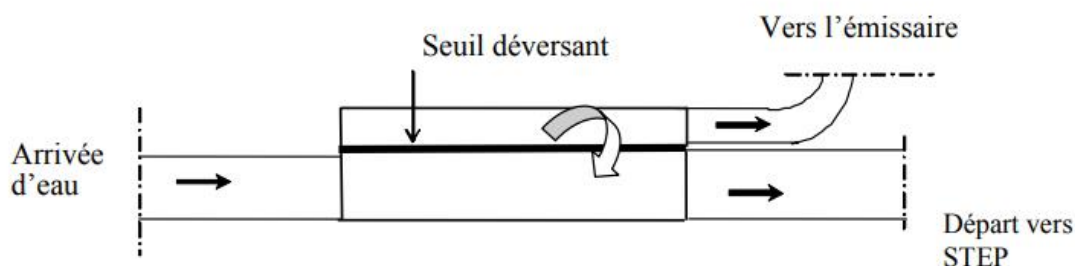
- Déversoirs à seuil simple.
- Déversoirs à seuil double.

Et on a deux types simples par rapport au niveau de seuil :

**Déversoirs à seuil bas :**

- Déversoirs à seuil latéral :

Le seuil peut être placé sur un seul côté de l'ouvrage (déversoir latéral simple) ou de chaque côté (déversoir latéral double). Le seuil de déversement peut être rectiligne ou courbe, de hauteur constante ou variable. Dans la section correspondant au seuil de déversement, la cunette d'arrivée d'eau peut avoir une section constante ou se rétrécir, il peut ou non exister une chambre.



**Figure 8.2 : Déversoir à seuil latéral [16].**

### **Déversoirs à seuil haut :**

- Déversoirs à seuil frontal :

Dans le cas de tels déversoirs, le collecteur principal part toujours latéralement à la conduite amont.

On distingue alors :

- Les seuils frontaux sans contraction, lorsque la longueur du seuil est égale à la largeur de l'ouvrage de déversement.
- Les seuils frontaux avec contraction, lorsque la longueur du seuil est inférieure à la largeur de l'ouvrage de déversement.

### **Déversoirs semi-automatiques et automatiques, équipement de vannes réglables :**

Parmi les déversoirs semi-automatiques, on peut citer : les déversoirs à vannes classiques, les vannes cylindriques et les vannes à clapet.

Cet équipement en vannes s'est d'abord développé pour remplacer le réglage manuel des seuils par des poutrelles et aussi pour transformer les seuils bas en seuils hauts.

L'équipement de seuils semi-automatiques implique souvent une vanne dite "secteur" déversant par le haut.

Les ouvrages automatiques sont les vannes motorisées et les barrages gonflables. Ils sont manœuvrés soit à distance dans le cadre d'une gestion automatisée du réseau, soit sur le site à l'aide de capteurs et d'une unité de calculs pour l'asservissement. Ces déversoirs demandent un entretien régulier et les risques de détérioration sont supérieurs à cause des pièces mécaniques mobiles. Malgré un génie civil important nécessaire à leur mise en place, les barrages gonflables n'imposent pas de reconstruire la forme du collecteur pour y installer une vanne.

### **8.3.2 Choix du type de déversoir :**

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



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

Et dans notre zone d'étude, nous allons monter les déversoirs d'orage latérale.

#### **8.4 Principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage latéral :**

La procédure de dimensionnement des déversoirs d'orage est :

- Evaluation du débit maximum conservé à l'aval vers la station d'épuration, selon une dilution admissible à la station. Ce débit est de l'ordre de 2 à 3 fois le débit de temps sec.
- Détermination de la valeur du seuil de fonctionnement ainsi que la valeur de remplissage de la conduite d'amenée, cette dernière valeur déterminant le niveau de trop plein.
- Pour les débits de l'événement orageux considéré, on calcule ensuite la longueur du déversoir par application des formules du seuil (fonction du type de l'ouvrage).

Déterminer le débit entré  $Q_t$  :

$$Q_e = Q_{(pluvail)} + Q_{(PR)}$$

Détermination du débit de la poste de relevage (PR) :

$$Q_{(PR)} = Q_{(débit\ par\ temps\ sec)} \times Dilution$$

Dilution de 2.

Détermination la hauteur de remplissage :

La hauteur de remplissage de conduite vers le PR :  $rQ_{PR} = \frac{Q_{(PR)}}{Q_{ps}}$

$$h_{PR} = rH \times D_N$$

$rQ_{step}$  : rapports de débit de conduite vers PR

$Q_{ps}$ : débit plein section.

La hauteur de remplissage de conduit d'entrée  $rQ_e$  :  $rQ_e = \frac{Q_e}{Q_{ps}}$

$$h_e = rH \times D_N$$

$h_{PR}$  : correspond à la hauteur du seuil du déversoir appelé à envoyer le débit  $Q_{step}$  vers la station d'épuration (ou vers un autre collecteur s'il s'agit d'un déversoir by-pass).

$h_d = h_e - h_{PR}$  : correspond à la hauteur d'eau déversée (lame déversée) par le déversoir soit vers le milieu naturel soit vers un autre collecteur

On déduit la largeur du seuil « L » La formule utilisée est celle de Rehbock :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} h_d^{\frac{3}{2}}$$

$Q_d$ : débit du flot déversé en  $m^3/s$

$\mu$  : coefficient de débit = 0.6

$L$ : longueur de la crête déversante (m)

$h$  : hauteur de charge(m)

$g$  : accélération de la pesanteur (9,81 m/s)

$$L = \frac{3}{2} \frac{Q_d}{\mu \sqrt{2g} h_d^{\frac{3}{2}}}$$

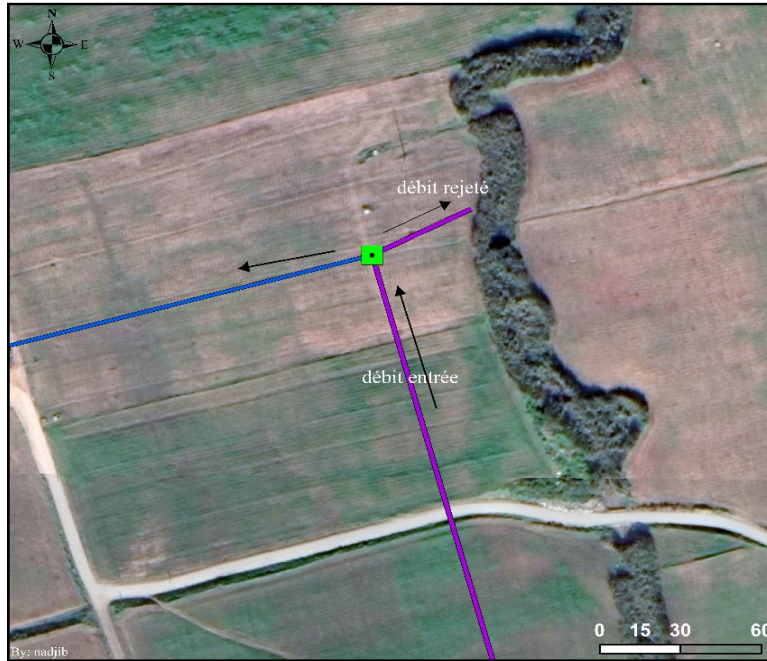
On a les résultats suivants de dimensionnement 6 déversoir d'orage :

### Les résultats du calcul :

Déversoir d'orage N 1 :

**Tableau 8.1: Dimensionnement du déversoir d'orage N 1.**

P %	D entré	Q total	Q pluvial	Q PR	Q ps	Q déversé
0.009	800	3	2.7039	0.0452	2.9	2.7039
r Qe	r Q PR	r He	r H PR	H e	H PR	H d
0.9562	0.016	0.8035	0.0774	0.6427973	0.0232309	0.6195665
		D Q PR	D Q d	L		
		300	800	3.5		



**Figure 8.3 : Déversoir d'orage N 1.**

Déversoir d'orage N 2 (basin E) :

**Tableau 8.2: Dimensionnement du déversoir d'orage N 2**

P %	D entré	Q total	Q pluvial	Q PR	Q ps	Q déversé
0.0028	1500	5	5.318	0.089	7.3	5.32
r Qe	r Q PR	r He	r H PR	H e	H PR	H d
0.736	0.012	0.633	0.068	0.507	0.027	0.479
	D Q PR	D Q d	L			
	400	1200	9			



**Figure 8.4 : Déversoir d'orage N 2 (basin E)**

Déversoir d'orage N 3 (basin C) :

**Tableau 8.3: Dimensionnement du déversoir d'orage N 3**

P %	D entré	Q total	Q pluvial	Q PR	Q ps	Q déversé
0.003	500	0.295	0.290	0.005	0.745	0.290
r Qe	r Q PR	r He	r H PR	H e	H PR	H d
0.396	0.007	0.435	0.054	0.218	0.016	0.202
	D Q PR	D Q d	L			
	300	500	2			



**Figure 8.5 : Déversoir d'orage N 3 (basin C)**

Déversoir d'orage N 4 avant le poste de relevage (PR 1) :

**Tableau 8.4: Dimensionnement du déversoir d'orage PR 4**

P %	D entré	Q total	Q pluvial	Q PR	Q ps	Q déversé
0.007	800	0.874	0.860	0.014	2.536	0.860
r Qe	r Q PR	r He	r H PR	H e	H PR	H d
0.345	0.006	0.402	0.052	0.201	0.015	0.185
	D Q PR	D Q d	L			
	300	500	6			



**Figure 8.6 : Déversoir d'orage N 4 avant PR 1.**

Déversoir d'orage N 5 avant le poste de relevage (PR 2) : :

**Tableau 8.5: Dimensionnement du déversoir d'orage PR 2**

P %	D entré	Q total	Q pluvial	Q PR	Q ps	Q déversé
0.008	900	3.312	3.258	0.054	4.727	3.258
r Qe	r Q PR	r He	r H PR	He	H PR	H d
0.701	0.012	0.615	0.067	0.507	0.30	0.287
	D Q PR	D Q d	L			
	300	900	1.3			

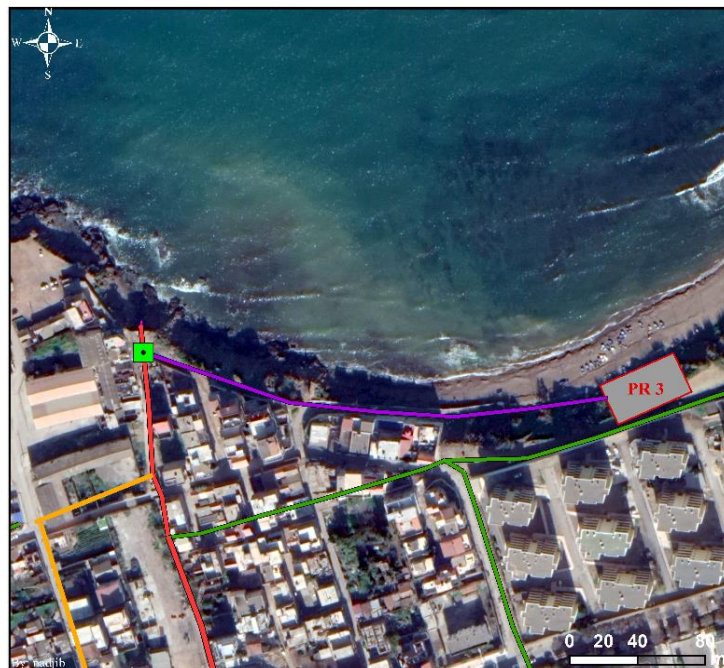


**Figure 8.7 : Déversoir d'orage N 2 (basin D)**

Déversoir d'orage N 6 avant le poste de relevage (PR 3) :

**Tableau 8.6 : Dimensionnement du déversoir d'orage PR 3**

P %	D entré	Q total	Q pluvial	Q PR	Q ps	Q déversé
0.008	2500	9.779	9.574	0.205	72.080	9.574
r Qe	r Q PR	r He	r H PR	He	H PR	H d
0.136	0.003	0.260	0.044	0.130	0.013	0.117
	D Q PR	D Q d	L			
	600	900	4.5			



**Figure 8.3 : Déversoir d'orage N 6 (basin B)**

### 8.5 Conclusion :

Ce chapitre nous a permis de passer en revue un élément constitutif du réseau d'assainissement qui assurent l'écoulement rapide des eaux usées et un degré très élevé de durabilité : le déversoir d'orage .

On a dimensionné de 6 déversoirs 3 avants les stations de relevage et 3 pour sécurité notre réseau.

## **CHAPITRE 9 :**

### **POSTE DE RELEVAGE**

#### **9.1 Introduction :**

En général, dans un réseau d'assainissement on essaie toujours de faire véhiculer les eaux usées gravitairement, si éventuellement la topographie et la nature du terrain le permettent.

Mais par fois cette solution devient difficile à cause de certaines contraintes du relief, de la géotechnique (terrains accidenté ou trop plat, terrain rocheux, etc...), ou de l'économie. Donc pour éviter de calculer à des profondeurs excessives, on fait recours à des stations de pompage, pour relever les eaux usées d'un niveau bas à un autre plus élevé.

Dans la zone d'étude, il faut mettre en place trois Poste de Relevage à trois points bas pour transport les eaux vers la station d'épuration :

- PR 1 l'amant d'Oued Ghiles
- PR 2 sur la basse de vie
- PR 3 a coté du Cité Chérifi Brahim

Dans ce chapitre, nous allons dimensionner les trois Postes de Relevage.

#### **9.2 Notion de station de relevage :**

##### **9.2.1 Station de relevage :**

La station de relevage est un ouvrage hydraulique contenant des pompes, équipé de systèmes et accessoires de manière à réguler les écoulements et permettre le fonctionnement des pompes.

La station de relevage (SR) refoule les eaux d'un point bas vers un point haut sur un même lieu puis l'écoulement redevient gravitaire à surface libre.

##### **9.2.2 La pompe :**

C'est une machine qui donne à l'eau une puissance pour pouvoir remonter du point bas vers le point haut, cette puissance est obtenue par la conversion de la puissance mécanique en puissance hydraulique, On distingue principalement deux types de pompes :

1. Pompe volumétrique :

La pompe volumétrique fonctionne en alternant l'aspiration et l'expiration de l'eau à l'aide d'un cylindre dans lequel est manœuvré un piston. Ce cylindre est équipé d'un clapet anti aspiration et d'un clapet anti expiration.

## 2. Pompe centrifuge :

La pompe centrifuge fonctionne en aspirant et refoulant (expirant) en même temps à l'aide d'une roue (turbine) qui tourne.

C'est la pompe la plus répandue et en existe plusieurs types :

- Pompe centrifuge immergée :

C'est des pompes qui fonctionnent en immersion (vide cave, forage, pompe immergée en assainissement).



**Figure 9.1 : Pompe centrifuge immergée**

- Pompe centrifuge à cale sèche (usuelle) :

C'est une pompe centrifuge qui est abritée dans un local habitable et accessible et elle se présente de deux manières : Manière verticale (pompe verticale), Manière horizontale (pompe horizontale).



En résumé, La station de relevage est constituée essentiellement de :

- Une bache de reprise.
- Des pompes.
- D'une conduite de refoulement.
- Des circuits électriques.
- D'un automatisme de fonctionnement.
- Des protections électriques.
- Des clapets anti retour.
- Des vannes de sectionnement.

Pour pouvoir réaliser une station, il faut connaître ses dimensions ou caractéristiques.

Pour le faire, il faut toute une démarche appelée dimensionnement

### **9.3 Notion de dimensionnement :**

Le dimensionnement d'une station est l'ensemble de calculs et de choix qui vise à déterminer les dimensions ou caractéristiques de :

#### **9.3.1 Puisard (la bache de reprise) :**

Le dimensionnement de Puisard consiste à déterminer le volume, En assainissement le calcul se base sur le principe d'évacuation sans stagnation, les eaux usées qui rentrent à la bache sont évacuées dans les plus brefs délais d'où le non de puisard pour la bache

Le volume donné par la formule :

$$V_u = \frac{Q}{4n}$$

**Q** : débit de dimensionnement En assainissement c'est le débit de pointe qts (débit en temps sec) pour le séparatif EU et 2qts pour le réseau unitaire.

