



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Echahid HAMMA Lakhdar - El-Oued

Faculté de technologie

Département d'Hydraulique & Génie Civile

## **Mémoire de fin d'études**

En vue de l'obtention du diplôme

de master en hydraulique

**Thème**

---

---

**Étude extensive du réseau d'assainissement de la cité Rhimel-Est  
à la commune d'El-Oued (W.El-Oued)**

---

---

Présenté par :

Encadré par :

M<sup>r</sup> CHIKHA BELGACEM Yacine M<sup>r</sup> BENMEBAREK Mourad

Devant le jury composé de :

Présidente : M<sup>r</sup>

Examineurs : M<sup>r</sup>

M<sup>r</sup>

(Université Echahid HAMA Lakhdar - El-Oued)



## *Remerciement*

*Je remercie tout d'abord Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la chance et le courage pour réaliser ce travail.*

*Qu'il me soit permis de présenter mes vifs remerciements à M<sup>r</sup>BENMEBAREK Mourad d'avoir accepté de m'encadrer lors du présent travail et les précieux conseils qu'elle a bien voulu prodiguer pour cibler les aspects traités dans ce rapport technique.*

*Je remercie tout particulièrement mes parents et mes frères, pour leurs aides, pour leurs patiences, leurs soutiens moraux et leurs confiances le long de ma formation. Je les remercie très sincèrement, d'avoir tout fait pour que je réalise mon rêve de devenir un cadre en hydraulique.*

*Je tiens également à adresser mes vifs remerciements au monsieur GHOMRI Ali pour son aide durant la période de collection des données et tout au long de mon travail.*

*Mes remerciements également à tous ceux qui ont contribué à ma formation et particulièrement les enseignants de département de l'hydraulique à l'université d'El-Oued, et mon respect aux membres de jury qui feront l'honneur d'apprécier mon travail. Enfin, je ne veux pas oublier de remercier tous mes amis qui m'ont été d'un soutien que ce soit moral ou matériel, et qui ont contribué de près ou de loin à m'aider.*

*Merci.*

*Je dédie ce modeste Travail :*

*A mes très chers parents que Dieu les protège*

*A mes chers frères et sœurs qui seront toujours présent dans mes  
pensées, j'espère que Dieu les protège*

*A tous mes amis*

## ملخص

التكتل السكاني احي الرمال شرق، هي تمدد سكاني لحي الرمال لمدينة وادي سوف، هذا الحي الجديد لا يتوفر به أي شبكة للصرف الصحي، وكذلك اي نظام للتخلص من المياه القدرة، والنمو المتسارع للسكان يزيد حجم المشاكل المطروحة.

إن الهدف من عملنا هو إنشاء مشروع لنظام الصرف الصحي للمياه العادمة ومياه الأمطار، لجمع كل هذه المياه من أصناف مختلفة، ونقلها إلى نقطة التجمع النهائي، التي تضمن الاحتياجات الهيدروليكية والتقنية لحي الرمال شرق. الكلمات المفتاحية: التكتل السكاني، الرمال، الصرف الصحي، المياه.

## Résumé

L'agglomération Rhimel-Est, est une nouvelle cité extensive de la cité Rhimel, qui ne dispose d'aucun réseau d'assainissement, de même, les fosses septiques sont inexistantes, et l'accroissement accéléré de la population favorise l'ampleur des problèmes suscités.

Le but de notre travail, est de projeter un réseau extensif d'évacuation des eaux usées et pluviales, permettant de collecter toutes ces eaux des différentes natures et les transférer vers un regard existant, puis vers le rejet final, dont ce réseau répond aux besoins hydraulique et technique de la cité Rhimel-Est.

## Abstract

The Rimmel East agglomeration is a new extensive city Rhimel, which has no sewage system, as well, septic systems are nonexistent, and the accelerated growth of the population favors the magnitude of problems arising.

The objective of our work is to project an extensive drainage system of wastewater and rainwater, to collect all these waters of different natures and transfer them to an existing look, and then to the final rejection, which the network meets the need hydraulic and technical of the Rhimel East city.

## Table des matières

ملخص.....	iii
Résumé .....	iii
Abstract .....	iii
Table des matières.....	iv
Liste des figures.....	vii
Liste des tableaux.....	viii
Introduction générale .....	1
Chapitre I : Présentation de la région d'étude .....	3
I.1. Introduction .....	3
I.2. Description générale de la zone d'étude.....	3
I.3. Situation géologique .....	4
I.4. Situation topographique.....	4
I.5. Situation climatique .....	5
I.5.1. Les vents.....	5
I.5.2. Humidité .....	6
I.5.3. Température.....	7
I.5.4. Les précipitations.....	8
I.6. Situation démographique .....	9
I.7. Problématiques .....	11
I.8. Conclusion.....	12
Chapitre II : Estimation de débits des eaux usées et pluviales.....	13
II.1. Introduction.....	13
II.2. Evolution de la population aux différents horizons d'étude.....	13
II.3. Evolution de la consommation moyenne journalière.....	15
II.3.1. Besoins domestiques.....	15
II.3.2. Besoins publics.....	15
II.3.3. Besoins commerciaux et industriels.....	16
II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière .....	16
II.5. Détermination des consommations maximales journalières et horaires.....	17
II.5.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{\max j}$ ).....	17
II.6. Evaluation des débits d'eaux usées.....	18
II.6.1. Nature des eaux usées à évacuer .....	19
II.6.2. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer .....	19

II.6.3.	Evaluation du débit de pointe .....	20
II.7.	Evaluation des débits d'eaux pluviales.....	20
II.7.1.	La méthode rationnelle.....	21
II.7.2.	La méthode superficielle (méthode de Caquot).....	23
II.7.3.	Choix de la méthode.....	24
II.7.4.	Application de la méthode rationnelle à la cité Rhimel-Est .....	24
II.7.5.	Données statistiques.....	25
II.7.6.	Choix de la période de retour.....	27
II.7.7.	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	27
II.7.8.	Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari .....	30
II.8.	Conclusion .....	31
Chapitre III :	Calcul hydraulique du réseau d'assainissement.....	32
III.1.	Introduction.....	32
III.2.	Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales .....	32
III.2.1.	Systèmes fondamentaux.....	32
III.2.2.	Système pseudo séparatif .....	33
III.2.3.	Système composite.....	33
III.2.4.	Systèmes spéciaux .....	33
III.3.	Choix du système d'évacuation .....	33
III.4.	Schémas d'évacuation .....	34
III.4.1.	Schéma perpendiculaire .....	34
III.4.2.	Schéma par déplacement latéral .....	35
III.4.3.	Schéma à collecteur transversal ou oblique .....	35
III.4.4.	Schéma à collecteur étagé.....	35
III.4.5.	Schéma type radial .....	36
III.5.	Choix du schéma du réseau d'évacuation .....	36
III.6.	Type de canalisation.....	37
III.6.1.	Conduites en béton non armé.....	37
III.6.2.	Conduites en béton armé.....	37
III.6.3.	Conduites en amiante-ciment.....	37
III.6.4.	Conduites en grés.....	38
III.6.5.	Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié .....	38
III.6.6.	Choix du type de canalisation.....	38
III.7.	Conception du réseau .....	38
III.8.	Présentation des variantes du schéma directeur .....	39

III.8.1. Mode de calcul.....	40
III.9. Conclusion .....	47
Chapitre IV : Pose de canalisations et éléments du réseau d'égout .....	48
IV.1. Introduction.....	48
IV.2. Pose de canalisations.....	48
IV.2.1. Aménagement du lit de pose .....	49
IV.2.2. La mise en place de la canalisation.....	50
IV.2.3. Construction des regards .....	50
IV.2.4. Remblai des tranchés.....	50
IV.3. Eléments constitutifs le réseau d'assainissement.....	51
IV.3.1. Les Ouvrages principaux:.....	51
IV.3.2. Ouvrages annexes.....	53
IV.3.3. Les ouvrages normaux.....	53
IV.3.4. Les ouvrages de recueil et de transport .....	54
Chapitre V : Gestion du réseau d'assainissement .....	56
V.1. Introduction.....	56
V.2. Organisation de l'entretien des réseaux .....	56
V.3. Mode d'entretien des réseaux.....	56
V.3.1. La surveillance.....	56
V.3.2. Méthodes traditionnelles .....	56
V.3.3. Méthode moderne .....	58
V.4. Surveillance des réseaux d'assainissement .....	59
V.4.1. Les caractéristiques géographiques et géométriques .....	59
V.4.2. Les caractéristiques hydrauliques :.....	59
V.4.3. Les moyens d'exploitation.....	59
V.4.4. Curage mécanique des égouts visitables.....	60
V.5. Travaux spécifiques.....	61
V.5.1. Désodorisation .....	61
V.5.2. Réhabilitation du réseau .....	61
V.6. Conclusion .....	62
Conclusion générale.....	63
Références bibliographiques.....	64

## Liste des figures

Figure I-1 : La position de la wilaya d'El-Oued dans la carte administrative d'Algérie(Wikipédia) .....	3
Figure I-2 : Délimitation de cité Rhimel-Est (Wikipédia) .....	4
Figure I-3 : Plan de situation de la région concernée par le projet .....	4
Figure I-4: La variation moyenne mensuelle de vitesse du vent (1994-2005) ....	6
Figure I-5 : La variation moyenne mensuelle interannuelle de l'humidité (1995/2004) .....	7
Figure I-6 : La variation moyenne mensuelle interannuelle de la température (1995-2004) .....	8
Figure I-7 : La variation moyenne mensuelle des précipitations (1995-2004)....	9
Figure I-8 : Evolution de la population d'El-Oued en 2016 .....	10
Figure I-9 : Evolution de la population en 2016 .....	11
Figure II-1 : Evolution de la population de cité Rhimel-Est aux différents horizons d'étude.....	14
Figure II-2 : Evolution de nombre de la population de cité Rhimel-Est aux différents horizons. ....	15
Figure II-3 : Répartition des débits moyens journaliers aux différents horizons d'étude.....	17
Figure II-4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	30
Figure III-1 : Schéma perpendiculaire.....	34
Figure III-2 : Schéma par déplacement latéral. ....	35
Figure III-3 :Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique .....	35
Figure III-4 :Schéma à Collecteur Etagé .....	36
Figure III-5 : schéma type radial .....	36
Figure III-6 : Plans SIG de la cité Rhimel-Est .....	39
Figure III-7 : La première variante .....	40
Figure III-8 : La deuxième variante.....	40

## Liste des tableaux

Tableau I-1 : Valeurs moyennes mensuelles de vitesse du vent (O.N.M 1994-2005) .....	6
Tableau I-2: Les valeurs moyennes mensuelles de l'humidité (O.N.M1995/2004).....	6
Tableau I-3 : Les valeurs moyennes mensuelles de la température (O.N.M 1995-2004). .....	7
Tableau I-4 : Les valeurs moyennes mensuelles des précipitations (O.N.M 1995-2004). .....	8
Tableau I-5: Evolution de la Population d'El-Oued de l'année 2008 et 2016. ....	9
Tableau I-6: Evolution de la Population de cité Rhimel-Est de l'année 2008 à 2011.....	10
Tableau II-1 : Evolution de la population de cité Rhimel-Est aux différents horizons.....	14
Tableau II-2: Les débits journaliers de différents horizons d'étude.....	17
Tableau II-3 : Tableau récapitulatif des consommations journalières.....	18
Tableau II-4 : Différents débits de consommation de la cité Rhimel-Est. ....	18
Tableau II-5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation(Tidjani, 2011).....	25
Tableau II-6 : Série pluviométrique de station de Guemar W. d'El-Oued (A.N.R.H Touggourt) .....	26
Tableau II-7 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel .....	29
Tableau II-8 :Précipitation maximale journalière de fréquence de période de retour de 10 ans.....	30
Tableau II-9 : Débit pluvial de la cité Rhimel-Est par la méthode rationnelle	31
Tableau III-1 : Domaine d'utilisation et avantages de réseau unitaire .....	34
Tableau III-2 : Débits spécifiques usé et pluvial .....	42
Tableau III-3 : Calculs de collecteur principal « A » .....	43
Tableau III-4 : Calculs des collecteurs secondaires de collecteur principal « A » .....	44
Tableau III-5 : Calculs de collecteur principal « B » .....	45
Tableau III-6 : Calculs des collecteurs secondaires de collecteur principal « A » .....	46

# INTRODUCTION GENERALE

## **Introduction générale**

Les citoyens d'une agglomération utilisent les eaux potables pour des exigences quotidiennes, dont la quasi-totalité de cette quantité d'eau est rejetée après l'usage. Les eaux usées rejetées provoquent l'apparition de plusieurs maladies par transmission hydrique suite aux problèmes de pollution, qui ont touché notre environnement. Tandis que les plus fréquents cas sont ceux causés par le mauvais fonctionnement ou l'absence d'un réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales.

Le développement intense de l'urbanisation et l'accroissement rapide de la population de la cité Rhimel-Est, ont rendu de plus en plus complexe le problème d'évacuation des eaux usées et pluviales, dont cette cité ne dispose pas d'aucun réseau d'assainissement ou un système d'évacuation des eaux usées.

Dans la présente étude, nous nous intéressons à trouver une solution pour l'évacuation des eaux usées et pluviales de la cité Rhimel-Est, et cela se fait par la projection d'un réseau d'assainissement unitaire qui sert à collecter et transporter ces eaux de différentes natures et les transférer vers un regard existant imposé par la direction des ressources en eaux, puis les eaux se transférées vers un rejet final, dont ce réseau projeté doit être répondre aux besoins hydraulique, économique et technique de la cité Rhimel-Est.

### **Organisation de document :**

Dans cette esprit la présente étude « Étude de la Réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de Rhimel-Est », qui se veut simple et reste une introduction à un ensemble complexe de techniques diverses, ce mémoire se décompose en cinq chapitre, qui sont les suivant :

- Premier chapitre : focalisé pour la présentation de notre région d'étude.
- Deuxième chapitre : concentré pour l'estimation de débits des eaux usées et pluviales.
- Troisième chapitre : regroupe les calculs hydrauliques de notre réseau d'assainissement.

- Quatrième chapitre : pour clarifier la pose de canalisation durant les travaux de chantier et la définition des différents éléments de réseau.
- Cinquième chapitre : pour mettre en pratique des conseils et règles pour la gestion du réseau.

On terminera par une conclusion générale qui regroupe toutes les remarques et constatations de notre travail.

# **PARTIE THEORIQUE**

## **Chapitre I**

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

## Chapitre I : Présentation de la région d'étude

### I.1. Introduction

La description de la situation de la zone d'étude, nous permet d'assurer une bonne prise en charge et, de mener à bien notre travail. Pour cela, on a fait une description de point de vue géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

### I.2. Description générale de la zone d'étude

La zone concernée par notre étude située au sud d'Algérie, dans la wilaya de mille coupes, soit la wilaya d'El-Oued. Notre zone d'étude se compose de la cité Rhimel-Est.

Les figures ci-après, montrent le positionnement exact de notre zone d'étude.



*Figure I-1 : La position de la wilaya d'El-Oued dans la carte administrative d'Algérie (Wikipédia)*

Les communes où notre étude est présentée sont limitées par :

- Au Sud par Oued El Alenda et Bayadha
- Au Nord par Kouinine et Hassani Abdelkrim et Trifaoui
- A l'Ouest par Kouinine et Oued El Alenda
- A l'Est par Trifaoui

La figure suivante montre le positionnement exact de la région d'étude.

