

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE ELCHAHID HAMMA lakhdar

Faculté des technologies

Département d'hydraulique et de génie civil

Filière d'hydraulique

MEMOIRE :

*Présente en vue de l'obtention du diplôme de master professionnel en
Hydraulique*

Option : Conception et diagnostic du système d'AEP et d'Assainissement

THEME :

**Diagnostic et Dimensionnement
du Réseau d'Assainissement
(cas de la cité d'Ouled Touati commune d'El oued)**

Présenté par :

Mr CHELBI ABDERRAHMANE

Mr REDJAL MELAH DJILANI

Promoteur :

Dr GHOMRI ALI

Devant le jury composé de :

President : M^{me} MEGUELLATI Soumia

Examineur : Mr ZINE Brahim

Mai 2016

œ Remerciement œ

Nous remercions notre Dieu qui nous a donné la force et la sagesse pour achever ce modeste travail.

Nous adressons tous nos respects et nos remerciements à ceux qui nous ont aidés de près ou de loin pour l'élaboration de cette étude et particulièrement à :

- *Notre promoteur M^{onsieur} Docteur GHOMRI.ALI pour ses orientations et son soutien.*
- *A tous les enseignants d'hydraulique qui ont contribué à notre formation.*
- *Aux membres du jury qui ont bien voulu examiner notre travail et de l'apprécier à sa juste valeur.*

Chelbi – Djilani

Promotion : Mai 2016

∞ Dédicaces ∞

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

- * A mon père qui m'a tant aidé et encouragé.*
- * A ma mère qui n'a pas cessé de me prodiguer.*
- * A ma femme et toute mes filles (dalal – maimouna – fatma
zohra – souhaila – ma belle Hiba et ma prochaine file Rayane)*
- * A tous mes frères et sœurs.*
- * A mon Spirituel père (AZZALI).*
- * A tout(s) (tes) mes ami(s) (es) du Travail.*
- * A Tous mes amis de l'université d'el-oued .*

CHELBI ABDERRAHMANE

Promo : Mai 2016

∞ Dédicaces ∞

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

** A ma famille*

** A Tous mes camarades de l'université d'el-oued .*

REDJAL MELAH DJILANI

Promo : Mai 2016

Résumé:

Le but de notre étude est de faire un diagnostic détaillé en but de dégager tous les anomalies qui se posent et par suit de poursuivre le dimensionnement du réseau existant et l'étude de la partie d'extension du réseau pour assainir les eaux usées domestiques et les eaux pluviales.

Mots clés : Diagnostic , Réseau , Assainissement , Les eaux usées domestiques et pluviales.

Abstract :

The aim of our study is to improve the functioning of the drainage system to meet human needs every day and maintain their health, and the organization of daily life, regardless of wastewater locations.

In order to achieve the objectives outlined we should not follow the two separate stages, the first phase is a diagnostic, in the second phase an evaluation and design the network of sanitation.

Keywords : diagnosis, network, sanitation, Wastewater.

ملخص:

إن الهدف من دراستنا هو تحسين سير نظام الصرف لكي يلبي حاجيات الإنسان اليومية و المحافظة على صحته و كذلك تنظيم حياته اليومية و ذلك بصرف المياه المستعملة التي يطرحها التجمع السكاني. لغرض تحقيق الأهداف المسطرة نهتم بتشخيص شبكة التطهير ، و كذا نقوم بتقييم و تصميم شبكة الصرف الصحي المتمثلة في المياه المستعملة المنزلية و مياه الأمطار.

الكلمات المفتاحية : تشخيص،شبكة،التطهير، المياه المستعملة المنزلية ، مياه الأمطار.

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Températures moyennes mensuelles	7
Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles.....	7
Tableau I.3 : Evaporations moyennes mensuelles	8
Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents	8
Tableau I.5 : Répartitions annuelles de la pluviométrie.....	9
Tableau I.6 : Recensements de la population de la cité d'Ouled Touati	10
Tableau I.7 : Ressources en eau	11
Tableau I.8 : Caractéristiques Reservoirs	12
Tableau II.1 : Caractéristiques du réseau existant.....	15
Tableau II.2 : Résultat du diagnostic du Réseau Existants sur le terrain (ONA 2016).....	17
Tableau II.2 : Suite Résultat du diagnostic du Réseau Existants sur le terrain (ONA 2016).....	18
Tableau III.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	31
Tableau III.2 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	34
Tableau III.2 : Suite avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	35
Tableau III 3 : Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	39
Tableau III 4 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	39
Tableau III 5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population.....	40
Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	40
Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées domestiques dans la zone d'étude.....	46
Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements dans la zone d'étude	46
Tableau IV.3 : Distribution mensuelle moyenne des précipitations pour la période (1967-1992).....	48
Tableau IV.4 : Distribution mensuelle de la précipitation pour la période (1975-2005)	48
Tableau IV.5 : Calcul de $P_j.max(mm/j)$ Loi de Gumbel	52
Tableau IV.6 : Précipitation journalière maximale à El-Oued 1989/2010 en (mm).....	53
Tableau IV.7 : Calcul de $P_j.max(mm/j)$ Loi de Gauss	55
Tableau IV.8 : Calcul de l'intensité pluviale Loi (Intensité – Durée – Fréquence).....	56
Tableau IV.9: Intensité de pluie	59
Tableau IV.10: Débit de pointe des eaux pluviales	59
Tableau IV.11: Débit de pointe et débit spécifique des eaux rejetées.....	59
Tableau V.1 : Calcul et Paramètres Hydraulique dans la zone d'étude (Temps Sec)	67
Tableau V.2 : Suite Calcul et Paramètres Hydraulique dans la zone d'étude (Temps Sec)	68
Tableau V.3 : Calcul et Paramètres Hydraulique dans la zone d'étude (Temps Humide)	69
Tableau V.4 : Suite Calcul et Paramètres Hydraulique dans la zone d'étude (Temps Humide) .70	

Tableau VI.1:diamètres des conduites circulaires équivalents des conduites ovoïdes	73
Tableau VI.2 : Caractéristiques du tuyau en béton armé	78

Tableau VIII.1: Dosage de liant du béton	96
Tableau VIII.2 : Dosage de liant de composition.....	97

Tableau VIII .1 : Devis quantitatif du réseau d'assainissement Travaux de Réhabilitation	100
Tableau VIII .2 : Devis quantitatif du réseau d'assainissement Travaux d' Extension.....	101

Liste des figures et photos

Fig.I.1 : Situation géographique de la région d'El Oued	03
Photo.I.1 : Présentation de la zone d'étude	03
Fig.I.2 : Log de forage F ₁ de l'Albien (coupe d'après ANRH 1986).....	05
Fig.I.3 : Répartition mensuelle de la température (2000/2013).....	07
Fig.I.4 : Répartition d'humidités moyennes mensuelles (2000/2013).....	07
Fig.I.5 : Répartition Moyenne mensuelle d'évaporation de (2000/2013).....	08
Fig.I.6 : Répartition des vitesses moyennes mensuelles des vents de (2000/2013).....	09
Fig.I.7 : Répartition mensuelles de la pluviométrie de (2000/2013).....	10
Photo II.1 : type des regards à branchement non réguliers	19
Photo II.2 : type des regards mal réalisé.	19
Photo II.3 : type des regards et boîte de branchement n'est pas en service	20
Photo II.4 : type des regards à Ferrailage désastreuse	20
Photo II.5 : type des regards avec des ouvertures fermées.	21
Photo II.6 : type des regards chargés du sable	21
Photo II.7 : Tampon du Regard et boîte de branchement arraché par entreprise de route	22
Photo II.8 : Conduite d'Assainissement arraché par entreprise d' AEP.....	22
Photo II.9 : Manque des Avaloirs des eaux Pluviales	23
Photo II.10 : La bêche de Station de refoulement est pleine dans l'averse et problème de Pompage.....	23
Photo II.11 : les Interventions Extérieures dans le Réseau d'assainissement.....	24
Photo II.12 : Station de relevage	25
Fig.III.1 : Différents schémas d'évacuation.....	33
Fig.III.2 : Schéma perpendiculaire.....	36
Fig.III.3 : Schéma par déplacement latéral	36
Fig.III.4 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.....	37
Fig.III.5 : Schéma à Collecteur Etagé	37
Fig.III.6 : Schéma de Type Radial	37
Fig.IV.1 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne entre (1967/1992).....	49
Fig.IV.2 : Répartition mensuelle de la pluie moyenne entre (1975/2005).....	49
Fig.IV.3 : Irrégulation annuelle des précipitations.....	50
Photo.VI.1 : Conduites en béton non armé	74
Photo.VI.2 : Conduites en PRV	75
Photo.VI.3 : Conduites en PVC	76
Fig.VI.1 : Branchements	80
Photo.VI.4 : Différents type des regards.....	81
Photo.VIII.1 : La protection contre les éboulements	93
Photo.VIII.2 : Terrassement des tranchées.....	94
Photo.VIII.3 : Remblaiement des tranchées.....	95

ABREVIATIONS

- **[D.R.E]** : Direction des Ressources en Eau de la Wilaya d'El Oued
- **[O.N.M]** : Office National Météorologique.
- **[P.D.A.U]** : Plan Directeur d'Aménagement Urbain.
- **[S.T.E.P]** : Station d'Épuration.
- **[A.N.R.H]** : L'agence National des Ressources Hydriques
- **[O.N.A]** : Office National d'assainissement.
- **[D.U.C]** : Direction d'Urbanisme et Construction de la Wilaya d'El Oued.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I	Présentation de la ville
Introduction	2
I.1 Situation géographique	3
I.2 Situation de la zone	4
I.2.1 Topographie	4
I.2.2 Géologie de la surface	4
I.2.3 Sismicité	6
I.2.4 Situation climatique	6
I.2.4.1 Climat	6
A-Température	6
B-Humidité	7
C-L'évaporation potentielle	8
D-Les vents dominants	8
E-Pluviométrie	9
I.3 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes	10
I.3.1 Population	10
I.3.2 Encombrement du sous sol	11
I.3.3 Situation hydraulique	11
I.3.3.1 Alimentation en eau potable	11
A) Réseau de distribution	11
B) Stockage	12
I.3.3.2 Assainissement	12
Conclusion	12
Chapitre II	Diagnostic du réseau existant
II.1 Introduction	14
II.2 Objectif de l'étude de diagnostic	14
II.3 Description du réseau d'assainissement de la ville de la cité d'Ouled Touati	15
II.3.1 Principale cause de la dégradation des ouvrages	15
a)- Phénomènes endogènes	16
b)- Phénomènes exogènes	16
A) Etat des conduites	16
B) Etat des regards	18
II.3.2 Résultat du diagnostic du Réseau Existants sur le terrain (ONA 2016)	19
II.4 Station de relevage	25
II.4.1 Autres équipements	26
A) Panier dègrilleur	26
B) Vanne à l'entrée de la station	26
C) Dispositif anti-bélier	26
D) Obstruction du refoulement	27
E) Agitation	27
F) Aération de la station de refoulement	27
II.4.2 Fiche technique de la station de refoulement (SR07)	28
Conclusion	29

Chapitre III

Différents systèmes et schémas du réseau d'assainissement

Introduction	31
III.1 Situation démographique	31
III.2 Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	31
III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales	32
III.3.1 Systèmes fondamentaux	32
• Système séparatif	32
• Système unitaire	32
• Système pseudo séparatif	32
III.4 Choix du système d'évacuation	32
III.5 Schémas d'évacuation	36
III.5.1 Schéma perpendiculaire	36
III.5.2 Schéma par déplacement latéral	36
III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique	37
III.5.4 Schéma à collecteur étagé	37
III.5.5 Schéma de type radial	37
III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation	38
III.7 Choix du coefficient de ruissellement	38
III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps	38
III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	39
III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces	39
III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population	40
III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence	40
Conclusion	41