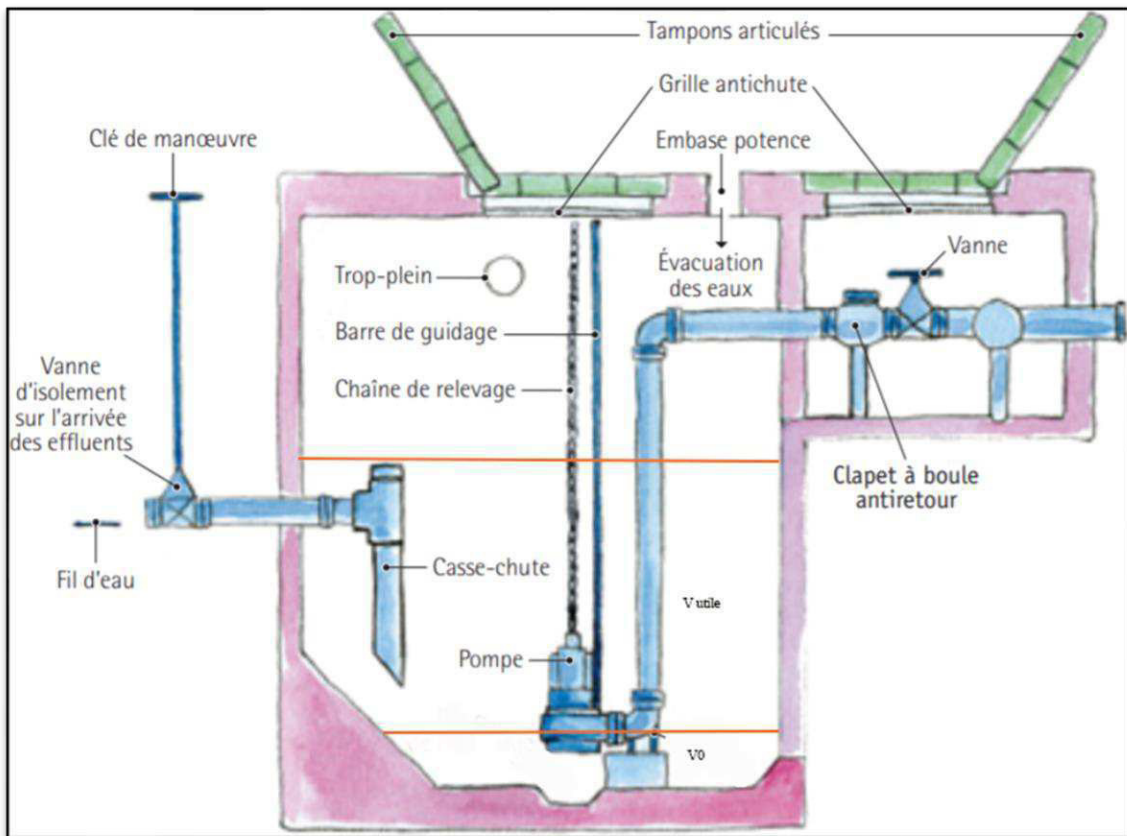
**n** : nombre de démarrage par heure de la pompe  $6 \geq n \leq 10$ .

Avec :  $V_u = V_t - V_0$

$V_t$  : Volume total du puisard en (m<sup>3</sup>)

$V_0$  : Volume mort du puisard en (m<sup>3</sup>)

$V_u$ : Volume utile en (m<sup>3</sup>)



**Figure 9.2 : Schéma d'une coupure horizontale du puisard**



**Figure 9.3 : à l'intérieur de puisard 2+1**

Pour éviter le phénomène de cavitation,, nous supposons une hauteur minimale dans le puisard  $H=0.5\text{m}$  la pompe soit toujours immergée.

### 9.3.2 Dimensionnement de la conduite de refoulement :

C'est la plus importante étape, ça consiste à déterminer le diamètre et les pertes de charge qui en découlent  $Q = Vi \times S$

$Vi$ : vitesse d'écoulement ( $1 \text{ m/s} < V < 1,5 \text{ m/s}$ )

$S$ : section de la conduite  $S = \pi \frac{D^2}{4}$

$D$ : diamètre de la conduite

Pour le calcul des diamètres économiques des conduites de refoulement, on utilise la formule de BONNIN :  $D$  est compris dans :  $\sqrt{Q} < D < 1.5\sqrt{Q}$

Une fois le diamètre déterminé, on calcule les paramètres nécessaires au dimensionnement de la pompe

Si le tracé de cette conduite présente une succession de points hauts et points bas, on installe aux points hauts les ventouses et aux points bas les vidanges.

### 9.3.3 Dimensionnement de la pompe :

Le dimensionnement de la pompe consiste à déterminer les paramètres :

- Débit  $Q$  (le débit pompé)
- Hauteur manométrique HMT

Hauteur manométrique HMT : est déterminée étant la somme de la dénivelée entre la pompe et le point d'arrivée du refoulement (auteur géométrique) et les pertes de charge ainsi que la pression de service

$$Hmt = Hg + \Delta Ht + Ps + Hs$$

Avec :

- $Hg = \Delta Z = \text{Altitude d'arrivée} - \text{altitude de la pompe.}$
- $Ps$ : Pression à la sortie de la conduite de refoulement (pression service).
- $Hs$  : hauteur de secrété.

$\Delta Ht$  : C'est la perte de pression due à l'écoulement :

$$\Delta Ht = \Delta Hl + \Delta Hs$$

- $\Delta Ht$  : perte de charge totale
- $\Delta HL$  : perte de charge linéaire
- $\Delta Hs$  : perte de charge singulière

Perte de charge linéaire  $\Delta HL$  :

$$\Delta H_L = \frac{\lambda V^2 L}{2gD}$$

Avec :

- $\lambda$  : Coefficient de frottement.
- $V$  : Vitesse d'écoulement en (m/s).
- $L$  : Longueur de la conduite de refoulement.
- $g$  : Accélération de la pesanteur ( $g=9.81 \text{ m}^2/\text{s}$ ).
- $D$  : Diamètre de la conduite de refoulement (m).

Perte de charge singulière  $\Delta Hs$  : Les pertes de charge singulière représentent 15% des pertes de charge linéaire  $\Delta Hs = 15\% \Delta HL$

D'où :  $\Delta Ht = 1,15\Delta HL$

$$Hmt = Hg + Ps + 1,15\Delta HL$$

Calcul du coefficient de frottement  $\lambda$  :

Le coefficient  $\lambda$  est déterminé par itération de la formule de COLBROOK :

$$\lambda = \left[ -0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7 D} + \frac{2,51}{\text{Re} \sqrt{\lambda_n}} \right) \right]^{-2}$$

$$\text{Et : } \lambda_n = \left[ 1,14 - 0,86 \ln \left( \frac{\varepsilon}{3,7 D} \right) \right]^2$$

Avec :

$\varepsilon$  : Coefficient de rugosité (égale à 0,1mm pour une conduite en fonte)

$\text{Re}$  : Nombre de Reynolds :  $\text{Re} = \frac{VD}{\gamma}$

$\gamma$  : Viscosité cinématique de l'eau usée (égale à  $1,31 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ )

À ce stade on connaît le débit  $Q$  et la  $H_{mt}$  que doit fournir la pompe. Pour pouvoir choisir une pompe, on détermine la courbe caractéristique de la conduite.

Puissance de la pompe :

La puissance de la pompe est donnée par la formule suivante :

$$P = \frac{\rho g Q H_{MT}}{\eta}$$

$P$  : Puissance de la pompe (KW).

$Q$  ; Débit pompé  $m^3/s$ .

$\rho$ : Masse volumique de l'eau.

$\eta$  : Rendement de la pompe.

**Dimensionnement de PR 1 (l'amant d'Oued Ghiles) :**

(En fait tous les dimensionnements des PR pour l'horizon 2061)

Volume de puisard ( $m^3$ )	Hauteur de puisard (m)	Longueur de puisard (m)	Largeur de puisard (m)	H utile (m)
14.23	2.00	4	2.3	1.5

**Tableau 9.1 : Calcul de dimension du puisard PR 1**

Longer conduite de refoulement (m)	$Q$ ( $m^3/s$ )	D1 (mm)	D2 (mm)	Diamètre normalisé (mm)	$V$ (m/s)
380.00	0.126	356	533	350	1.31

**Tableau 9.2 : Calcul de diamètre et vitesse de conduite de refoulement**

H géométrique	Re	$\lambda n$	$\lambda$	$\Delta H_L$	$\Delta H_t$	HMT m
10.28	351191	6.80	0.01709	1.97	2.27	17.05

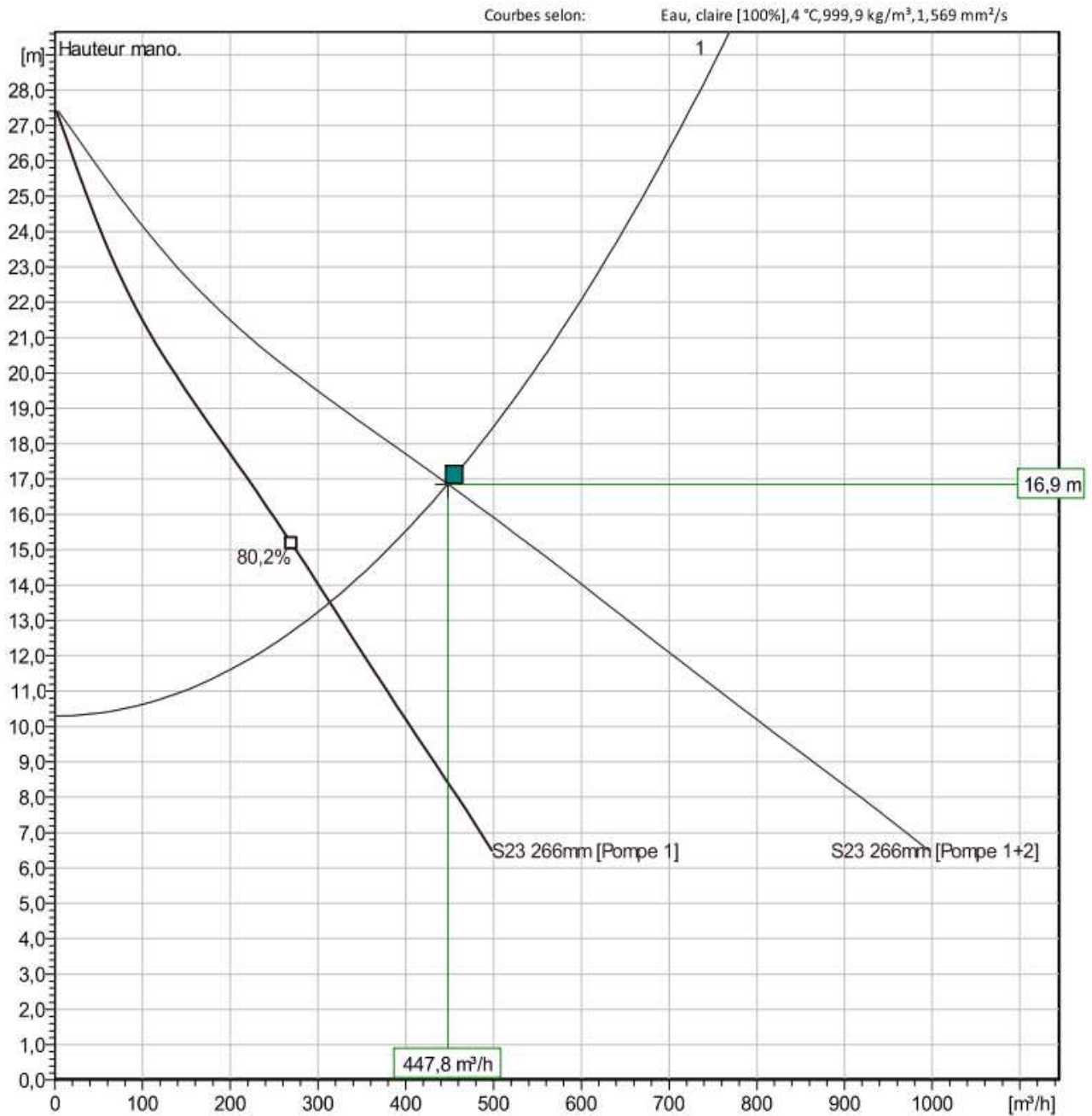
**Tableau 9.3 : Calcul de HMT PR 1**

Puissance hyd (w)	Rendement	Puissance moteur (w)	Nombre de pompe
20485	75%	27313	2+1

**Tableau 9.4 : Calcul de Puissance de la pompe**

Après les résultats de calcul du débit et HMT Ensuite, nous devons déterminer le type et les caractéristiques des pompe que nous allons utiliser.

J'ai utilisé l'application du site internet de [www.xylem.com](http://www.xylem.com) qui m'a donné la courbe de Caractéristiques du point de fonctionnement suivant :



**Caractéristiques de fonct.**

Curve: ISO 9906

Pumps running /System	Individual pump			Total			Pump eff.	Specific energy	NPSHre
	Flow	Head	Shaft power	Flow	Head	Shaft power			
2 / 1	224 m <sup>3</sup> /h	16,9 m	13 kW	448 m <sup>3</sup> /h	16,9 m	26,1 kW	78,9 %	0,0644 kWh/m <sup>3</sup>	4,7 m
1 / 1	313 m <sup>3</sup> /h	13,5 m	14,6 kW	313 m <sup>3</sup> /h	13,5 m	14,6 kW	79,2 %	0,0514 kWh/m <sup>3</sup>	5,67 m

**Figure 9.4 : Courbe caractéristique de choix de la pompe PR 1**



Figure 9.5 : L'emplacement pour PR 1.

Dimensionnement de PR 2 :

Volume de puisard (m <sup>3</sup> )	Hauteur de puisard (m)	Longueur de puisard (m)	Largeur de puisard (m)	H utile (m)
25.12	2.00	5.00	3.35	1.5

Tableau 9.5 : Calcul de dimension du puisard PR 2

Longer conduite de refoulement (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D1 (mm)	D2 (mm)	Diamètre normalisé (mm)	V (m/s)
394.00	0.223	473	709	450	1.40

Tableau 9.6 : Calcul de diamètre et vitesse de conduite de refoulement

H géométrique	Re	$\lambda n$	$\lambda$	$\Delta HL$	$\Delta Ht$	HMT m
6.88	482256	7.41	0.01598	1.00	1.15	12.53

Tableau 9.7 : Calcul de HMT PR 2

Puissance hyd (w)	Rendement	Puissance moteur (w)	Nombre de pompe
27980	75%	37307	3+1

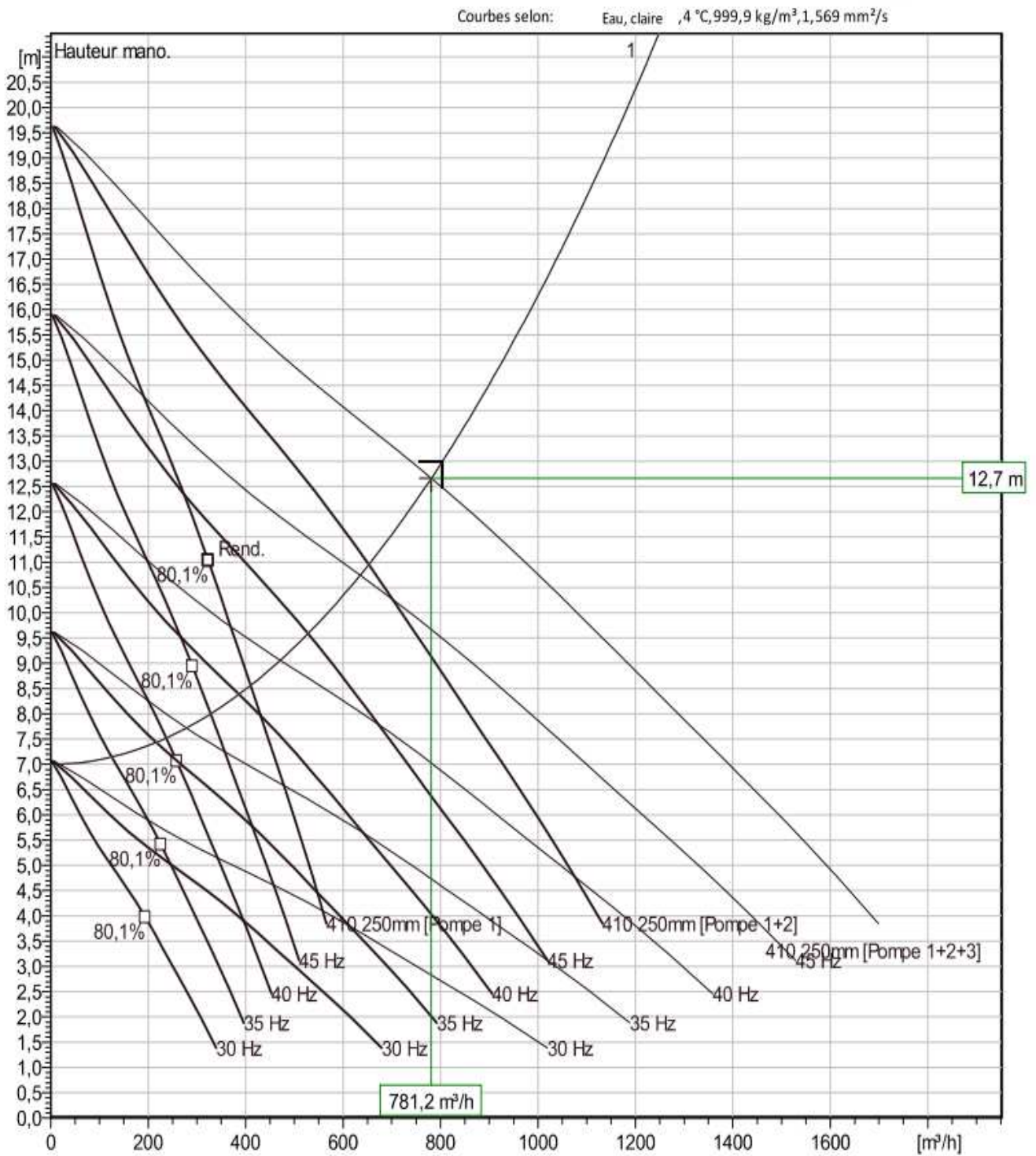
**Tableau 9.8 : Calcul de Puissance de la pompe**