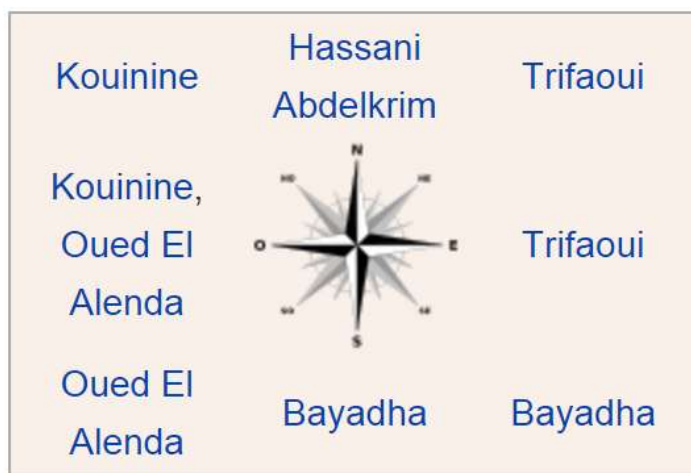


Figure I-2 : Délimitation de cité Rhimel-Est (Wikipédia)

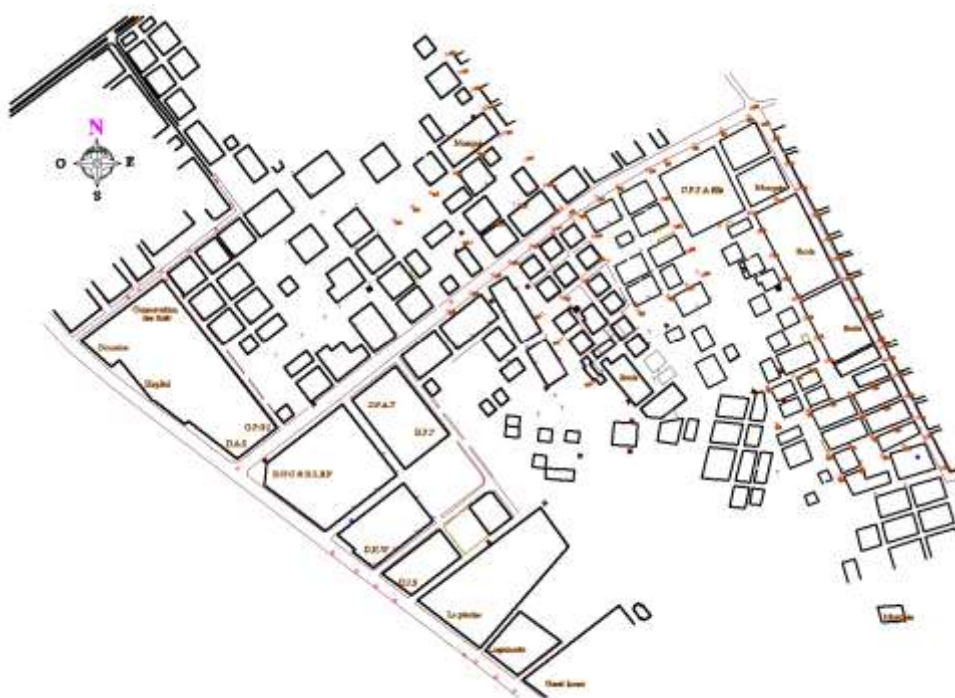


Figure I-3 : Plan de situation de la région concernée par le projet

### I.3. Situation géologique

La situation géologique est composée des plusieurs paramètres, on peut distinguer :

### I.4. Situation topographique

La wilaya d'El-Oued représente le site où nous aurons fait l'étude présentée par ce mémoire, a des coordonnées Lambert  $33^{\circ} 22' 06''$  Net  $6^{\circ} 52' 03''$  E

Les reliefs de la ville d'El-Oued sont caractérisés par l'existence de deux principales formes:

- Une région sableuse qui se présente sous un double aspect ; l'Erg et le Sahara.
- Une forme de plateaux rocheux qui s'étend vers le Sud avec une alternance des dunes et des crêtes rocheuses.

Il est à signaler que l'altitude diminue du Sud vers le Nord, et de l'Ouest vers l'Est pour devenir négative au niveau des chotts<sup>1</sup>.

D'après le levé topographie, la zone d'étude est caractérisée par un terrain presque plat, ce qui peut être un facteur négatif pour la conception de réseau d'assainissement.

### **I.5. Situation climatique**

Le climat de el oued est un climat saharien se caractérise par un faible taux des précipitations et des températures élevées, d'une évaporation importante et d'un rayonnement solaire excessif. (Tidjani, 2011)

Comme une référence des stations climatiques couvrant toute la Wilaya, on prend la station de Guemar pour caractériser la zone d'étude.

Les caractéristiques géographiques de la station de Guemar sont:

- A.N.R.H: 13 04 14
- Code Altitude : 62m
- Longitude : 06°52' 03"E
- Latitude: 33°22' 06"N

#### **I.5.1. Les vents**

Les vents sont fréquents, les plus violents se situent au printemps. La direction dominante est Nord- Est, à l'exception des mois d'hivers dont la direction est Sud Ouest.

Le sirocco (Chihili<sup>2</sup>) présente le vent caractérisant la saison d'été souffle fréquemment dans la région, prenant un sens Sud-Nord et jeter des courants d'air chaud parfois avoisiner des vagues de sables. Il faut aussi parler des vents de sables qui ont leurs saisons de prédilection entre Février et Avril

---

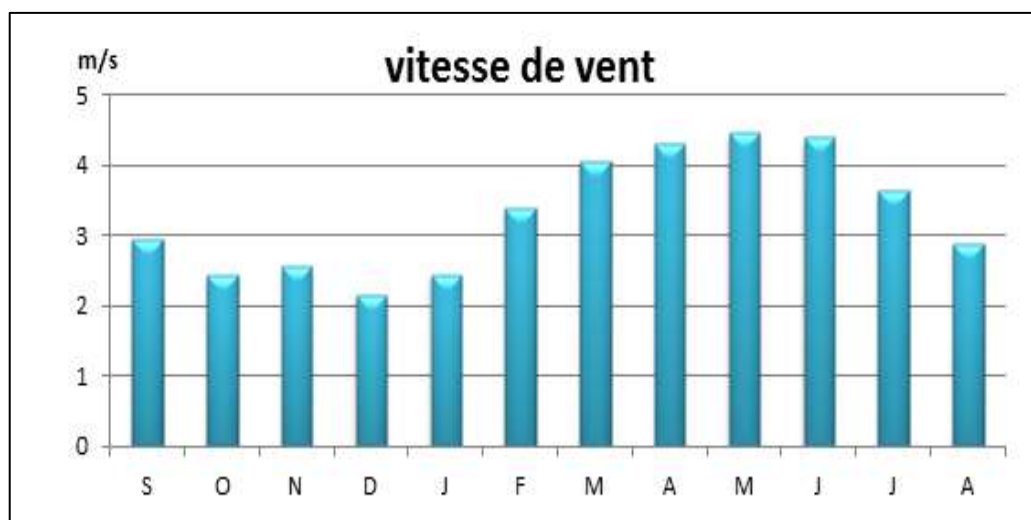
<sup>1</sup> Zone caractérisée par une grande salinité

<sup>2</sup> Courant d'air chaud caractérise la zone de Sahara

(durant le printemps), mais heureusement, les véritables tempêtes restent très rares. La vitesse moyenne des vents enregistrée pour la période de (1994-2005) est reportée sur le tableau I.1. On remarque qu'au printemps les vents sont les plus forts dominés par le vent d'Est communément appelé "ElBahri". Ce dernier souffle principalement pendant la période qui s'étale d'Avril à Juillet. En été, il apporte de la fraîcheur, mais il est peu apprécié au printemps car il donne naissance au vent de sable (Tidjani, 2011).

*Tableau I-1 : Valeurs moyennes mensuelles de vitesse du vent (O.N.M 1994-2005)*

Saison	Automne			Hiver			Printemps			Été		
Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Vitesse (m/s)	2.93	2.42	2.56	2.15	2.44	3.4	4.04	4.31	4.46	4.39	3.63	2.87



*Figure I-4: La variation moyenne mensuelle de vitesse du vent (1994-2005)*

### I.5.2. Humidité

L'humidité est un état de climat qui représente le pourcentage de l'eau existant dans l'atmosphère, elle a des effets sur les altérations chimiques telles que l'oxydation. (Tidjani, 2011)

*Tableau I-2: Les valeurs moyennes mensuelles de l'humidité (O.N.M1995/2004)*

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hum (%)	65.59	56.21	48.83	44.21	38.23	33.80	31.35	35.19	45.83	52.90	60.19	66.71

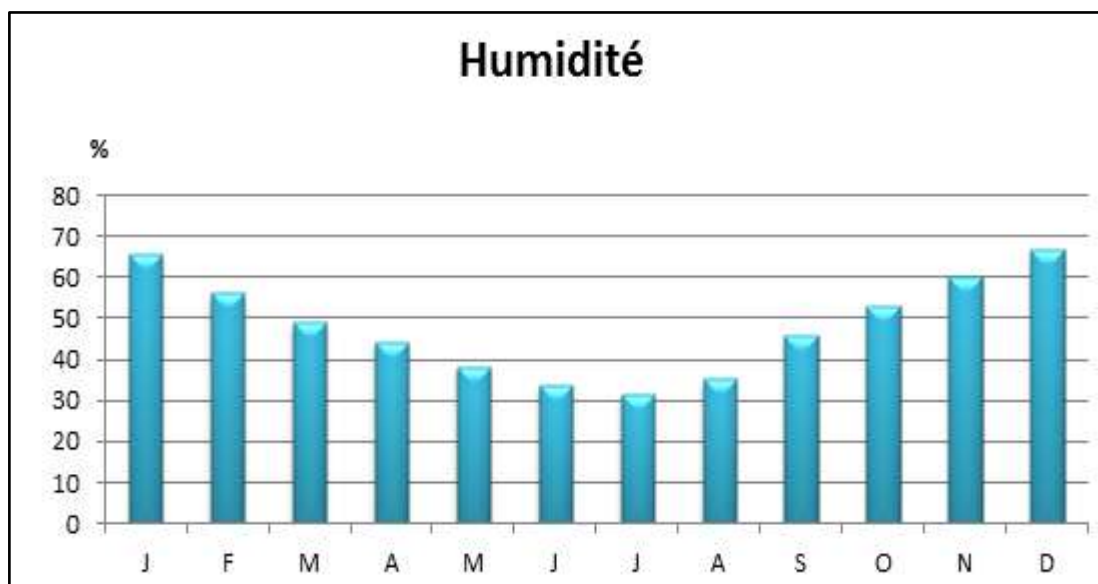


Figure I-5: La variation moyenne mensuelle interannuelle de l'humidité (1995/2004)

### I.5.3. Température

Les températures de la station de Guemar nous ont été fournées par l'ONM pour une période de 10 ans (1995-2004).

Tableau I-3: Les valeurs moyennes mensuelles de la température (O.N.M 1995-2004).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T°C	13.3	16.02	20.32	23.95	28.58	34.13	35.88	36.19	31.74	26.11	18.93	14.19

D'après le tableau de la variation moyenne mensuelle montre une période froide qui s'étale du mois de Novembre au mois d'Avril avec un minimum durant le mois de Janvier (13.3°C), alors que la période chaude commence à partir du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre avec un maximum de température relevé pendant le mois de Juillet ( 35.88 °C). (Figure I.6)

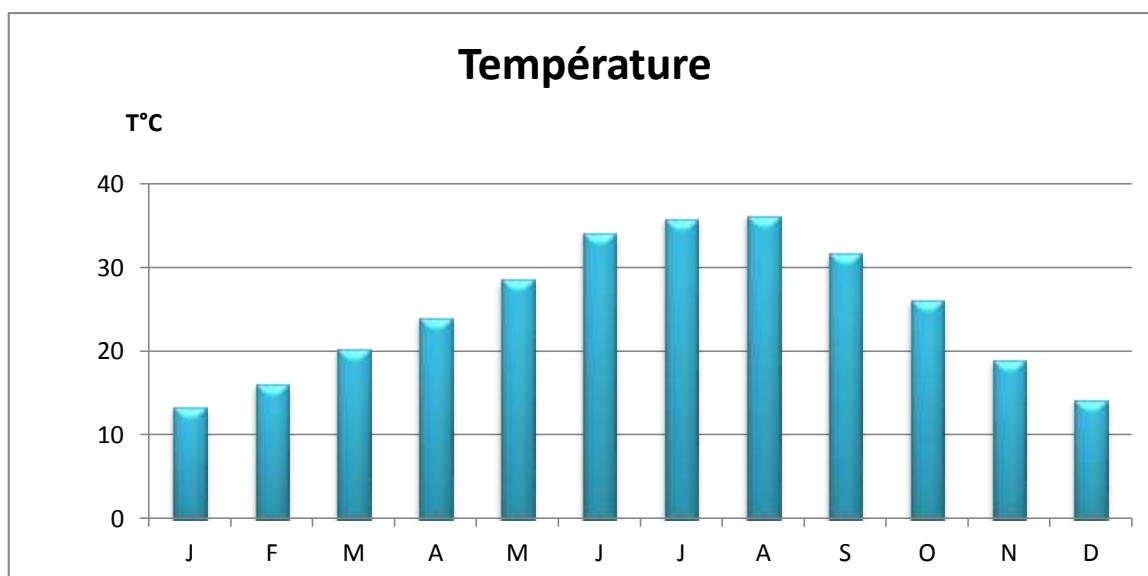


Figure I-6 : La variation moyenne mensuelle interannuelle de la température (1995-2004)

#### I.5.4. Les précipitations

Les précipitations représentent un des facteurs fondamentaux pour caractériser le climat d'une région. Les variations moyennes mensuelles des précipitations d'une durée d'observation de 10 ans (1994-2005) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I-4 : Les valeurs moyennes mensuelles des précipitations (O.N.M 1995-2004).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
P (mm)	5.19	7.51	11.1	10.96	18.74	1.28	2.68	5.63	4.51	0.62	0.22	3.71

La pluviométrie maximale est de l'ordre de 18.74 mm enregistré pendant le mois de Janvier, et le minimum est de l'ordre de 0,22 mm enregistré pendant le mois de Juillet. (Figure I.7)

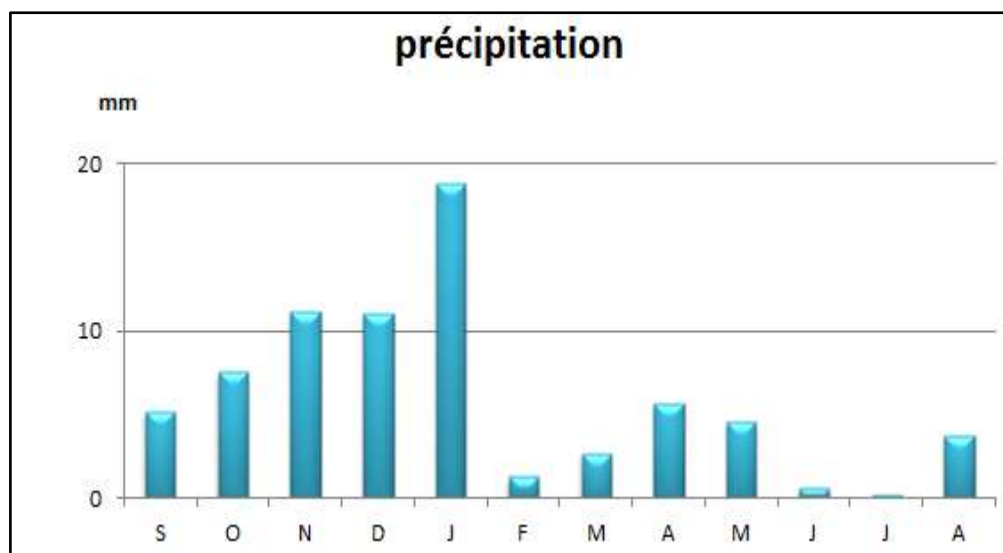


Figure I-7: La variation moyenne mensuelle des précipitations (1995-2004)

## I.6. Situation démographique

D'après les données fournis par l'office nationale des statistiques du dernier recensement tiré de l'annuaire statistique de la wilaya d'El-Oued, conformément à l'année de recensement 2008, le taux d'accroissement selon la moyenne de la wilaya d'El-Oued est pris 2,6% (source : l'office nationale des statistique de l'Algérie), la population de la zone concernée par le projet a été estimation vers l'horizon 2016(état actuel) d'après la formule des intérêts composés (voir chapitre II), nous présentons les résultats de population dans le tableau suivant :

Tableau I-5: Evolution de la Population d'El-Oued de l'année 2008 et 2016.

Etage de distribution	Population en 2008 (hab)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2016 (hab)
Wilaya d'El-Oued	647 548	2,6	795153
La ville d'El-Oued	18876	2,6	23179

Les données calculées dans le tableau précédant sont représentées dans l'histogramme ci-après :

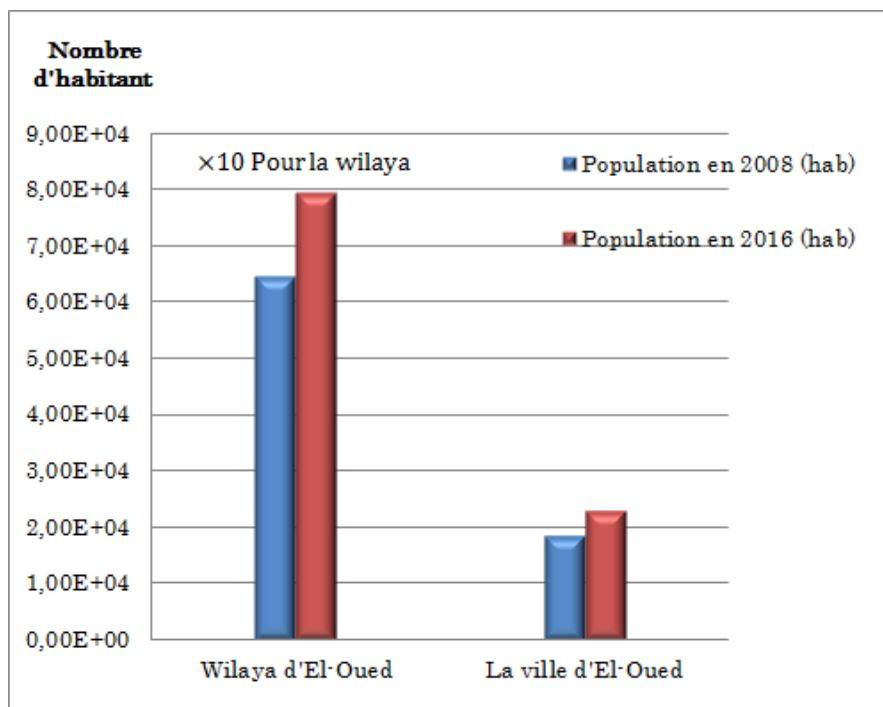


Figure I-8 : Evolution de la population d'El-Oued en 2016

Pour le calcul de nombre d'habitants de la cité Rhimel-Est, la seule donnée fournie par la direction des ressources en eaux de la wilaya d'El-Oued ce qui concerne la cité Rhimel-Est, est le nombre de maison en 2015. En effet, nous avons basé sur cette donnée et un nombre de personnes par maison de l'ordre 7 personnes par maison pour trouver le nombre de cette cité en 2015. Les calculs sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau I-6: Evolution de la Population de cité Rhimel-Est de l'année 2008 à 2011.