Chapitre IV

Evaluation des débits

Introduction	43
IV.1 Evaluation des débits des eaux usées	43
IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer	43
A. Les eaux usées d'origine domestique	44
- Qualité des eaux usées	44
- Quantité à évacuer	44
B. Eaux des services publics	44
IV.2 Estimation des débits	45
IV.2.1 Estimation des débits des eaux usées	45
IV.2.2 Estimation des débits des eaux usées domestiques	45
IV.2.2.1 Evaluation du débit moyen journalier	45
IV.2.2.2 Evaluation du débit de pointe	45
IV.2.3 Estimation des débits des eaux usées des équipements	46
IV.2.4 Estimation des débits des eaux pluviales	47
IV.2.4.1 Etude hydrologique	47
IV.2.4.1.1 Définitions	47
a)- les averses	47
b)- pluie nette	47
a)- infiltration	47

IV.2.4.1.2	choix de la période de retour	47
IV.2.4.1.3	Détermination de l'intensité de pluie	48
IV.2.4.1.4	La Précipitation	48
IV.2.4.1.4.1	Irrégularité annuelle des précipitations	49
IV.2.4.1.5	Pluie journalière maximale	50
IV.2.4.1.5.1	Loi de Gumbel	51
	a) Fonction de répartition	51
	b) Variable réduite de Gumbel	51
	c) Ajustement graphique	51
	d) Estimation de x pour une fréquence donnée	51
	e) Calcul des paramètres	51
	f) précipitation en fonction de période de retour	52
IV.2.4.1.5.2	Loi de Gauss	53
	a) Fonction de répartition	53
	b) Variable réduite de Gauss	53
	c) Ajustement graphique	54
	d) Détermination de x pour une fréquence donnée	54
	e) Calcul des paramètres	54
	f) précipitation en fonction de période de retour	54
IV.2.4.1.5.3	Comparaison Entre loi Gauss et la loi du Gumbel	55
IV.2.4.1.6	Calcul de l'intensité pluviale Loi (Intensité – Durée – Fréquence)	55
IV.2.4.1.7	ESTIMATION DE DEBIT DE CRUE	57
IV.2.4.1.7.1	Méthode CRUEPEDIX	57
IV.2.4.1.7.2	Méthode de CAQUOT	57
IV.2.4.1.7.3	Méthode Rationnelle	57
IV.2.4.1.7.4	Coefficient de ruissellement	58
IV.2.4.1.7.5	Intensité de pluie	58
IV.2.4.1.8	Débit de pointe des eaux pluviales	59
IV.2.4.1.9	Débit de pointe et débit spécifique des eaux rejetées	59
Conclusion		60
Chapitre V	Calcul hydraulique	
Introduction		62
V.1	Conditions d'implantation des réseaux	62
V.2	Conditions d'écoulement et de dimensionnement	62
V.3	Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques	63
V.3.1	Diamètre minimal	63
V.3.2	Calcul de la pente	63
V.3.3	Vitesse d'écoulement	64
V.3.4	Paramètre hydraulique	64
V.4	vérification de la condition d'auto curage de réseau d'assainissement	66
Conclusion		71

Chapitre VI

Les éléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction	73
VI .1 Ouvrages principaux	73
VI.1.1 Canalisations	74
VI.1.2 Matériaux des canalisations	74
A) Conduites en fonte	74
B) Conduites en béton non armé	74
C) Conduites en béton armé	74
D) Conduites en PRV	75
E) Conduites en PVC	76
F) Conduites en matières plastiques	76
VI.1.3 Choix du type de canalisation	77
a. Propriétés mécaniques et physiques	77
b. Propriétés chimiques	77
c. Qualités économiques	77
VI.1.4 Différentes actions supportées par la conduite	77
A)	Act
ions mécaniques	77
B)	Act
ions statiques	78
C)	Act
ions chimiques	78
VI.1.5 Protection des conduites	78
VI.6 Essais des tuyaux préfabriqués	79
a) Essai à l'écrasement	79
b) Essai d'étanchéité	79
c) Essai à la corrosion	79
VI.2 Ouvrages annexes	80
VI.2.1 Branchements	80
VI.2.2 Regards	80
- Regard de jonction	80
- Regard de visite	80
- Regard simple	80
- Regard latéral	81
- Regard de chute	81
Conclusion	82

Chapitre VII **Gestion et exploitation du réseau d'assainissement**

Introduction	84
VII.1 Connaissance du réseau	84
VII.2 Surveillance du réseau	84
VII.2.1 Nature des effluents	84
VII.2.2 Mesure des débits	85
VII.3 Travaux d'entretien courant	85
VII.3.1 Curages journaliers	85
VII.3.2 Possibilité d'obturation	85
VII.3.3 Travaux périodiques divers	85
VII.3.3.1 Canalisation	85
VII.3.3.2 Bassins de dessablement	86
VII.4 Travaux spécifiques	86
VII.4.1 Désodorisation	86
VII.4.2 Détection des eaux parasites	86
VII.4.2.1 Visite de terrains et mesures instantanées	87
VII.4.2.2 Mesures en continu	87
VII.4.2.3 Control par dispositif fumigène	87
VII.4.2.4 Contrôle par injection de colorant	87
VII.4.2.5 Inspection télévisée	87
VII.5 Réhabilitation des réseaux	88
VII.5.1 Fraisage des obstacles intérieurs	88
VII.5.2 Injection de produits comatants	88
VII.5.3 Tubage intérieur	88
VII.5.4 Gainage intérieur	89
VII.6 Gestion informatique du réseau	89
VII.7 Hygiène et sécurité	89
VII.8 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau	89
Conclusion	90

Chapitre VIII **Organisation de chantier**

Introduction	92
VIII.1 Caractéristique de l'entreprise de réalisation	92
VIII.2 Les étapes de réalisation du projet	92
VIII.2.1 Avant-projet sommaire	92
VIII.2.2 Avant-projet détaillé	92
VIII.3 Le plan d'exécution du projet	92
VIII.4 Préparation de cahier de charge	92

VIII.5 Exécution des fouilles	92
VIII.5.1 Protection contre les éboulements	93
VIII.2.2 Exécution des tranchées	93
VIII.6 Pose des canalisations	94
VIII.7 Epreuves des canalisations et essai du réseau	94
VIII.8 Remblaiement des tranchées	95
VIII.9 Construction d'ouvrage sur place	96
VIII.9.1 Dosage du béton	96
VIII.9.2 Coffrage et armature	96
VIII.9.3 Transport et mise en œuvre du béton	96
VIII.9.4 Composition et fabrication des mortiers	97
VIII.9.5 Chapes et enduits	97
VIII.10 Dispositifs de ventilation	97
Conclusion	98
Chapitre VIII	
Devis quantitatif	
Introduction	100
VIII.1 Détermination du devis quantitatif	100
Conclusion	102
CONCLUSION GENERALE	103

INTRODUCTION GENERALE

L'assainissement des agglomération a pour objet d'assurer l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique, il est précisé que l'objectif de qualité auquel doivent satisfaire les rejets au milieu récepteur a pour but les intérêts présentés par l'alimentation en eau potable des populations, les besoins de l'agriculture de l'industrie et des transports, la protection de la santé publique, la sauvegarde de l'équilibre biologique et hydraulique des milieux récepteurs et le développement des loisirs.

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissements doivent assurer:

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitat;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiènes satisfaisantes.

Par ailleurs, les ouvrages doivent être implantés en profondeur de manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique aux charges extérieures

Le projet de dimensionnement des collecteurs d'égout à pour intérêt l'implantation de ce dernier afin de satisfaire l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux de vannes, ainsi que les eaux résiduelles industrielles de l'agglomération considérée et assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses; ainsi on peut atteindre les objectifs cité ci-dessus (premier paragraphe), l'installation du collecteur de l'usine a pour objectif de situer et de contrôler ses eaux qui peuvent être très polluées et empêcher ainsi une éventuelle pollution en les faisant passer par une station d'épuration.

Donc l'objectif de notre travail dans ce mémoire consiste à faire un diagnostic d'un réseau d'assainissement de la cité **d'Ouled Touati commune d'El oued** d'une part, et d'autre part le **dimensionnement du réseau d'assainissement de de la cité d'Ouled Touati** et de vérifier les caractéristiques de l'écoulement.



Chapitre I

Présentation de la Ville

Introduction :

L'assainissement d'une agglomération est un problème très complexe pour se prêter à une solution uniforme suivant des règles rigides .Il est en fonction par de nombreux facteurs qui peuvent conduire à des conclusions contradictoires entre lesquelles un compromis est à dégager. Le responsable de la définition des ouvrages à construire doit donc analyser ces différents facteurs influençant sur la conception du projet.

Cette analyse conduit à étudier :

1. Les données naturelles du site :

- La pluviométrie de la région ;
- La topographie ;
- L'hydrographie et le régime des nappes souterraines ;
- La géologie.

2. Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

- Nature des agglomérations ;
 - 1- Les agglomérations purement rurales ;
 - 2- Les agglomérations à activités industrielles prépondérantes ;
- Importance de l'agglomération ;
- Mode d'occupation du sol.

3. Les données relatives au développement futur de l'agglomération :**4. Les données propres à l'assainissement :**

- Les conditions de transport des eaux usées ;
 - 1- Les effluents d'origine domestique ;
 - 2- Les effluents d'origine industrielle ;
- Les problèmes d'exploitation ;
 - 1- Problèmes d'exploitation des réseaux ;
 - 2- Problèmes d'exploitation des stations d'épuration.

I.1 Situation géographique :

La Cité d'Ouled Touati est située à environ 04 Km au Sud-Est du centre de la Commune d'El Oued ; c'est une région saharienne à nature agricole (Souf).

La Cité d'Ouled Touati est délimitée administrativement comme suit:

- ▶ Au Nord par la Cité de Sahen 2;
- ▶ Au Sud par la commune de Bayadha ;
- ▶ A l'Est par la commune d'Trifaoui ;
- ▶ A l'Ouest par Cité de Chouhada ;.

La wilaya d'El Oued est limitée au Nord par la wilaya de Biskra, la wilaya de Tébessa et la wilaya de Khenchela, au Sud et au Ouest par la wilaya d'Ouargla et à l'Est par la république Tunisienne (Figure I.1).

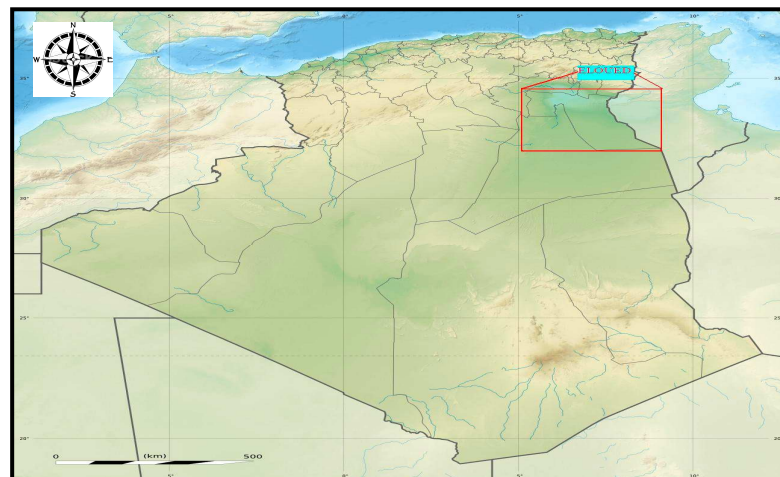


Figure I.1 Situation géographique de la région d'El Oued (Larousse, 2009).



Photo I.1 Présentation de la zone d'étude (Cité d'Ouled Touati Commune d'El Oued)

I.2 Situation de la zone :

La vallée du Souf souffre actuellement des conséquences négatives de la remontée des eaux de la nappe phréatique, qui a engendré l'inondation de la quasi-totalité des ghouts (cratères abritant des palmeraies) ainsi que les zones basses de la ville et sa périphérie.