Le model de pompe l'application du site internet de [www.xylem.com](http://www.xylem.com) : NP 3153 LT 3~ 410



**Figure 9.6 : pompe model NP 3153 LT 3~ 410**





**Caractéristiques de fonct.**

Pumps / Systems	Débit	Hauteur mano.	Puiss. à l'arbre	Débit	Hauteur mano.	Puiss. à l'arbre	Rend. Hydr.	Energie spécifique	NPSHre
3 / 1	260 m <sup>3</sup> /h	12,7 m	11,6 kW	781 m <sup>3</sup> /h	12,7 m	34,7 kW	77,6 %	0,0507 kWh/rr	6 m
2 / 1	326 m <sup>3</sup> /h	11 m	12,2 kW	653 m <sup>3</sup> /h	11 m	24,3 kW	80,1 %	0,0427 kWh/rr	5,96 m
1 / 1	410 m <sup>3</sup> /h	8,56 m	12,5 kW	410 m <sup>3</sup> /h	8,56 m	12,5 kW	76,7 %	0,0349 kWh/rr	6,73 m

**Figure 9.7 : Courbe caractéristique de choix de la pompe PR 1**

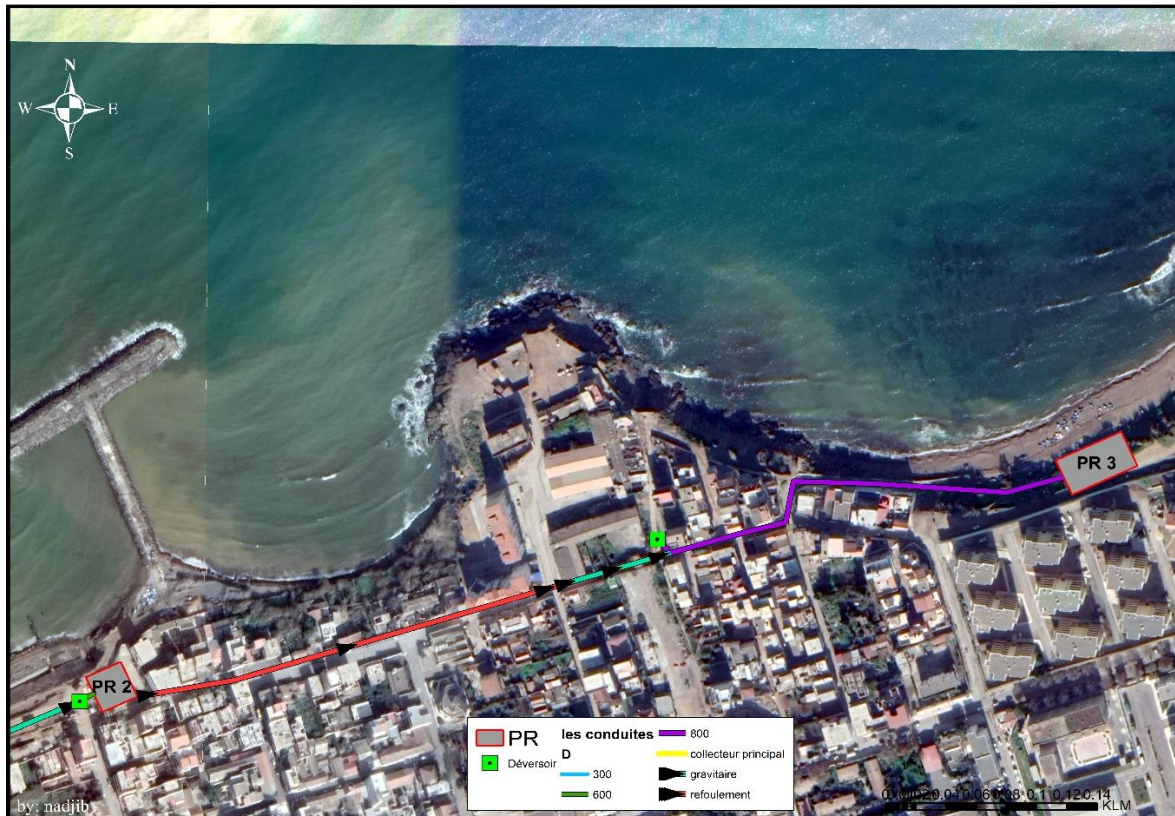


Figure 9.8 : L'emplacement pour PR 2.

Dimensionnement de PR 3 :

Volume de puisard (m <sup>3</sup> )	Hauteur de puisard (m)	Longueur de puisard (m)	Largeur de puisard (m)	H utile (m)
74.07	3.00	7.50	4.00	2.5

Figure 9.9 : Calcul de dimension du puisard PR 3

Longer conduite de refoulement (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	D1 (mm)	D2 (mm)	Diamètre normalisé (mm)	V (m/s)
1600.00	0.658	811	1217	800	1.31

Tableau 9.10 : Calcul de diamètre et vitesse de conduite de refoulement

H géométrique	Re	$\lambda n$	$\lambda$	$\Delta HL$	$\Delta Ht$	HMT m
16.15	799854	8.31	0.01434	2.87	3.30	23.95

Tableau 9.11 : Calcul de HMT PR 3

Puissance hyd (w)	Rendement	Puissance moteur (w)	Nombre de pompe
150444	75%	200592	4+1

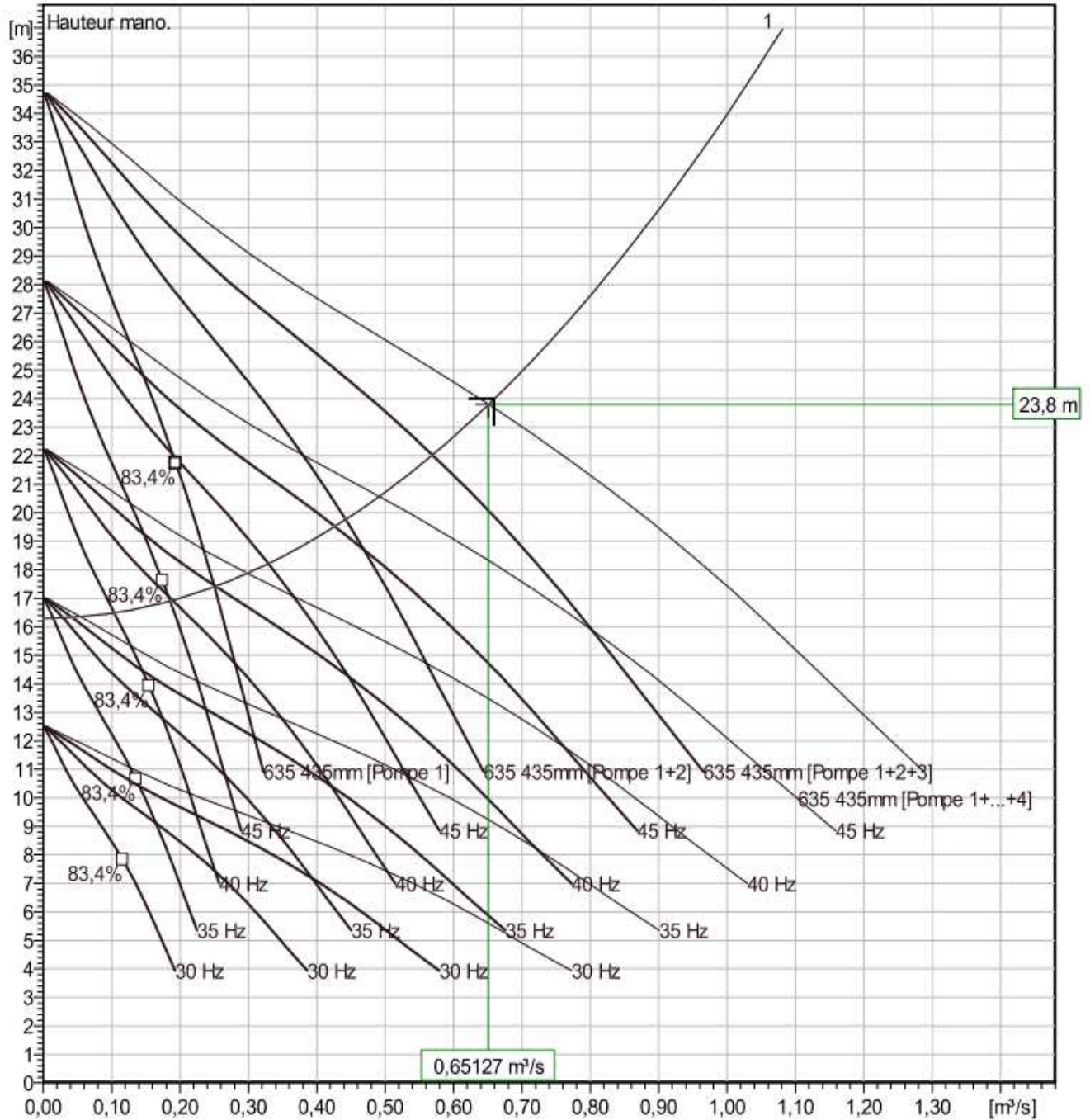
**Tableau 9.12 : Calcul de Puissance de la pompe**

Le model de pompe l'application du site internet de [www.xylem.com](http://www.xylem.com) :



**Figure 9.9 : pompe model NP 3315 MT 3~ 635**

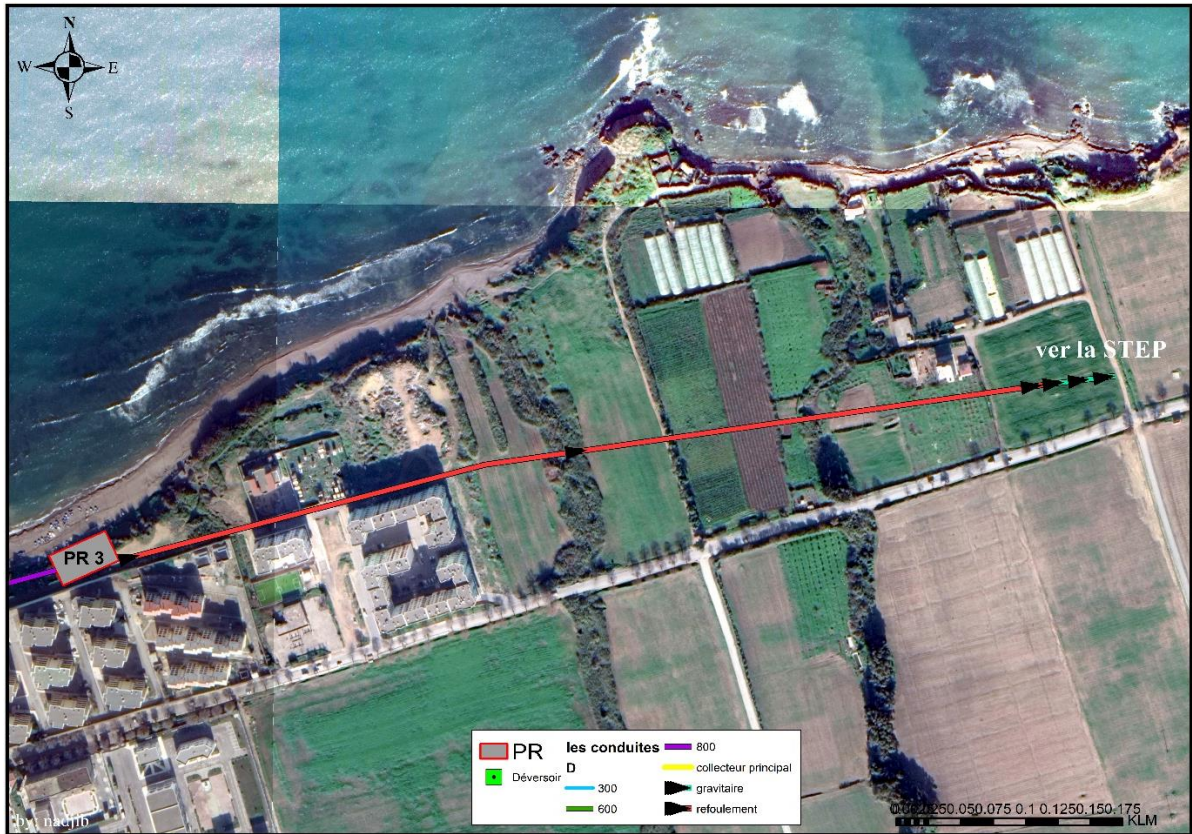
Courbes selon: Eau, claire, 4 °C, 999,9 kg/m<sup>3</sup>, 1,569 mm<sup>2</sup>/s



**Caractéristiques de fonct.**

Pumps / Systems	Débit	Hauteur mano.	Puiss. à l'arbre	Débit	Hauteur mano.	Puiss. à l'arbre	Rend. Hydr.	Energie spécifique	NPSHre
4 / 1	0,163 m <sup>3</sup> /s	23,8 m	46,2 kW	0,651 m <sup>3</sup> /s	23,8 m	185 kW	82,4 %	0,0858 kWh/m	2,66 m
3 / 1	0,19 m <sup>3</sup> /s	22 m	49,1 kW	0,569 m <sup>3</sup> /s	22 m	147 kW	83,4 %	0,0783 kWh/m	3,33 m
2 / 1	0,221 m <sup>3</sup> /s	19,8 m	51,9 kW	0,442 m <sup>3</sup> /s	19,8 m	104 kW	82,6 %	0,0709 kWh/m	4,64 m
1 / 1	0,25 m <sup>3</sup> /s	17,4 m	53,8 kW	0,25 m <sup>3</sup> /s	17,4 m	53,8 kW	79,4 %	0,065 kWh/m <sup>3</sup>	6,4 m

**Figure 9.10 : Courbe caractéristique de choix de la pompe PR**



**Figure 9.11 : L'emplacement pour PR 3.**

#### 9.4 Conclusion :

Dans le système d'assainissement, il est souvent confronté un grand problème de la topographie. Empêche la création un réseau d'assainissement gravitaire.

Dans ce chapitre intéressant. Je fais un Proposition des trois stations de relevage, Nous avons étudié les caractéristiques nécessaires pour la réalisation on a :

- PR 1 (l'amant d'Oued Ghiles) : organise 2 pompes et 1 secours pour évacuer un débit 456 m<sup>3</sup>/h
- PR 2 (sur la basse de vie) : organise 3 pompes et 1 secours pour évacuer un débit 804 m<sup>3</sup>/h
- PR 3 (à côté du Cité Chérifi Brahim) : organise 4 pompes et 1 secours pour évacuer un débit 2370 m<sup>3</sup>/h.

Le dimensionnement d'une station de pompage hydraulique est essentiellement un dimensionnement hydraulique, il nécessite la connaissance des techniques et les lois d'hydraulique.

A ce stade nous constatons, que le dimensionnement d'une station hydraulique fait appel à beaucoup de techniques dans des domaines divers.

La conception et l'installation doivent être effectuées de façon experte afin de s'assurer que le système est fiable et adapté à l'usage auquel il est destiné. Cette exigence d'expertise signifie qu'elle peut être coûteuse.

## CONCLUSION GENERALE

L'assainissement est un paramètre important dans la préservation de l'environnement et la sécurité du citoyen, son dimensionnement est une tâche cruciale.

À travers notre travail du mémoire, nous avons fait un diagnostic du système d'assainissement existant, afin de détecter les anomalies du fonctionnement et aussi de projeter un réseau qui permet d'évacuer tous les débits des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions favorables avec le respect des principes de base d'assainissement.

Et après le diagnostic, on a trouvé beaucoup problèmes au niveau du réseau d'assainissement, nous avons proposé un nouveau dimensionnement des dix collecteurs des différents sue bassin qui posent problème d'évacuation et d'auto curage (Collecteur : B1 Rejet 1, B1' R31, B3 Rejet 1, B4 Rejet 1, D 1B Rejet 2, D 1D Rejet 2, D 2A Rejet 2, D 2B Rejet 2, D 2D Rejet 2, D 3 Rejet 2). Par exemple dans le collecteur B3 Rejet1, on a proposé des regards de chute au lieu des autres regards, et redimensionner le collecteur par des conduites de diamètre 400 à 1500 au lieu 300 ou 500.

Nous avons proposé des déversoirs d'orage type latéral au nombre de six : dont 3 sont proposés pour alléger notre réseau d'assainissement, afin qu'il ne soit pas sous dimensionné ou débordé (le déversoir d'orage 1 et 2 et 3). En ce qui concerne les trois autres, nous avons proposé avant les postes de relevage (les déversoirs d'orage 4 et 5 et 6), pour éviter les perturbations du fonctionnement des postes de relevage. Et enfin pour recueillir les eaux usées directement au poste de relevage, on a proposé un collecteur entre les bassins E, G, C, A, et F.