Etage de distribution	Nombre de maison en 2015	Nombre de personnes par maison	Population en 2015 (hab)	Taux d'accroissement (%)	Population en 2016 (hab)
Cité Rhimel-Est	450	7	3150	2,6	3232

Les données calculées dans le tableau précédant sont représentées dans l'histogramme ci-après :

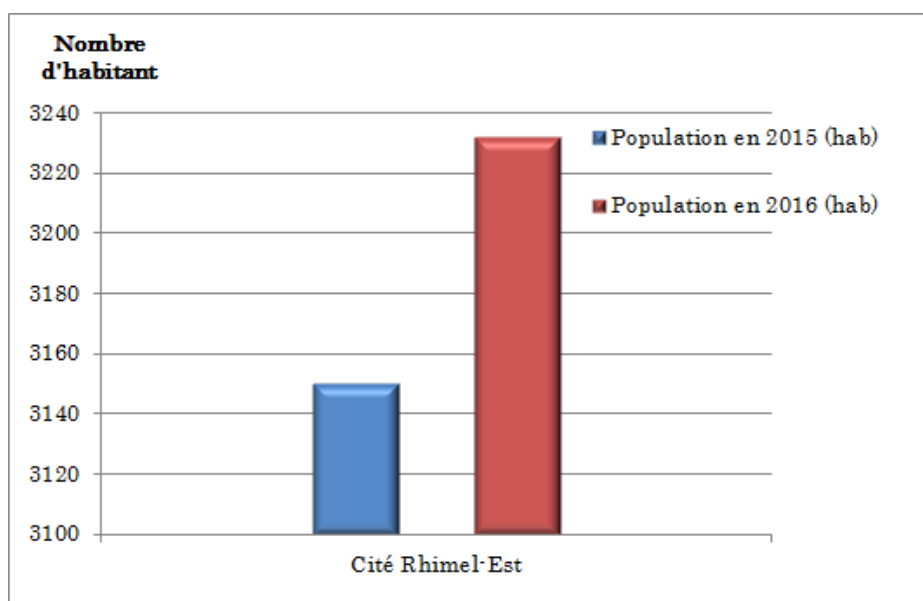


Figure I-9 : Evolution de la population en 2016

D'après les deux tableaux précédents, et les calculs que nous avons déjà fait, la population totale de **la wilaya d'El-Oueden 2016** est de : **795153 habitants**, et la population de **la cité Rhimel-Est** en 2016 est de l'ordre **3232 habitants**.

### I.7. Problématiques

Les problématiques caractérisant la région bénéficiaire du projet sont les suivantes :

- Augmentation remarquable et accélérée de la population dans cette cité.
- Absence totale d'un système d'évacuation des eaux usées.
- Les eaux rejetée par la population représentent un des facteurs de propagation des maladies par transmission hydrique.
- La nécessité d'un système permet de collecter et évacuer les eaux pluviales.

## **I.8. Conclusion**

L'objectif de ce chapitre est de déterminer les données de base de la zone concernée de point de vue topographie, géologie, démographie ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous servir une base pour l'élaboration du projet qui consiste à trouver une solution pour les eaux d'assainissement de la cité Rhimel-Est et les infrastructures de notre région d'étude jusqu'à l'horizon 2045.

Pour notre projet la méthodologie d'étude à suivre, est la suivante :

- Mise à jour des consommations d'habitants.
- Proposer des schémas d'évacuation des eaux usées et pluviales.
- Proposition d'un programme des travaux pour notre étude.

## **Chapitre II**

# **ESTIMATION DE DEBITS DES EAUX USEES ET PLUVIALES**

## Chapitre II : Estimation de débits des eaux usées et pluviales

### II.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous nous intéressons aux calculs de base du réseau d'assainissement des eaux usées et pluviales. Tout d'abord nous commençons par l'estimation du nombre d'habitants aux différents horizons d'études, calcul de débit rejeté par l'agglomération, le calcul hydrologique, ainsi le coefficient de ruissellement correspondant à cette zone.

Le dimensionnement des différentes composantes d'un réseau ou d'un système d'évacuation des eaux usées et pluviales, se fait à fin de déterminer le débit rejeté en utilisant les besoin en eau potable de l'agglomération de la région étudiée. L'évaluation de ces besoin lie au nombre d'habitants, au mode de vie de cette agglomération, et dépendant essentiellement au développement socio-économique de la région d'étude (l'évolution de la population, l'équipement sanitaires, niveau de vie de la population...etc.), et des infrastructures existantes sur le site.

Le besoin des équipements sanitaires et ceux de service représentent 30% de la consommation domestique, sous le nom consommation diffuse.

Pour cela on conclure qu'on a 03 types de consommation :

- Consommation domestique.
- Consommation diffuse.
- Gros consommateurs.

### II.2. Evolution de la populationaux différents horizons d'étude

D'après les données présentées dans le chapitre précédant, le calcul des besoins en eau se base sur les données de l'ONS (Office Nationale des Statistiques) dans le chapitre précédent.

Le nombre de la population concernée par l'étude était caractérisé par **450 maisons**habitants en 2015. D'après les données de la direction des ressources en eaux, nous avons pris **7 personnes par maison**.

Ce nombre évolue selon la relation des intérêts composés (Benmebarek, 2011)suivante :

$$P = P_0 \times (1 + T)^n \text{ (II-1)}$$

$P$ : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (l'an 2045 pour notre cas)

$P_0$ : nombre d'habitants à l'année prise comme référence (2015 année de dernier recensement)

$T$ : taux d'accroissement, qui est égal à 2,6 % selon la moyenne nationale de la wilaya d'El-Oued (source. Office national des statistiques de l'Algérie)

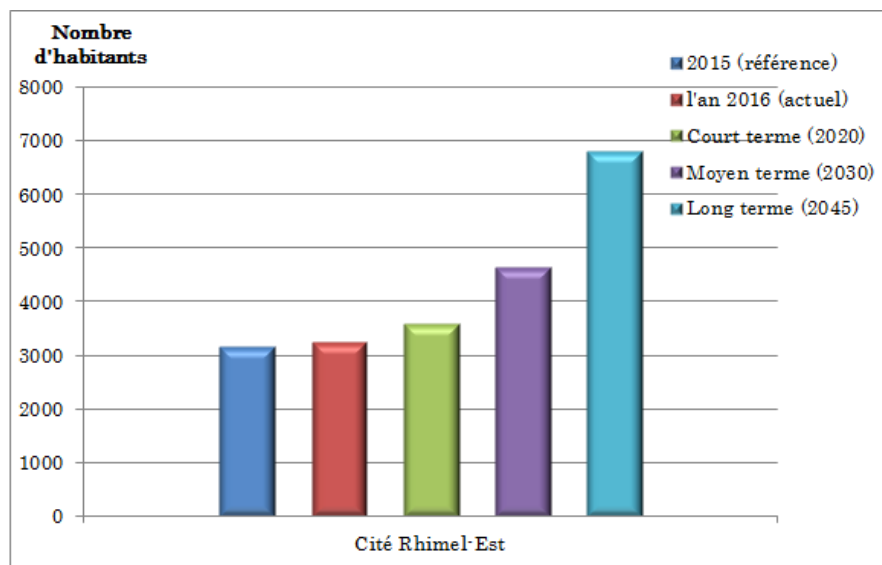
$n$ : nombre d'année entre l'année de référence et l'horizon d'étude (29 ans jusqu'à la période d'étude à long terme).

L'état actuel et quelques horizons d'étude représentée dans le tableau suivant :

*Tableau II-1 : Evolution de la population de cité Rhimel-Est aux différents horizons.*

Etage	2015 (référence)	taux d'accr. (%)	l'an 2016 (actuel)	Court terme (2020)	Moyen terme (2030)	Long terme (2045)
Cité Rhimel-Est	3150	2,6	3232	3581	4629	6803
Total (hab)	/	/	3232	3581	4629	6803

Les résultats calculés dans le tableau (II-1) concernant l'évolution de la population en différentes horizons sont représentés dans l'histogramme suivant :



*Figure II-1 : Evolution de la population de cité Rhimel-Est aux différents horizons d'étude.*

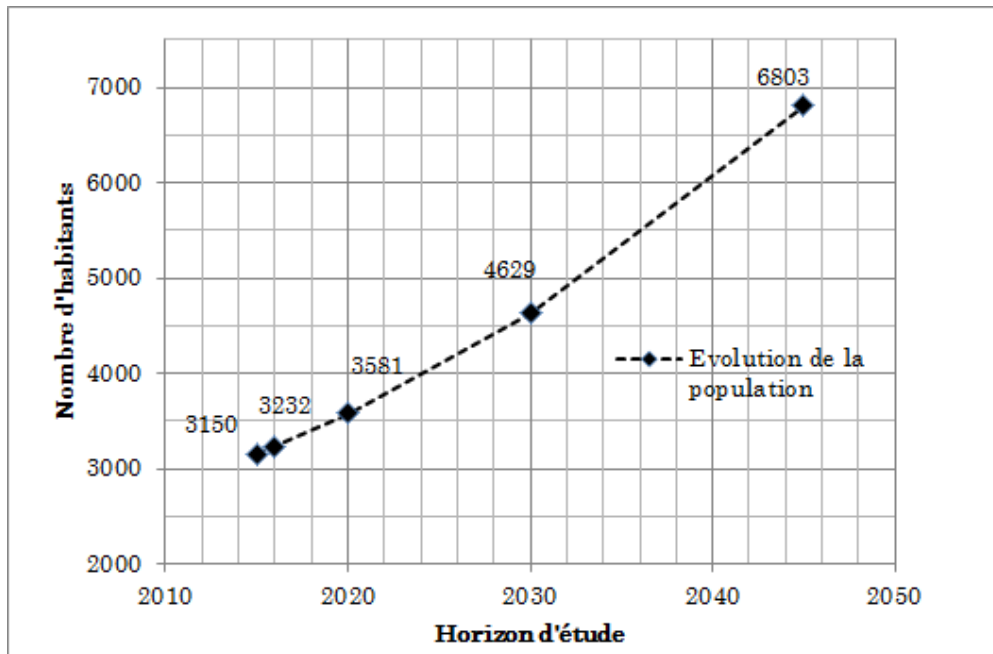


Figure II-2: Evolution de nombre de la population de cité Rhimel-Est aux différents horizons.

D'après le tableau (II-1) précédent, la population de la zone d'étude pour notre horizon d'étude (à long terme) est **6803 habitants** pour l'année 2045.

### II.3. Evolution de la consommation moyenne journalière

La consommation journalière dépend de type de demande, comme on peut distinguer plusieurs types d'usage :

#### II.3.1. Besoins domestiques

Ce besoin inclure dans les usages au niveau des familles et comprend l'eau nécessaire pour boire, cuisiner, laver, nettoyer et l'eau pour les systèmes sanitaires.

Comme il peut aussi inclure pour la production à petite échelle tels que les petits jardins individuels, l'abreuvement du bétail, ou les petites industries à domicile. Leur estimation dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. (Benmebarek, 2011)

#### II.3.2. Besoins publics

Les besoins publics englobent la consommation des administrations (50 l/j/employé), des établissements d'enseignement (30 à 100l/j/élève), des municipalités, des hôpitaux (200 à 600l/j/lit).

### II.3.3. Besoins commerciaux et industriels

Ces besoins concernent les usages d'eau qui sont liés à des activités économiques. La consommation industrielle dépend du produit fabriqué et surtout du procédé de fabrication utilisé. (Benmebarek, 2011)

Dans notre zone d'étude l'alimentation en eau potable est destinée seulement pour les individus, pour cela on les élimine à cause que dans les grandes villes sont isolées et alimentées par des réseaux indépendants.

### II.4. Evaluation de la consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière pour les petites agglomérations (zone rurale) la dotation varie de (60 à 100 l/j/hab) et de (100 à 200 l/j/hab) pour les grandes agglomérations (zone urbaine). (Benmebarek, 2011)

Selon la moyenne nationale, notre zone d'étude représente une grande agglomération, c'est-à-dire la dotation est estimée pour une valeur de 150 l/j/hab selon la moyenne nationale. Et on note aussi que cette moyenne est supposée répondre à toute sorte de consommation. Donc les besoins moyens journaliers pour différents horizons d'étude sont calculés en fonction de la relation suivante :

$$Q_{moy.j} = \frac{Dot}{1000} \times N \quad (II-2)$$

Avec :

$Q_{moy.j}$  : débit moyen journalier en ( $m^3/j$ ) ;

Dot : dotation moyenne journalière par habitant en (l/j/hab) ;

N : représente le nombre d'habitants de la région concernée ;

Les catégories des besoins de cette zone sont les besoins domestiques, scolaire, sanitaire et les besoins socioculturels, mais on calcule seulement les besoins domestiques et les consommations diffuses. Cette dernière représente tous les besoins cités au-dessus sauf les besoins domestiques, et elle correspond de 20 à 30% de la consommation domestique. Nous avons préféré cette méthode à cause de la densité de notre zone d'étude, on prend 30% de la consommation moyenne journalière.

Le tableau et le graphe suivants englobent les débits journaliers de notre zone d'étude à l'horizon d'étude 2045 :

Tableau II-2: Les débits journaliers de différents horizons d'étude.

Horizon	Population (hab)	Dotation (l/j)	$Q_{moy,j}$ (m <sup>3</sup> /j)
2016	3232	150	484,80
2020	3581	150	537,15
2030	4629	150	694,35
<b>2045</b>	<b>6803</b>	<b>150</b>	<b>1020,45</b>

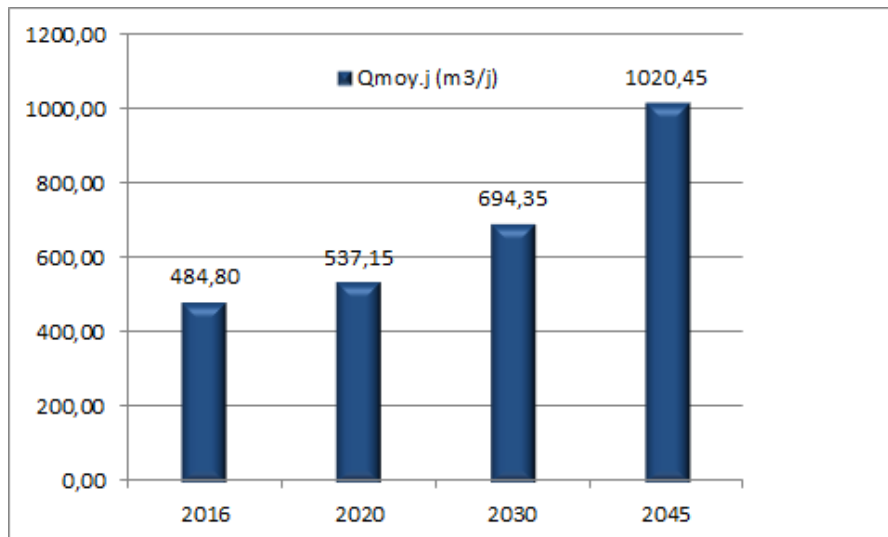


Figure II-3: Répartition des débits moyens journaliers aux différents horizons d'étude.

Le débit moyen journalier à l'horizon d'étude 2045 est **1020,45 m<sup>3</sup>/j**, ou bien **11,81 l/s**, sans tenir compte les consommations diffuses.

## II.5. Détermination des consommations maximales journalières et horaires

Les valeurs de la consommation varient en fonction des périodes, c'est-à-dire en fonction des jours, des semaines et des mois. La consommation d'une agglomération n'est pas constante, mais présente des variations maximales et minimales. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité  $K_{max,j}$  et  $K_{min,j}$ .