Les premières apparitions de ce phénomène remontent à l'année 1969 et ont pris de l'ampleur dans les années 80, en raison d'une forte expansion démographique et d'un développement urbain anarchique venant perturber l'équilibre naturel qui existait auparavant.

En plus de cet usage d'irrigation naturelle, la nappe phréatique était l'unique ressource pour l'approvisionnement en eau potable de la population et les animaux, ainsi que pour l'arrosage des cultures vivrières (10.000 puits traditionnels environ).(DHW El Oued)

Les causes de la remontée des eaux de la nappe phréatique du Souf sont multiples, dont les principales sont: l'accroissement des besoins en eau potable et les rejets des eaux usées (fosses septiques) (manque du réseau d'assainissement), le transfert des eaux des nappes profondes vers les nappes superficielles par l'intermédiaire de la vétusté des forages anciens, l'irrigation, et le manque d'exutoire naturel proche de la région.

I.2.1 Topographie :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement gravitaire ment. La pente du terrain est faible, et va de l'Ouest vers l'Est. L'altitude varie de 77 à 79.54 m. (PDAU : plan directeur d'aménagement et urbanisme).

I.2.2 Géologie de la surface :

La Cité Ouled Touati Commune d' EL OUED se trouve dans la partie du grand Erg Oriental, qui se caractérise par un ensemble de dunes de sable d'origine Continental et d'âge quaternaire. Ces dunes sont déposées longitudinalement portant la dénomination du (SIF : nom d'une dune) dépassant parfois 60 mètres de hauteur.

Entre les cordons dunaires se forment les "Sahanes" ou les plateaux déprimés, souvent assez étendus et parfois caillouteux ou recouverts par des vieilles formations d'encroûtements gypseux du quaternaire .L'étude du type de sol (les couches de terre) et leur composition sont très importantes dans la construction du réseau d'assainissement. Le type de sol de la commune étudiée est un sol sablonneux.

Coupe de forage d'El-Oued F ₁		X=885.300 Y=314.000 Z=98	Description géologique	Etages
0			Alternance d'argile parfois sableuse et de sable hétérogène à intercalation de gypse.	Mio-pliocène
50				
100				
150				
200				
250				
300		300	Alternance de calcaire fissuré et de calcaire massif.	Eocène
350				
400				
450				
500				
550				
600				
640		640	Alternance de marne gris- verdâtre et de calcaire gris, compact et dur ;	Sénonien
700		740	Alternance de dolomie beige compact d'anhydrite blanche et de calcaire argileux.	Carbonaté
750				
800		840		
850				
900				
950			Anhydrite blanche, massive dure avec passage de dolomie gris claire et intercalation de calcaire.	Sénonien Lagunaire
1000				
1050		1110		
1100		1167	Dolomie beige microcristalline compacte, dure, avec passage de calcaire peu dolomitique.	Turonien
1150		1200		
1200		1270	Anhydrite massive et calcaire argileux à passages de marnes.	Cénomaniens
1250			Anhydrite avec passage de calcaire, de dolomie et de marne.	
1300				
1350				
1400		1374	Anhydrite avec passage de calcaire, marne et dolomie avec intercalation d'argile.	Vraconien
1450			Calcaire gris clair argileux à passage de dolomie compact, parfois microcristalline.	
1500		1498		
1550		1589	Marne grise à passage d'argile gris-vert, intercalation de silex, à faible passage de grés calcaire.	Albien
1600		1613		
1650		1683	Dolomie, calcaire, marne.	Aptien
1700		1720	Argile brune rouge à intercalations de grés.	Barrémien
1750		1770	Grés, dolomie, calcaire et sable, intercalation de silex.	
1800		1800		
1850		1850		

Figure 1.7. Log de forage F₁ de l'Albien (coupe d'après ANRH 1986).

D'après les logs stratigraphiquement de forage F₁ dans la région d'Oued Souf, on constate qu'il existe les étages des formations géologiques suivantes :

1. Le secondaire

- Crétacé inférieur
- Crétacé moyen
- Crétacé supérieur

2. Le Tertiaire

3. Le Quaternaire

Elles se présentent sous forme des dunes de sable dont le dépôt se poursuit sans doute encore de nos jours. Les terrains quaternaires représentent la couverture superficielle qui se localisent surtout au niveau des dépressions et couvrent la plus grande extension au niveau du bas Sahara, ils sont formés d'un matériel et éolien d'où on trouve la formation des alluvions sableuses et argileuses.

I.2.3 Sismicité :

Selon le degré des intensités maximales observées dans la wilaya d'El Oued sur l'échelle MERCALI; La Cité Ouled Touati Commune d'EL OUED est considérée parmi les régions sismiques qui présente une intensité sismique très faible. (PDAU : plan directeur d'aménagement et urbanisme).

I.2.4 Situation climatique :

L'étude de la climatologie est très importante car la connaissance de la pluviométrie, les températures, le taux d'humidité de l'air, le vent des jours de sirocco et de gèle, nous permettent de bien dimensionner les collecteurs et les autres ouvrages.

Le climat est de type saharien et désertique et se caractérise par des variations très importantes de température et les précipitations sont très faibles. La moyenne pluviométrique annuelle varie entre 32 mm et 233 mm. Les températures sont très élevées en été (50°C) et peuvent descendre jusqu'à 3°C en hiver.

I.2.4.1 Climat [O.N.M 2013] :

Parmi les plus importantes contraintes, on peut citer:

- ▶ La faiblesse des précipitations (32 mm/an en 2005) ;
- ▶ La fréquence pendant presque toute l'année des vents violents ;
- ▶ Le chihili (ou sirocco) provoque des dégâts très sévères (dessèchement, déshydratation) ;

Les vents de sable freinent considérablement l'activité socio-économique et envahissent les cultures.

- ▶ Les fortes températures estivales accélèrent le processus d'évaporation ;

(Plus de 2600 mm/an) dépassant ainsi les quantités de précipitations reçues en une année, ce qui cause un important déficit en eau.

A. Température :

Le Souf a des étés brûlants qui sont aussi durs que ceux observés dans le Sahara Central. En hiver par contre, les températures peuvent être très basses, ou le thermomètre indique jusqu'à 3°C et jusqu'à 50°C en été.

La distribution de la température durant l'année est présentée dans le tableau I.1 :

Tableau I.1 : températures moyennes mensuelles : (ONM, 2013).

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T(c°) moy	11.3	16.07	24.1	29	33.8	34.4	31	27.1	22	18	12.7	10.37

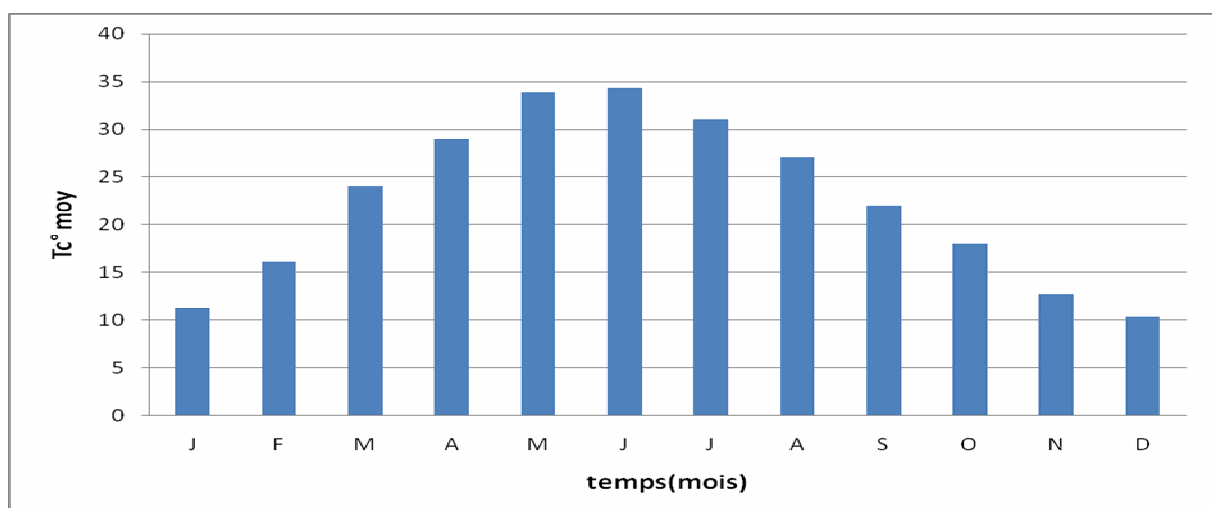


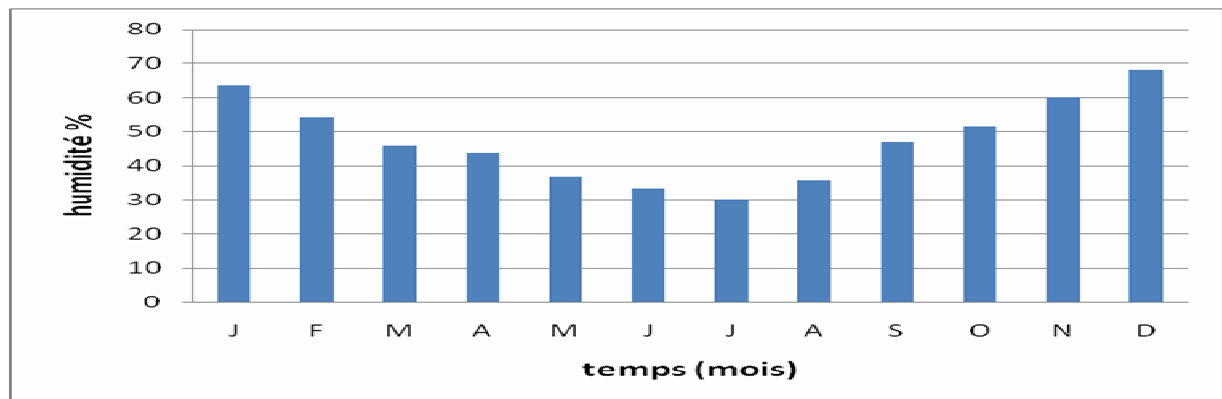
Figure I.3: Répartition mensuelle interannuelle de la température (2000/2013).

B. Humidité :

L'humidité de l'air relative varie entre 30.28 et 68.14 %, selon les saisons. L'humidité est donnée dans le tableau suivant :

Tableau I.2 : Humidités moyennes mensuelles : [ONM, 2013].

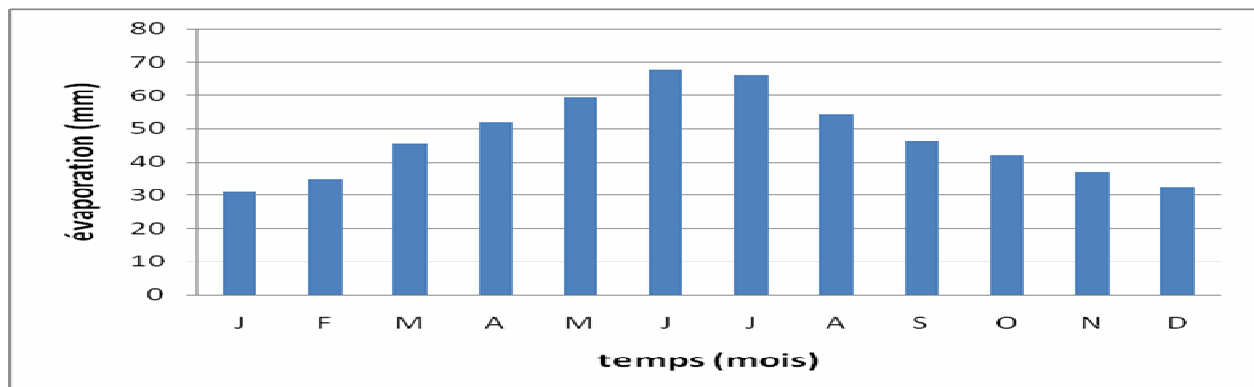
Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Humidité %	63.57	54.28	45.85	46.4	37	33.42	30.28	35.57	47	51.57	60.28	68.14

**Figure I.4: Répartition de l'Humidité moyenne mensuelle interannuelle (2000/2013).****C. L'évaporation potentielle :**

L'évaporation est importante, atteint dans la vallée du Souf une ampleur considérable car ce phénomène physique rencontre ici les conditions nécessaires optimales : la moyenne annuelle est de 47,40 mm. Le maximum est atteint en période de mois de juin avec une moyenne de 67,7 mm. Les minimums sont enregistrés durant le mois de janvier (31 mm).