Dans la dernière partie, nous avons proposé trois postes de relevage :

1. PR 1 (l'amant d'Oued Ghiles) 2+1.
2. PR 2 (sur la base de vie) 3+1.
3. PR 3 (à côté de la Cité Chérifi Brahim) 4+1.

## BIBLIOGRAPHIE

- [1] L'APC de Sidi Ghiles.
- [2] PDAU intercommunal Chercell-Sidi Ghiles groupe national d'études et recherches appliquées (2012).
- [3] ANRH Algérie 2021.
- [4] L'office national de météorologie (Dar El Beida) 2021.
- [5] B. TOUAIBIA, Manuel Pratique D'hydrologie. Blida Mars 2004.
- [6] B. TOUAIBIA, J. LABORDE, P. BRIGODE. Hydrologie méditerranéenne 2015.
- [7] N. MOUHOUS, J.P. LABORDE. Notice d'utilisation du logiciel Hydrolab Octobre 1998.
- [8] I. BOUAÏCHI, B. TOUAÏBIA & F. DERNOUNI. METHODOLOGICAL APPROACH OF CALCULATION OF The Storm water flow IN INCAPACITY OF DATA: CASE OF THE REGION OF TIPAZA. ALGERIA
- [9] B TASSIN. Calcul des débits d'eaux pluviales. Méthodes non-dynamiques. 11 décembre 2005.
- [10] S. BENNIS. Hydraulique et hydrologie .2009.
- [11] B. CHOCAT. Encyclopédie l'hydrologie urbaine et l'assainissement.1997.
- [12] (G Révision de l'Instruction technique 77/284). Conception et dimensionnement des systèmes de gestion des eaux pluviales et de collecte des eaux usées. Mémento technique 2017.
- [13] C. GOMELLA & H. GUERREE. Guide technique de l'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales Tome 1. 1986.
- [14] FRANÇOIS G. BRIÈRE. Distribution et collecte des eaux. Tome 3 Août 2012.
- [15] S. BOUALEM. Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations 2014 blida .
- [16] ENGEES. Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage. Mars 2006.

## Annexe

Annee	PJ(max)
1973	88
1974	51.2
1975	82.7
1976	37.8
1977	51
1978	81.3
1979	57.4
1980	49.3
1981	53
1982	85.8
1983	38.5
1984	83.2
1985	28
1986	55
1987	34.7
1988	41.3
1989	51.2
1990	25.3
1991	73.9
1992	54
1993	49.7
1994	60
1995	57.5
1996	49
1997	57
1998	45.5
1999	89.9
2000	49.5
2001	207.3
2002	36
2003	52.2
2004	35.6
2005	70.4
2006	65.1
2007	87.4
2008	39.3
2009	42
2010	44.5
2011	48.9
2012	128.9

**Annexe 1 : la série pluviométrique la station de Merad**



anne	Pjmax	X	n1	Y	n2	reng	XUY	ORIGIN
1973	88	88	1	73.9	1	1	25.3	x
1974	51.2	51.2	2	54	2	2	28	x
1975	82.7	82.7	3	49.7	3	3	34.7	x
1976	37.8	37.8	4	60	4	4	35.6	y
1977	51	51	5	57.5	5	5	36	y
1978	81.3	81.3	6	49	6	6	37.8	x
1979	57.4	57.4	7	57	7	7	38.5	x
1980	49.3	49.3	8	45.5	8	8	39.3	y
1981	53	53	9	89.9	9	9	41.3	x
1982	85.8	85.8	10	49.5	10	10	42	y
1983	38.5	38.5	11	207.3	11	11	44.5	y
1984	83.2	83.2	12	36	12	12	45.5	y
1985	28	28	13	52.2	13	13	48.9	y
1986	55	55	14	35.6	14	14	49	y
1987	34.7	34.7	15	70.4	15	15	49.3	x
1988	41.3	41.3	16	65.1	16	16	49.5	y
1989	51.2	51.2	17	87.4	17	17	49.7	y
1990	25.3	25.3	18	39.3	18	18	51	x
1991	73.9			42	19	19	51.2	x
1992	54			44.5	20	20	51.2	x
1993	49.7			48.9	21	21	52.2	y
1994	60			128.9	22	22	53	x
1995	57.5					23	54	y
1996	49					24	55	x
1997	57					25	57	y
1998	45.5					26	57.4	x
1999	89.9					27	57.5	y
2000	49.5					28	60	y
2001	207.3					29	65.1	y
2002	36					30	70.4	y
2003	52.2					31	73.9	y
2004	35.6					32	81.3	x
2005	70.4					33	82.7	x
2006	65.1					34	83.2	x
2007	87.4					35	85.8	x
2008	39.3					36	87.4	y
2009	42					37	88	x
2010	44.5					38	89.9	y
2011	48.9					39	128.9	y
2012	128.9					40	207.3	y

**Annexe 2 : Résultat du Test de Wilcoxon**

	Mode=	46.75		Taille n=	40		I.C. à (en%)=	95
	Gradex=	24.63		Nb au départ	(12)		U Gauss=	1.960
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
1990	25.3	1	0.0125	-1.478	25.30	10.35	-9.25	21.85
1985	28	2	0.0375	-1.189	28.00	17.46	0.70	27.80
1987	34.7	3	0.0625	-1.020	34.70	21.63	6.43	31.39
2004	35.6	4	0.0875	-0.890	35.60	24.81	10.74	34.20
2002	36	5	0.1125	-0.782	36.00	27.50	14.32	36.63
1976	37.8	6	0.1375	-0.685	37.80	29.87	17.43	38.82
1983	38.5	7	0.1625	-0.597	38.50	32.04	20.23	40.86
2008	39.3	8	0.1875	-0.515	39.30	34.06	22.80	42.81
1988	41.3	9	0.2125	-0.437	41.30	35.97	25.19	44.70
2009	42	10	0.2375	-0.363	42.00	37.81	27.44	46.56
2010	44.5	11	0.2625	-0.291	44.50	39.58	29.58	48.40
1998	45.5	12	0.2875	-0.220	45.50	41.32	31.63	50.23
2011	48.9	13	0.3125	-0.151	48.90	43.02	33.60	52.07
1996	49	14	0.3375	-0.083	49.00	44.71	35.50	53.94
1980	49.3	15	0.3625	-0.015	49.30	46.39	37.36	55.83
2000	49.5	16	0.3875	0.053	49.50	48.06	39.17	57.76
1993	49.7	17	0.4125	0.122	49.70	49.74	40.95	59.74
1977	51	18	0.4375	0.190	51.00	51.43	42.71	61.77
1974	51.2	19	0.4625	0.260	51.20	53.15	44.45	63.86
1989	51.2	20	0.4875	0.331	51.20	54.89	46.18	66.03
2003	52.2	21	0.5125	0.403	52.20	56.67	47.91	68.27
1981	53	22	0.5375	0.477	53.00	58.49	49.64	70.61
1992	54	23	0.5625	0.553	54.00	60.36	51.40	73.05
1986	55	24	0.5875	0.631	55.00	62.30	53.18	75.60
1997	57	25	0.6125	0.713	57.00	64.31	54.99	78.27
1979	57.4	26	0.6375	0.798	57.40	66.40	56.85	81.10
1995	57.5	27	0.6625	0.887	57.50	68.60	58.78	84.10
1994	60	28	0.6875	0.982	60.00	70.92	60.78	87.28
2006	65.1	29	0.7125	1.082	65.10	73.39	62.88	90.70
2005	70.4	30	0.7375	1.189	70.40	76.03	65.10	94.39
1991	73.9	31	0.7625	1.305	73.90	78.89	67.48	98.41
1978	81.3	32	0.7875	1.432	81.30	82.01	70.04	102.82
1975	82.7	33	0.8125	1.572	82.70	85.46	72.85	107.74
1984	83.2	34	0.8375	1.730	83.20	89.35	75.98	113.30
1982	85.8	35	0.8625	1.911	85.80	93.82	79.54	119.72
2007	87.4	36	0.8875	2.126	87.40	99.10	83.73	127.36
1973	88	37	0.9125	2.391	88.00	105.63	88.85	136.83
1999	89.9	38	0.9375	2.740	89.90	114.24	95.57	149.39
2012	128.9	39	0.9625	3.264	128.90	127.15	105.54	168.27
2001	207.3	40	0.9875	4.376	207.30	154.52	126.53	208.51

**Annexe 3 : Ajustement de la loi de Gumbel**

		Moyenne de $\ln(x-x_0) =$			Taille n=			I.C. à (en%)=		
		4.02	Seuil $x_0 = 0$		40			95		
		Ecart-type de $\ln(x-x_0) =$			Nb au départ			U Gauss=		
		0.40			(11)			1.960		
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure	Pjmax	
1990	3.23	1	0.0125	-2.241	3.23	22.51	16.81	27.52	25.3	
1985	3.33	2	0.0375	-1.780	3.33	27.12	21.17	32.32	28	
1987	3.55	3	0.0625	-1.534	3.55	29.96	23.92	35.26	34.7	
2004	3.57	4	0.0875	-1.356	3.57	32.20	26.10	37.58	35.6	
2002	3.58	5	0.1125	-1.213	3.58	34.11	27.98	39.58	36	
1976	3.63	6	0.1375	-1.092	3.63	35.83	29.68	41.38	37.8	
1983	3.65	7	0.1625	-0.984	3.65	37.42	31.25	43.06	38.5	
2008	3.67	8	0.1875	-0.887	3.67	38.92	32.72	44.64	39.3	
1988	3.72	9	0.2125	-0.798	3.72	40.35	34.13	46.17	41.3	
2009	3.74	10	0.2375	-0.714	3.74	41.73	35.49	47.66	42	
2010	3.80	11	0.2625	-0.636	3.80	43.08	36.82	49.13	44.5	
1998	3.82	12	0.2875	-0.561	3.82	44.41	38.11	50.58	45.5	
2011	3.89	13	0.3125	-0.489	3.89	45.72	39.38	52.03	48.9	
1996	3.89	14	0.3375	-0.419	3.89	47.02	40.64	53.48	49	
1980	3.90	15	0.3625	-0.352	3.90	48.32	41.89	54.94	49.3	
2000	3.90	16	0.3875	-0.286	3.90	49.63	43.14	56.43	49.5	
1993	3.91	17	0.4125	-0.221	3.91	50.94	44.39	57.94	49.7	
1977	3.93	18	0.4375	-0.157	3.93	52.27	45.64	59.48	51	
1974	3.94	19	0.4625	-0.094	3.94	53.62	46.91	61.07	51.2	
1989	3.94	20	0.4875	-0.031	3.94	55.00	48.19	62.70	51.2	
2003	3.96	21	0.5125	0.031	3.96	56.41	49.49	64.39	52.2	
1981	3.97	22	0.5375	0.094	3.97	57.86	50.81	66.15	53	
1992	3.99	23	0.5625	0.157	3.99	59.36	52.17	67.98	54	
1986	4.01	24	0.5875	0.221	4.01	60.91	53.56	69.90	55	
1997	4.04	25	0.6125	0.286	4.04	62.53	54.99	71.93	57	
1979	4.05	26	0.6375	0.352	4.05	64.22	56.48	74.07	57.4	
1995	4.05	27	0.6625	0.419	4.05	65.99	58.02	76.35	57.5	
1994	4.09	28	0.6875	0.489	4.09	67.87	59.64	78.79	60	
2006	4.18	29	0.7125	0.561	4.18	69.87	61.35	81.42	65.1	
2005	4.25	30	0.7375	0.636	4.25	72.02	63.16	84.28	70.4	
1991	4.30	31	0.7625	0.714	4.30	74.35	65.10	87.42	73.9	
1978	4.40	32	0.7875	0.798	4.40	76.90	67.20	90.91	81.3	
1975	4.42	33	0.8125	0.887	4.42	79.73	69.50	94.82	82.7	
1984	4.42	34	0.8375	0.984	4.42	82.92	72.07	99.31	83.2	
1982	4.45	35	0.8625	1.092	4.45	86.60	74.99	104.56	85.8	
2007	4.47	36	0.8875	1.213	4.47	90.96	78.40	110.89	87.4	
1973	4.48	37	0.9125	1.356	4.48	96.37	82.57	118.89	88	
1999	4.50	38	0.9375	1.534	4.50	103.56	87.99	129.74	89.9	
2012	4.86	39	0.9625	1.780	4.86	114.40	96.01	146.57	128.9	
2001	5.33	40	0.9875	2.241	5.33	137.82	112.74	184.61	207.3	

#### Annexe 4 : Ajustement de la loi de Galton

	xo=	46.66825629	k=	0.274696246	Taille n=	40	I.C. à (en%)=	95
	s=	15.11342913	Borne inf.	8.350439345	Nb au départ	(41)	U Gauss=	1.960
Observations classées	Valeurs classées	Ordre de classement	Fréquence expérimentale	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Borne inférieure	Borne supérieure
1990	25.3	1	0.0125	-1.478	25.3	28.31	21.11	33.33
1985	28	2	0.0375	-1.189	28	31.34	24.57	36.19
1987	34.7	3	0.0625	-1.020	34.7	33.23	26.74	38.01
2004	35.6	4	0.0875	-0.890	35.6	34.73	28.47	39.49
2002	36	5	0.1125	-0.782	36	36.04	29.97	40.80
1976	37.8	6	0.1375	-0.685	37.8	37.23	31.33	42.01
1983	38.5	7	0.1625	-0.597	38.5	38.34	32.58	43.17
2008	39.3	8	0.1875	-0.515	39.3	39.41	33.77	44.31
1988	41.3	9	0.2125	-0.437	41.3	40.44	34.91	45.43
2009	42	10	0.2375	-0.363	42	41.45	36.01	46.55
2010	44.5	11	0.2625	-0.291	44.5	42.44	37.08	47.69
1998	45.5	12	0.2875	-0.220	45.5	43.44	38.13	48.85
2011	48.9	13	0.3125	-0.151	48.9	44.43	39.16	50.04
1996	49	14	0.3375	-0.083	49	45.43	40.18	51.26
1980	49.3	15	0.3625	-0.015	49.3	46.45	41.20	52.53
2000	49.5	16	0.3875	0.053	49.5	47.48	42.21	53.86
1993	49.7	17	0.4125	0.122	49.7	48.54	43.23	55.25
1977	51	18	0.4375	0.190	51	49.62	44.25	56.71
1974	51.2	19	0.4625	0.260	51.2	50.74	45.28	58.24
1989	51.2	20	0.4875	0.331	51.2	51.90	46.32	59.87
2003	52.2	21	0.5125	0.403	52.2	53.11	47.39	61.60
1981	53	22	0.5375	0.477	53	54.37	48.48	63.45
1992	54	23	0.5625	0.553	54	55.69	49.60	65.42
1986	55	24	0.5875	0.631	55	57.09	50.76	67.55
1997	57	25	0.6125	0.713	57	58.57	51.97	69.85
1979	57.4	26	0.6375	0.798	57.4	60.15	53.23	72.36
1995	57.5	27	0.6625	0.887	57.5	61.86	54.57	75.10
1994	60	28	0.6875	0.982	60	63.70	55.99	78.12
2006	65.1	29	0.7125	1.082	65.1	65.71	57.52	81.48
2005	70.4	30	0.7375	1.189	70.4	67.92	59.17	85.25
1991	73.9	31	0.7625	1.305	73.9	70.39	60.98	89.54
1978	81.3	32	0.7875	1.432	81.3	73.18	62.99	94.48
1975	82.7	33	0.8125	1.572	82.7	76.38	65.26	100.27
1984	83.2	34	0.8375	1.730	83.2	80.13	67.88	107.22
1982	85.8	35	0.8625	1.911	85.8	84.65	70.97	115.81
2007	87.4	36	0.8875	2.126	87.4	90.30	74.76	126.85
1973	88	37	0.9125	2.391	88	97.75	79.65	141.91
1999	89.9	38	0.9375	2.740	89.9	108.45	86.49	164.50
2012	128.9	39	0.9625	3.264	128.9	126.53	97.65	205.02
2001	207.3	40	0.9875	4.376	207.3	174.68	125.60	325.86

### Annexe 3 : Ajustement de la loi de GEV



<b>R25</b>	15.84	13.94	13.94	32.40	689.10	0.051	1.90	600	2.776	1.980									Insuffisant
<b>R26</b>	14.96	13.31	13.31	31.70	720.80	0.020	1.65	600	2.903	1.237									Insuffisant
<b>R27</b>	14.01	12.90	12.88	13.70	734.50	0.030	1.13	600	2.959	1.518									Insuffisant
<b>R28</b>	13.34	12.30	12.16	23.60	758.10	0.025	1.18	600	5.088	1.376									Insuffisant
<b>R29</b>	13.58	11.98	11.76	23.20	781.30	0.008	1.82	600	5.182	0.773									Insuffisant
<b>R30</b>	13.13	11.40	10.81	36.30	817.60	0.010	2.32	600	5.328	0.874									Insuffisant
<b>R31</b>	13.44	10.20	9.94	36.60	854.20	0.017	3.50	600	5.475	1.133									Insuffisant
<b>R32</b>	13.44	9.46	9.30	36.40	890.60	0.013	4.14	600	5.622	1.008									Insuffisant
<b>R33</b>	14.02	8.99	8.74	17.50	908.10	0.018	5.28	600	5.693	1.168									Insuffisant
<b>Rejet1</b>	14.79																		