### II.5.1. Consommation maximale journalière ( $Q_{max,j}$ )

Pour le jour le plus chargé pendant l'année correspond à une consommation maximale, elle s'obtient par la relation suivante :

$$Q_{max,j} = K_{max,j} \times Q_{moy,j} \quad (II-3)$$

Avec que :

$Q_{\text{moy.j}}$  : consommation moyenne journalière ( $\text{m}^3/\text{j}$ ) ;

$K_{\text{max.j}}$  : coefficient d'irrégularité journalière maximum, ce coefficient représente le rapport entre la consommation maximale et moyenne journalières :

$$K_{\text{max.j}} = \frac{\text{consommation maximale}}{\text{consommation minimale}} \quad (\text{II-4})$$

Il est comprise entre 1,1 et 1,3

Pour notre cas, nous avons pris la valeur , $K_{\text{max.j}}=1,3$  ;

Les consommations moyennes, minimales et maximales journalières sont représentées dans letableau suivant :

*Tableau II-3:Tableau récapitulatif des consommations journalières.*

Localité	$Q_{\text{moy.j}}(\text{m}^3/\text{j})$	$K_{\text{max.j}}$	$Q_{\text{max.j}}(\text{m}^3/\text{j})$
Cité Rhimel-Est	1020,45	1,3	1326,59

Les différents débits consommé dans cette zone sont représentés dans le tableau (II-4), dont le débit diffusé représente 30% de la consommation domestique.

*Tableau II-4 : Différents débits de consommation de la cité Rhimel-Est.*

Localité	$Q_{\text{max.j}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{diff}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{Tot}}(\text{m}^3/\text{j})$
Cité Rhimel-Est	1326,59	397,98	1724,57

## II.6. Evaluation des débits d'eaux usées

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations). Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie...). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

### II.6.1. Nature des eaux usées à évacuer

La nature des matières polluantes contenues dans l'effluent dépend de l'origine des eaux usées (Tidjani, 2011). On peut distinguer :

- a) Les eaux usées d'origine domestique : Les eaux usées domestiques comprennent les eaux ménagères (lessives ; cuisine, douches...) et les eaux vannes (toilettes, wc...)
- b) Les eaux usées d'origine industrielle : Sont classées dans les industrielles, tous les rejets correspondant à une utilisation de l'eau autre que domestique et résultant des autres activités industrielles, commerciales, artisanales, ou autres. Leurs caractéristiques sont précisées dans une convention spéciale, valant autorisation de déversement, lors du raccordement au réseau d'assainissement.
- c) Les eaux usées du service public : On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité
- d) Les eaux parasites : Les eaux parasites doivent être mesurées sur le réseau, mais en absence de valeurs mesurées. La directive Allemande ATV préconise de prendre un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

Remarque :

Notre projet ne comporte pas d'industrie ; les eaux usées provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et du service public.

### II.6.2. Evaluation de la quantité d'eaux usées à évacuer

Toute l'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet. Dans notre cas, on va adopter un coefficient de rejet de l'ordre de 80% ( $K_r=80\%$ ).

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

$$Q_{moy.j} = Q_{max.j} \times K_r \quad (II-5)$$

Avec:  $Q_{moy.j}$ : Débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s);

$K_r$  : Coefficient de rejet pris égal à 80%.

$Q_{\max,j}$  : le débit de consommation maximale journalière en (l/s)

Donc le débit moyen journalier rejeté est **16,13 l/s**.

### II.6.3. Evaluation du débit de pointe

Le régime du rejet est conditionné par le type de vie des citoyens, ce qui nous donne des heures où on aura un pic (pendant la journée) et des heures creuses où le débit est presque nul (la nuit).

Il est donné par la formule ce qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \times Q_{moy,j} \text{ (l/s)} \quad (II-6)$$

Avec :

$K_p$  : coefficient de pointe.

Pour estimer le coefficient de pointe, nous avons plusieurs méthodes, parmi elles on peut distinguer :

- 1) Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- 2) Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- 3) Le coefficient de pointe est estimé à partir de débit moyen.

Tels que :

$$\begin{cases} K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy}}} & \text{Si } Q_{moy} > 2,81 \text{ l/s} \\ K_p = 3 & \text{Si } Q_{moy} \leq 2,81 \text{ l/s} \end{cases} \quad (II-7)$$

La valeur de coefficient de pointe est  **$K_p = 2,12$** .

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe  $k_p$  est estimée à partir du débit moyen, selon la relation (II-7). Le débit d'eaux usées de pointe est de l'ordre **34,2 l/s**.

### II.7. Evaluation des débits d'eaux pluviales

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement nécessite la détermination de débit pluvial, ce qui représente la quantité de pluie la plus forte susceptible de survenir dans une période de retour de 10 ans (débit décennal). Lors d'une chute de pluie, seule la fraction des eaux de ruissellement intéresse le dimensionnement d'un ouvrage déterminé.

En fonction de l'étendue du bassin et de son urbanisation ; nous considérons deux méthodes, les plus utilisées pour l'évaluation de débit des eaux pluviales :

- a) La méthode rationnelle
- b) La méthode superficielle

### II.7.1. La méthode rationnelle

La méthode rationnelle est un excellent outil pour la détermination d'un hydrogramme. En effet, elle permet tout au long du développement de rationaliser les résultats et de dégager ainsi les meilleures caractéristiques du projet à retenir (Zoubiri, 2007).

Les hypothèses de base de la méthode rationnelle sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé ;
- Le débit de pointe  $Q_p$  en  $m^3/s$  de l'hydrogramme de ruissellement est une fraction du débit précipité ;
- L'intervalle de récurrence du débit de pointe  $Q_p$  est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme ;
- Le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre,

La formule de débit pluvial par la méthode rationnelle est la suivante :

$$Q_p = \alpha \times I \times C_r \times A \quad (II-8)$$

avec :

$Q_p$  : Débit de pointe de l'hydrogramme en  $m^3/s$  ;

$\alpha$  : Coefficient d'homogénéité se rapportant aux unités, c'est un coefficient minorateur déterminé d'après la loi de répartition des pluies ;

$C_r$  : Coefficient de ruissellement dans la limite  $0 < C_r < 1$  ;

$I$  : Intensité pluviale en  $l/s/ha$  ;

$A$  : Superficie du bassin en ha.

**NB** : la méthode rationnelle est simple dans son expression, il n'en demeure pas moins qu'elle suppose une attention soutenue dans la recherche de la meilleure définition possible de ses paramètres et des facteurs d'ajustement.

#### II.7.1.1. Validité de la méthode rationnelle

Cette méthode est efficace pour des aires relativement limitées, le résultat est meilleur pour des aires plus faibles de faite de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, aussi, elle est applicable pour des surfaces où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes (Zoubiri, 2007).

### II.7.1.2. Démarche de la méthode rationnelle

- Il faut délimiter l'aire générale du bassin afin de tracer le schéma d'ossature.
- Ensuite, il convient d'étudier les subdivisions correspondant aux sous bassins d'apport avec toutes les caractéristiques concernant : Les surfaces, les longueurs, les pentes, les coefficients de ruissellement moyens et pondérés,...etc.
- On procèdera ensuite au calcul proprement dit ; étant entendu que l'essentiel des calculs élémentaires préalables ont été effectués pendant la première étape.

### II.7.1.3. Temps de concentration

Le temps de concentration d'un bassin est défini comme étant le temps mis par la pluie tombée du point le plus éloigné (Zoubiri, 2007).

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3 \quad (II-9)$$

où  $t_1$  : Temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations :

$$t_1 = \frac{L}{60v} = \frac{\text{Longueur}}{\text{Vitesse}} \quad (mn) \quad (II-10)$$

$t_2$  : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min ;

$t_3$  : Temps de ruissellement dans un bassin ne comportant pas de canalisations :

$$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \quad (mn) \quad (II-11)$$

avec :

I : La pente du terrain (%)

L : Longueur du plus long parcours de l'eau (Km).

Trois cas peuvent être envisagés :

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

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

$$t_c = 3,98 \times \left[ \frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0,77} \quad (II-12)$$

où :

L : Longueur du plus grand parcours de l'eau (Km).

Pour le cas de notre agglomération ; on remarque qu'il y a deux aspects pour le calcul du coefficient de ruissellement :

$t_c = t_1 + t_2$  pour la majorité des cas ; et,  $t_c = t_1 + t_3$  pour le cas des voiries où le parcours superficiel est assuré.

### II.7.2. La méthode superficielle (méthode de Caquot)

C'est une méthode globale de calcul du débit maximum correspondant à une période de retour donnée, à l'exutoire d'un bassin versant urbain. Les hypothèses de base peuvent être classées en deux catégories (Zoubiri, 2007) :

- 1) Hypothèses liées à la linéarité de la relation pluie-débit et qui conduisent à dire que le débit de pointe est proportionnel au volume de pluie précipitée au cours de la période précédente.
- 2) Hypothèses liées aux lois d'écoulement et de stockage, tels que :
  - L'écoulement se fait toujours à surface libre, le volume stocké est proportionnel au débit de pointe ;
  - L'écrêtement dû au réseau est calculé en supposant que l'intensité maximale se produit au début de l'averse lorsque le réseau est presque vide.

Donc, suivant ces conditions, on aboutit à la formule finale du débit pluvial :

$$Q_p = \left[ \frac{a \times 0,5^b}{6,6} \right] \times I^{\frac{-0,41}{1+0,287 \times f}} \times C^{\frac{1}{1+0,287 \times f}} \times A^{\frac{0,507 \times b + 0,95}{1+0,287 \times f}} \quad (II-13)$$

I : intensité de pluie (mm/s/ha)

C : coefficient de ruissellement

A : aire des bassins versant (ha)

#### II.7.2.1. Validité de la méthode superficielle

- 1) La limite supérieure de la surface du bassin est 200 ha ;
- 2) La pente est comprise entre 0.2 % et 5% ;
- 3) Le coefficient de ruissellement supérieur à 20 % ;
- 4) Le coefficient d'allongement  $M \geq 0.8$  ;

De façon plus qualitative ; la méthode de Caquot ne s'applique correctement qu'à des bassins versants urbains, homogènes, équipé d'un réseau

d'assainissement correctement dimensionné, sans ouvrages spéciaux (Particulièrement de stockage), et fonctionnant à surface libre (Zoubiri, 2007).

### II.7.3. Choix de la méthode

La cité Rhimel-Est est caractérisée par une faible superficie, et d'un caractère rural. En effet, nous choisissons la méthode rationnelle, pour cela il va falloir bien limiter les surfaces à drainer de telle façon à avoir une bonne détermination du coefficient de ruissellement.

### II.7.4. Application de la méthode rationnelle à la cité Rhimel-Est

#### II.7.4.1. Temps de concentration

La cité Rhimel-Est ne dispose d'aucun réseau d'assainissement des eaux usées et pluviales. Le point de rejet est un regard existant réalisé par l'entreprise chinoise, cet ouvrage est imposé par la direction des ressources en eaux de la wilaya d'El-Oued comme étant un point de raccordement pour cette cité. Donc, il faut tenir compte des trois temps (Zoubiri, 2007), d'où :

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Puisque la cité Rhimel-Est est moins urbanisée, et pour faciliter les calculs, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de **15 min**.

#### II.7.4.2. Coefficient de correction (Minorateur)

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace (Zoubiri, 2007), il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur  $\alpha$  déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = 1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à :  $\alpha = 1 - 0,006\sqrt{d/2}$  ;
- Pour des bassins ramassés (carrés ou cercles) :  $\alpha = 1 - 0,005\sqrt{d/2}$

avec 'd' est la distance demilieu du bassin.

**Remarque :** Puisque la surface de notre agglomération est faible, nous supposons que la répartition de la pluie dans tout le bassin est régulière et constante durant la chute de la pluie. Donc, la valeur de coefficient réducteur  $\alpha$  s'approche de l'unité, par conséquent,  $\alpha = 1$ .

### II.7.4.3. Coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population, car quand on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable, nous donne un ruissellement important.

*Tableau II-5 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation (Tidjani, 2011)*

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

Dans notre cas et d'après l'observation de la cité Rhimel-Est, on peut le considérer comme étant une catégorie d'urbanisation moins dense. En effet, nous adaptons pour notre zone d'étude un coefficient de ruissellement de l'ordre ( $Cr = 0,4$ ).

### II.7.5. Données statistiques

En général, l'analyse des données disponibles qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible, est le premier pas. L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observation de précipitations mensuelles et maximales journalières.

Nous avons pris comme une base de calcul les données pluviométriques qui ont été prélevées sur une période de fonctionnement de 21 ans (à partir de 1989 jusqu'à 2010) de la station de **Guemar** et fournies par l'ANRH de Touggourt, dont les coordonnées Lambert de cette station sont les suivants :

- $X = 06^{\circ}46'57''$  ,  $Y = 33^{\circ}30'47''$  ,  $Z = 62m$
- Code de la station : 130414

Tableau II-6: Série pluviométrique de station de Guemar W. d'El-Oued  
(A.N.R.H Touggourt)

Année	Précipitations (mm)												Max	Total
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Aou		
1989/1990	0	0	5,2	1,2	22,3	0	0	20	19	0	0	0	<b>22,3</b>	67,7
1990/1991	0	4	10,6	5	0	0,2	4,9	0	0	10	3	0	<b>10,6</b>	37,7
1991/1992	0	0	2,5	25,1	7,7	0	7,8	7	0	0	0	0	<b>25,1</b>	50,1
1992/1993	0	0	6,6	7,6	0	6,7	0,9	0	0	0	0	0	<b>7,6</b>	21,8
1993/1994	0	0,4	13,3	2	3,8	0	9,5	2,2	0	0	0	0	<b>13,3</b>	31,2
1994/1995	19,8	16,4	2,8	1,5	0,7	0	14,4	0	0	0	0	0	<b>19,8</b>	55,6
1995/1996	13,7	16,5	3,7	4,5	27,5	5,6	9,6	2,8	0,6	0,2	0	0	<b>27,5</b>	84,7
1996/1997	5,7	0	0	0,7	0	2	0	8	0,2	0	0	0	<b>8</b>	16,6
1997/1998	17,5	10,1	0	10,8	0	0,8	2,9	5,8	0	2,8	0	0	<b>17,5</b>	41,7
1998/1999	6,4	0	0	0	19,8	0,4	0	0	0	0	0	0	<b>19,8</b>	26,6
1999/2000	1	1,3	16,3	6,4	0	0	3,2	0	13,2	0	0	0	<b>16,3</b>	41,4
2000/2001	0	20,7	0	0	0	0	0	0,3	0	0	0	0	<b>20,7</b>	21
2001/2002	2,5	2,4	1,6	5	0,1	0	0	0	7,2	0	0	1,5	<b>7,2</b>	20,3
2002/2003	0,1	6,4	2,5	0	12,5	5,5	8,9	0	0	0	0	1,4	<b>12,5</b>	37,3
2003/2004	3,9	3,8	1	0,6	11,6	0	0,6	5,4	0	1,2	0	8,5	<b>11,6</b>	36,6
2004/2005	0	15,7	18,5	10,9	0	0,2	0	0	0	0	0	0	<b>18,5</b>	45,3
2005/2006	9,1	3,3	16,5	1,9	9,9	0,6	0,8	4,7	0	0	0	2,5	<b>16,5</b>	49,3
2006/2007	5,4	10,6	0	1,9	0,1	0,5	0,1	3,7	1,2	0	0	1,6	<b>10,6</b>	25,1
2007/2008	0	0,8	0	3,6	7,6	2,3	0,2	0	0	0	0	0	<b>7,6</b>	14,5
2008/2009	14,4	26,8	0	0	27	1,1	12	0,8	0	1,5	0	0	<b>27</b>	109,6
2009/2010	5,3	0	0	0	6,7	0	0,2	0	0,3	0	5	0,2	<b>6,7</b>	17,7

### II.7.5.1. Paramètres de la série

- La somme des précipitations maximales journalières ( $X_i$ ) durant 21ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{N=21} X_i = 326.7 \quad (II-14)$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=21} X_i}{21} = \frac{326.7}{21} = 15.56 \text{ mm} \quad (II-15)$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 21ans)

- Ecart type  $\sigma_x$  pour N < 30 ans

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N-1}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=21} (X_i - 15,56)^2}{21-1}} \quad (II-16)$$

Donc :  $\sigma_x = 12,52\text{mm}$

- Le coefficient de variation Cv

$$Cv = \frac{\sigma_x}{\bar{X}} = \frac{12,52}{15,56} \quad (II-17)$$

Donc : **Cv = 0.62**

- Exposant climatique

Selon les études régionales de l'ANRH (Agence Nationale Des Ressources Hydraulique) de Touggourt, l'exposant climatique est égale à **b= 0,17**.

### II.7.6. Choix de la période de retour

La période de retour représente le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Il est en effet préférable d'obtenir sur l'ensemble d'un réseau un degré de protection, par exemple T=5ans, plutôt que de réaliser des extensions de fréquence décennale, sachant que les collecteurs en aval seront insuffisants (Zoubiri, 2007).

En Algérie ; nous optons généralement pour une période de retour décennale (T=10 ans).

### II.7.7. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-x_0)}} \quad (II-18)$$

F(x) : Fréquence au dépassement de la valeur de x ;

$\alpha, x_0$  : Coefficients d'ajustement ;

$x_0$  est le paramètre de position (mode) ;

$\alpha$  est le paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex » quand il se trouve sous forme  $1/\alpha$ .

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

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (II-19)$$

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

L'intervalle de variation de x est ;  $x \in ]-\infty, +\infty [$ .

L'équation présente sous la forme :  $x = \frac{1}{\alpha}y + x_0$

Et l'équation d'une droite qui représente la loi de GUMBEL sur papier à probabilité GUMBEL.