Tableau I.3 : Moyenne mensuelle d'évaporation de 2000 à 2013: [ONM, 2013]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Moyenne (mm)	31	34.5	45.5	52	59.4	67.7	66.1	54.6	46.3	42	37	32.5

**Figure I.5: Répartition Moyenne mensuelle interannuelle d'évaporation de 2000 à 2013.**

D. Les vents dominants :

Nous remarquons que les vents sont fréquents durant toute l'année. Les vitesses, les plus élevées sont enregistrées durant la période du mois de Mars jusqu' au mois d'Août, avec un maximum de 4.06 m/s durant le mois d'Avril.

Tableau I.4 : Vitesses moyennes mensuelles des vents : [ONM, 2013]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
V (m/s)	2.08	2.55	3.38	4.06	4.03	3.83	3.53	3.05	3.03	2.33	2.06	2.29

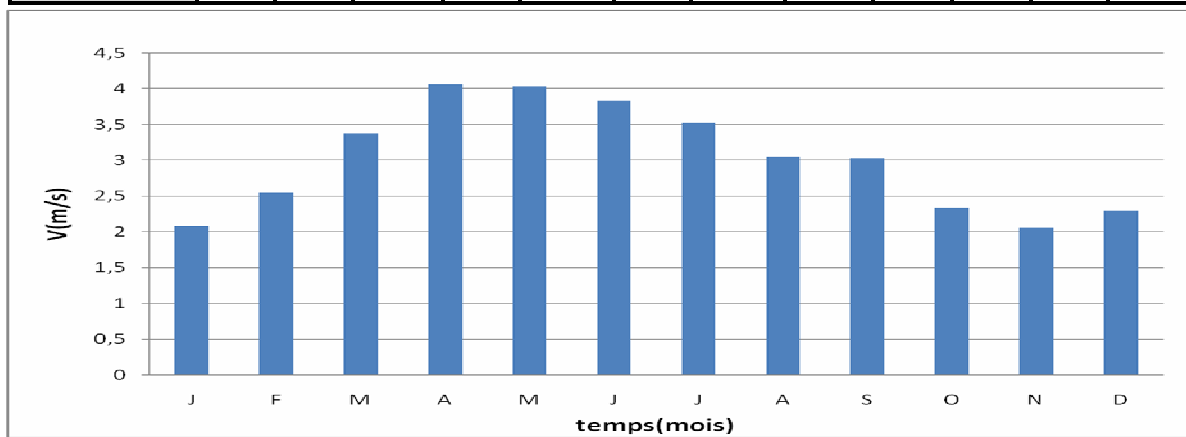


Figure I.6: Répartition des vitesses moyennes mensuelles interannuelle des vents 2000 à 2013.

E. Pluviométrie :

L'étude pluviométrique présente un intérêt considérable dans l'hydro climatologie qui sert à obtenir une description des régimes pluviométriques d'une part et d'autre part son rôle sur l'écoulement, ainsi l'évaluation globale de la lame d'eau tombée qui a une influence sur la variation du niveau d'eau souterraine à travers le territoire d'étude compte tenu de l'aridité du climat, la précipitation moyenne mensuelle serait de l'ordre de 6,00 mm/mois. La période pluvieuse s'étend du mois de septembre au mois d'avril avec un maximum de 18,74 mm durant le mois de janvier.

Tableau I.5 : Répartition mensuelle de la pluviométrie : [O.N.M, 2013]

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
P (mm)	18.74	1.28	2.68	5.63	4.51	0.62	0.22	3.71	5.19	7.51	11	10.96

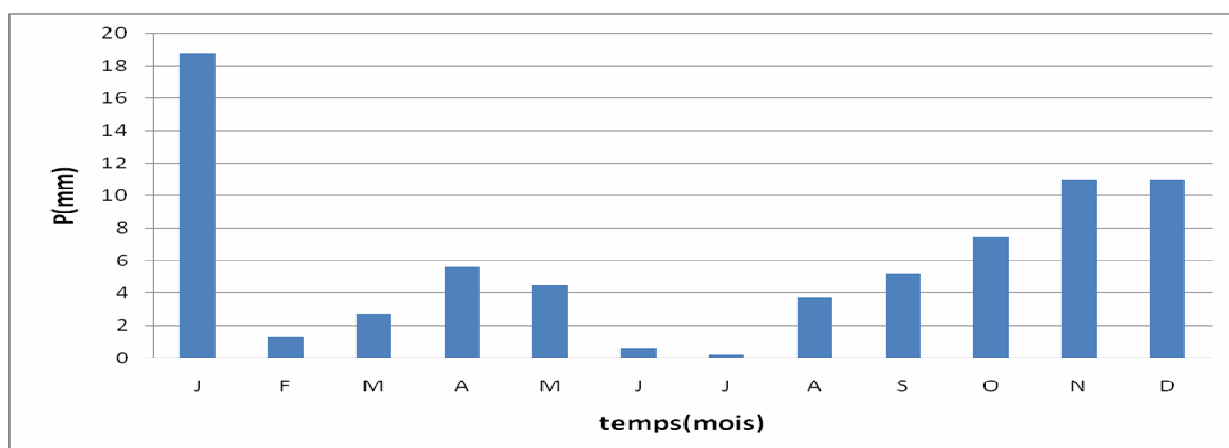


Figure I.7: Répartition mensuelle interannuelle de la pluviométrie de 2000 à 2013.

I.3 Les données relatives à la situation actuelle des agglomérations existantes :

I.3.1 Population :

Selon l'office national des statistiques en 31/12/2011, la population de la zone étudiée estimer comme suite.

La région objet de la présente étude comprend quatre cents (400) lots et Logements à raison de sept (07) personnes pour chacun.

Tableau I.6 : Evaluation de la population Cité Ouled Touati: (DUC 2016).

Années	2015
Nombre de logements	400
Nombre d'occupation (habitant / logt)	7
Nombre d'habitants	2800

I.3.2 Encombrement du sous sol :

Mis à part les plans du réseau d'assainissement, le service de l'hydraulique de la wilaya d'El Oued nous a fourni les plans de recollement des réseaux souterrains y compris les réseaux d'AEP, Téléphone, Gaz, et Electricité.

I.3.3 Situation hydraulique :**I.3.3.1 Alimentation en eau potable :**

L'alimentation en eau potable d'une population se fait par l'utilisation des conduites construisant les réseaux. Ces réseaux peuvent être maillés ; ramifiées ou mixtes.

A) Réseau de distribution :

Il existe un réseau maillé pour alimenter La Cité Ouled Touati Commune d' EL OUED en eau potable qui est composés de différents types de conduites (ACIER ; PVC ; PEHD ; AC) avec des diamètres de Ø 60 à Ø 250 mm, le réseau est alimenté par le réservoir en eau potable du Cité CHOUHADA en provenance de forage albien CHOUHADA dont les caractéristiques sont mentionnées dans le tableau suivant:

Tableau I.7 : Ressources en eau: (service hydraulique d'El oued).

Forage	Site	Profondeur (m)	Débit de forage (l/s)	Nappe de captage	1ere mise en service	Observation
F1	Chouhada	1800	200	Artésienne	1986	Fonctionnement normal

B) Stockage :

Actuellement l'agglomération de la Cité Ouled Touati Commune d' EL OUED est alimentée par un réservoir (12h/24). Les caractéristiques des réservoirs sont mentionnées dans le tableau ci- après :

Tableau I.8: Caractéristiques des réservoirs (service hydraulique d'EL OUED).

Réservoir	Site	Capacité (m3)	Hauteur de la tour (m)	1ere mise en service	Observation
R1	Chouhada	750	33	1987	bon état

I.3.3.2 Assainissement :

Le réseau d'assainissement de la Cité Ouled Touati Commune d' EL OUED est réalisé par la Société Chinoise SYNO-HYDRO en 2005 reste à procéder au diagnostic afin de soulever les problèmes qui se posent et de dimensionner ce réseau en but de la rentabiliser.

Conclusion :

Dans cette partie nous avons récapitulé les données nécessaires concernant notre agglomération du point de vue topographie, géologie, climatologie, démographie, ainsi que la situation hydraulique qui entre en très grande partie importante vis-à-vis la gestion , le dimensionnement et la rentabilité du réseau d'assainissement projeté.



Chapitre II

Diagnostic du réseau existant

II-1 Introduction :

Ce chapitre consiste à définir les conditions actuelles d'écoulement des eaux usées de la Cité d'Ouled Touati commune d' El oued , afin de proposer un assainissement adéquat jusqu'à l'horizon 2040. Il est envisagé aussi de prendre les mesures qui permettent de créer un milieu sain pour la population concernée. Le secteur affecté par l'étude concerne une population estimée à 5256 habitants.

Conformément aux termes de référence, le présent rapport de ce chapitre est résumé comme suit : diagnostic des installations existantes.

D'après les données et documents fournis par les services techniques, concernant le réseau existant de la zone d'étude et la mission de reconnaissance à effectuer sur le site, nous établirons une étude antérieure de base, qui permettra de cerner la problématique du réseau existant et de satisfaire une population à desservir jusqu'à l'horizon d'étude 2040.

II-2 Objectif de l'étude de diagnostic:

L'étude du diagnostic nous permet de juger l'état physique ainsi que le fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement. Pour cela il faut déterminer les paramètres qui serviront à l'expertise du réseau d'assainissement de la Cité d'Ouled Touati commune d' El oued à savoir :

- *Reconnaissance détaillée des lieux et détermination des zones d'extensions.
- * Enquête sur le réseau existant.

II-3 Description du réseau d'assainissement de la Cité d'Ouled Touati commune d' El oued :

Les missions de reconnaissance, qui ont été effectuées sur le site par les agents de gestion de la Cité d'Ouled Touati commune d' El oued, nous ont permis de faire les observations suivantes :

Le réseau en question est de type unitaire avec une structure radiale. Il est destiné à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux de vannes et eaux ménagères) .Maintenant, Il est composé de 45 regards de visite ; Ce réseau est composé de collecteurs circulaires de diamètres 250 mm, Il occupe une linéarité d'environ 1365.50 ml. Le PVC est un matériau qui a l'avantage d'offrir une bonne résistance à l'agression d'ordre Chimique.