**Annexe 4 : Diagnostic Collecteur B1 Rejet 1.**

Collecteur B1'																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	25.75		23.69															
<b>R2</b>	24.52	22.65	22.63	28.20	28.200	0.037	1.88	400	0.114	0.572								Suffisant
<b>R3</b>	23.08	21.59	21.58	35.00	63.200	0.030	1.50	400	0.255	0.513								Suffisant
<b>R4</b>	22.03	20.54	20.53	25.00	88.200	0.042	1.50	400	0.355	0.607								Suffisant
<b>R5</b>	21.12	19.49	19.48	23.80	112.000	0.044	1.64	400	0.451	0.622								Suffisant
<b>R6</b>	19.92	18.44	18.42	38.70	150.700	0.027	1.50	400	0.607	0.488								Insuffisant
<b>R7</b>	18.78	17.38	17.37	64.30	215.000	0.016	1.41	400	0.866	0.379								Insuffisant
<b>R8</b>	17.82	16.33	16.32	18.70	233.700	0.056	1.50	400	0.941	0.702								Insuffisant
<b>R9</b>	16.88	15.28	15.26	23.40	257.100	0.044	1.61	400	1.036	0.628								Insuffisant
<b>R10</b>	15.76	14.22	14.21	19.50	276.600	0.053	1.55	600	1.114	2.027								Suffisant
<b>R11</b>	14.64	13.17	13.17	33.40	310.000	0.031	1.47	600	1.249	1.549								Suffisant
<b>R12</b>	14.51	12.81	12.81	59.30	369.300	0.006	1.70	600	1.488	0.684								Insuffisant
<b>R13</b>	12.84	11.70	11.70	48.30	417.600	0.023	1.14	600	1.682	1.330								Insuffisant
<b>R14</b>	13.39	10.86	10.86	64.60	482.200	0.013	2.53	600	1.942	1.001								Insuffisant
<b>R15</b>	13.56	10.34	10.12	22.90	505.100	0.023	3.44	600	2.035	1.322								Insuffisant
<b>R31</b>	13.44																	

**Annexe 5 : Diagnostic Collecteur B1' R31.**

Collecteur B2 Rejet 1																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	46.46		44.96				1.50											
<b>R2</b>	46.46	43.94	41.85	30.50	30.50	0.033	4.61	300	0.045	0.253	3.58	0.18	0.78	0.29	2.80	0.09	2.15	Suffisant
<b>R3</b>	44.05	40.61	39.61	30.50	61.00	0.041	4.44	300	0.089	0.279	3.94	0.32	0.88	0.39	3.47	0.12	2.37	Suffisant
<b>R4</b>	42.11	39.27	38.76	26.60	87.60	0.013	3.35	300	0.128	0.156	2.21	0.82	1.11	0.68	2.44	0.21	1.33	Suffisant
<b>R5</b>	40.65	38.12	37.58	23.70	111.30	0.027	3.07	300	0.163	0.227	3.21	0.72	1.09	0.62	3.51	0.19	1.93	Suffisant
<b>R6</b>	39.48	35.54	35.54	29.10	140.40	0.070	3.94	300	0.205	0.366	5.18	0.56	1.04	0.54	5.36	0.16	3.11	Suffisant
<b>R7</b>	37.44	33.20	32.61	44.30	184.70	0.053	4.83	500	0.270	0.318	4.50	0.85	1.11	0.71	4.98	0.21	2.70	Suffisant
<b>R8</b>	34.57	29.99	29.01	43.90	228.60	0.060	5.56	500	0.334	0.338	4.78	0.99	1.12	0.84	5.36	0.25	2.87	Suffisant
<b>R9</b>	30.06	26.83	26.40	43.70	272.30	0.050	3.66	500	0.398	0.665	5.29	0.60	1.05	0.56	5.58	0.22	3.18	Suffisant
<b>R10</b>	28.18	25.20	25.20	23.80	296.10	0.050	2.98	300	0.433	0.668	5.32	0.65	1.07	0.59	5.71	0.23	3.19	Suffisant
<b>R11</b>	26.85	24.80	24.80	22.40	318.50	0.018	2.05	300	0.466	0.721	3.67	0.65	1.07	0.59	3.94	0.29	2.20	Suffisant
<b>R12</b>	26.47	24.60	24.60	15.70	334.20	0.013	1.87	500	0.489	0.609	3.10	0.80	1.10	0.67	3.42	0.34	1.86	Suffisant
<b>R13</b>	25.75	24.14	24.14	17.80	352.00	0.026	1.61	500	0.515	0.868	4.42	0.59	1.05	0.56	4.65	0.28	2.65	Suffisant
<b>R14</b>	24.13	23.89	23.88	11.80	363.80	0.021	0.25	500	0.532	0.786	4.00	0.68	1.08	0.60	4.33	0.30	2.40	Suffisant
<b>R15</b>	24.94	23.46	23.44	13.20	377.00	0.032	1.50	500	0.552	0.963	4.91	0.57	1.04	0.55	5.11	0.27	2.94	Suffisant
<b>R16</b>	24.11	23.10	23.08	10.40	387.40	0.033	1.03	500	0.567	0.976	4.97	0.58	1.05	0.55	5.20	0.28	2.98	Suffisant
<b>R17</b>	23.99	22.94	22.91	8.50	395.90	0.016	1.08	500	0.579	0.693	3.53	0.84	1.11	0.70	3.91	0.35	2.12	Suffisant
<b>R18</b>	23.87	22.71	22.64	10.90	406.80	0.018	1.23	500	0.595	0.731	3.73	0.81	1.10	0.68	4.11	0.34	2.24	Suffisant
<b>R19</b>	23.46	22.29	22.29	16.40	423.20	0.021	1.17	500	0.619	0.788	4.02	0.79	1.10	0.66	4.42	0.33	2.41	Suffisant
<b>R20</b>	22.97	22.01	22.01	12.30	435.50	0.023	0.96	500	0.637	0.810	4.13	0.79	1.10	0.66	4.55	0.33	2.48	Suffisant
<b>R21</b>	22.46	21.90	21.86	14.90	450.40	0.008	0.60	500	0.659	0.764	2.70	0.86	1.11	0.72	3.00	0.43	1.62	Suffisant
<b>R22</b>	22.72	21.40	21.40	13.00	463.40	0.035	1.32	500	0.678	1.015	5.17	0.67	1.08	0.60	5.59	0.30	3.10	Suffisant
<b>R23</b>	23.00	20.70	20.70	40.60	504.00	0.017	2.30	500	0.737	1.152	4.08	0.64	1.07	0.58	4.37	0.35	2.45	Suffisant
<b>R24</b>	23.06	20.11	19.76	55.00	559.00	0.011	3.30	500	0.818	0.909	3.22	0.90	1.11	0.75	3.59	0.45	1.93	Suffisant
<b>Rejet1</b>	23.08																	

**Annexe 6 : Diagnostic Collecteur B2 Rejet 1.**





<b>R25</b>	39.69	38.26	37.75	12.30	518.20	0.088	1.94	300	3.017	0.410									Insuffisant
<b>R26</b>	37.67	36.27	35.74	29.80	548.00	0.050	1.93	300	3.191	0.308									Insuffisant
<b>R27</b>	35.32	33.96	33.36	27.70	575.70	0.064	1.96	300	3.352	0.350									Insuffisant
<b>R28</b>	32.85	30.30	30.30	48.60	624.30	0.063	2.55	300	3.635	0.347									Insuffisant
<b>R29</b>	31.41	29.90	29.90	34.10	658.40	0.012	1.51	500	3.834	0.585									Insuffisant
<b>R30</b>	30.93	29.61	29.60	27.10	685.50	0.011	1.33	500	3.991	0.558									Insuffisant
<b>R31</b>	30.63	29.24	29.20	30.70	716.20	0.012	1.43	500	4.170	0.584									Insuffisant
<b>R32</b>	30.19	28.72	28.61	15.80	732.00	0.030	1.58	500	4.262	0.941									Insuffisant
<b>R33</b>	29.81	28.08	28.08	13.40	745.40	0.040	1.73	500	4.340	1.073									Insuffisant
<b>R34</b>	29.35	27.88	27.58	17.70	763.10	0.011	1.77	500	4.443	0.574									Insuffisant
<b>Rejet1</b>	29.27																		

**Annexe 7 : Diagnostic Collecteur B3 Rejet 1.**

Collecteur B4 Rejet 1																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	24.23		22.63				1.60											
<b>R2</b>	23.23	21.76	21.76	34.20	34.20	0.025	1.47	500	0.028	0.861								Suffisant
<b>R3</b>	22.25	20.55	20.55	29.90	64.10	0.040	1.70	500	0.052	1.086								Suffisant
<b>R4</b>	21.30	19.61	19.31	40.80	104.90	0.023	1.99	500	0.086	0.819								Suffisant
<b>R5</b>	20.28	18.43	18.43	44.10	149.00	0.020	1.85	500	0.122	0.762								Suffisant
<b>R6</b>	19.48	18.22	17.72	6.70	155.70	0.031	1.76	500	0.128	0.955								Suffisant
<b>R7</b>	17.98	16.58	16.08	70.50	226.20	0.016	1.90	500	0.185	0.686								Suffisant
<b>R8</b>	15.80	14.20	14.20	51.60	277.80	0.036	1.60	500	0.228	1.030								Suffisant
<b>R9</b>	14.40	12.80	12.80	48.40	326.20	0.029	1.60	500	0.267	0.918								Suffisant
<b>R10</b>	12.92	11.74	11.64	12.60	338.80	0.084	1.28	500	0.277	1.565								Suffisant
<b>R11</b>	11.78	11.19	10.98	64.70	403.50	0.007	0.80	500	0.330	0.450								Suffisant
<b>R12</b>	12.30	10.74	10.74	63.00	466.50	0.004	1.56	500	0.382	0.333								Insuffisant
<b>R13</b>	12.91	10.33	10.30	63.70	530.20	0.010	2.61	500	0.434	0.545								Suffisant
<b>R14</b>	12.94																	

**Annexe 8 : Diagnostic Collecteur B4 Rejet 1.**

Collecteur D 1A Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	21.68		21.68				0.00											
<b>R2</b>	21.68	20.20	20.20	51.80	51.80	0.029	1.48	300	0.044	1.483	5.25	0.03	0.41	0.11	2.13	0.07	3.15	Suffisant
<b>R3</b>	21.25	19.90	19.86	22.10	73.90	0.014	1.39	300	0.063	1.022	3.62	0.06	0.55	0.17	1.97	0.10	2.17	Suffisant
<b>R4</b>	21.10	19.07	19.07	32.70	106.60	0.024	2.03	300	0.090	1.364	4.83	0.07	0.56	0.18	2.72	0.11	2.90	Suffisant
<b>R5</b>	20.22	18.04	18.04	42.60	149.20	0.024	2.18	500	0.126	1.365	4.83	0.09	0.64	0.21	3.11	0.13	2.90	Suffisant
<b>R6</b>	19.30	17.20	17.00	35.20	184.40	0.024	2.30	500	0.156	1.356	4.80	0.12	0.69	0.24	3.33	0.14	2.88	Suffisant
<b>R7</b>	17.65	16.07	15.97	21.30	205.70	0.044	1.68	500	0.174	1.834	6.49	0.09	0.65	0.22	4.21	0.13	3.89	Suffisant
<b>R8</b>	17.06	15.30	15.30	27.70	233.40	0.024	1.76	500	0.198	1.365	4.83	0.14	0.74	0.27	3.60	0.16	2.90	Suffisant
<b>R9</b>	16.60	14.70	14.70	30.80	264.20	0.019	1.90	600	0.224	1.225	4.33	0.18	0.79	0.30	3.42	0.18	2.60	Suffisant
<b>R10</b>	15.60	14.02	13.52	23.60	287.80	0.029	2.08	600	0.244	1.490	5.27	0.16	0.77	0.28	4.05	0.17	3.16	Suffisant
<b>R11</b>	14.49	11.55	11.05	38.70	326.50	0.051	3.44	600	0.276	1.980	7.01	0.14	0.74	0.26	5.16	0.16	4.20	Suffisant
<b>R12</b>	12.81	8.24	8.24	44.40	370.90	0.063	4.57	600	0.314	2.208	7.81	0.14	0.74	0.27	5.79	0.16	4.69	Suffisant
<b>R1 1D</b>	11.84																	

**Annexe 9 : Diagnostic Collecteur D 1A Rejet 2.**

Collecteur D 1B Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	22.47		21.37				1.10											
<b>R2</b>	22.47	20.99	20.99	31.50	31.50	0.012	1.48	300	0.051	0.151								Suffisant
<b>R3</b>	22.02	20.38	20.38	39.20	70.70	0.016	1.64	300	0.115	0.173								Suffisant
<b>R4</b>	21.27	19.77	19.77	34.40	105.10	0.018	1.50	300	0.171	0.184								Suffisant
<b>R5</b>	20.75	19.43	19.23	17.85	122.95	0.019	1.52	300	0.200	0.191								Insuffisant
<b>R6</b>	19.98	18.53	18.01	24.50	147.45	0.029	1.97	300	0.240	0.234								Insuffisant
<b>R7</b>	19.63	17.29	16.79	20.70	168.15	0.035	2.84	300	0.274	0.258								Insuffisant
<b>R8</b>	17.35	15.75	15.25	40.70	208.85	0.026	2.10	300	0.340	0.221								Insuffisant
<b>R9</b>	16.08	14.04	13.54	14.10	222.95	0.086	2.54	300	0.363	0.405								Suffisant
<b>R10</b>	15.01	12.91	11.91	42.10	265.05	0.015	3.10	300	0.431	0.169								Insuffisant
<b>R11</b>	13.77	10.82	10.32	28.40	293.45	0.038	3.45	300	0.478	0.271								Insuffisant
<b>R12</b>	12.58	9.60	8.64	48.80	342.25	0.015	3.94	500	0.557	0.656								Suffisant
<b>R13</b>	11.45	7.10	6.10	30.30	372.55	0.051	5.35	500	0.606	1.217								Suffisant
<b>R5 1D</b>																		

**Annexe 10 : Diagnostic Collecteur D 1B Rejet 2.**

Collecteur D 1C Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	11.98		10.88				1.10											
<b>R2</b>	11.78	10.48	10.18	64.70	64.70	0.006	1.60	600	0.082	0.690	2.44	0.12	0.70	0.24	1.71	0.15	1.47	Suffisant
<b>R3</b>	11.85	9.91	9.91	29.10	93.80	0.009	1.94	600	0.119	0.845	2.99	0.14	0.74	0.26	2.21	0.16	1.79	Suffisant
<b>R4</b>	11.92	9.61	9.31	49.20	143.00	0.006	2.61	600	0.181	0.685	2.42	0.26	0.85	0.35	2.05	0.21	1.45	Suffisant
<b>R5</b>	11.81	8.91	8.41	35.00	178.00	0.011	3.40	600	0.225	0.938	3.32	0.24	0.83	0.34	2.76	0.20	1.99	Suffisant
<b>R6</b>	10.69	6.81	5.81	37.80	215.80	0.042	4.88	600	0.273	1.806	6.39	0.15	0.75	0.27	4.81	0.16	3.83	Suffisant
<b>R6 1D</b>	10.10																	

**Annexe 11 : Diagnostic Collecteur D 1C Rejet 2.**

Collecteur D D1 Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	11.84		11.84				0.00											
<b>R2</b>	11.84	8.21	7.42	29.80	29.80	0.122	4.42	800	0.333	6.596								Suffisant
<b>R3</b>	11.05	7.38	6.76	38.70	68.50	0.001	4.29	800	0.358	0.608								Suffisant
<b>R4</b>	10.54	6.74	5.79	40.00	108.50	0.000	4.75	800	0.546	0.423								Insuffisant
<b>R5</b>	10.17	5.71	5.64	12.20	120.70	0.007	4.53	800	1.160	1.530								Suffisant
<b>R6</b>	10.10	5.40	5.40	32.10	152.80	0.007	4.70	800	1.181	1.634								Suffisant
<b>R7</b>	9.55	5.09	5.09	24.50	177.30	0.013	4.46	800	1.196	2.126								Suffisant
<b>R8</b>	8.83	4.90	4.90	52.60	229.90	0.004	3.93	800	1.230	1.136								Insuffisant
<b>Rejet 2</b>	8.71																	

**Annexe 12 : Diagnostic Collecteur D 1D Rejet 2.**

Collecteur D 2A Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	49.97		49.11				0.86											
<b>R2</b>	49.58	48.08	48.08	13.50	13.50	0.076	1.50	300	1.730	0.382								Insuffisant
<b>R3</b>	49.06	47.45	47.45	20.40	33.90	0.031	1.61	300	1.749	0.243								Insuffisant
<b>R4</b>	48.09	46.59	46.59	9.90	43.80	0.087	1.50	300	1.759	0.407								Insuffisant
<b>R5</b>	47.96	45.56	45.56	15.60	59.40	0.066	2.40	600	1.773	2.255								Suffisant
<b>R6</b>	44.86	42.61	42.61	24.60	84.00	0.120	2.25	600	1.797	3.039								Suffisant
<b>R7</b>	43.74	41.76	41.76	29.70	113.70	0.029	1.98	600	1.825	1.485								Insuffisant
<b>R8</b>	42.80	40.86	40.86	15.70	129.40	0.057	1.94	600	1.840	2.101								Suffisant
<b>R9</b>	42.50	40.34	40.34	33.80	163.20	0.015	2.16	600	1.873	1.089								Insuffisant
<b>R10</b>	40.66	38.33	38.33	18.00	181.20	0.112	2.33	600	1.890	2.933								Suffisant
<b>R11</b>	38.48	36.08	36.08	24.20	205.40	0.093	2.40	600	1.913	2.676								Suffisant
<b>R12</b>	36.23	34.01	34.01	25.60	231.00	0.081	2.22	600	1.938	2.495								Suffisant
<b>R13</b>	34.36	32.03	32.03	33.50	264.50	0.059	2.33	600	1.970	2.134								Suffisant
<b>R14</b>	31.58	29.83	29.33	31.60	296.10	0.070	2.25	600	2.000	2.316								Suffisant
<b>R15</b>	31.12	27.99	26.99	20.80	316.90	0.064	4.13	600	2.020	2.227								Suffisant
<b>R1 2D</b>	27.97																	