### II.7.7.1. Procédé d'ajustement

1. Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
2. Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales et quasi normales :

$$F(x) = \frac{m-0,5}{n} \times 100 \quad (II-20)$$

m : Numéro d'ordre ;

n : Taille de la série ;

3. Calculer les caractéristiques empiriques de la série ;
4. Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée ;

$$y = -[Ln[-Ln(F(x))]] \quad (II-21)$$

5. Reporter les valeurs observées sur papier Gumbel ;
6. Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de Gumbel dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})(y_i - \bar{Y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (x_i - \bar{X})^2 \times \sum_{i=1}^N (y_i - \bar{Y})^2}} \quad (II-22)$$

$\bar{X}$  et  $\bar{Y}$  : Sont respectivement les moyennes arithmétiques des variables x et y ;

7. Calculer les paramètres d'ajustement  $1/\alpha$  et  $x_0$  ; sachant que  $1/\alpha$  est la pente de la droite et  $x_0$ , l'ordonnée à l'origine.
8. Tracer la droite de régression sur papier Gumbel.

### II.7.7.2. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Gumbel

La droite de Gumbel est donnée par la formule :

$$x = \left(\frac{1}{\alpha}\right) \times y + x_0 \quad (II-23)$$

$1/\alpha$  : La pente de la droite de GUMBEL ;

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \times \sigma_x = 0,78 \times \sigma_x \quad (II-24)$$

$$\frac{1}{\alpha} = 0,78 \times 12,52 \quad \text{donc } \frac{1}{\alpha} = 9,77 \text{ mm.}$$

$x_0$  représente l'ordonnée à l'origine :

$$x_0 = \bar{X} - \frac{1}{\alpha} \times \bar{Y} \quad (II-25)$$

$\bar{Y}$  : moyenne de la variable réduite de Gumbel :

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{n=21} y_i}{n} = 0.564 \text{ mm.}$$

Donc :

$$x_0 = 15,6 - 9,77(0,564) = 10 \text{ mm}$$

Donc ; la droite de Gumbel devient :

$$x = 9,77 y + 10$$

$$\text{D'où : } P_{\max,j} (p\%) = 9,77 y + 10$$

Le coefficient de corrélation  $r = 0.97$ .

Remarque : La corrélation est satisfaisante ; donc ; à partir du graphe ; nous pouvons tirer la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier Gumbel : (Voir Figure II-4) ;

La variable réduite égale :

$$y = -[Ln[-Ln(90\%)]] = 2,25$$

L'intervalle de confiance de quantile :

$$P_{\max,j} (10\%) = ]17,9 < 23,9 < 29,9 [= 95\% \text{ (voir Tableau II-8)}$$

Tableau II-7 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

Taille N=21 ;  $X_0=10$  mm ; I.C. à (en%)=95

Valeurs de départ	Valeurs	Ordre de	Fréquence	Variable réduite	Valeur expérimentale	Valeur théorique	Intervalle de confiance
22,3	6	1	0,0001	-2,220	0,384	6	-5,20 - 5,97
10,6	7	2	0,0005	-2,028	1,39	7	-3,79 - 6,57
25,1	7	3	0,001	-1,933	1,9	7	-3,09 - 6,88
7,6	7	4	0,005	-1,667	3,29	7	-1,16 - 7,74
13,3	8	5	0,01	-1,527	4,03	8	-0,144 - 8,20
19,8	10	6	0,02	-1,364	4,89	10	1,02 - 8,75
27,5	10	7	0,05	-1,097	6,29	10	2,89 - 9,69
8	11	8	0,1	-0,834	7,67	11	4,68 - 10,7
17,5	12	9	0,2	-0,476	9,56	12	6,97 - 12,1
19,8	13	10	0,3	-0,186	11,1	13	8,65 - 13,5
16,3	16	11	0,5	0,367	14	16	11,3 - 16,6
20,7	16	12	0,6667	0,903	16,8	16	13,4 - 20,2
7,2	17	13	0,8	1,500	19,9	17	15,5 - 24,4
12,5	18	14	0,9	2,250	23,9	18	17,9 - 29,9
11,6	19	15	0,95	2,970	27,7	19	20,1 - 35,3
18,5	19	16	0,98	3,902	32,6	19	22,9 - 42,3
16,5	20	17	0,99	4,600	36,3	20	24,9 - 47,6
10,6	22	18	0,995	5,296	39,9	22	27,0 - 52,8
7,6	25	19	0,999	6,907	48,4	25	31,7 - 65,1
27	27	20	0,9995	7,601	52	27	33,7 - 70,3
6,7	27	21	0,9999	9,210	60,5	27	38,4 - 82,6

Tableau II-8: Précipitation maximale journalière de fréquence de période de retour de 10 ans

Fréquence	U.Gumbel	Val.théo	Borne inf	Borne sup
0,9	2,25	23,9	17,9	29,9

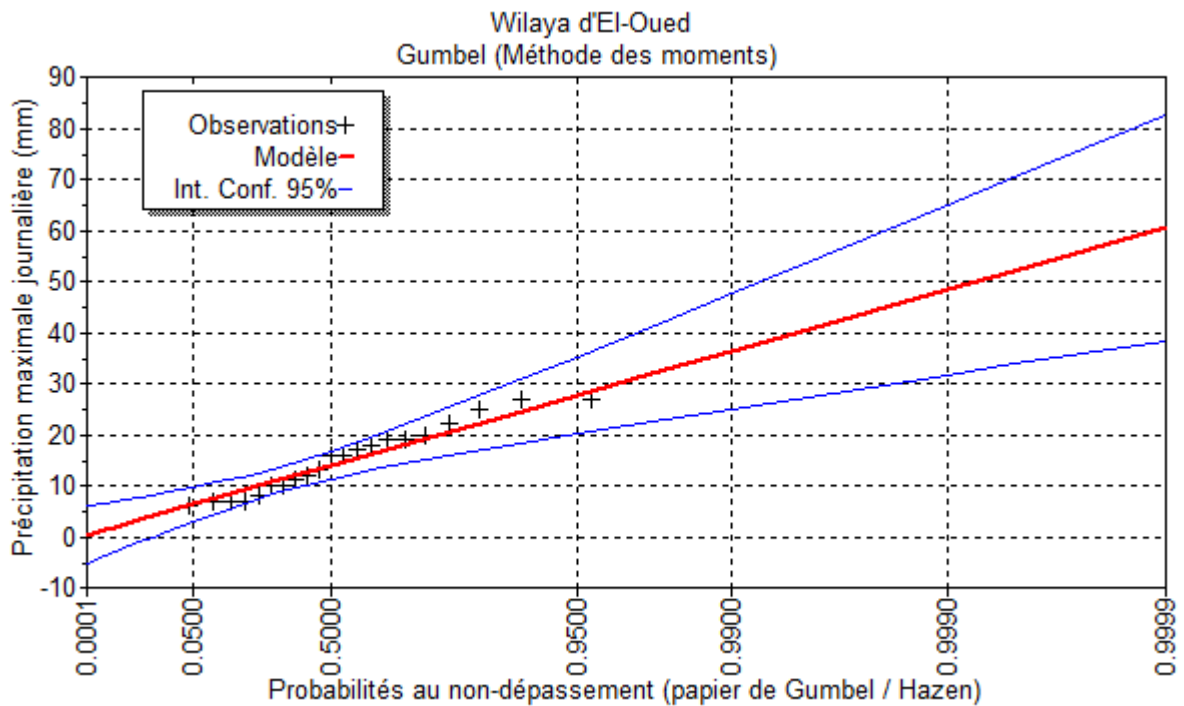


Figure II-4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

### II.7.8. Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15min et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari

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

$$I_{t(15min)(p\%)} = I_{t(p\%)} \left( \frac{t}{24} \right)^{b-1} \quad (II-26)$$

$I_t$  (15 min) (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%) ;

$I_{24}$  (p%) : Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée ;

t : Durée de l'averse en heures,  $t = 0.25h = 15$  min pour une période de retour de 10 ans ;

b : Exposant climatique de la région d'El-Oued ( $b = 0.40$ ) (ANRH Touggort) ;

Pour l'estimation de l'intensité moyenne de précipitation, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans ;durant 15min, peut être la valeur optimale. Nous aurons donc :

$$I_{(15min)(10\%)} = I_{24(10\%)} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{p_{24(10\%)}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (II-27)$$

D'après la loi de Gumbel :

$$I_{(15min)(10\%)} = \frac{23,9}{24} \left(\frac{0,25}{24}\right)^{0,4-1} \Rightarrow I_{(15min)(10\%)} = 15,4 \text{ mm/ha} \quad (II-28)$$

D'où l'intensité pluviale sera :

$$I = \frac{15,4 \times 10000}{3600} = 42,77 \Rightarrow I = \mathbf{42,77 \text{ l/s/ha}} \quad (II-29)$$

Tableau II-9 : Débit pluvial de la cité Rhimel-Est par la méthode rationnelle

Bassin	A (ha)	Cr	$\alpha$	I (l/s/ha)	Qp (l/s)	Qp (m <sup>3</sup> /s)
Rhimel- Est	78,51	0,40	1	42,77	1343,15	1,343

#### Signification des colonnes :

A : Surface de bassin (ha) ;

Cr : Coefficient de ruissellement ;

$\alpha$  : Coefficient minorateur ;

I : intensité moyenne ;

Qp : débit pluvial.

#### II.8. Conclusion

Dans ce chapitre, on a évalué les débits d'eaux usées et pluviales, puisque les équipements existants sont moins et caractérisés par une incapacité de répondre aux besoins élémentaires de la population, nous avons pris les débits industriel et publique comme étant un débit diffusé (30% de débit de point).

Pour le calcul de débit pluvial, nous avons utilisé la méthode rationnelle, car les surfaces de bassins est faibles.

- Le débit usé totale est **16,13 l/s**.
- Le débit pluvial **1,343 m<sup>3</sup>/s** ou bien **1343,15 l/s**.

# **PARTIE PRATIQUE**

## **Chapitre III**

### **CALCUL HYDRAULIQUE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

## Chapitre III : Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

### III.1. Introduction

Dans le présent chapitre, nous nous intéressons au dimensionnement du réseau d'assainissement de la cité étudiée. Pour cela, nous commençons par le choix de schéma d'évacuation des eaux usées et pluviales, le type de réseau, le tracé des collecteurs et de regards, ainsi le calcul de débit en route et transit de chaque tronçon, à pour objectif de déterminer le diamètre normalisé de chacun de ces tronçons.

### III.2. Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales

L'établissement du réseau d'assainissement d'une agglomération, doit répondre à deux catégories de préoccupation (Aidi, 2007), à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement.

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- Système unitaire.
- Système séparatif.
- Système pseudo séparatif.

#### III.2.1. Systèmes fondamentaux

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge (Aidi, 2007). On distingue :

##### ➤ **Système séparatif :**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

##### ➤ **Système unitaire :**

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

➤ **Système mixte :**

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en Système unitaire et en partie en système séparatif.

### **III.2.2. Système pseudo séparatif**

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées Peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines. (Aidi, 2007)

### **III.2.3. Système composite**

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

### **III.2.4. Systèmes spéciaux**

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue

▪ **Système sous pression sur la totalité du parcours :**

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

▪ **Système sous dépression :**

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

### **III.3. Choix du système d'évacuation**

Les principaux paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont les suivants :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte les conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.

**NB :** Dans le cas notre travail, nous avons opté pour le système unitaire, à cause de la disette de précipitation dans cette région, en plus que le réseau principale est de type unitaire, dont les avantages de ce type de réseau sont regroupés dans le tableau (III-1).

*Tableau III-1 : Domaine d'utilisation et avantages de réseau unitaire*

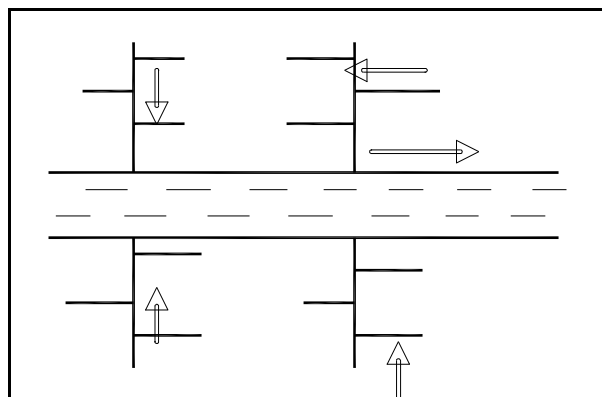
Domaine d'utilisation privilégié	Avantages
<ul style="list-style-type: none"> <li>- milieu récepteur éloigné des points de collecte.</li> <li>- topographie à faible relief.</li> <li>- imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune.</li> <li>- débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.</li> <li>- encombrement réduit du sous-sol.</li> <li>- à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).</li> <li>- aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.</li> <li>- pas de risque d'inversion de branchement.</li> </ul>

### III.4. Schémas d'évacuation

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

#### III.4.1. Schéma perpendiculaire

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales. (Aidi, 2007)



*Figure III-1 : Schéma perpendiculaire.*

### III.4.2. Schéma par déplacement latéral

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible (Aidi, 2007).

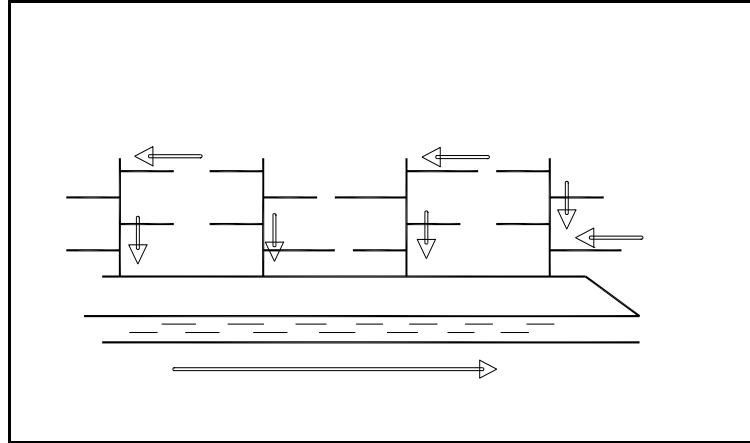


Figure III-2 : Schéma par déplacement latéral.

### III.4.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière (Aidi, 2007).

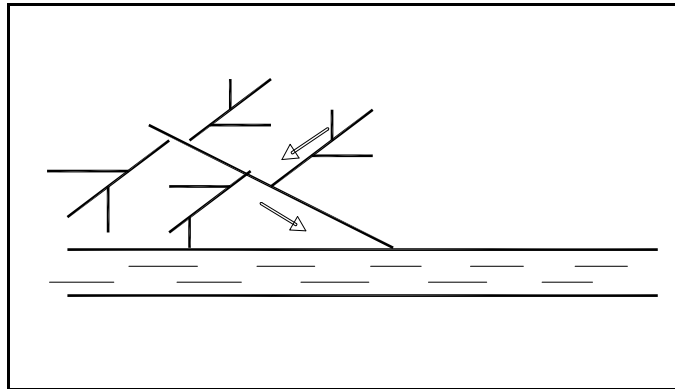


Figure III-3 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

### III.4.4. Schéma à collecteur étagé

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux (Aidi, 2007).

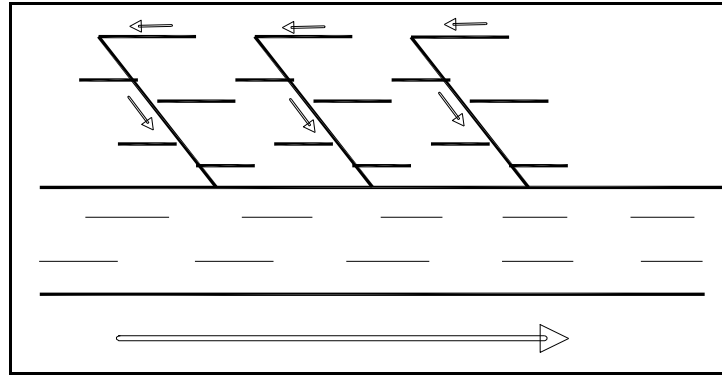


Figure III-4 :Schéma à Collecteur Etagé

### III.4.5. Schéma type radial

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire au niveau ou à partir du bassin vers la station d'épuration (Aidi, 2007).

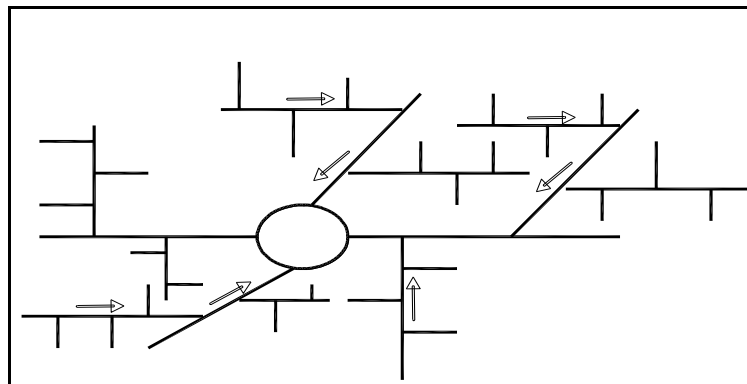


Figure III-5 : schéma type radial

### III.5. Choix du schéma du réseau d'évacuation

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

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de 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.