Tableau II.1: Caractéristiques du réseau existant

Paramètres	Quantité	Forme	Matériau
collecteurs	1365.50 ml	circulaire	PVC (à joint 6 bars) En bon état
Regards	45 (Unité)	carré	Ciment(CRS) ou HTS ; concentration 400kg/m3. Fer T12

II-3-1 Principale cause de la dégradation des ouvrages:

D'après les observations faites à l'issue des visites du réseau d'assainissement, les causes provoquant les anomalies, dégâts et défauts de fonctionnement décrites ci-dessus, peuvent être répertoriées selon deux types de phénomènes différents à savoir : les phénomènes endogènes et les phénomènes exogènes.

a)- Phénomènes endogènes [2] :

Les causes principales de ces phénomènes endogènes sont :

- l'érosion des radiers (décrochement, disparition et affouillement) dû au drainage d'eaux chargées en produits solides et particules de sable à des vitesses élevées dans des collecteurs à forte pente.
- Le manque des périodes d'entretien et de nettoyage des collecteurs.
- La mauvaise qualité des bétons et des produits de revêtements intérieurs des collecteurs dû à l'éventualité du non respect des normes de dosage des agrégats lors de leur mise en œuvre.
- La dégradation du génie civil des regards de visite.

b)- Phénomènes exogènes [2] :

Les causes principales des phénomènes exogènes sont :

- la variation des contraintes statiques ou dynamique exercées sur la structure (glissement de terrain, terrassement près des réseaux principaux, tel que remblais non prévu provoquant des surcharges sur la conduite.
- Présence possible d'eaux étrangères diverse (cassure, fissuration).
- La mauvaise évaluation des poussées latérales ou axiales des sols et des surcharges ponctuelles lors de la réalisation.
- Manque d'avaloirs au niveau des branchements qui sont quasiment bouchés.

A. Etat des conduites :

Les conduites du réseau existant de la Cité d'Ouled Touati commune d' El oued est en bon état est réalisé par la Société Chinoise SYNO-HYDRO en 2005.

B. Etat des regards:

Le réseau d'assainissement de la Cité d'Ouled Touati commune d' El oued renferme dans sa totalité 45 regards en béton armé de type carré. La profondeur maximale est de 5,56 m et la distance entre les regards varie de 8 m à 46.80 m.

Tableau II.2: Récapitulation du diagnostic des collecteurs Existants (ONA 2016)

Tronçon	L (m)	D (mm)	CTN am (m)	CTN av (m)	Cp am (m)	Cp av (m)	Pro am (m)	Pro av (m)	P _{pi} (‰)		Vps (m/s)	Vauto (m/s)
	longueur du tronçon	Diamètre	Côte du terrain naturel amont	Côte du terrain naturel aval	Côte du projet amont	Côte du projet aval	profondeur amont	profondeur aval	pen- te du projet	pen- te calculée	Vitesse Pleine Section	Vitesse Auto-Curage
Rex (45 - 44)	23.10	250	77.98	77.95	76.57	76.48	1.41	1.47	4	4	0.47	0.28
Rex (44 - 43)	19.60	250	77.95	77.88	76.48	76.41	1.47	1.47	4	4	0.45	0.27
Rex (43 - 42)	31.00	250	77.88	78.12	76.41	76.28	1.47	1.84	4	4	0.49	0.29
Rex (42 - 41)	34.00	250	78.12	78.45	76.28	76.15	1.84	2.30	4	4	0.46	0.28
Rex (41 - 40)	36.15	250	78.45	79.35	76.15	76.01	2.30	3.34	4	4	0.47	0.28
Rex (40 - 39)	21.00	250	79.35	79.16	76.01	75.93	3.34	3.23	4	4	0.46	0.28
Rex (39 - 17)	14.60	250	79.16	78.96	75.93	75.22	3.23	3.74	15	49	1.65	0.99
Rex (17 - 16)	27.70	250	78.96	78.93	75.22	75.14	3.74	3.79	4	3	0.40	0.24
Rex (16 - 15)	22.60	250	78.93	78.61	75.14	75.05	3.79	3.56	4	4	0.47	0.28
Rex (15 - 14)	28.10	250	78.61	78.11	75.05	74.93	3.56	3.18	4	4	0.49	0.29
Rex (14 - 13)	28.50	250	78.11	77.67	74.93	74.82	3.18	2.85	4	4	0.47	0.28
Rex (36 - 35)	43.90	250	78.14	78.50	76.74	76.57	1.40	1.93	4	4	0.47	0.28
Rex (35 - 34)	27.80	250	78.50	78.36	76.57	76.45	1.93	1.91	4	4	0.49	0.30
Rex (34 - 33)	29.50	250	78.36	77.59	76.45	76.19	1.91	1.40	9	9	0.70	0.42
Rex (33 - 32)	26.65	250	77.59	76.97	76.19	75.54	1.40	1.43	24.7	24.4	1.17	0.70
Rex (38 - 37)	38.90	250	78.42	78.00	77.02	76.60	1.40	1.40	11	11	0.78	0.47
Rex (37 - 32)	44.40	250	78.00	76.97	76.60	75.54	1.40	1.43	24	24	1.16	0.70
Rex (32 - 31)	28.80	250	76.97	77.22	75.54	75.42	1.43	1.80	4	4	0.48	0.29
Rex (31 - 13)	31.40	250	77.22	77.67	75.42	75.17	1.80	2.50	4	8	0.67	0.40
Rex (13 - 12)	32.40	250	77.67	77.22	74.82	74.69	2.85	2.53	4	4	0.48	0.29
Rex (12 - 11)	31.30	250	77.22	77.23	74.69	74.56	2.53	2.67	4	4	0.48	0.29
Rex (11 - 10)	26.20	250	77.23	77.42	74.56	74.46	2.67	2.96	4	4	0.46	0.28
Rex (30 - 29)	35.90	250	77.53	77.56	76.11	75.93	1.42	1.63	5	5	0.53	0.32
Rex (29 - 28)	25.80	250	77.56	78.18	75.93	75.82	1.63	2.36	4	4	0.49	0.29
Rex (28 - 27)	27.50	250	78.18	79.01	75.82	75.72	2.36	3.29	4	4	0.45	0.27
Rex (27 - 26)	46.60	250	79.01	78.69	75.72	75.54	3.29	3.15	4	4	0.47	0.28
Rex (26 - 10)	46.80	250	78.69	77.42	75.54	74.46	3.15	2.96	7	23	1.14	0.68

Suite - Tableau II.2: Récapitulation du diagnostic des collecteurs Existants

(ONA 2016)

Rex (10 - 09)	26.90	250	77.42	77.54	74.46	74.35	2.96	3.19	4	4	0.48	0.29
Rex (09 - 08)	17.10	250	77.54	77.59	74.35	74.31	3.19	3.28	4	2	0.36	0.22
Rex (25 - 24)	30.40	250	78.01	77.99	76.61	76.37	1.40	1.62	8	8	0.67	0.40
Rex (24 - 23)	25.00	250	77.99	77.86	76.37	76.18	1.62	1.68	8	8	0.65	0.39
Rex (23 - 22)	40.50	250	77.86	77.02	76.18	75.32	1.68	1.70	21	21	1.09	0.66
Rex (22 - 08)	34.80	250	77.02	77.59	75.32	74.91	1.70	2.68	11.8	11.8	0.81	0.49
Rex (08 - 07)	28.50	250	77.59	77.22	74.31	74.18	3.28	3.04	6	4.6	0.51	0.30
Rex (06 - 21)	41.00	250	77.52	77.86	76.12	75.94	1.40	1.92	5	4.4	0.50	0.30
Rex (21 - 20)	27.30	250	77.86	77.98	75.94	75.82	1.92	2.16	4	4	0.50	0.30
Rex (20 - 19)	37.60	250	77.98	77.68	75.82	75.68	2.16	2.00	4	4	0.46	0.27
Rex (19 - 18)	42.80	250	77.68	76.94	75.68	75.45	2.00	1.49	5	5	0.55	0.33
Rex (18 - 07)	42.90	250	76.94	77.22	75.45	74.72	1.49	2.50	6	17	0.98	0.59
Rex (07 - 05)	46.40	250	77.22	77.13	74.18	74.01	3.04	3.12	4	4	0.45	0.27
Rex (05 - 04)	24.90	250	77.13	77.27	74.01	73.90	3.12	3.37	4	4	0.50	0.30
Rex (04 - 03)	28.60	250	77.27	78.30	73.90	73.74	3.37	4.56	7	5.6	0.56	0.34
Rex (03 - 02)	22.70	250	78.30	78.20	72.74	72.70	5.56	5.50	3	1.8	0.61	0.36
Rex (02 - 01)	12.90	250	78.20	78.20	72.70	72.66	5.50	5.54	3	3	0.81	0.48
Rex 01 - SR07	5.00	250	78.20	78.20	72.66	72.65	5.54	5.55	0	2	0.65	0.39

II.3.2: Résultat du diagnostic du Réseau Existant sur le terrain (ONA 2016).

La majorité des regards sont en bon état par contre quelques regards sont envasés ceci est dû au manque d'entretien. De plus, ces regards ne sont pas munis d'échelles

- **Branchement non réguliers:** branchement irrégulier fait par les entrepreneurs ou les habitants.



Photo II-1 type des regards à branchement non réguliers

- **Regards mal réalisés:**



Photo II-2 type des regards mal réalisés

- **Regard et boîte de branchement n'est pas en service :**



Photo II-3 type des regards et boîte de branchement n'est pas en service

- **Résolution et désagrégation du béton (Ferrailage désastreux) :**



Photo II-4 type des regards a Ferrailage désastreux

- **Fermeture du trou de regard : les ouvertures des tampons fermés**



Photo II-5 : type des regards avec des ouvertures fermées

- **Regards chargés du sable :**



Photo II-6 : type des regards chargés du sable

- **Tampon du Regard et boîte de branchement arraché par entreprise de route :**



Photo II-7: Tampon du Regard et boîte de branchement arraché par entreprise de route

- **Conduite d'Assainissement arraché par entreprise d' AEP :**



Photo II-8: Conduite d'Assainissement arraché par entreprise d' AEP

- **Manque des Avaloirs des eaux Pluviales :**



Photo II-09: Manque des Avaloirs des eaux Pluviales

- **La bête de Station de refoulement est pleine par l'averse et problème de pompage se pose :**



Photo II-10: La bête de Station de refoulement est pleine par l'averse et problème de pompage

- Quelques Photos du diagnostic illustrent les Interventions faites sur le Réseau d'assainissement :



Photo II-11: les Interventions faites dans le Réseau d'assainissement

II-4 Station de relevage :**Photo II-12: Station de relevage**

Les nouvelles stations de pompage seront équipées de groupes électropompes immergés spécifiquement conçus pour les eaux usées essentiellement domestiques.

Les stations seront systématiquement équipées d'un groupe électropompe de secours, inclus dans les permutations à chaque démarrage.

Le débit de dimensionnement de la station est le débit de pointe des effluents à l'horizon 2040 arrivant dans la bache d'aspiration.

Sur les stations de pompage importantes, le projet prévoit pour le débit de pointe, deux pompes se trouvent simultanément en fonctionnement (trois pompes au total).

Le corps principal de la station de pompage est constitué d'un parallélépipède de section rectangulaire dont les arêtes sont de 4.5m, 4m , en fonction du débit qui définit le volume de la bache de pompage, et de la profondeur d'arrivée de la canalisation. La profondeur maximale tolérée pour les stations de pompage est de l'ordre de 8.70m.

Chacune de ces 3 arêtes correspond à une configuration de type donnée dans les plans, et correspond aux dispositions et aménagement suivants :

La bache de pompage est fermée sur sa partie supérieure par une dalle en béton dans laquelle est pratiqué par une ouverture pour la manipulation des pompes. Au-dessus de cette ouverture est prévue un dispositif de soulever les pompes qui est mobile, pour les stations d'arêtes 3m et 4m, se trouve constitué d'un rail fixé au plafond avec des poulies mobiles pour les stations d'arête 6m. La hauteur du plafond est de 4,3 m. cette ouverture est couverte par un caillebotis amovible.

Contre la bache de pompage est aménagée une pièce de manutention et d'entreposage, dont l'accès extérieur est une porte à deux vantaux de largeur minimale 2 m et de hauteur 3 m. A l'arrière de la bache de pompage est aménagé un regard de réception des eaux usées, muni d'une vanne.