**Annexe 13 : Diagnostic Collecteur D 2A Rejet 2.**





<b>R25</b>	29.65	28.07	28.07	6.30	573.20	0.010	1.58	600	0.640	0.856								Suffisant
<b>R26</b>	29.62	27.87	27.87	18.20	591.40	0.011	1.75	600	0.660	0.920								Suffisant
<b>R27</b>	29.09	27.59	27.59	13.60	605.00	0.021	1.50	600	0.675	1.259								Suffisant
<b>R28</b>	28.92	27.32	27.32	12.60	617.60	0.021	1.60	600	0.689	1.285								Suffisant
<b>R29</b>	28.48	26.99	26.99	15.90	633.50	0.021	1.49	600	0.707	1.264								Suffisant
<b>R1 2D</b>	27.97																	

**Annexe 14 : Diagnostic Collecteur D 2B Rejet 2.**

Collecteur D 2C Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	27.61		26.21				1.40											
<b>R2</b>	27.61	25.46	25.46	47.80	47.80	0.016	2.15	600	0.043	1.099	3.89	0.04	0.45	0.13	1.76	0.08	2.33	Suffisant
<b>R3</b>	26.13	24.15	24.15	28.90	76.70	0.045	1.98	600	0.069	1.868	6.61	0.04	0.44	0.12	2.92	0.07	3.97	Suffisant
<b>R4</b>	25.64	23.85	23.85	28.00	104.70	0.011	1.79	600	0.094	0.908	3.21	0.10	0.67	0.23	2.15	0.14	1.93	Suffisant
<b>R5</b>	24.96	23.04	23.04	79.40	184.10	0.010	1.92	600	0.165	0.886	3.14	0.19	0.79	0.30	2.48	0.18	1.88	Suffisant
<b>R6</b>	24.36	22.54	22.54	44.10	228.20	0.011	1.82	600	0.204	0.934	3.31	0.22	0.82	0.32	2.70	0.19	1.98	Suffisant
<b>R7</b>	24.03	22.22	22.22	45.20	273.40	0.007	1.81	600	0.244	0.738	2.61	0.33	0.89	0.39	2.31	0.24	1.57	Suffisant
<b>R8</b>	23.92	21.55	21.55	31.70	305.10	0.021	2.37	600	0.273	1.276	4.51	0.21	0.81	0.32	3.68	0.19	2.71	Suffisant
<b>R4 2D</b>	24.27																	

**Annexe 15 : Diagnostic Collecteur D 2C Rejet 2**

Collecteur D 2D Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	27.97		25.84				2.13											
<b>R2</b>	26.14	23.14	23.14	19.40	40.40	0.139	3.00	600	3.316	3.274								Insuffisant
<b>R3</b>	26.14	22.24	21.55	50.00	90.40	0.018	4.59	600	3.357	1.177								Insuffisant
<b>R4</b>	24.27	21.13	17.89	92.90	183.30	0.005	6.38	600	3.705	0.590								Insuffisant
<b>R5</b>	20.29	17.84	16.84	21.40	204.70	0.002	3.45	600	3.723	0.424								Insuffisant
<b>Rejet 2</b>	20.03																	

**Annexe 16 : Diagnostic Collecteur D 2D Rejet 2**

Collecteur D 3 Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	21.11		19.51				1.60											
<b>R2</b>	21.11	18.61	18.61	31.20	31.20	0.029	2.50	500	0.049	0.917								Suffisant
<b>R3</b>	17.56	15.22	15.22	37.90	69.10	0.089	2.34	500	0.109	1.614								Suffisant
<b>R4</b>	16.30	14.22	14.22	20.50	89.60	0.049	2.08	500	0.141	1.192								Suffisant
<b>R5</b>	15.07	12.75	12.75	16.30	105.90	0.090	2.32	500	0.167	1.621								Suffisant
<b>R6</b>	14.97	12.52	12.52	31.10	137.00	0.007	2.45	500	0.216	0.464								Suffisant
<b>R7</b>	13.93	11.53	11.53	16.20	153.20	0.061	2.40	500	0.241	1.334								Suffisant
<b>R8</b>	13.39	11.08	11.08	31.40	184.60	0.014	2.31	500	0.291	0.646								Suffisant
<b>R9</b>	12.91	10.72	10.72	5.40	190.00	0.067	2.19	500	0.300	1.393								Suffisant
<b>R10</b>	12.84	10.39	10.39	86.50	276.50	0.004	2.45	500	0.436	0.333								Insuffisant
<b>R11</b>	10.67	8.53	8.53	35.80	312.30	0.052	2.14	500	0.492	1.230								Suffisant
<b>R12</b>	10.15	7.93	7.93	40.00	352.30	0.015	2.22	500	0.555	0.661								Suffisant
<b>R13</b>	9.54	7.14	7.14	36.50	388.80	0.022	2.40	500	0.613	0.203								Insuffisant
<b>Rejet 2</b>	9.01																	

Annexe 17 : Diagnostic Collecteur D 3 Rejet 2.

Collecteur D 2A Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	21.74		21.74				0.00											
<b>R2</b>	21.74	19.80	19.80	23.90	23.90	0.081	1.94	600	0.019	2.500	8.85	0.01	0.28	0.06	2.45	0.03	5.31	Suffisant
<b>R3</b>	20.99	18.38	18.38	37.70	61.60	0.038	2.61	600	0.048	1.703	6.03	0.03	0.40	0.11	2.41	0.06	3.62	Suffisant
<b>R4</b>	19.45	17.82	17.82	29.60	91.20	0.019	1.63	600	0.072	1.207	4.27	0.06	0.54	0.17	2.30	0.10	2.56	Suffisant
<b>R5</b>	18.18	16.54	16.54	18.40	109.60	0.070	1.64	600	0.086	2.315	8.19	0.04	0.44	0.13	3.64	0.08	4.91	Suffisant
<b>R6</b>	17.99	15.57	15.57	30.90	140.50	0.031	2.42	600	0.110	1.555	5.50	0.07	0.58	0.18	3.19	0.11	3.30	Suffisant
<b>R7</b>	17.08	15.05	15.05	68.00	208.50	0.008	2.03	600	0.164	0.767	2.72	0.21	0.81	0.32	2.21	0.19	1.63	Suffisant
<b>R8</b>	15.00	12.14	12.14	30.80	239.30	0.094	2.86	600	0.188	2.698	9.55	0.07	0.58	0.18	5.49	0.11	5.73	Suffisant
<b>R9</b>	13.94	10.64	10.64	34.60	273.90	0.043	3.30	500	0.215	1.124	5.73	0.19	0.80	0.30	4.56	0.15	3.44	Suffisant
<b>R10</b>	12.79	8.97	8.97	43.00	316.90	0.039	3.82	500	0.249	1.064	5.42	0.23	0.83	0.33	4.49	0.17	3.25	Suffisant
<b>R11</b>	11.91	8.41	8.41	46.00	362.90	0.012	3.50	500	0.285	0.595	3.03	0.48	0.98	0.49	2.99	0.24	1.82	Suffisant
<b>R12</b>	11.63	8.16	8.16	40.70	403.60	0.006	3.47	600	0.317	0.688	2.43	0.46	0.97	0.48	2.37	0.29	1.46	Suffisant
<b>R11 A3</b>	11.56																	

**Annexe 18 : Diagnostic Collecteur A 1 Rejet 3.**

Collecteur D 2A Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	17.47		15.77				1.70											
<b>R2</b>	16.62	15.13	15.13	30.00	30.00	0.021	1.49	600	0.026	1.282	4.54	0.02	0.35	0.09	1.60	0.05	2.72	Suffisant
<b>R3</b>	15.62	14.17	14.17	29.50	59.50	0.033	1.45	600	0.051	1.583	5.60	0.03	0.42	0.11	2.35	0.07	3.36	Suffisant
<b>R4</b>	15.45	13.94	13.94	26.90	86.40	0.009	1.51	600	0.074	0.811	2.87	0.09	0.64	0.21	1.83	0.13	1.72	Suffisant
<b>R5</b>	14.83	13.33	13.33	27.60	114.00	0.022	1.50	600	0.097	1.305	4.62	0.07	0.59	0.19	2.73	0.11	2.77	Suffisant
<b>R6</b>	13.71	12.41	12.41	25.10	139.10	0.037	1.30	600	0.119	1.680	5.95	0.07	0.58	0.18	3.44	0.11	3.57	Suffisant
<b>R7</b>	13.03	11.74	11.74	31.20	170.30	0.021	1.29	600	0.145	1.286	4.55	0.11	0.69	0.24	3.14	0.14	2.73	Suffisant
<b>R8</b>	13.25	11.37	11.37	36.30	206.60	0.010	1.88	600	0.176	0.886	3.14	0.20	0.80	0.31	2.52	0.19	1.88	Suffisant
<b>R9</b>	12.98	11.01	11.01	26.20	232.80	0.014	1.97	600	0.199	1.029	3.64	0.19	0.80	0.30	2.90	0.18	2.18	Suffisant
<b>R10</b>	12.90	10.18	8.16	42.60	275.40	0.019	4.74	600	0.235	1.225	4.33	0.19	0.80	0.30	3.45	0.18	2.60	Suffisant
<b>R11 A3</b>	11.56																	

**Annexe 19 : Diagnostic Collecteur A 2 Rejet 3.**

Collecteur A 3 Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	20.82		19.82				1.00											
<b>R2</b>	20.82	17.86	17.86	37.70	37.70	0.052	2.96	600	0.073	2.001	7.08	0.04	0.44	0.12	3.12	0.07	4.25	Suffisant
<b>R3</b>	19.17	16.40	16.40	39.30	77.00	0.037	2.77	600	0.149	1.692	5.99	0.09	0.63	0.21	3.78	0.12	3.59	Suffisant
<b>R4</b>	18.26	15.48	15.48	37.20	114.20	0.025	2.78	600	0.221	1.380	4.88	0.16	0.76	0.28	3.73	0.17	2.93	Suffisant
<b>R5</b>	17.44	14.38	14.38	48.80	163.00	0.023	3.06	600	0.315	1.318	4.66	0.24	0.83	0.33	3.88	0.20	2.80	Suffisant
<b>R6</b>	15.94	13.42	13.42	43.10	206.10	0.022	2.52	600	0.398	1.310	4.63	0.30	0.87	0.38	4.03	0.23	2.78	Suffisant
<b>R7</b>	14.94	12.69	12.69	17.70	223.80	0.041	2.25	600	0.433	1.782	6.31	0.24	0.83	0.34	5.26	0.20	3.78	Suffisant
<b>R8</b>	14.79	12.05	12.05	53.20	277.00	0.012	2.74	600	0.535	0.963	3.41	0.56	1.03	0.54	3.52	0.32	2.04	Suffisant
<b>R9</b>	13.29	11.23	11.23	37.50	314.50	0.022	2.06	600	0.608	1.298	4.59	0.47	0.98	0.48	4.49	0.29	2.76	Suffisant
<b>R10</b>	12.44	10.78	10.78	44.80	359.30	0.010	1.66	600	0.694	0.880	3.11	0.79	1.10	0.66	3.43	0.40	1.87	Suffisant
<b>R11</b>	11.56	8.16	8.16	52.80	412.10	0.050	3.40	600	1.349	1.955	6.92	0.69	1.09	0.61	7.51	0.37	4.15	Suffisant
<b>R12</b>	10.34	7.59	7.59	40.30	452.40	0.014	2.75	800	1.426	2.248	4.47	0.63	1.07	0.58	4.78	0.46	2.68	Suffisant
<b>R13</b>	8.64	6.94	5.24	38.70	491.10	0.017	3.40	800	1.501	2.449	4.88	0.61	1.06	0.57	5.17	0.45	2.93	Suffisant
<b>Rejet 3</b>	5.04																	

Annexe 20 : Diagnostic Collecteur A 3 Rejet 3.

Collecteur C Rejet 4																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	21.72		19.99				1.73											
<b>R2</b>	20.72	19.12	19.12	14.30	14.30	0.061	1.60	300	0.011	0.341	4.83	0.03	0.43	0.12	2.06	0.04	2.90	Suffisant
<b>R3</b>	20.45	18.65	18.65	24.40	38.70	0.019	1.80	300	0.031	0.192	2.72	0.16	0.77	0.28	2.08	0.08	1.63	Suffisant
<b>R4</b>	20.45	18.20	18.20	14.30	53.00	0.031	2.25	300	0.042	0.245	3.47	0.17	0.78	0.29	2.70	0.09	2.08	Suffisant
<b>R5</b>	19.05	17.55	17.55	30.70	83.70	0.021	1.50	500	0.067	0.785	4.00	0.09	0.62	0.20	2.49	0.10	2.40	Suffisant
<b>R6</b>	18.34	16.83	16.83	30.10	113.80	0.024	1.51	500	0.091	0.835	4.25	0.11	0.68	0.23	2.90	0.12	2.55	Suffisant
<b>R7</b>	17.71	16.29	16.29	25.10	138.90	0.022	1.42	500	0.111	0.792	4.03	0.14	0.74	0.26	2.98	0.13	2.42	Suffisant
<b>R8</b>	17.51	16.15	15.75	13.60	152.50	0.010	1.76	500	0.122	0.548	2.79	0.22	0.82	0.32	2.29	0.16	1.67	Suffisant
<b>R9</b>	16.50	15.04	15.04	10.40	162.90	0.068	1.46	600	0.130	2.293	8.11	0.06	0.53	0.16	4.29	0.10	4.87	Suffisant
<b>R10</b>	15.46	14.01	14.01	17.00	179.90	0.061	1.45	600	0.144	2.160	7.64	0.07	0.56	0.18	4.32	0.11	4.59	Suffisant
<b>R11</b>	14.66	13.20	13.20	22.90	202.80	0.035	1.46	600	0.162	1.651	5.84	0.10	0.66	0.22	3.84	0.13	3.50	Suffisant
<b>R12</b>	13.84	12.54	12.54	30.90	233.70	0.021	1.30	600	0.187	1.283	4.54	0.15	0.75	0.27	3.38	0.16	2.72	Suffisant
<b>R13</b>	13.17	11.82	11.82	21.00	254.70	0.034	1.35	600	0.204	1.625	5.75	0.13	0.71	0.25	4.10	0.15	3.45	Suffisant
<b>R14</b>	12.70	11.24	11.24	21.00	275.70	0.028	1.46	600	0.220	1.458	5.16	0.15	0.75	0.27	3.89	0.16	3.10	Suffisant
<b>R15</b>	11.64	10.13	10.13	18.40	294.10	0.060	1.51	600	0.235	2.155	7.63	0.11	0.68	0.23	5.20	0.14	4.58	Suffisant
<b>R16</b>	9.76	7.66	7.66	51.10	345.20	0.048	2.10	600	0.276	1.929	6.83	0.14	0.74	0.27	5.07	0.16	4.10	Suffisant
<b>R17</b>	9.30	6.29	6.29	21.10	366.30	0.065	3.01	600	0.293	2.236	7.91	0.13	0.72	0.26	5.72	0.15	4.75	Suffisant
<b>Rejet 4</b>	6.80																	