**NB :** Pour notre agglomération, nous adoptons le réseau d'assainissement avec un schéma à déplacement perpendiculaire. Ce schéma permet de véhiculer les débits importants au d'hors des routes étroites, dont les diamètres importants seront dans les routes larges, en plus de l'aspect économique.

### **III.6. Type de canalisation**

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

#### **III.6.1. Conduites en béton non armé**

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ce type de tuyaux caractérisé par une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante.

#### **III.6.2. Conduites en béton armé**

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

#### **III.6.3. Conduites en amiante-ciment**

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau. Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage ; à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses. Les diamètres varient de 60 à 500 mm pour des longueurs variant de 4 à 5 m. L'assemblage de cette conduite se fait par un joint roulant pour des tuyaux avec un emboîtement de diamètre.

Ces conduites résistent bien à la corrosion électrochimique, mais l'inconvénient réside dans leur non disponibilité sur le marché pour des diamètres importants, en plus elles sont déconseillées par l'Etat.

### III.6.4. Conduites en grès

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile contenant de silice, l'alumine et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C. Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m. L'inconvénient majeur, c'est qu'il mal résiste aux tassements.

### III.6.5. Conduites en chlorure de polyvinyle (P.V.C) non plastifié

Les tuyaux sont sensibles à l'effet (Haddad, 2005) de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

### III.6.6. Choix du type de canalisation

Pour faire le choix des différents types de conduite, on doit tenir compte

- Des pentes du terrain
- Des diamètres utilisés
- De la nature du sol traversé
- De la nature chimique des eaux usées
- Des efforts extérieurs dus au remblai

Pour notre projet, les conduites utilisées seront en chlorure de polyvinyle (P.V.C), puisque notre région d'étude est caractérisée par la remontée de la nappe avec un degré de salinité, aussi elle présente une faible pente de terrain.

### III.7. Conception du réseau

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma global.

1. Les collecteurs sont définis par leur :
  - Emplacement (en plan).
  - Profondeur.
  - Diamètres (intérieur et extérieur).
  - Pente.
  - Leur joints et confection.

2. Les regards de visite et de jonction sont également définis par leur.
  - Emplacement (en plan).
  - Profondeur.
  - Côtes

### III.8. Présentation des variantes du schéma directeur

Le tracé du réseau d'assainissement devra finalement comprendre un schéma à long terme, on doit tenir en compte la réservation du terrain à l'implantation des ouvrages.

Le réseau d'assainissement sera constitué de collecteurs principaux, sur lesquels viennent se brancher des collecteurs secondaires. L'implantation des différents collecteurs sera faite dans l'axe des voies existantes, lorsque les habitations y sont implantées des deux côtés de la voie, sinon le collecteur sera implanté sur l'accotement le moins encombrées de conduites ou autres câbles électriques ou téléphoniques.

Notre agglomération à des voiries non compliquée, alors le choix de la variante est limité. On procède deux variantes présentées par des schémas de SIG, cet outil nous facilite le choix de la variante adéquate pour notre agglomération. Les deux figures ci-après présentent les plans de SIG en deux et trois dimensions de la cité Rhimel-Est.

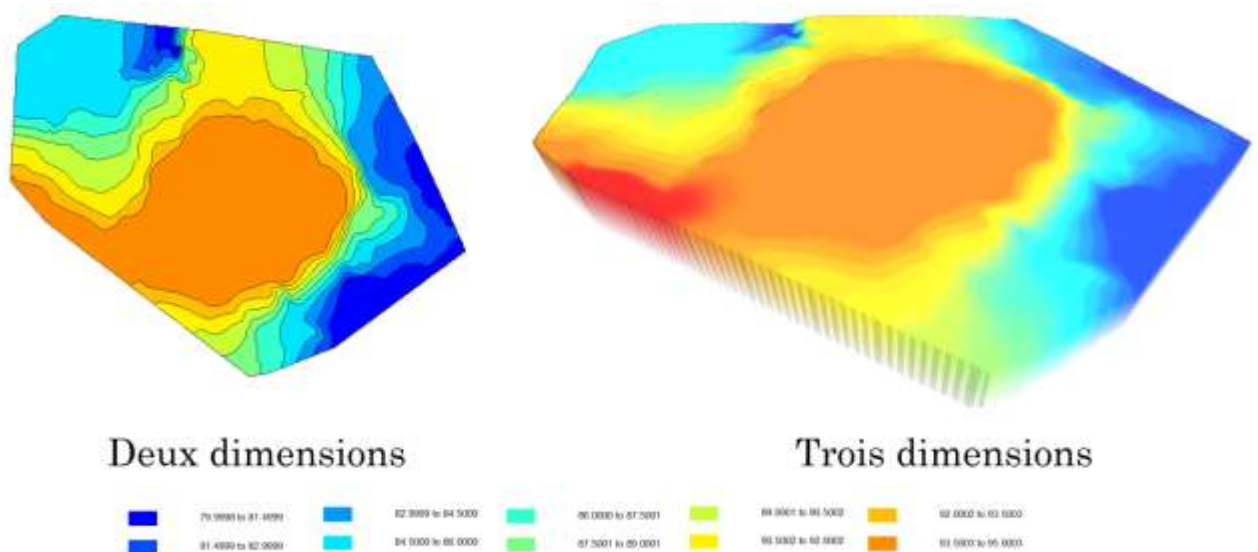
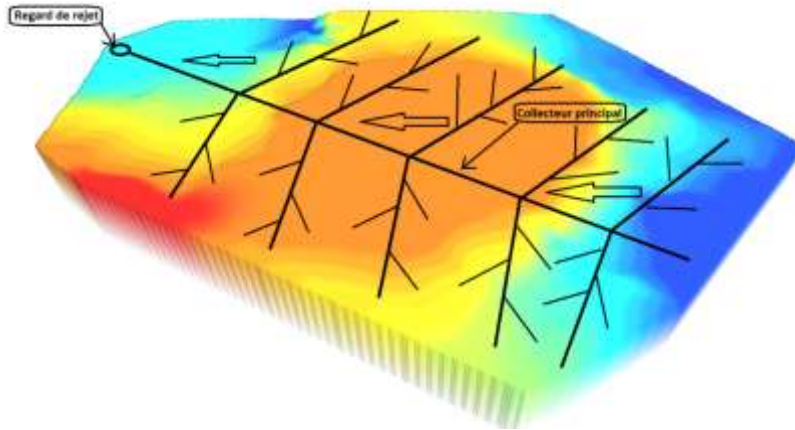
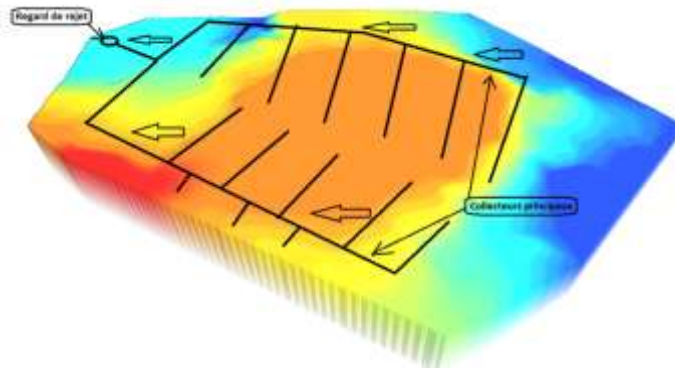


Figure III-6: Plans SIG de la cité Rhimel-Est

Les deux variantes proposées sont présentées dans les figures suivantes :



*Figure III-7 : La première variante*



*Figure III-8 : La deuxième variante*

Le choix du schéma directeur se fait suivant plusieurs facteurs géologique, topographique, économique, ...etc. En fonction de la topographie de notre terrain où le centre de cette agglomération est caractérisé par un niveau plus haut, pour cela nous avons préféré la deuxième variante comme un modèle pour la conception de notre réseau d'assainissement. Dont les collecteurs principaux collectent les eaux usées de part et d'autre des collecteurs secondaires, puis se unifient avant de rejeter le débit dans le regard de rejet.

### **III.8.1. Mode de calcul**

Avant de procéder au calcul hydraulique de notre réseau d'assainissement par gravitation, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section  $Q_{ps}$  ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées. A partir de l'abaque (réseau pluvial en système unitaire ou séparatif), et pour les valeurs données des pentes, des diamètres normalisés, on déduit le débit  $Q_{ps}$  et la vitesse  $V_{ps}$  de la conduite remplie entièrement.

On a les paramètres suivants :

- Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec l'eau.
- Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau ( $m^2$ ).
- Rayon hydraulique ( $R_h$ ) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).
- Vitesse moyenne (v) : c'est le rapport entre le débit volumique ( $m^3/s$ ) et la section mouillée ( $m^2$ ).

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité suivante :

$$Q = V \times S \quad (III-1)$$

Avec :

Q : Débit ( $m^3/s$ ).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

S : Section mouillée ( $m^2$ ).

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule de CHEZY qui nous donne la vitesse moyenne :

$$V = C \sqrt{R_h \times I} \quad (III-2)$$

Où :

I : Pente du collecteur (m/m).

$R_h$  : Rayon hydraulique (m)

C: Coefficient de CHEZY, il dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de BAZIN :

$$C = \frac{87 \times R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \quad (III-3)$$

D'où, on tire l'expression du débit :

$$Q = \frac{87 \times R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \times S \times \sqrt{I} \quad (III-4)$$

$\delta$  : Coefficient de BAZIN qui dépend de la nature des parois.

Le procédé de calcul se fait comme suivant :

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

- $R_Q = \frac{Q}{Q_{PS}}$ . rapport des débits (III-5)

- $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$ . rapport des vitesses (III-6)

- $R_h = \frac{h}{D}$ . rapport des hauteurs (III-7)

Avec :

Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire. (m<sup>3</sup>/s).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau m/s.

h : Hauteur de remplissage dans la conduite (m).

Q<sub>ps</sub> : Débit de pleine section (m<sup>3</sup>/s).

V<sub>ps</sub> : Vitesse à pleine section (m/s).

D : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

Calcul des débits spécifiques usé et pluvial de notre zone d'étude :

Tableau III-2 : Débits spécifiques usé et pluvial

	Q <sub>usé</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>pluv</sub> (m <sup>3</sup> /s)	L <sub>tot</sub> (ml)	Q <sub>usé,S</sub> (l/s)	Q <sub>pluv,S</sub> (l/s)
Cité Rhimel-Est	0,0342	1,343	5524,19	0,006	0,243

Les résultats de calcul de diamètres des collecteurs principaux et secondaires, sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau III-3 : Calculs de collecteur principal « A »

TR		P <sub>ro.am</sub> (m)	P <sub>ro.av</sub> (m)	Dist(m)	Q <sub>usé</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>plu</sub> (m <sup>3</sup> /s)	I <sub>cp</sub> (%)	Q <sub>t</sub> (m <sup>3</sup> /s)	D <sub>cal</sub> (mm)	D <sub>nor</sub> (mm)	V <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	R <sub>v</sub>	R <sub>vmin</sub>	V(m/s)	V <sub>min</sub> (m/s)	autocurage	
R1	R2	1,50	3,29	58,14	0,000	0,014	0,30	0,014	191	250	0,60	0,030	0,99	0,31	0,60	0,19	0,3	N
R2	R3	3,29	2,53	17,84	0,001	0,033	0,30	0,034	263	250	0,60	0,030	0,41	0,43	0,25	0,26	0,3	N
R3	R4	2,53	2,67	42,62	0,001	0,043	0,30	0,045	291	300	0,68	0,048	1,14	0,40	0,78	0,27	0,3	N
R4	R5	2,67	1,51	58,18	0,001	0,058	0,30	0,059	324	300	0,68	0,048	-5,26	0,44	-3,59	0,30	0,3	V
R5	R6	1,51	1,54	40,03	0,002	0,099	0,30	0,101	396	400	0,83	0,104	1,14	0,40	0,94	0,33	0,3	V
R6	R7	1,54	1,78	41,86	0,003	0,109	3,00	0,112	267	300	2,16	0,152	1,09	0,36	2,34	0,78	0,3	V
R7	R8	1,78	1,84	43,22	0,004	0,161	2,00	0,165	334	300	1,76	0,124	-48,48	0,46	-85,35	0,80	0,3	V
R8	R9	1,84	1,96	38,65	0,005	0,213	0,30	0,218	528	600	1,08	0,306	1,08	0,36	1,17	0,39	0,3	V
R9	R10	1,96	4,16	68,41	0,006	0,229	0,30	0,235	543	600	1,08	0,306	1,10	0,37	1,19	0,40	0,3	V
R10	R11	4,16	3,43	56,46	0,007	0,276	0,30	0,283	583	600	1,08	0,306	1,14	0,40	1,23	0,43	0,3	V
R11	R12	3,43	2,48	46,08	0,008	0,321	0,30	0,329	617	600	1,08	0,306	1,11	0,42	1,20	0,46	0,3	V
R12	R13	2,48	2,62	48,92	0,010	0,389	0,30	0,398	662	650	1,14	0,379	1,14	0,42	1,30	0,48	0,3	V
R13	R14	2,62	3,06	87,43	0,010	0,410	0,30	0,420	676	650	1,14	0,379	0,94	0,43	1,08	0,49	0,3	V
R14	R15	3,06	2,42	47,22	0,010	0,422	0,30	0,432	683	650	1,14	0,379	0,51	0,43	0,58	0,49	0,3	V
R15	R16	2,42	1,69	48,23	0,011	0,433	1,00	0,444	550	600	1,98	0,559	1,11	0,37	2,19	0,74	0,3	V
R16	R17	1,69	1,44	46,84	0,011	0,445	0,50	0,456	633	600	1,40	0,395	0,17	0,43	0,24	0,60	0,3	V
R17	R18	1,44	1,21	88,35	0,012	0,489	0,50	0,501	656	650	1,47	0,489	1,15	0,41	1,69	0,61	0,3	V
R18	R19	1,21	1,03	63,24	0,013	0,526	0,80	0,539	617	600	1,77	0,500	1,10	0,42	1,95	0,74	0,3	V
R19	R20	1,03	1,00	53,77	0,013	0,539	4,29	0,552	455	450	3,38	0,537	1,15	0,41	3,87	1,40	0,3	V
R20	R21	1,00	2,08	73,10	0,014	0,557	0,29	0,571	761	800	1,30	0,653	1,14	0,39	1,47	0,50	0,3	V
R21	R22	2,08	1,48	71,56	0,031	1,276	0,30	1,307	1034	1000	1,52	1,194	1,04	0,42	1,58	0,64	0,3	V
R22	R23	1,48	1,50	74,35	0,032	1,294	0,30	1,326	1040	1000	1,52	1,195	0,94	0,43	1,43	0,65	0,3	V
R23	R24	1,50	1,04	47,43	0,032	1,305	0,30	1,338	1043	1000	1,52	1,195	0,84	0,43	1,28	0,65	0,3	V
R24	R25	1,04	1,65	43,64	0,032	1,316	0,30	1,348	1046	1000	1,52	1,195	0,72	0,43	1,09	0,65	0,3	V
R25	R26	1,65	2,13	43,63	0,033	1,327	0,30	1,359	1049	1000	1,52	1,195	0,56	0,43	0,85	0,65	0,3	V
R26	R27	2,13	2,51	27,02	0,033	1,333	0,30	1,366	1051	1000	1,52	1,195	0,44	0,43	0,67	0,66	0,3	V
R27	R28	2,51	2,64	38,23	0,033	1,342	0,34	1,376	1030	1000	1,62	1,272	1,09	0,42	1,77	0,68	0,3	V

*Tableau III-4 : Calculs des collecteurs secondaires de collecteur principal  
« A »*