II-4-1 Autres équipements :

A) Panier dégrilleur :

Chaque station est équipée d'un panier dégrilleur de maille 5 cm max. et de dimensions adaptées à la canalisation d'arrivée. Il n'a pas été prévu de dégrilleur automatique car les stations de grande taille qui pourraient éventuellement en nécessiter un, se trouvent à l'aval d'autres stations de pompage où les eaux sont déjà dégrillées.

B) Vanne à l'entrée de la station :

L'arrivée des canalisations dans la station de pompage est contrôlée par une vanne (pneumatique). La régulation de cette vanne peut être assurée par un compresseur d'air prévu dans le local TGBT .En option la vanne pneumatique peut être remplacée par une vanne commandée par un servomoteur électrique, ou à commande semi-automatique.

C) Dispositif anti-bélier :

L'emplacement pour un dispositif anti-bélier de quelques m3 est prévu pour chaque station. L'entreprise est chargée de préciser et de justifier ses caractéristiques dans les études d'exécution.

D) Obstruction du refoulement :

Les pompes seront équipées de pressostat de telle sorte qu'il n'y ait pas de refoulement dans une conduite obturée.

E) Agitation :

Les bâches de pompage seront munies d'un agitateur immergé (1 kw) afin de conserver les particules solides en suspension et d'éviter les dépôts de fermentations et de mauvaises odeurs.

F) Aération de la station de refoulement :

Afin de limiter la production de H₂S, l'eau sera oxygénée dans la bêche. Des stations de refoulement qui sont situées à l'exutoire d'une agglomération (et connectées sur le réseau de transfert).

Pour notre réseau d'assainissement, le maître d'ouvrage propose la réalisation d'une station de relevage qui a pour but de refouler les eaux usées vers la station 10 de la ville d'El oued puis refoulées vers la station d'épuration de Kouinine.

II.4.2 : FICHE TECHNIQUE DE LA STATION DE REFOULEMENT**FICHE TECHNIQUE****STATION DE REFOULEMENT (SR07)**

(la cité d'Ouled Touati commune d'El oued)

(ressource : ONA El oued 2016)

Bâche d'accumulation des eaux usées :

- Dimension :	(4.5 x 4.0) m
- Côte Terrain Naturel de la bâche :	78.20 m
- Côte Fil d'eau CFE :	72.65 m
- Côte Radier de la bâche:	69.50 m
- Côte Radier de regard de vannes :	75.10 m
- Hauteur d'eau Utile :	2.00 m
- Volume Utile :	36.00 m ³
- Niveau bas d'aspiration :	0.70 m
- Niveau démarrage de première pompe :	2.40 m
- Niveau démarrage de deuxième pompe :	2.70 m
- Niveau du trop plein :	3.15 m
- Conduite d'arrivée:	Ø 600 mm PVC PN 06
- Conduite de refoulement :	Ø 500 mm PVC PN 16
	Longueur : 384 ml

Equipements de la Station :

- pompe submersible :	KRTK250-370/326UG-S
- Nombre de pompe submersible :	2+1
- Débit d'une pompe Qp :	138 l/s
- Débit de deux pompes QT :	276 l/s
- HMT :	13.5 m
- I :	64 A
- Puissance de pompe :	34.38 KW
- Transformateur électrique :	100 KVA
- Groupe électrogène :	140 KVA
- <u>Volume Collecté en 2015 :</u>	2547 m ³ /j
	76410 m ³ /mois
	916920 m ³ /an

Conclusion:

L'étude de diagnostic nous a permis de faire une expertise sur l'état du réseau vis-à-vis le dimensionnement à savoir :les pentes, les vitesses d'auto curages, les vitesses de pleines sections , ...ect .également la réalisation des regards ,la nature des conduites d'assainissement et d'autres équipements qui font parties de la gestion et de la rentabilité du réseau d'égouts .

A cet effet, un schéma directeur du réseau d'assainissement de la zone d'étude sera présenté à la prochaine phase. Ce schéma directeur tiendra compte de toutes les observations et les remarques faites dans cette phase et par conséquent de mieux réhabiliter le réseau et de répondre techniquement à l'assainissement des différentes eaux usées surtout les eaux pluviales.



Chapitre III

Différents systèmes et schémas du réseau d'assainissement

Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux usées et des eaux pluviales de l'estimation du nombre d'habitants à l'horizon 2040, le choix du système de réseau et du schéma ; le nombre des sous bassins adoptés et le coefficient de ruissellement correspondant.

III.1 Situation démographique :

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

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

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2015 ($P_0=2800$ hab.).

T : taux d'accroissement égal d'après (DUC El oued 2016) est de 2.55% pour notre région.

N : écart d'années entre les deux horizons (2016-2040) $N = 24$ ans.

Donc on aura :

$$P_{2016} = 2800 \times (1 + 2.55/100)^1 = 2872 \text{ habitants ;}$$

$$P_{2040} = 2872 \times (1 + 2.55/100)^{24} = 5256 \text{ habitants;}$$

Tableau III.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2015	2016	2040
Estimation	2800	2872	5256

III.2 : Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires [5] :

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

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

Pour notre projet ; la zone d'étude comporte une seule sous bassin de surface de (22ha) se fait suivant la nature du sol et Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes. ^[3]

III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales : ^[1]

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, 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 à changer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule en général gravitairement.

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

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

III.3.1 Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections en charge. 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 des déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel.

➤ **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.

III.4 Choix du système d'évacuation :

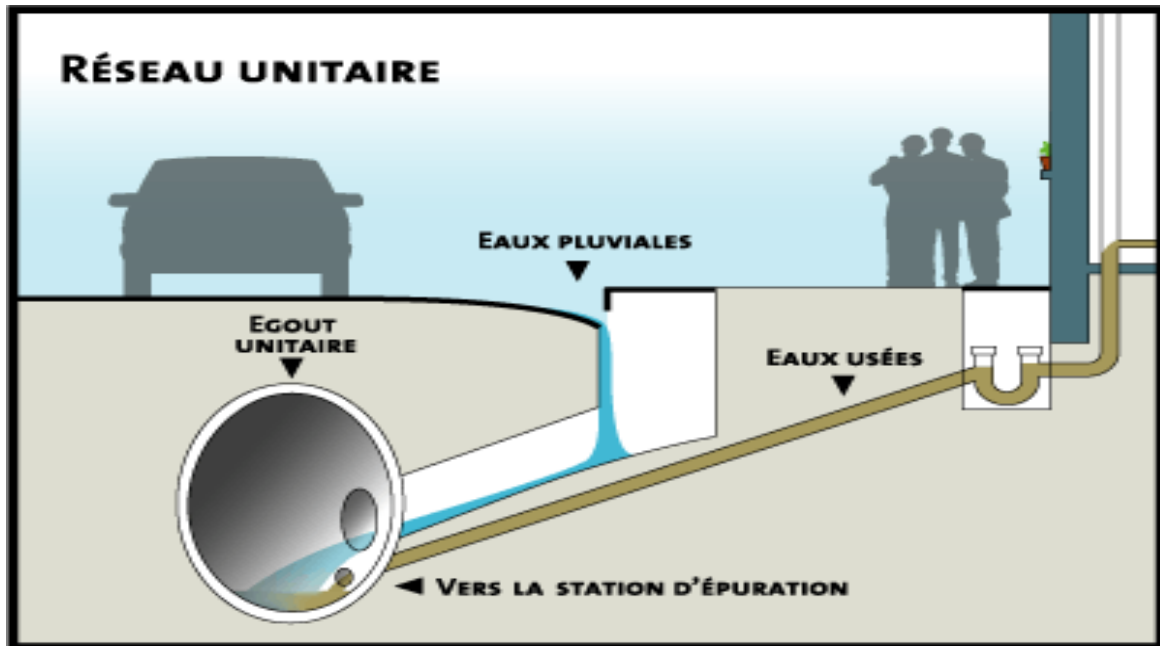
Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- 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.

Remarque :

Dans notre travail nous avons choisi le système unitaire avec un schéma de type radial, car notre terrain est plat.

a) Schéma explicatif des différents branchements du réseau unitaire



b) Schéma explicatif des différents branchements du réseau séparatif

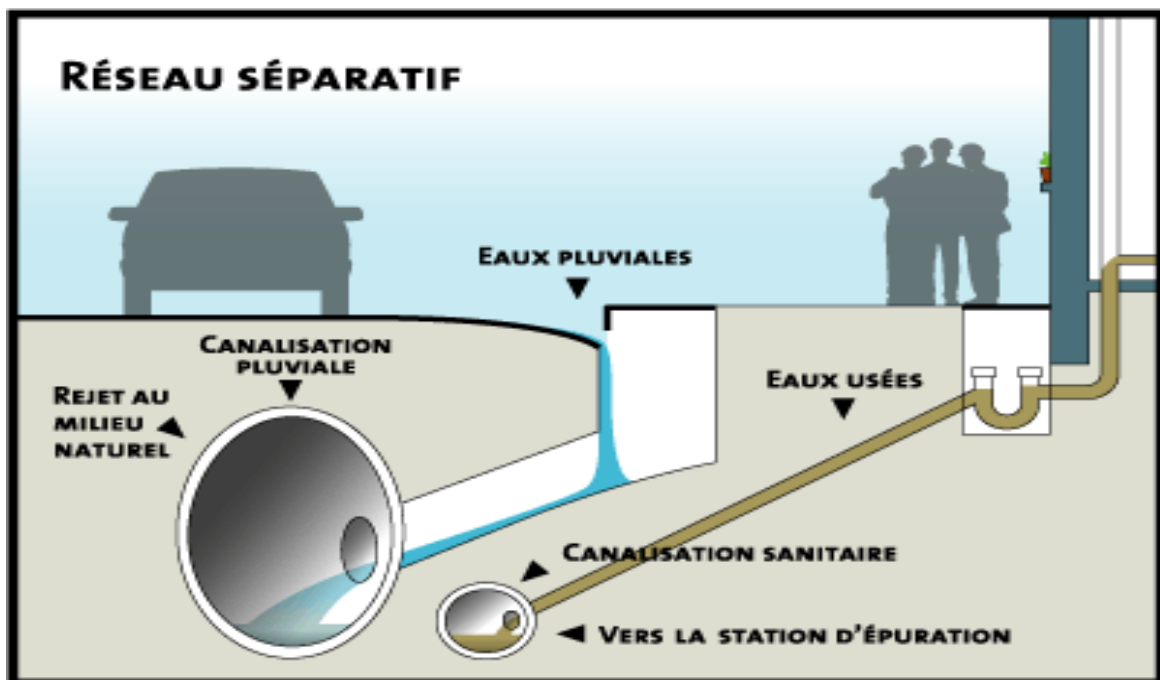


Fig.III.1 : différents schémas d'évacuation

Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux ^[3]

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte. - topographie à faible relief. - imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - débit à la station d'épuration très variable. - lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales. - apport de sable important à la station d'épuration. - acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche. - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. 	<ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.
Séparatif	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - Débit des eaux de pluie considérable. 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement élevé. - risque important d'erreur de branchement. 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages

Suite Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Séparatif		des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).		particuliers (siphons) - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).
Spéciaux	L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques : - topographies spéciales. - liaisons intercommunales.	- utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations.	- coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H ₂ S) sur les refoulements de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite.	- entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H ₂ S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000

III.5 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.5.1 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.