**Annexe 21 : Diagnostic Collecteur C Rejet 4.**

N °R	Collecteur B1 Rejet 1																Observation	
	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)		V ac (m)
		amont	aval															
<b>R1</b>	57.92		56.45				3.86											
<b>R2</b>	55.93	54.44	54.44	47.50	47.50	0.042	1.49	300	0.191	0.284	4.02	0.67	1.08	0.60	4.35	0.18	2.41	Suffisant
<b>R3</b>	53.46	51.82	51.82	27.90	75.40	0.094	1.64	300	0.304	0.424	6.00	0.72	1.09	0.62	6.54	0.19	3.60	Suffisant
<b>R4</b>	51.46	49.60	49.60	26.60	102.00	0.083	1.86	300	0.411	0.860	6.85	0.48	0.98	0.49	6.74	0.20	4.11	Suffisant
<b>R5</b>	48.13	46.53	46.53	38.20	140.20	0.080	1.60	300	0.565	0.844	6.72	0.67	1.08	0.60	7.26	0.24	4.03	Suffisant
<b>R6</b>	44.88	43.33	43.33	31.40	171.60	0.102	1.55	300	0.691	0.950	7.57	0.73	1.09	0.63	8.27	0.25	4.54	Suffisant
<b>R7</b>	42.76	41.16	41.16	27.20	198.80	0.080	1.60	300	0.801	0.841	6.69	0.95	1.12	0.80	7.50	0.32	4.02	Suffisant
<b>R8</b>	39.95	38.96	36.00	29.80	228.60	0.074	3.95	300	0.921	1.466	7.47	0.63	1.07	0.58	7.97	0.29	4.48	Suffisant
<b>R9</b>	36.26	34.57	34.57	20.40	249.00	0.070	1.69	300	1.003	1.429	7.28	0.70	1.09	0.62	7.92	0.31	4.37	Suffisant
<b>R10</b>	33.15	32.46	32.46	51.50	300.50	0.041	0.69	600	1.210	1.776	6.29	0.68	1.08	0.60	6.81	0.36	3.77	Suffisant
<b>R11</b>	30.62	29.82	29.82	46.20	346.70	0.057	0.80	600	1.397	2.098	7.42	0.67	1.08	0.60	8.01	0.36	4.45	Suffisant
<b>R12</b>	28.82	27.82	27.82	20.10	366.80	0.099	1.00	600	1.478	1.701	8.67	0.87	1.11	0.72	9.63	0.36	5.20	Suffisant
<b>R13</b>	24.65	23.27	23.27	27.20	394.00	0.167	1.38	600	1.587	2.207	11.25	0.72	1.09	0.62	12.28	0.31	6.75	Suffisant
<b>R14</b>	23.63	21.50	20.50	21.10	415.10	0.084	3.13	600	1.672	2.542	8.99	0.66	1.08	0.59	9.68	0.36	5.40	Suffisant
<b>R15</b>	22.91	19.53	19.53	28.80	443.90	0.034	3.38	600	1.788	3.469	6.90	0.52	1.01	0.51	6.96	0.41	4.14	Suffisant
<b>R16</b>	22.47	18.99	18.99	10.60	454.50	0.051	3.48	600	1.831	1.981	7.01	0.92	1.12	0.77	7.84	0.46	4.21	Suffisant
<b>R17</b>	21.96	18.40	18.40	21.10	475.60	0.028	3.56	600	1.916	3.160	6.29	0.61	1.06	0.56	6.65	0.45	3.77	Suffisant
<b>R18</b>	21.22	18.10	18.10	24.00	499.60	0.012	3.12	600	2.012	2.113	4.21	0.95	1.12	0.80	4.72	0.64	2.52	Suffisant
<b>R19</b>	20.37	17.52	17.52	30.60	530.20	0.019	2.85	600	2.136	2.602	5.18	0.82	1.11	0.69	5.72	0.55	3.11	Suffisant
<b>R20</b>	19.70	17.00	17.00	29.00	559.20	0.018	2.70	600	2.253	2.531	5.04	0.89	1.11	0.74	5.61	0.59	3.02	Suffisant
<b>R21</b>	19.45	16.81	16.79	15.00	574.20	0.013	2.66	600	2.313	3.857	4.91	0.60	1.05	0.56	5.18	0.56	2.95	Suffisant
<b>R22</b>	19.08	16.53	16.53	18.90	593.10	0.014	2.55	600	2.389	4.019	5.12	0.59	1.05	0.56	5.39	0.56	3.07	Suffisant
<b>R23</b>	18.19	15.94	15.94	34.40	627.50	0.017	2.25	600	2.528	4.488	5.72	0.56	1.04	0.54	5.93	0.54	3.43	Suffisant
<b>R24</b>	17.44	15.59	15.59	29.20	656.70	0.012	1.85	600	2.645	3.752	4.78	0.71	1.09	0.62	5.20	0.62	2.87	Suffisant



<b>R25</b>	15.84	13.94	13.94	32.40	689.10	0.051	1.90	600	2.776	4.265	8.49	0.65	1.07	0.59	9.12	0.47	5.09	Suffisant
<b>R26</b>	14.96	13.31	13.31	31.70	720.80	0.020	1.65	600	2.903	4.831	6.15	0.60	1.06	0.56	6.49	0.56	3.69	Suffisant
<b>R27</b>	14.01	12.90	12.88	13.70	734.50	0.030	1.13	600	2.959	3.270	6.51	0.90	1.12	0.75	7.26	0.60	3.90	Suffisant
<b>R28</b>	13.34	12.30	12.16	23.60	758.10	0.025	1.18	600	5.088	5.372	6.84	0.95	1.12	0.79	7.67	0.79	4.11	Suffisant
<b>R29</b>	13.58	11.98	11.76	23.20	781.30	0.008	1.82	600	5.182	8.899	5.04	0.58	1.05	0.55	5.27	0.83	3.02	Suffisant
<b>R30</b>	13.13	11.40	10.81	36.30	817.60	0.010	2.32	600	5.328	5.549	4.91	0.96	1.12	0.81	5.51	0.97	2.95	Suffisant
<b>R31</b>	13.44	10.20	9.94	36.60	854.20	0.017	3.50	600	5.475	7.194	6.36	0.76	1.10	0.65	6.99	0.78	3.82	Suffisant
<b>R32</b>	13.44	9.46	9.30	36.40	890.60	0.013	4.14	600	5.622	6.399	5.66	0.88	1.11	0.73	6.30	0.88	3.40	Suffisant
<b>R33</b>	14.02	8.99	8.74	17.50	908.10	0.018	5.28	600	5.693	7.417	6.56	0.77	1.10	0.65	7.21	0.78	3.94	Suffisant
<b>Rejet1</b>	14.79																	

**Annexe 22 : Dimensionnement Collecteur B1 Rejet 1.**

Collecteur B1' Rejet 1																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	25.75		23.69				2.06											
<b>R2</b>	24.52	22.65	22.63	28.20	28.20	0.037	1.88	300	0.114	0.265	4.55	0.43	0.95	0.95	4.32	0.14	2.73	Suffisant
<b>R3</b>	23.08	21.59	21.58	35.00	63.20	0.030	1.50	400	0.255	0.513	4.09	0.50	1.00	1.00	4.07	0.20	2.45	Suffisant
<b>R4</b>	22.03	20.54	20.53	25.00	88.20	0.042	1.50	400	0.355	0.607	4.83	0.59	1.05	1.05	5.07	0.22	2.90	Suffisant
<b>R5</b>	21.12	19.49	19.48	23.80	112.00	0.044	1.64	400	0.451	0.622	4.95	0.73	1.09	1.09	5.41	0.26	2.97	Suffisant
<b>R6</b>	19.92	18.44	18.42	38.70	150.70	0.027	1.50	500	0.607	0.885	3.88	0.69	1.08	1.08	4.21	0.31	2.33	Suffisant
<b>R7</b>	18.78	17.38	17.37	64.30	215.00	0.016	1.41	600	0.866	1.116	3.01	0.78	1.10	1.10	3.32	0.41	1.81	Suffisant
<b>R8</b>	17.82	16.33	16.32	18.70	233.70	0.056	1.50	500	0.941	1.273	5.59	0.74	1.10	1.10	6.12	0.33	3.35	Suffisant
<b>R9</b>	16.88	15.28	15.26	23.40	257.10	0.044	1.61	500	1.036	1.138	5.00	0.91	1.12	1.12	5.58	0.40	3.00	Suffisant
<b>R10</b>	15.76	14.22	14.21	19.50	276.60	0.053	1.55	500	1.114	1.246	7.17	0.89	1.11	1.11	7.99	0.39	4.30	Suffisant
<b>R11</b>	14.64	13.17	13.17	33.40	310.00	0.031	1.47	600	1.249	1.549	5.48	0.81	1.10	1.10	6.05	0.42	3.29	Suffisant
<b>R12</b>	14.51	12.81	12.81	59.30	369.30	0.006	1.70	1000	1.488	2.670	2.42	0.56	1.03	1.03	2.50	0.54	1.45	Suffisant
<b>R13</b>	12.84	11.70	11.70	48.30	417.60	0.023	1.14	800	1.682	2.865	4.71	0.59	1.05	1.05	4.94	0.45	2.82	Suffisant
<b>R14</b>	13.39	10.86	10.86	64.60	482.20	0.013	2.53	800	1.942	2.155	3.54	0.90	1.12	1.12	3.95	0.63	2.12	Suffisant
<b>R15</b>	13.56	10.34	10.12	22.90	505.10	0.023	3.44	800	2.035	2.848	4.68	0.71	1.09	1.09	5.10	0.51	2.81	Suffisant
<b>R31</b>	13.34																	Suffisant

**Annexe 23 : Dimensionnement Collecteur B1' R31.**

N °R	Collecteur B3 Rejet 1																Observation	
	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)		V ac (m)
		amont	aval															
<b>R1</b>	108.39		107.69				0.70											
<b>R2</b>	98.74	97.03	94.40	16.50	16.50	0.646	4.34	300	0.098	1.111	15.72	0.09	0.63	0.21	9.94	0.06	9.43	Suffisant
<b>R3</b>	94.01	93.71	91.19	27.50	44.00	0.025	2.82	400	0.262	0.471	3.75	0.56	1.03	0.54	3.88	0.21	2.25	Suffisant
<b>R4</b>	93.14	90.19	88.90	14.30	58.30	0.070	4.24	300	0.348	0.365	5.17	0.95	1.12	0.80	5.80	0.24	3.10	Suffisant
<b>R5</b>	89.95	88.42	87.14	13.20	71.50	0.036	2.81	400	0.426	0.568	4.52	0.75	1.10	0.64	4.96	0.26	2.71	Suffisant
<b>R6</b>	87.65	86.25	84.99	11.10	82.60	0.080	2.66	400	0.492	0.843	6.71	0.58	1.05	0.55	7.03	0.22	4.03	Suffisant
<b>R7</b>	86.08	84.41	83.67	7.60	90.20	0.076	2.41	400	0.538	0.822	6.55	0.65	1.08	0.59	7.04	0.24	3.93	Suffisant
<b>R8</b>	84.14	82.57	79.06	21.70	111.90	0.051	5.08	400	0.667	0.670	5.34	1.00	1.12	0.85	5.99	0.34	3.20	Suffisant
<b>R9</b>	80.19	78.19	76.57	24.60	136.50	0.035	3.62	500	0.814	1.015	5.17	0.80	1.10	0.67	5.70	0.34	3.10	Suffisant
<b>R10</b>	76.67	74.57	71.06	20.60	157.10	0.097	5.61	500	0.936	1.682	8.57	0.56	1.03	0.54	8.85	0.27	5.14	Suffisant
<b>R11</b>	71.97	68.74	66.53	17.50	174.60	0.133	5.44	400	1.041	1.084	8.63	0.96	1.12	0.81	9.68	0.32	5.18	Suffisant
<b>R12</b>	65.74	64.04	61.47	33.90	208.50	0.073	4.27	500	1.243	1.463	7.45	0.85	1.11	0.71	8.26	0.35	4.47	Suffisant
<b>R13</b>	61.43	58.03	56.51	23.80	232.30	0.145	4.92	500	1.385	2.052	10.45	0.67	1.08	0.60	11.31	0.30	6.27	Suffisant
<b>R14</b>	56.15	54.57	53.57	18.80	251.10	0.103	2.58	500	1.497	1.734	8.83	0.86	1.11	0.72	9.81	0.36	5.30	Suffisant
<b>R15</b>	54.04	52.41	51.44	52.40	303.50	0.022	2.60	800	1.809	2.812	5.60	0.64	1.07	0.58	6.00	0.47	3.36	Suffisant
<b>R16</b>	51.56	49.80	49.00	46.00	349.50	0.036	2.56	800	2.083	3.569	7.10	0.58	1.05	0.55	7.44	0.44	4.26	Suffisant
<b>R17</b>	50.08	48.26	46.77	35.60	385.10	0.021	3.31	800	2.296	2.725	5.42	0.84	1.11	0.70	6.01	0.56	3.25	Suffisant
<b>R18</b>	46.94	45.31	44.31	10.20	395.30	0.143	2.63	600	2.356	3.320	11.75	0.71	1.09	0.62	12.80	0.37	7.05	Suffisant
<b>R19</b>	44.00	42.44	42.39	21.00	416.30	0.089	1.61	600	2.482	2.619	9.27	0.95	1.12	0.79	10.38	0.48	5.56	Suffisant
<b>R20</b>	43.94	42.00	41.91	26.10	442.40	0.015	2.03	1000	2.637	4.189	5.34	0.63	1.07	0.58	5.69	0.58	3.20	Suffisant
<b>R21</b>	43.23	41.68	41.60	7.30	449.70	0.032	1.63	800	2.681	3.355	6.68	0.80	1.10	0.67	7.36	0.54	4.01	Suffisant
<b>R22</b>	42.04	40.99	40.99	12.10	461.80	0.050	1.05	800	2.753	4.244	8.45	0.65	1.07	0.59	9.07	0.47	5.07	Suffisant
<b>R23</b>	41.99	40.52	40.52	22.00	483.80	0.021	1.47	1000	2.884	5.009	6.38	0.58	1.04	0.55	6.66	0.55	3.83	Suffisant
<b>R24</b>	41.66	40.16	39.34	22.10	505.90	0.016	2.32	1000	3.016	4.374	5.57	0.69	1.09	0.61	6.05	0.61	3.34	Suffisant

<b>R25</b>	39.69	38.26	37.75	12.30	518.20	0.088	1.94	800	3.016	5.600	11.15	0.54	1.02	0.53	11.40	0.42	6.69	Suffisant
<b>R26</b>	37.67	36.27	35.74	29.80	548.00	0.050	1.93	800	3.193	4.212	8.38	0.76	1.10	0.65	9.20	0.52	5.03	Suffisant
<b>R27</b>	35.32	33.96	33.36	27.70	575.70	0.064	1.96	800	3.358	4.791	9.54	0.70	1.09	0.61	10.38	0.49	5.72	Suffisant
<b>R28</b>	32.85	30.30	30.30	48.60	624.30	0.063	2.55	1000	6.659	8.599	10.95	0.77	1.10	0.66	12.05	0.66	6.57	Suffisant
<b>R29</b>	31.41	29.90	29.90	34.10	658.40	0.012	1.51	1500	6.862	10.943	6.20	0.63	1.07	0.58	6.61	0.86	3.72	Suffisant
<b>R30</b>	30.93	29.61	29.60	27.10	685.50	0.011	1.33	1500	7.024	10.452	5.92	0.67	1.08	0.60	6.40	0.90	3.55	Suffisant
<b>R31</b>	30.63	29.24	29.20	30.70	716.20	0.012	1.43	1500	7.207	10.941	6.19	0.66	1.08	0.59	6.67	0.89	3.72	Suffisant
<b>R32</b>	30.19	28.72	28.61	15.80	732.00	0.030	1.58	1200	7.301	9.713	8.59	0.75	1.10	0.64	9.42	0.77	5.16	Suffisant
<b>R33</b>	29.81	28.08	28.08	13.40	745.40	0.040	1.73	1200	7.381	11.082	9.80	0.67	1.08	0.60	10.58	0.72	5.88	Suffisant
<b>R34</b>	29.35	27.88	27.58	17.70	763.10	0.011	1.77	1500	7.486	10.740	6.08	0.70	1.09	0.61	6.61	0.92	3.65	Suffisant
<b>Rejet1</b>	29.27																	

**Annexe 24 : Dimensionnement Collecteur B3 Rejet 1.**

Collecteur B4 Rejet 1																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	24.23		22.63				1.60											
<b>R2</b>	23.23	21.76	21.76	34.20	34.20	0.025	1.47	300	0.030	0.861	4.39	0.03	0.43	0.12	1.90	0.06	2.63	Suffisant
<b>R3</b>	22.25	20.55	20.55	29.90	64.10	0.040	1.70	300	0.056	1.086	5.53	0.05	0.51	0.15	2.82	0.08	3.32	Suffisant
<b>R4</b>	21.30	19.61	19.31	40.80	104.90	0.023	1.99	300	0.092	0.819	4.17	0.11	0.69	0.24	2.88	0.12	2.50	Suffisant
<b>R5</b>	20.28	18.43	18.43	44.10	149.00	0.020	1.85	300	0.131	0.762	3.88	0.17	0.78	0.29	3.02	0.14	2.33	Suffisant
<b>R6</b>	19.48	18.22	17.72	6.70	155.70	0.031	1.76	300	0.137	0.955	4.87	0.14	0.74	0.27	3.61	0.13	2.92	Suffisant
<b>R7</b>	17.98	16.58	16.08	70.50	226.20	0.016	1.90	400	0.199	0.686	3.50	0.29	0.86	0.37	3.01	0.18	2.10	Suffisant
<b>R8</b>	15.80	14.20	14.20	51.60	277.80	0.036	1.60	300	0.244	1.030	5.25	0.24	0.83	0.33	4.36	0.17	3.15	Suffisant
<b>R9</b>	14.40	12.80	12.80	48.40	326.20	0.029	1.60	400	0.287	0.918	4.68	0.31	0.87	0.38	4.09	0.19	2.81	Suffisant
<b>R10</b>	12.92	11.74	11.64	12.60	338.80	0.084	1.28	300	0.298	1.565	7.98	0.19	0.80	0.30	6.34	0.15	4.79	Suffisant
<b>R11</b>	11.78	11.19	10.98	64.70	403.50	0.007	0.80	500	0.354	0.450	2.29	0.79	1.10	0.66	2.53	0.33	1.38	Suffisant
<b>R12</b>	12.30	10.74	10.74	63.00	466.50	0.004	1.56	600	0.410	0.542	1.92	0.76	1.10	0.65	2.10	0.39	1.15	Suffisant
<b>R13</b>	12.91	10.33	10.30	63.70	530.20	0.010	2.61	500	0.466	0.545	2.78	0.85	1.11	0.71	3.08	0.35	1.67	Suffisant
<b>R14</b>	12.94																	