TR		P <sub>ro.am</sub> (m)	P <sub>ro.av</sub> (m)	Dist(m)	Q <sub>usé</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>plu</sub> [m <sup>3</sup> /s]	I <sub>cp</sub> (%)	Q <sub>t</sub> [m <sup>3</sup> /s]	D <sub>cal</sub> (mm)	D <sub>nor</sub> (mm)	V <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	R <sub>v</sub>	R <sub>vmin</sub>	V(m/s)	V <sub>min</sub> (m/s)	autocurage	
R45	R46	2,00	2,18	36,90	0,000	0,009	5,00	0,009	95	250	2,47	0,121	0,59	0,20	1,47	0,50	0,3	V
R46	R2	2,18	3,29	23,34	0,000	0,015	5,00	0,015	114	250	2,47	0,121	0,67	0,22	1,65	0,54	0,3	V
R47	R48	1,80	1,99	41,48	0,000	0,010	2,00	0,010	118	250	1,56	0,077	0,68	0,22	1,07	0,34	0,3	V
R48	R49	1,99	2,46	26,89	0,000	0,017	2,00	0,017	142	250	1,56	0,077	0,81	0,24	1,26	0,38	0,3	V
R49	R5	2,46	1,51	60,81	0,001	0,031	4,00	0,032	159	250	2,20	0,108	0,88	0,26	1,93	0,58	0,3	V
R50	R51	1,80	2,18	43,41	0,000	0,011	0,50	0,011	156	250	0,78	0,038	0,87	0,26	0,67	0,20	0,3	N
R51	R52	2,18	1,78	36,91	0,000	0,020	2,00	0,020	151	250	1,56	0,077	0,85	0,26	1,32	0,40	0,3	V
R52	R53	1,78	1,63	46,92	0,001	0,031	3,00	0,032	166	250	1,91	0,094	0,90	0,28	1,72	0,53	0,3	V
R53	R7	1,63	1,78	45,24	0,001	0,042	5,55	0,043	166	250	2,60	0,128	0,90	0,27	2,34	0,71	0,3	V
R54	R55	1,80	1,95	40,43	0,000	0,010	3,00	0,010	108	250	1,91	0,094	0,64	0,21	1,23	0,41	0,3	V
R55	R56	1,95	1,74	37,02	0,000	0,019	2,00	0,019	149	250	1,56	0,077	0,84	0,25	1,31	0,39	0,3	V
R56	R57	1,74	1,90	36,30	0,001	0,028	2,00	0,028	172	250	1,56	0,077	0,92	0,28	1,43	0,44	0,3	V
R57	R8	1,90	1,84	58,96	0,001	0,042	4,44	0,043	173	250	2,32	0,114	0,92	0,28	2,15	0,66	0,3	V
R58	R59	2,00	2,52	63,20	0,000	0,015	3,00	0,016	128	250	1,91	0,094	0,73	0,23	1,40	0,44	0,3	V
R59	R10	2,52	4,16	74,10	0,001	0,033	4,41	0,034	159	250	2,31	0,114	0,88	0,27	2,03	0,61	0,3	V
R60	R61	2,00	2,19	64,70	0,000	0,016	3,00	0,016	129	250	1,91	0,094	0,74	0,23	1,41	0,44	0,3	V
R61	R11	2,19	3,43	74,71	0,001	0,034	4,20	0,035	162	250	2,26	0,111	0,89	0,27	2,00	0,61	0,3	V
R62	R63	1,20	2,72	88,30	0,001	0,021	0,80	0,022	186	250	0,99	0,048	0,97	0,30	0,96	0,30	0,3	N
R63	R64	2,72	1,87	65,18	0,001	0,037	1,00	0,038	219	250	1,10	0,054	1,08	0,36	1,19	0,39	0,3	V
R64	R12	1,87	2,48	74,73	0,001	0,055	2,73	0,057	211	250	1,82	0,089	1,06	0,34	1,93	0,62	0,3	V
R65	R66	1,50	1,34	49,46	0,000	0,012	2,00	0,012	126	250	1,56	0,077	0,72	0,23	1,13	0,36	0,3	V
R66	R17	1,34	1,44	45,83	0,001	0,023	4,16	0,024	140	250	2,25	0,110	0,80	0,24	1,79	0,55	0,3	V
R67	R68	1,50	1,27	51,54	0,000	0,013	3,00	0,013	119	250	1,91	0,094	0,69	0,22	1,31	0,42	0,3	V
R68	R18	1,27	1,21	36,59	0,001	0,021	3,77	0,022	139	250	2,14	0,105	0,79	0,24	1,69	0,52	0,3	V

Tableau III-5 : Calculs de collecteur principal « B »

TR		P <sub>ro.am</sub> (m)	P <sub>ro.av</sub> (m)	Dist(m)	Q <sub>usé</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>plu</sub> [m <sup>3</sup> /s]	I <sub>cp</sub> (%)	Q <sub>t</sub> [m <sup>3</sup> /s]	D <sub>cal</sub> (mm)	D <sub>nor</sub> (mm)	V <sub>ps</sub>	Q <sub>ps</sub> (m <sup>3</sup> /s)	R <sub>v</sub>	R <sub>vmin</sub>	V(m/s)	V <sub>min</sub> (m/s)	autocurage	
R29	R30	1,50	1,76	40,35	0,000	0,010	3,00	0,010	108	250	1,91	0,094	0,64	0,21	1,23	0,41	0,3	V
R30	R31	1,76	1,78	96,07	0,001	0,033	0,50	0,034	239	250	0,78	0,038	1,14	0,39	0,89	0,30	0,3	V
R31	R32	1,78	2,38	63,52	0,001	0,049	0,30	0,050	304	300	0,68	0,048	1,15	0,41	0,78	0,28	0,3	N
R32	R33	2,38	3,17	85,08	0,002	0,069	0,30	0,071	347	375	0,79	0,087	1,12	0,38	0,88	0,30	0,3	N
R33	R34	3,17	2,79	150,65	0,005	0,196	0,30	0,201	513	500	0,96	0,188	1,12	0,42	1,08	0,40	0,3	V
R34	R35	2,79	2,82	45,55	0,010	0,391	0,30	0,401	664	650	1,14	0,379	1,14	0,42	1,30	0,48	0,3	V
R35	R36	2,82	3,37	49,60	0,010	0,403	0,30	0,413	672	650	1,14	0,379	1,06	0,42	1,21	0,48	0,3	V
R36	R37	3,37	1,59	56,04	0,010	0,417	0,80	0,427	566	600	1,77	0,500	1,13	0,38	2,00	0,68	0,3	V
R37	R38	1,59	1,94	49,29	0,011	0,429	3,00	0,439	446	450	2,83	0,449	1,14	0,41	3,22	1,15	0,3	V
R38	R39	1,94	1,57	47,02	0,012	0,497	0,80	0,509	604	600	1,77	0,500	1,15	0,41	2,02	0,73	0,3	V
R39	R40	1,57	1,56	47,56	0,014	0,564	0,80	0,578	633	600	1,77	0,500	0,09	0,43	0,16	0,76	0,3	V
R40	R41	1,56	1,78	44,93	0,014	0,575	0,80	0,589	638	600	1,77	0,500	-0,86	0,44	-1,53	0,77	0,3	V
R41	R42	1,78	1,71	51,18	0,014	0,587	0,80	0,601	643	600	1,77	0,500	-2,75	0,44	-4,87	0,78	0,3	V
R42	R43	1,71	2,08	50,14	0,015	0,599	3,00	0,614	506	500	3,03	0,595	1,15	0,41	3,47	1,25	0,3	V
R43	R44	2,08	1,89	43,35	0,016	0,634	2,00	0,649	557	600	2,79	0,790	1,12	0,38	3,13	1,06	0,3	V
R44	R21	1,89	2,08	50,38	0,017	0,670	2,80	0,686	534	600	3,31	0,935	1,09	0,36	3,59	1,20	0,3	V

Tableau III-6 : Calculs des collecteurs secondaires de collecteur principal  
« A »

TR		P <sub>ro.am</sub> (m)	P <sub>ro.av</sub> (m)	Dist(m)	Q <sub>usé</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Q plu (m <sup>3</sup> /s)	I <sub>cp</sub> (%)	Qt (m <sup>3</sup> /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps	Qps (m <sup>3</sup> /s)	Rv	Rvmin	V(m/s)	Vmin (m/s)	autocurage	
R69	R70	1,20	2,47	65,89	0,000	0,016	0,30	0,016	200	250	0,60	0,030	1,03	0,33	0,62	0,20	0,3	N
R70	R71	2,47	3,37	101,33	0,001	0,041	0,30	0,042	284	250	0,60	0,030	-167,0	0,47	-100,8	0,28	0,3	N
R71	R72	3,37	2,02	107,21	0,002	0,067	1,00	0,068	273	250	1,10	0,054	-13,49	0,45	-14,87	0,49	0,3	V
R72	R33	2,02	3,17	97,70	0,002	0,090	1,24	0,093	294	250	1,23	0,060	-982,6	0,48	-1205	0,59	0,3	V
R73	R74	1,50	1,25	58,90	0,000	0,014	2,00	0,015	135	250	1,56	0,077	0,77	0,24	1,19	0,37	0,3	V
R74	R75	1,25	2,40	50,42	0,001	0,027	0,30	0,027	242	250	0,60	0,030	1,14	0,40	0,69	0,24	0,3	N
R75	R76	2,40	1,55	47,56	0,001	0,038	0,30	0,039	277	250	0,60	0,030	-40,42	0,45	-24,40	0,27	0,3	N
R76	R77	1,55	1,74	64,37	0,001	0,054	0,30	0,055	315	300	0,68	0,048	0,44	0,43	0,30	0,29	0,3	N
R77	R78	1,74	2,00	86,28	0,002	0,075	0,30	0,077	357	375	0,79	0,087	1,14	0,39	0,90	0,31	0,3	V
R78	R79	2,00	1,69	72,98	0,003	0,133	0,30	0,136	443	450	0,89	0,142	1,14	0,40	1,02	0,36	0,3	V
R79	R34	1,69	2,79	94,49	0,005	0,184	2,61	0,188	333	400	2,44	0,306	1,05	0,34	2,57	0,82	0,3	V
R80	R81	0,80	0,80	53,02	0,000	0,013	1,76	0,013	133	250	1,46	0,072	0,76	0,23	1,10	0,34	0,3	V
R81	R82	0,80	1,72	50,04	0,001	0,025	0,30	0,026	237	250	0,60	0,030	1,13	0,39	0,68	0,23	0,3	N
R82	R78	1,72	2,00	62,64	0,001	0,040	0,08	0,041	366	250	0,30	0,015	0,00	0,58	0,00	0,18	0,6	N
R83	R84	0,80	0,96	53,35	0,000	0,013	0,30	0,013	185	250	0,60	0,030	0,97	0,30	0,58	0,18	0,3	N
R84	R79	0,96	1,69	62,50	0,001	0,028	0,41	0,029	233	250	0,71	0,035	1,12	0,38	0,79	0,27	0,3	N
R85	R86	1,50	1,53	66,83	0,000	0,016	2,00	0,017	141	250	1,56	0,077	0,80	0,24	1,25	0,38	0,3	V
R86	R87	1,53	1,10	67,53	0,001	0,033	1,24	0,033	201	250	1,23	0,060	1,03	0,33	1,26	0,40	0,3	V
R87	R88	1,10	0,80	49,08	0,001	0,045	0,46	0,046	271	300	0,85	0,060	1,10	0,37	0,93	0,31	0,3	V
R88	R38	0,80	1,94	48,83	0,001	0,056	0,19	0,058	349	300	0,55	0,039	-597,1	0,48	-326,2	0,26	0,3	N
R89	R90	1,00	0,80	60,82	0,000	0,015	2,18	0,015	134	250	1,63	0,080	0,76	0,24	1,24	0,38	0,3	V
R90	R91	0,80	1,01	69,22	0,001	0,032	0,30	0,032	258	250	0,60	0,030	1,05	0,42	0,63	0,26	0,3	N
R91	R92	1,01	1,15	49,08	0,001	0,044	0,30	0,045	291	300	0,68	0,048	1,14	0,40	0,78	0,27	0,3	N
R92	R39	1,15	1,57	48,62	0,001	0,055	0,24	0,057	333	375	0,70	0,078	1,09	0,36	0,76	0,25	0,3	N
R93	R94	1,20	1,51	46,50	0,000	0,011	1,00	0,012	140	250	1,10	0,054	0,80	0,24	0,88	0,27	0,3	N
R94	R43	1,51	2,08	52,34	0,001	0,024	2,40	0,025	158	250	1,71	0,084	0,87	0,26	1,49	0,45	0,3	V
R95	R96	1,50	1,27	44,49	0,000	0,011	1,50	0,011	128	250	1,35	0,066	0,73	0,23	0,99	0,31	0,3	V
R96	R44	1,27	1,89	53,49	0,001	0,024	2,48	0,024	156	250	1,74	0,085	0,87	0,26	1,51	0,45	0,3	V
R97	R98	1,50	1,37	45,08	0,000	0,011	3,00	0,011	113	250	1,91	0,094	0,66	0,22	1,27	0,41	0,3	V
R98	R99	1,37	1,86	28,73	0,000	0,018	1,00	0,018	167	250	1,10	0,054	0,90	0,28	1,00	0,30	0,3	V
R99	R21	1,86	2,08	56,79	0,001	0,032	2,86	0,033	170	250	1,87	0,092	0,91	0,28	1,70	0,52	0,3	V

### **III.9. Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons fait les calculs hydrauliques de notre réseau. D'après les tableaux, on remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 250 et 1000mm.

Les calculs hydrauliques de notre réseau étémontrent qu'on n'a pas d'un problème d'auto-curage, et notre réseau fonctionne correctement sauf dans les collecteur où la pente est contrôlé par la pente de terrain, tel que notre agglomération se trouve dans un terrain accidenté où la pente est très importante dans le centre, et la vitesse est très élevée ce qui favorise la vérification d'auto-curage.

## **Chapitre IV**

# **POSE DE CANALISATIONS ET ELEMENTS DU RESEAU D'EGOUT**

## Chapitre IV : Pose de canalisations et éléments du réseau d'égout

### IV.1. Introduction

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie :
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une purification, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorables.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

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

### IV.2. Pose de canalisations

Les conduites des réseaux d'évacuation des eaux usées et pluviales sont dans la plupart des cas enterrées, mais parfois le relief exige qu'elles soient aériennes (traversées d'oueds chaabats). (Azira, 2005)

Les réseaux d'évacuation des eaux usées sont constitués de conduites soumises à de nombreuses contraintes dont on cite:

- Les chocs lors de la mise en œuvre.
- L'action des racines des arbres
- Les tassements différentiels du sol.
- L'agressivité du terrain
- Les charges fixes et mobiles au dessus de la canalisation.
- Le poids propre du remblai.
- Le poids du liquide.
- les variations du niveau des nappes phréatiques.

La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm

### **IV.2.1. Aménagement du lit de pose**

Les conduites doivent être posées sur un lit de pose de 0,2 m d'épaisseur qui se compose généralement de gravier bien nivelé suivant les côtes du profil en long. Mais si les terrains sont peu consistants, le fond des tranchées sera consolidé. Chaque tuyau repose sur deux briques placées sur ce fond, le vide doit être rempli de sable.

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

#### **IV.2.1.1. Pose dans un terrain ordinaire**

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60cm et une profondeur de façon à recevoir le lit de pose, la conduite et l'épaisseur du remblai (80cm minimum), le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de gravier d'une épaisseur de 15 à 20cm, convenablement nivelé.

- Dans le cas d'un soudage de joints, cette tâche doit être faite de préférence en fond de tranchée.
- Pour plus de sécurité, l'essai de pression de conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement, l'essai consiste en un remplissage de la conduite en eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement.
- Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30cm.

#### **IV.2.1.2. Pose dans un mauvais terrain**

Si le terrain est de mauvaise qualité, on peut envisager les solutions suivantes:

##### **a) Cas d'un terrain peu consistant**

Pour éviter tout mouvement de canalisation ultérieurement celle-ci doit être posée sur une semelle, en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ceux-ci doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol.

##### **b) Cas d'un terrain mouillé**

Il est prévu dans la tranchée un moyen pour le drainage couvert d'un lit de gravier de gros calibre, par la suite un lit en béton armé sur lequel repose la canalisation.

### **IV.2.2. La mise en place de la canalisation**

La mise en place des conduites répond aux opérations suivantes :

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

### **IV.2.3. Construction des regards**

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre (Azira, 2005)

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

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

### **IV.2.4. Remblai des tranchés**

On procède, après la mise en place des tuyaux, à la réalisation du remplissage (remblaiement) de la tranchée en trois phases :

- L'enrobage des tuyaux jusqu'à la hauteur du diamètre horizontale, l'assise et l'enrobage conditionne la bonne tenue de la canalisation. Il faut insister sur le bourrage des deux triangles de coin.
- On utilise les terres des déblais expurgées des pierres grossières. A ce stade on effectue les essais
- On poursuit le remblaiement et le dosage par couche successive jusqu'à une hauteur de 0,10 à 0,20 m au dessus de la génératrice supérieure de l'assemblage.
- A partir de (0,1 à 0,2) m de hauteur le remblai peut être poursuivi (à l'aide
- d'engin) avec la terre des déblais purgées des éléments, pierres supérieures à 30 mm, l'ensemble est légèrement damé. (Azira, 2005)

### **IV.3. Eléments constitutifs le réseau d'assainissement**

#### **IV.3.1. Les Ouvrages principaux:**

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

##### **IV.3.1.1. Canalisations:**

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables. (Haddad, 2005)

##### **IV.3.1.2. Assemblage par collage à froid en PVC**

Les conditions à respecter pour obtenir un collage satisfaisant sont : (Akrouche, 2008)

- dépolir les parties à assembler à l'aide de papier de verre.
- vérifier la présence de chanfrein à l'extrémité du bout male et reporter sur celle-ci, à l'aide d'un crayon gras la longueur de l'emboîture.
- bien nettoyer les parties à assembler avec le décapant fourni par le fabricant.
- appliquer l'adhésif sans excès à l'aide d'un pinceau à l'entrée de l'emboîture, puis sur le bout male.