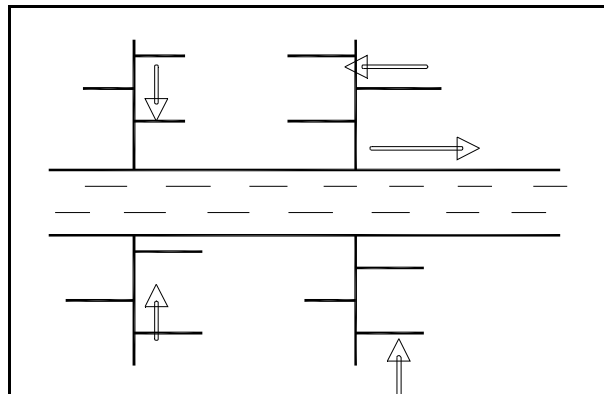


Fig.III.2 : Schéma perpendiculaire

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

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

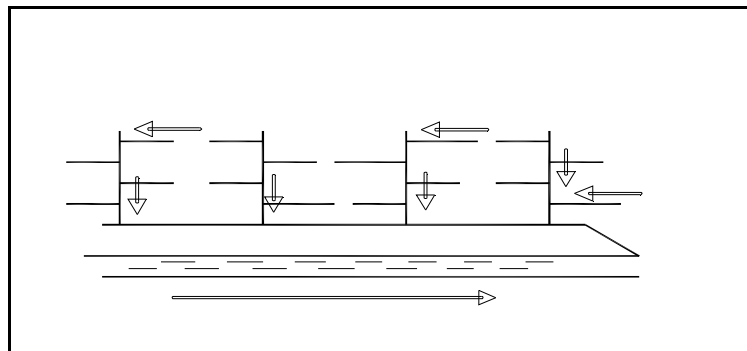


Fig.III.3 : Schéma par déplacement latéral.

III.5.3 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.

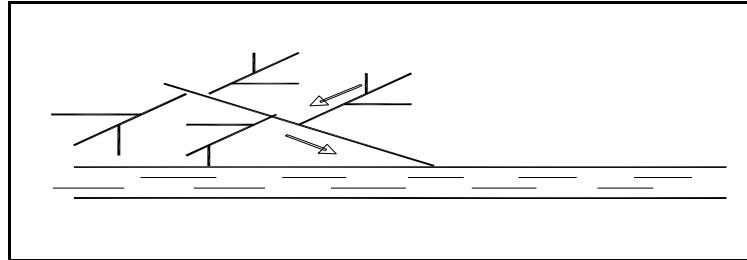


Fig.III.4 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.5.4 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.

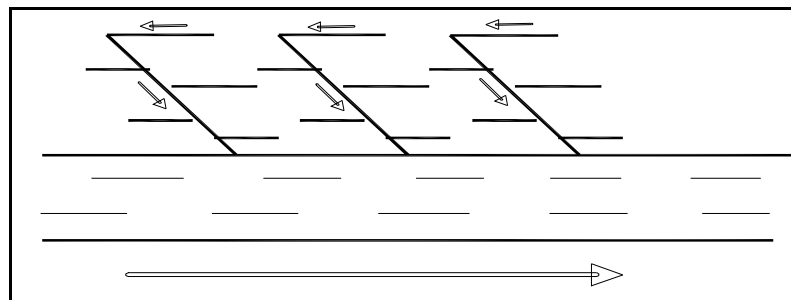


Fig.III.5 : Schéma à Collecteur Etagé

III.5.5 Schéma de 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 à partir du bassin vers la station d'épuration.

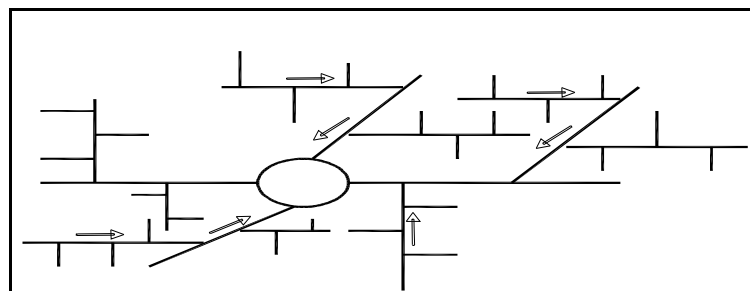


Fig.III.6 : schéma de type radial

III.6 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.

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau avec schéma radial. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération.

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation.

Si « A » est La surface totale du bassin versant, « A' » la superficie de surface revêtue

$$C_r = A' / A \quad \text{Avec } C_r \geq 0,2$$

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente environ 20 % de la superficie de cette zone.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale du simple au double, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

Il dépend de plusieurs facteurs :

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

III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad \text{III.2}$$

Avec :

Ai : surface du sous bassin (ha) ;

- A : surface totale en (ha) ;
 Cri : coefficient de ruissellement partiel ;
 Crp : coefficient de ruissellement total pondéré ;
 i : numéro de sous bassin (i=1....11).

III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation : ^[4]

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

Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation ^[5]

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

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces : ^[4]

Tableau III.4: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée :

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
Plat (pente < à 2 %).	<u>0.13 – 0.17</u>
Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population :

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle découverte. Ce qui donne un ruissellement important.

Tableau III .5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population ^[4]

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
30 – 80	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

III.7.5 Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence ^[4]

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0.90
Pavage à larges joints	0.60
Voirie non goudronnées	0.35
Allées en gravier	0.20
Surfaces boisées	0.05

Remarque :

Pour notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la faible pente du terrain naturel (2 ÷ 7 %) et la perméabilité du sol . par conséquent , et à partir du tableau III.4 , on adapte approximativement un coefficient de ruissellement **Cr ≈ 0.15** qui reflète notre zone d'étude.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents systèmes et schémas d'évacuation, avec le choix du système et schéma d'évacuation adoptés, dans le but d'entamer un calcul hydraulique adéquat.

1. On a fixé l'horizon de calcul à 2040, soit une population future de 5256 habitants ;
2. Le système d'assainissement opté pour la zone urbaine est le système unitaire ;
3. Le schéma d'évacuation choisi est le type radial.
4. le coefficient de ruissellement adapté au calcul des eaux pluviales est de : $Cr = 0.15$



Chapitre IV

Evaluation

des débits

Introduction :

L'établissement des réseaux d'assainissement d'une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

- l'évacuation correcte des eaux pluviales permettant :
 - D'empêcher la submersion des zones urbanisées ;
 - D'éviter la stagnation de ces eaux particulièrement dans les points bas de l'agglomération.
- La collecte et l'évacuation des eaux usées de toutes natures (eaux vannes, eaux ménagères, eaux pluviales éventuelles) en assurant leur transport, le plus rapidement possible, jusqu'au lieu de leur traitement (la station d'épuration).

IV.1 Evaluation des débits des eaux usées : ^[3]

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées à considérer dans l'étude de réseau d'assainissement correspond essentiellement :

- aux pointes d'avenir qui conditionnent la détermination des sections des canalisations des émissaires en système unitaire.
- aux flots minimaux actuels qui permettent d'apprécier les capacités d'auto curage des Canalisations.

IV.1.1 Nature des eaux usées à évacuer :

Le projet de dimensionnement des collecteurs d'égout à pour intérêt l'implantation de ce dernier afin de satisfaire l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux de vannes, ainsi que les eaux pluviales éventuelles de l'agglomération considérée et assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et éviter toute stagnation après les averses; ainsi on peut atteindre les objectifs cités ci-dessus (premier paragraphe), l'installation du collecteur de l'usine a pour objectif de situer et de contrôler ces eaux qui peuvent être très polluées et empêcher ainsi une éventuelle pollution en les faisant passer par une station d'épuration, en faisant rappeler que le dimensionnement de cette dernière ne sera pas l'objet de notre étude .

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

On distingue:

- *. Les eaux usées d'origine domestique ;
- *. Les eaux pluviales (les averses).
- *. Les eaux usées des équipements publics.

*** Les eaux usées d'origine domestique :**

Les eaux usées d'origine domestique comprennent :

- o Les eaux ménagères (eaux de cuisine, de lessive, de toilette, etc.) ;
- o les eaux vannes (en provenance des W.C, matière fécales et urines).

➤ **Qualité des eaux usées :**

Les eaux usées constituent un effluent pollué et nocif. Leur étude doit s'effectuer sous le double point de vue physico-chimique et biologique,

➤ **Quantité à évacuer :**

La quantité des eaux à évacuer est, en seconde analyse, à considérer sous l'angle des débits qui conditionnent le calcul des sections des canalisations d'égout. A cet effet, il y a lieu de distinguer entre les réseaux urbains courants et ceux desservant les agglomérations d'un type particulier telles que cités, casernes, etc. Elle dépend des normes de consommation en eaux potables et qui à leur tour dépendent de, l'évaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potables, on a les facteurs suivants qui interviennent :

- o Type d'habitats et leur degré de confort ;
- o Dotation en eaux potable ;
- o Conditions climatiques ;
- o Prise en compte forfaitaire des eaux publiques .

***. Eaux des services publics :**

Les eaux de lavage des espaces publics (cours, rue,...) sont évacuées vers le réseau par l'intermédiaire de puisard menu d'une grille. Les eaux usées des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique seront pris en compte avec les besoins domestiques.

IV.2 Estimation des débits :

IV.2.1 Estimation des débits des eaux usées :

L'évaluation de la quantité des eaux usées à évacuer quotidiennement s'effectuera à partir de la consommation d'eau par habitant.

L'évacuation quantitative des rejets est fonction du type de l'agglomération ainsi que le mode d'occupation du sol. Plus l'agglomération est urbanisée, plus la proportion d'eau rejetée est élevée. [3]

IV.2.2 Estimation des débits des eaux usées domestiques :

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base de calcul une dotation d'eau potable de 200 l/j/ hab. (DRE EL- OUED)

Nous considérons que les 80% de l'eau consommée seront rejetées comme des eaux usées dans le réseau d'évacuation.

IV.2.2.1 Evaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N.D.K_r}{86400} \quad \text{IV.1}$$

Avec:

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

N : Nombre d'habitants à l'horizon d'étude (hab) ;

D : Dotation journalière prise égale à 200 l/j/ hab ;

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

IV.2.2.2 Evaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où on est appelé à déterminer le débit de pointe donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy.j}} \quad \text{IV.2}$$

Avec :

Q_{pte} : Débit de pointe ;

$Q_{\text{moy.j}}$: Débit moyen journalier ;

K_p : Coefficient de pointe, Ce coefficient de pointe peut être :

➤ **Calculé à partir du débit moyen journalier :**

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} \geq 2,81 / \text{s} \quad \text{IV-3}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} < 2,81 / \text{s}$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation (IV-3)

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans le tableau IV.2 .

Tableau IV.1 : Evaluation des débits des eaux usées domestiques dans la zone d'étude :

Zone d'étude	Unité de mesure	N bre d'unité	Dotation	Qmoy	kp	Q pointe
			L/j/unité	l/s		l/s
Cité Ouled Touati	Habitant	5256	200	9.73	2.3	<u>22.379</u>

IV.2.3 Estimation des débits des eaux usées des équipements :

Tableau IV.2 : Evaluation des débits des eaux usées des équipements dans la zone d'étude :

Equipement	Unité de mesure	N bre d'unité	Dotation L/j/unité	Kr (80%)	Qmoy l/j	Kp	Q pointe l/s	Q Équipement L/S
CEM	élève	400	15	0.8	4800	3	0.166	<u>0,574</u>
Ecole primaire	élèves	250	15	0.8	3000	3	0.104	
Mosque	fidèle	200	30	0.8	4800	3	0.166	
Espace de jeux	M ²	1000	5	0.8	4000	3	0.138	

Les débits des eaux usées domestiques Totales :

$$Q_{\text{pteu}} = Q_{\text{peu}} + Q_{\text{péq}} = 22.379 \text{ l/s} + 0.574 \text{ l/s} = \underline{\underline{22.953 \text{ l/s}}}$$

IV.2.4 Estimation des débits des eaux pluviales :**IV.2.4 .1 Etude hydrologique :**

Tout projet d'assainissement doit être précédé d'une étude hydrologique pour la détermination de l'intensité de pluie avec la quelle l'étude de dimensionnement du réseau se fait.