**Annexe 25 : Dimensionnement Collecteur B4 Rejet 1.**

Collecteur D 1B Rejet 1																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	22.47		21.37				1.10											
<b>R2</b>	22.47	20.99	20.99	31.50	31.50	0.012	1.48	300	0.051	0.151	2.14	0.34	0.89	0.40	1.91	0.12	1.28	Suffisant
<b>R3</b>	22.02	20.38	20.38	39.20	70.70	0.016	1.64	300	0.115	0.173	2.45	0.67	1.08	0.60	2.64	0.18	1.47	Suffisant
<b>R4</b>	21.27	19.77	19.77	34.40	105.10	0.018	1.50	300	0.171	0.184	2.61	0.93	1.12	0.78	2.91	0.23	1.56	Suffisant
<b>R5</b>	20.75	19.43	19.23	17.85	122.95	0.019	1.52	400	0.200	0.411	3.27	0.49	0.99	0.49	3.24	0.20	1.96	Suffisant
<b>R6</b>	19.98	18.53	18.01	24.50	147.45	0.029	1.97	400	0.240	0.503	4.01	0.48	0.98	0.49	3.94	0.20	2.40	Suffisant
<b>R7</b>	19.63	17.29	16.79	20.70	168.15	0.035	2.84	400	0.273	0.555	4.42	0.49	0.99	0.50	4.39	0.20	2.65	Suffisant
<b>R8</b>	17.35	15.75	15.25	40.70	208.85	0.026	2.10	400	0.340	0.476	3.79	0.71	1.09	0.62	4.13	0.25	2.27	Suffisant
<b>R9</b>	16.08	14.04	13.54	14.10	222.95	0.086	2.54	300	0.363	0.405	5.73	0.90	1.11	0.74	6.39	0.22	3.44	Suffisant
<b>R10</b>	15.01	12.91	11.91	42.10	265.05	0.015	3.10	500	0.431	0.660	3.36	0.65	1.08	0.59	3.62	0.29	2.02	Suffisant
<b>R11</b>	13.77	10.82	10.32	28.40	293.45	0.038	3.45	400	0.477	0.583	4.64	0.82	1.10	0.68	5.13	0.27	2.79	Suffisant
<b>R12</b>	12.58	9.60	8.64	48.80	342.25	0.015	3.94	500	0.557	0.656	3.34	0.85	1.11	0.71	3.70	0.35	2.00	Suffisant
<b>R13</b>	11.45	7.10	6.10	30.30	372.55	0.051	5.35	500	0.606	1.217	6.20	0.50	1.00	0.50	6.18	0.25	3.72	Suffisant
<b>R5 1D</b>	10.17																	

**Annexe 26 : Dimensionnement Collecteur D 1B Rejet 2.**

Collecteur D 1D Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	11.84		11.84				0.00											
<b>R2</b>	11.84	8.21	7.42	29.80	29.80	0.122	4.42	800	0.333	6.596	13.13	0.05	0.50	0.15	6.61	0.12	7.88	Suffisant
<b>R3</b>	11.05	7.38	6.76	38.70	68.50	0.001	4.29	800	0.358	0.608	1.21	0.59	1.05	0.56	1.27	0.44	0.73	Suffisant
<b>R4</b>	10.54	6.74	5.79	40.00	108.50	0.000	4.75	1000	0.546	0.766	0.98	0.71	1.09	0.62	1.06	0.62	0.59	Suffisant
<b>R5</b>	10.17	5.71	5.64	12.20	120.70	0.007	4.53	800	1.160	1.530	3.05	0.76	1.10	0.65	3.34	0.52	1.83	Suffisant
<b>R6</b>	10.10	5.40	5.40	32.10	152.80	0.007	4.70	800	1.181	1.634	3.25	0.72	1.09	0.63	3.55	0.50	1.95	Suffisant
<b>R7</b>	9.55	5.09	5.09	24.50	177.30	0.013	4.46	800	1.196	2.126	4.23	0.56	1.04	0.54	4.39	0.43	2.54	Suffisant
<b>R8</b>	8.83	4.90	4.90	52.60	229.90	0.004	3.93	1000	1.230	2.060	2.62	0.60	1.05	0.56	2.76	0.56	1.57	Suffisant
<b>Rejet 2</b>	8.71																	

**Annexe 27 : Dimensionnement Collecteur D 1D Rejet 2.**

Collecteur D 2A Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	49.97		49.11				0.86											
<b>R2</b>	49.58	48.08	48.08	13.50	13.50	0.076	1.50	600	1.730	2.424	8.58	0.71	1.09	0.62	9.35	0.37	5.15	Suffisant
<b>R3</b>	49.06	47.45	47.45	20.40	33.90	0.031	1.61	800	1.749	3.321	6.61	0.53	1.02	0.52	6.71	0.42	3.97	Suffisant
<b>R4</b>	48.09	46.59	46.59	9.90	43.80	0.087	1.50	600	1.759	2.587	9.15	0.68	1.08	0.60	9.91	0.36	5.49	Suffisant
<b>R5</b>	47.96	45.56	45.56	15.60	59.40	0.066	2.40	600	1.773	2.255	7.98	0.79	1.10	0.66	8.79	0.40	4.79	Suffisant
<b>R6</b>	44.86	42.61	42.61	24.60	84.00	0.120	2.25	600	1.797	3.039	10.75	0.59	1.05	0.56	11.30	0.33	6.45	Suffisant
<b>R7</b>	43.74	41.76	41.76	29.70	113.70	0.029	1.98	800	1.825	3.197	6.36	0.57	1.04	0.55	6.62	0.44	3.82	Suffisant
<b>R8</b>	42.80	40.86	40.86	15.70	129.40	0.057	1.94	600	1.840	2.101	7.44	0.88	1.11	0.73	8.27	0.44	4.46	Suffisant
<b>R9</b>	42.50	40.34	40.34	33.80	163.20	0.015	2.16	800	1.873	2.344	4.67	0.80	1.10	0.67	5.15	0.54	2.80	Suffisant
<b>R10</b>	40.66	38.33	38.33	18.00	181.20	0.112	2.33	600	1.890	2.933	10.38	0.64	1.07	0.59	11.13	0.35	6.23	Suffisant
<b>R11</b>	38.48	36.08	36.08	24.20	205.40	0.093	2.40	600	1.913	2.676	9.47	0.71	1.09	0.62	10.33	0.37	5.68	Suffisant
<b>R12</b>	36.23	34.01	34.01	25.60	231.00	0.081	2.22	600	1.938	2.495	8.83	0.78	1.10	0.66	9.71	0.39	5.30	Suffisant
<b>R13</b>	34.36	32.03	32.03	33.50	264.50	0.059	2.33	600	1.970	2.134	7.55	0.92	1.12	0.77	8.44	0.46	4.53	Suffisant
<b>R14</b>	31.58	29.83	29.33	31.60	296.10	0.070	2.25	600	2.000	2.316	8.19	0.86	1.11	0.72	9.10	0.43	4.92	Suffisant
<b>R15</b>	31.12	27.99	26.99	20.80	316.90	0.064	4.13	600	2.020	2.227	7.88	0.91	1.12	0.75	8.79	0.45	4.73	Suffisant
<b>R1 2D</b>	27.97																	

**Annexe 28 : Dimensionnement Collecteur D 2A Rejet 2.**



N °R	Collecteur D 2B Rejet 2																Observation	
	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)		V ac (m)
		amont	aval															
<b>R1</b>	50.64		49.34				1.30											
<b>R2</b>	50.64	49.20	49.20	15.80	15.80	0.009	1.44	300	0.018	0.130	1.84	0.14	0.73	0.26	1.35	0.08	1.10	Suffisant
<b>R3</b>	50.36	48.86	48.81	22.50	38.30	0.015	1.55	300	0.043	0.170	2.40	0.25	0.84	0.34	2.02	0.10	1.44	Suffisant
<b>R4</b>	50.21	48.51	48.51	17.10	55.40	0.018	1.70	300	0.062	0.183	2.59	0.34	0.89	0.40	2.31	0.12	1.55	Suffisant
<b>R5</b>	49.48	48.01	48.01	33.80	89.20	0.015	1.47	300	0.100	0.168	2.38	0.59	1.05	0.56	2.50	0.17	1.43	Suffisant
<b>R6</b>	48.64	47.04	47.04	19.90	109.10	0.049	1.60	300	0.122	0.305	4.32	0.40	0.93	0.44	4.02	0.13	2.59	Suffisant
<b>R7</b>	47.82	46.47	46.47	20.20	129.30	0.028	1.35	300	0.144	0.232	3.29	0.62	1.06	0.57	3.50	0.17	1.97	Suffisant
<b>R8</b>	47.43	45.62	45.62	20.70	150.00	0.041	1.81	300	0.167	0.280	3.96	0.60	1.05	0.56	4.18	0.17	2.38	Suffisant
<b>R9</b>	46.42	44.82	44.82	24.90	174.90	0.032	1.60	300	0.195	0.248	3.51	0.79	1.10	0.66	3.86	0.20	2.10	Suffisant
<b>R10</b>	45.72	44.12	44.12	19.70	194.60	0.036	1.60	300	0.217	0.261	3.69	0.83	1.11	0.69	4.08	0.21	2.21	Suffisant
<b>R11</b>	44.62	43.02	43.02	32.30	226.90	0.034	1.60	300	0.253	0.255	3.61	0.99	1.12	0.84	4.05	0.25	2.17	Suffisant
<b>R12</b>	44.32	42.42	41.77	17.00	243.90	0.035	2.55	400	0.272	0.559	4.45	0.49	0.99	0.49	4.41	0.20	2.67	Suffisant
<b>R13</b>	43.10	41.72	40.72	53.00	296.90	0.001	2.38	800	0.331	0.581	1.16	0.57	1.04	0.55	1.20	0.44	0.69	Suffisant
<b>R14</b>	38.46	36.66	36.66	37.80	334.70	0.107	1.80	600	0.373	2.876	10.18	0.13	0.72	0.25	7.34	0.15	6.11	Suffisant
<b>R15</b>	38.00	36.00	36.00	44.20	378.90	0.015	2.00	600	0.423	1.072	3.79	0.39	0.93	0.43	3.52	0.26	2.28	Suffisant
<b>R16</b>	37.10	35.35	35.35	50.00	428.90	0.013	1.75	600	0.479	1.001	3.54	0.48	0.98	0.49	3.48	0.29	2.12	Suffisant
<b>R17</b>	33.92	32.22	31.72	36.50	465.40	0.086	2.20	600	0.519	2.570	9.09	0.20	0.81	0.31	7.32	0.19	5.46	Suffisant
<b>R18</b>	31.93	30.10	30.10	17.50	482.90	0.093	1.83	600	0.539	2.670	9.45	0.20	0.81	0.31	7.61	0.19	5.67	Suffisant
<b>R19</b>	31.57	29.32	29.32	13.30	496.20	0.059	2.25	600	0.554	2.125	7.52	0.26	0.84	0.35	6.35	0.21	4.51	Suffisant
<b>R20</b>	30.32	28.83	28.83	29.60	525.80	0.017	1.49	600	0.587	1.129	4.00	0.52	1.01	0.51	4.04	0.31	2.40	Suffisant
<b>R21</b>	29.81	28.67	28.67	12.20	538.00	0.013	1.14	600	0.600	1.005	3.56	0.60	1.05	0.56	3.75	0.34	2.13	Suffisant
<b>R22</b>	29.71	28.41	28.41	10.50	548.50	0.025	1.30	600	0.612	1.381	4.89	0.44	0.96	0.47	4.69	0.28	2.93	Suffisant
<b>R23</b>	29.72	28.32	28.32	9.60	558.10	0.009	1.40	600	0.623	0.850	3.01	0.73	1.09	0.63	3.29	0.38	1.80	Suffisant
<b>R24</b>	29.70	28.13	28.13	8.80	566.90	0.022	1.57	600	0.633	1.290	4.56	0.49	0.99	0.50	4.53	0.30	2.74	Suffisant

<b>R25</b>	29.65	28.07	28.07	6.30	573.20	0.010	1.58	600	0.633	0.856	3.03	0.74	1.09	0.64	3.32	0.38	1.82	Suffisant
<b>R26</b>	29.62	27.87	27.87	18.20	591.40	0.011	1.75	600	0.653	0.920	3.26	0.71	1.09	0.62	3.55	0.37	1.95	Suffisant
<b>R27</b>	29.09	27.59	27.59	13.60	605.00	0.021	1.50	600	0.668	1.259	4.46	0.53	1.02	0.52	4.54	0.31	2.67	Suffisant
<b>R28</b>	28.92	27.32	27.32	12.60	617.60	0.021	1.60	600	1.246	1.285	4.55	0.97	1.12	0.82	5.10	0.49	2.73	Suffisant
<b>R29</b>	28.48	26.99	26.99	15.90	633.50	0.021	1.49	600	1.263	1.264	4.47	1.00	1.12	0.85	5.02	0.51	2.68	Suffisant
<b>R1 2D</b>	27.97																	

### Annexe 29 : Dimensionnement Collecteur D 2B Rejet 2

N °R	Collecteur D 2D Rejet 2																	Observation
	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	
		amont	aval															
<b>R1</b>	27.97		25.84				2.13											
<b>R2</b>	26.14	23.14	23.14	19.40	40.40	0.139	3.00	800	3.316	7.051	14.03	0.47	0.98	0.48	13.74	0.39	8.42	Suffisant
<b>R3</b>	26.14	22.24	21.55	50.00	90.40	0.018	4.59	1000	3.357	4.598	5.86	0.73	1.09	0.63	6.40	0.63	3.51	Suffisant
<b>R4</b>	24.27	21.13	17.89	92.90	183.30	0.005	6.38	1200	3.705	3.747	3.31	0.99	1.12	0.84	3.72	1.01	1.99	Suffisant
<b>R5</b>	20.29	17.84	16.84	21.40	204.70	0.002	3.45	1500	3.723	4.884	2.77	0.76	1.10	0.65	3.04	0.97	1.66	Suffisant
<b>Rejet 2</b>	20.03																	

### Annexe 30 : Dimensionnement Collecteur D 2D Rejet 2.

Collecteur D 3 Rejet 2																		
N °R	CTN (m)	Cote fil d'eau		D part (m)	D cum (m)	P hyd %	Prof (m)	D (mm)	Q cum (m3/s)	Q ps (m3/s)	V ps (m/s)	rQ	rV	rH	V (m/s)	H (m)	V ac (m)	Observation
		amont	aval															
<b>R1</b>	21.11		19.51				1.60											
<b>R2</b>	21.11	18.61	18.61	31.20	31.20	0.029	2.50	500	0.049	0.917	4.67	0.05	0.52	0.16	2.41	0.08	2.80	Suffisant
<b>R3</b>	17.56	15.22	15.22	37.90	69.10	0.089	2.34	500	0.109	1.614	8.22	0.07	0.57	0.18	4.67	0.09	4.93	Suffisant
<b>R4</b>	16.30	14.22	14.22	20.50	89.60	0.049	2.08	500	0.141	1.192	6.07	0.12	0.70	0.24	4.26	0.12	3.64	Suffisant
<b>R5</b>	15.07	12.75	12.75	16.30	105.90	0.090	2.32	500	0.167	1.621	8.26	0.10	0.67	0.23	5.52	0.11	4.96	Suffisant
<b>R6</b>	14.97	12.52	12.52	31.10	137.00	0.007	2.45	500	0.216	0.464	2.36	0.46	0.97	0.48	2.31	0.24	1.42	Suffisant
<b>R7</b>	13.93	11.53	11.53	16.20	153.20	0.061	2.40	500	0.241	1.334	6.80	0.18	0.79	0.30	5.35	0.15	4.08	Suffisant
<b>R8</b>	13.39	11.08	11.08	31.40	184.60	0.014	2.31	500	0.290	0.646	3.29	0.45	0.96	0.47	3.18	0.24	1.98	Suffisant
<b>R9</b>	12.91	10.72	10.72	5.40	190.00	0.067	2.19	500	0.299	1.393	7.10	0.21	0.81	0.32	5.79	0.16	4.26	Suffisant
<b>R10</b>	12.84	10.39	10.39	86.50	276.50	0.004	2.45	600	0.435	0.542	1.92	0.80	1.10	0.67	2.12	0.40	1.15	Suffisant
<b>R11</b>	10.67	8.53	8.53	35.80	312.30	0.052	2.14	500	0.491	1.230	6.27	0.40	0.93	0.44	5.83	0.22	3.76	Suffisant
<b>R12</b>	10.15	7.93	7.93	40.00	352.30	0.015	2.22	500	0.554	0.661	3.37	0.84	1.11	0.70	3.73	0.35	2.02	Suffisant
<b>R13</b>	9.54	7.14	7.14	36.50	388.80	0.022	2.40	500	0.612	0.794	4.05	0.77	1.10	0.65	4.45	0.33	2.43	Suffisant
<b>Rejet 2</b>	9.01																	

**Annexe 31 : Dimensionnement Collecteur D 3 Rejet 2.**