- emboîter immédiatement les 2 éléments à fond (jusqu'à repère préalablement tracés) en poussant longitudinalement sans mouvement de torsion.
- ôter avec un chiffon propre l'adhésif superflu à l'extérieur du joint.
- reboucher les pots de colle et de décapant après chaque usage et vérifier qu'aucun pot n'a été oublié ou renversé dans le fond de la fouille (dans ce cas enlever la terre souillée).

#### IV.3.1.3. Regards

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation. (Akrouche, 2008)

- **Regard simple** : pour le raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou des collecteurs de diamètre important.
- **Regard double** : pour un système séparatif
- **Regard toboggan** : en cas d'exhaussement de remous
- **Regard de chute** : à forte pente.

La distance entre deux regards est variable :

- a) 35 à 50 m en terrain accidenté.
- b) 50 à 80 m en terrain plat.

#### IV.3.1.4. Emplacement des regards

Les regards doivent être installés sur les canalisations (Akrouche, 2008) :

- 1) A chaque changement de direction ;
- 2) A chaque jonction de canalisation ;
- 3) Aux points de chute ;
- 4) A chaque changement pente ;
- 5) A chaque changement diamètre ;

### IV.3.2. Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout .Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts. (Haddad, 2005)

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Les ouvrages normaux
- Les ouvrages spéciaux

### IV.3.3. Les ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur le cours des réseaux .Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau(Haddad, 2005).

#### a. les branchements

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

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

#### b. Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrages est destiné à la recueille des eaux pluviales. On distingue deux catégories

A- Les ouvrages de recueille et de transport.

B- Les ouvrages de recueille proprement dite en tête et sur le cours du réseau principal.

### **IV.3.4. Les ouvrages de recueil et de transport**

#### **IV.3.4.1. Les fossés**

Les fossés sont destinés à la recueille des eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

Dans notre cas, on les place au niveau des collecteurs secondaires raccordés aux collecteurs principaux CI et CV.

#### **IV.3.4.2. Les caniveaux**

Sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout

#### **IV.3.4.3. Les bouches d'égout**

Les bouches d'égouts sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont. (Haddad, 2005)

Elles peuvent être classées selon deux critères : la manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus.

##### **a. Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation**

Ce type de bouche d'égouts peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent.

Selon le type de recueille des eaux, on distingue cinq types de bouches d'égouts.

##### **b. Les bouches d'égouts avec grille et couronnement métallique**

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un

siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

**c. Les bouches d'égouts avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique**

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonide ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

Les bouches d'égout avec bavette et couronnement en pierres ou en béton

Ce type est une variante applicable aux deux types précédents.

**d. Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné**

Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

**e. La bouche d'égout à grille seule :**

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la conduite.

## **Chapitre V**

# **GESTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT**

## **Chapitre V : Gestion du réseau d'assainissement**

### **V.1. Introduction**

Généralement, l'assainissement dans les villes doit :

- Collecter et évacuer les eaux usées et pluviales en évitant les risques d'inondation
- Assurer leur rejet dans le milieu récepteur après un traitement compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Ces deux objectifs nécessitent un entretien efficace des systèmes de collecte et de traitement et leur maintien en état. Pour cela, et dans le souci d'assurer la gestion technique et économique des systèmes d'assainissement, la notion de gestion, maintenance et exploitation et les opérations d'entretien et de contrôle à effectuer sur les ouvrages et les installations du système d'assainissement seront élaborées dans ce qui suit (Derais, 2005)

### **V.2. Organisation de l'entretien des réseaux**

L'organisation de l'entretien des réseaux doit être fondée sur une parfaite connaissance du réseau dans tous ses éléments constitutifs et dans son fonctionnement.

Un programme de visite s'avère indispensable afin de mener dans de bonnes conditions des opérations d'entretien, de curage et de contrôle des réseaux.

### **V.3. Mode d'entretien des réseaux**

#### **V.3.1. La surveillance**

Les méthodes utilisées pour la surveillance du réseau étant actuellement basées sur l'aspect humain, elles resteront de ce fait approximatives pour des ouvrages non visitables. Mais l'introduction de nouvelles techniques va permettre un gain de temps et d'argent et une plus grande efficacité dans le travail. Vu leur manque d'efficacité, leur rendement faible et leur coût élevé.

#### **V.3.2. Méthodes traditionnelles**

Un réseau d'égout, même parfaitement construit, doit périodiquement être curé pour supprimer les obstructions et maintenir l'écoulement des effluents d'eau usées et des eaux pluviales constant.

Plusieurs méthodes sont utilisées qui peuvent s'inscrire dans deux catégories

- le curage mécanique manuel ; pour cela on déplace entre deux regards l'appareil à curer (curette, boule de curage : flottante ou roulante; vrille ou hérisson).
- Les chasses d'eau dont le but est d'envoyer dans le réseau une certaine quantité d'eau afin d'éliminer les dépôts.

#### **V.3.2.1. Entretien des chasses d'eau**

Les chasses d'eau sont réglées pour obtenir une ou deux chasses par 24 heures afin d'éviter le désamorçage. Une visite des regards et les bouches d'égoutss'impose une fois par mois.

#### **V.3.2.2. Entretien des branchements particulier**

Le curage des branchements particuliers sur la section comprise sous le domaine public a lieu une fois tous les deux ans. Il se fait par tringlage.

Le curage des branchements sur le terrain privé est laissé à l'initiative et aux frais de propriétaire.

#### **V.3.2.3. Ventilation des égouts**

La présence de l'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation putride des matières dans les eaux . Par une inspection régulière, chaque trimestre, il faut veiller à ce que :

- Les tampons de regards soient munis d'orifices non obstrués.
- Les bouches sous chaussées soient nettoyées.
- Les tuyaux de chute et de descente des immeubles aient une ventilation primaire à l'air libre.

#### **V.3.2.4. Entretien des ouvrages en béton**

Les ouvrages en béton (canalisations en particulier) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et de ruptures; ces défauts sont sollicités par:

- Les mouvements du sol,
- Les vibrations dues à la circulation lourde,
- Les agressions chimiques.

### V.3.3. Méthode moderne

Les raisons de l'introduction et de la généralisation des méthodes modernes sont la conséquence des inconvénients notoires des anciens procédés; en effet ces derniers :

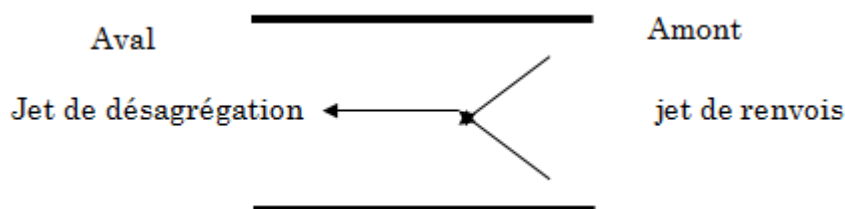
- Manque d'efficacité
- Ont un faible rendement et exige un personnel travaillant dans des conditions très malsaines.
- Sont à des coûts d'entretien élevés.

Des méthodes modernes d'entretien mécanisées ont été élaborées, depuis une vingtaine années en vue:

- D'améliorer l'efficacité de l'entretien et le rendement en mécanisant les travaux.
- D'éviter que le personnel ne descende dans les regards et soit en contact avec les boues extraites.
- D'éviter que les matières extraites ne souillent les chaussées pour éviter les risques de propagation des épidémies

#### V.3.3.1. Les cureuses hydrodynamiques

Ce sont des appareils qui se déplacent de l'amont vers l'aval du collecteur, un jet central désagrège les boues tandis que d'autres jets latéraux pousse les boues émulsionnées vers le regard afin d'être aspirées.



#### V.3.3.2. Les aspiratrices

Dans le cas où les boues peuvent être accessibles directement à partir des ouvrages, on utilise des pompes à vides pour aspirer ces boues vers une citerne sous vide. Elles sont équipées d'une cuve à boues de 5 à 10 m<sup>3</sup>. Cette cuve est mise en dépression par une pompe à air aspirant 200 à 500 m<sup>3</sup>/h sous pression de 0,7 bars. (Azira, 2005).

### V.3.3.3. Gestion informatique du réseau

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situations (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. (Azira, 2005)

Pour perfectionner ce système on peut placer de capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,...etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatique ou semi-automatique à distance.

## V.4. Surveillance des réseaux d'assainissement

Toute mise en place d'un système quelconque de surveillance nécessite au préalable l'établissement de la carte d'identité du réseau que l'on désire contrôler. Elle apportera une connaissance en fonction des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

### V.4.1. Les caractéristiques géographiques et géométriques

- pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et de fil d'eau, pentes etc....
- Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.

### V.4.2. Les caractéristiques hydrauliques :

- ❖ Pluviométrie ;
- ❖ Consommation d'eau ;
- ❖ Débit entrant dans le réseau ;

La surveillance d'un réseau répond à plusieurs objectifs, parmi ceux-ci on citera :

- La sécurité du personnel ;
- La maintenance du réseau ;
- La protection du milieu urbain et de l'environnement ; (Briki, 2008)

### V.4.3. Les moyens d'exploitation

Dès que l'on parle d'exploitation, il convient de séparer deux cas :

- Celui des ouvrages visitables.

- Celui des ouvrages non visitables.

Par ailleurs, exploiter un égout, c'est le débarrasser de tout ce qui peut entraver son bon fonctionnement. C'est à dire de tout ce qui peut empêcher le transit de l'effluent vers la station d'épuration ou vers le milieu naturel.

#### **V.4.4. Curage mécanique des égouts visitables**

Dans le domaine du curage mécanique des égouts visitables, nous envisagerons successivement les moyens mécaniques avec :

- a) les ouvrages en eau (ouvrages eaux usées en séparatif ou en unitaire)
- b) les ouvrages à sec (ouvrage d'eaux pluviales).

##### **V.4.4.1. Curage mécanique en présence d'eau**

###### **1. Périodicité des travaux de curage :**

La périodicité du curage est fonction :

- Du site où se trouve la bouche d'égout (marchés,...) ;
- De l'état de la voirie, trottoirs en gravier ou pas ;
- Du type de voie, avec caniveaux ou sans, bordée ou non d'arbres;
- De la nature du roulage et des transports de produits pouvant se répandre sur la chaussée (sables, graviers...) ;(Briki, 2008)

###### **2. Principe de curage**

Le curage s'effectue à l'aide d'une vanne mobile susceptible de se déplacer longitudinalement dans l'égout à nettoyer.

La vanne a une forme semblable à la coupe transversale de l'égout (partie inférieure limitée par une horizontale située environ au niveau de la naissance de la voûte).

Cette vanne comporte à sa partie inférieure, au niveau du radier de l'égout, une lumière obturée par une vanne secondaire. On ouvre alors la lumière qui constitue un ajustage de section réglable par où s'échappe un jet d'eau tangent au radier de l'égout, la vitesse de l'eau étant proportionnelle à la racine carrée de la dénivelée entre les plans d'eau amont et aval.

Les sédiments sont déplacés vers l'aval à une distance variant de quelques centimètres à quelques dizaines de mètres en fonction de la vitesse de l'eau d'une part, de la granulométrie et de la densité des sédiments d'autre part.

Lorsque le radier est propre devant l'appareil, on débloque la vanne qui se déplace alors sous l'effet de la pression pour le caler à nouveau au contact des déblais et l'opération recommence. (Briki, 2008)

#### **V.4.4.2. Curage mécanique sans présence d'eau**

Le curage ne peut être exécuté en utilisant l'énergie de l'eau puisque le débit de temps sec est très insuffisant. Donc on doit extraire cette matière accumulée dans l'égout au moyen des techniques rustiques basées sur les bras, la pelle et la pioche.

#### **V.4.4.3. Curage des ouvrages non visitables :**

Les réseaux d'égout non visitables font appel pour le curage à deux types de procédés:

- a) Procédé manuel.
- b) Procédé hydrodynamique.

### **V.5. Travaux spécifiques**

#### **V.5.1. Désodorisation**

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent les mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide

#### **V.5.2. Réhabilitation du réseau**

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou au citoyens ne sont plus tolérables. Dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer.

Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation cause beaucoup plus de désagréments que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitations qu'entreprend le gestionnaire sont:

- Le fraisage des obstacles intérieurs.
- Le tubage intérieur.
- Le graissage intérieur.
- L'injection de produits colmatant.

**V.5.2.1. Fraisage des obstacles**

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints. L'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qui a un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal et qui est alimentée par un moteur.

**V.5.2.2. L'injection des produits colmatant**

Cette technique est utilisée pour les conduites de gros diamètres, elle consiste à projeter par centrifugation une couche de mortier de ciment où résine hypoxique qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer toutes les trous et les fissures.

**V.5.2.3. Le gainage intérieur**

Ce procédé est utilisé pour les conduites de diamètre allant de 200 mm à 1000 mm, avant la mise en place de la gaine on procède à une inspection de la canalisation par une caméra TV. On place à l'intérieur de la conduite une gaine qu'on gonfle avec de l'air sous pression (de 0,1 à 0,5 bar).

**V.5.2.4. Le chemisage extérieur**

L'opération est appliquée pour les canalisations traversants des terrains marécageux, ou des sols agressifs. Elle consiste à enrober la canalisation d'une gaine étanche et qui résiste aux attaques chimiques, la gaine est en suite entourée par une couche de sable pour faciliter le drainage des eaux qui stagnent autour de la conduite.

**V.6. Conclusion**

Nous constatons des recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau :

- 1) La première opération qu'il faut entreprendre, pour une bonne gestion et exploitation de notre réseau, est une campagne de collecte de données et une série de mesures concernant le réseau ; tracé, débit, pente, ...etc.
- 2) Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau est terminée, on établit un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle avant les premières pluies de l'automne.

## **CONCLUSION GENERALE**

## **Conclusion générale**

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature et la topographie du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération. De tous ces critères résulte, notre système d'évacuation des eaux et pluviales soit le système unitaire

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnelle avec une période de retour de 10ans, les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) ont été déterminés selon la répartition de la population.

Le cheminement des collecteurs s'est fait selon la topographie du terrain, (suivant le cheminement qui favorise l'écoulement gravitaire de l'eau, dans ce cas nous avons essayé de vérifier les deux conditions suivantes:

L'implantation du réseau est étudiée en donnant à la canalisation amont des pentes permettant l'auto-curage des conduites. La pente minimale souhaitable est de **3%**, ainsi le diamètre minimal est de l'ordre de **250mm**.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements dans la mesure du possible, par ailleurs cette profondeur doit être supérieure à **1,00 m**, telle que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

Après le raccordement de notre réseau avec un autre réseau existant, le collecteur de point de raccordement jusqu'à le rejet final dans le milieu naturel nécessite un diagnostic pour le nouveau fonctionnement. Si les dimensions de ce collecteur ne supportent pas le nouveau débit transféré, donc ce collecteur doit être redimensionné avec les nouvelles conditions imposées.

## Références bibliographies

- Achiri, O., & Bouziane, Y. (2014). *IAGNOSTIQUE QUALITATIF DES EAUX POTABLE DISTRIBUEES POUR L'ALIMENTATION DANS LA VILLE D'EL OUED*. El-oued: Université d'El-Oued.
- Aidi, K. (2007). *ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE SED REHAL (W. DJELFA )*. Blida: Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.
- Akrouche, E. (2008). *Etude de la réhabilitation de réseau de l'assainissement de la ville de BOUFARIK (W. Blida)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE.
- Azira, K. (2005). *Etude De La Réhabilitation Du Réseau D'assainissement De La Ville De Boughzoul (Wilaya De Médéa)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE.
- Belarbi, H. (2008). *Etude du réseau d'assainissement de la ville de sidi HAMAD (W.BLIDA)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE.
- Benmebarek, M. (2011). *ETUDE DE RENFORCEMENT DE L'APPROVISIONNEMENT EN EAU POTABLE DE BORDJ EL KIFFAN (W.ALGER)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE.
- Briki, A. (2008). *ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE TIPAZA (PARTIE EST)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE.
- Cherifi, A. (2005). *Rénovation du réseau d'assainissement de la ville de Boudouaou (w. de boumerdes)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE ENSH-BLIDA.
- Derais, S. (2005). *ETUDE DE RENOVATION ET D'EXTENSION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE CHEBLI (W.BLIDA)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE.
- Haddad, a. (2005). *DIAGNOSTIC ET EXTENSION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE HADJOUT (W.TIPAZA)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE.
- Tidjani, M. S. (2011). *DIAGNOSTIC DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE HASSI KHALIFA (W.EL OUED)*. Blida: ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE.
- Zoubiri, F. (2007). *Etude de réseau d'assainissement de Bouyeghsene (W.Tipaza)*. Blida: Ecole Nationale Supérieure de l'Hydraulique.

Site et direction visités :

- DRE : Direction des Ressource en Eaux de la wilaya d'El-Oued
- ONA : Office Nationale d'Assainissement de la wilaya d'El-Oued
- ANRH : Agence Nationale des ressources hydriques de Touggourt
- OMS : [www.oms.com](http://www.oms.com) (Office Nationale des Statistiques)