L'étude permettra d'estimer le débit de ruissellement pour une période de retour prédéfinie.

IV.2.4 .1.1 Définitions:**a) les averses :**

Ce sont les pluies brusques et abondantes leur durée varie de quelques minutes à plusieurs heures.

b) pluie nette :

C'est la hauteur d'eau qui ruisselle réellement après qu'il y ait perte par infiltration, par rétention ou stockage dépressionnaire.

c) Infiltration :

C'est une perte d'eau de pluie qui pénètre dans le sol par percolation.

IV.2.4 .1.2) choix de la période de retour :

La période de retour est établie selon un compromis entre le coût de construction et de son entretien et le degré de protection recherché .

IV.2.4 .1.3) Détermination de l'intensité de pluie [8] :

Pour déterminer l'intensité de pluie on utilise la loi de galton ou celle de gumbel, ces deux lois nous permettent de calculer l'intensité moyenne de précipitation.

Avant de procéder au calcul de l'intensité de pluie pour une durée et une fréquence donnée, il faudrait avoir une série pluviométrique de la région considérée et procéder à l'analyse des données de cette série, faire le choix du type de la loi d'ajustement, estimer les paramètres de la loi et vérifier son adéquation, estimer la valeur de la variable pour la probabilité P retenue.

IV.2.4 .1.4) La Précipitation :

Les tableaux suivants illustrent la distribution mensuelle moyenne de la perte des précipitations au cours des différentes périodes . Selon cette étude faite par l'Agence nationale des ressources en eau ANRH pour l'année 1998 on pourrait donner le taux de précipitations de la période entre 1967 et 1992 selon le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Distribution mensuelle moyenne des précipitations pour la période (1967-1992)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
P(mm)	10,38	8,66	10,50	6,42	4,59	1,98	0,18	1,00	5,03	7,89	9,08	6,21	71,93

Source: Sur la base de l'étude des données de l'ANRH en 1998.

Selon le tableau ci-dessus, on note une valeur maximale des pluies de 10,38 mm pour le mois de Janvier, par contre la précipitation la plus faible est atteinte pour le mois de Juillet avec 0,18 mm. La précipitation annuelle atteint une moyenne des 71,93 mm.

Nous pouvons également donner une distribution mensuelle de la précipitation pour la période entre 1975 et 2005, également le nombre de jours de pluie dans le tableau suivant:

Tableau IV.4: Distribution mensuelle de la précipitation pour la période (1975-2005)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Année
P(mm)	12.15	9.18	10.48	8	5.68	1.68	0.30	1.13	4.55	7.07	9.18	4.90	74.30
Nombre des jours	3.93	3.34	3.36	3.05	2.29	1.7	0.27	0.68	2.27	3	2.93	2.66	29.54

Source : données de la station météorologique du Guemar 2005.

Selon le tableau IV.4 concernant la précipitation moyenne mensuelle pour la période (1975-2005) où l'on note une valeur maximale des pluies de 12,15 mm pour le mois de Janvier, par contre la précipitation faible est enregistrée pour le mois de Juillet avec 0,30 mm, la moyenne annuelle de la précipitation atteint 74,30 mm.

Figure IV.1: Répartition mensuelle interannuelle de la pluie moyenne (1967/1992).

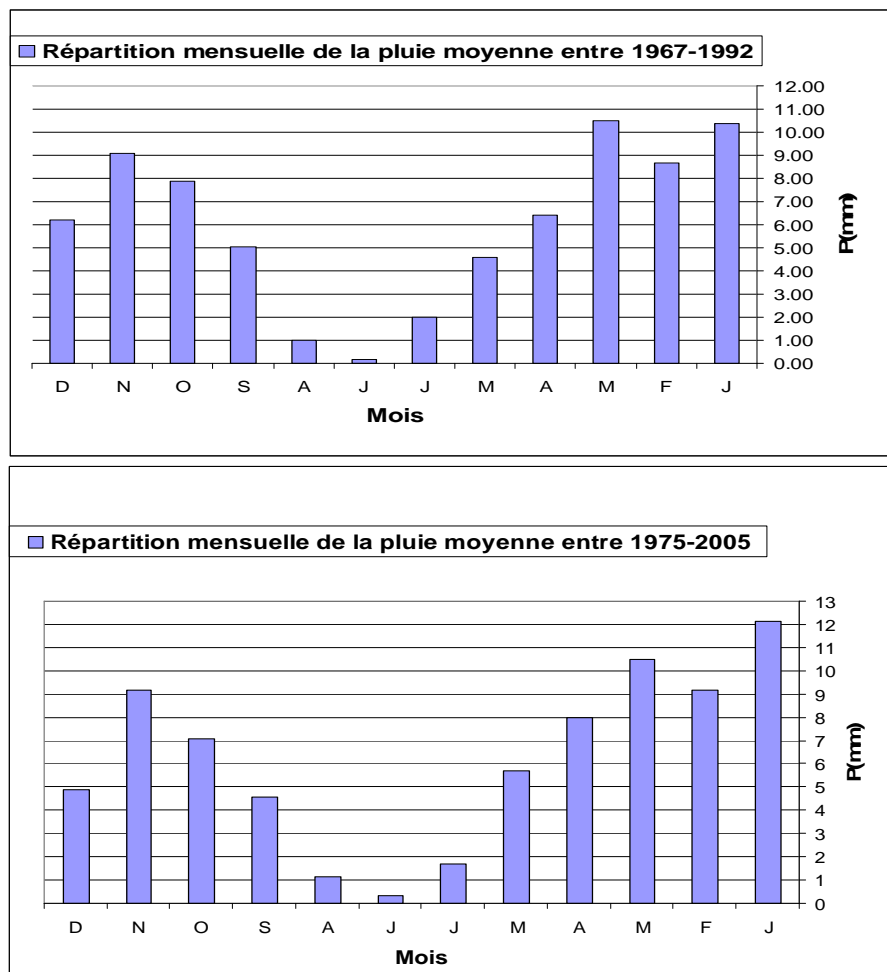


Figure IV.2: Répartition mensuelle interannuelle de la pluie moyenne (1975/2005).

IV.2.4 .1.4.1) Irrégularité annuelle des précipitations :

La répartition annuelle des précipitations au cours de la période 1967-1992 par la station météorologique de Guemar peut être illustré par le tableau suivant:

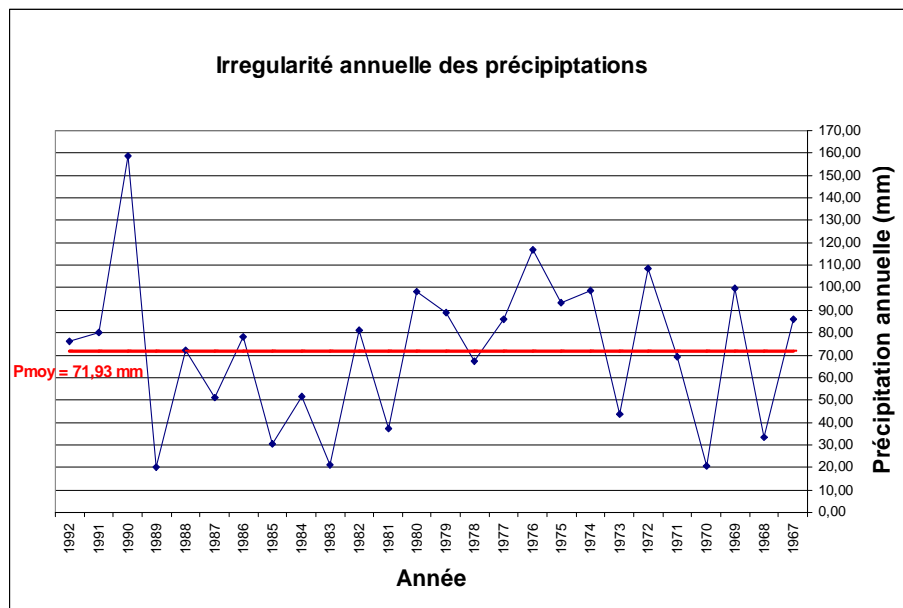


Figure IV.3: Irrégulation annuelle des précipitations

Les changements observés des précipitations annuelles au cours de la période 1967-1992 est évident sur le graphique ci-dessus, où la valeur maximale enregistrée une précipitation annuelle arrivant jusqu'à 158,90 mm en 1990, ce qui représente une année pluvieuse, alors que la valeur minimum de la précipitation ne dépasse pas les 20,10 mm enregistrée en 1989. Aussi on note une précipitation annuelle moyenne de valeur 71,93mm.

IV.2.4 .1.5) Pluie journalière maximale :

Plusieurs lois peuvent être utilisées dans l'hydrologie pour savoir la fréquence de précipitation, la possibilité de la précipitation et le retour de la précipitation dont les lois les plus importantes sont :

(Loi de Gauss, Gumbel, Galton, Frechet et Pearson) se sont les lois de probabilité dans l'hydrologie ont pour but de déterminer les débits , les quantités d'averse....) dans des cas de la non disponibilité de précipitation pendant les années passées ou ne sont pas suffisants pour identifier la fréquence de Précipitation . l'utilisation de la loi " Gauss" nous permet de déterminer les pluies journalières maximales pour différentes fréquences bien entendu par comparaison avec d'autres lois.

IV.2.4 .1.5.1) Loi de Gumbel :

a) **Fonction de répartition:** $F(x) = F(u) = e^{-e^{-u}}$

b) **Variable réduite de Gumbel :** $u = \frac{X - X_0}{S}$

c) **Ajustement graphique:**

La variable réduite de Gumbel « U » s'exprime facilement en fonction de la

fréquence (F) puisque l'on a: $F(u) = e^{-e^{-u}}$, d'où $U = -\ln[-\ln(1/F)]$

d) **Estimation de X pour une fréquence donnée:**

En portant arithmétiquement les valeurs de X en fonction de leur fréquence expérimentalement au non dépassement selon l'axe gradué arithmétiquement en U, on obtient une droite passant par exemple par:

$$U = 0 \text{ pour } X = X_0$$

$$U = (+, - 1) \text{ pour } X = X_0 +, - S$$

S représente la pente de cette droite.

Avec X_0 : paramètre de position.

S: paramètre d'échelle différent de zéro et positif.

$$T = \frac{1}{1-F} \quad T: \text{période de retour, } F: \text{la fréquence}$$

e) **Calcul des paramètres:**

$$S = 0,78 \cdot \sigma_X, \quad X_0 = \bar{X} - 0,577 \cdot S, \quad \sigma_X = \sqrt{\frac{\sum X_i^2 - n\bar{X}^2}{n^2}}$$

n étant le nombre d'observations constituant l'échantillon.

\bar{X} : la moyenne des X, σ_X : l'écart type des X.

- Quand à l'application de la loi de Gumbel sur les observations successives de la précipitation, le maximum des pluies enregistré pendant la période (1989 - 2010) est montrée dans le tableau ci-dessous et les résultats obtenus sont suivants :

$$\sigma_X = 1,427 \text{ mm/j}; \bar{X} = 15,56 \text{ mm/j}; X_0 = 14,91 \text{ mm/j}; s = 1,112 \text{ mm/j}$$

D'où l'équation droite pour l'application de la loi Gumbel est :

$$x = X_0 + U \cdot S ; x = 14,91 + 1,112 \cdot U$$

f) précipitation en fonction de la période de retour :

Ceci nous permet de calculer la précipitation quotidienne et aussi le débit d'inondation à n'importe quelle fréquence et la période de retour.

* pour la période de 50 ans : $T=50\text{ans}$; $T=1/1-F$; $F=1 - 1/T$

$$F=1 - 1/50 ; F = 0,98 ; \text{on sait que } F(U) \iff U = -\text{Ln}[\text{Ln}(1/F)] = 3,902$$

$$P=x = 14,91 + 1,112 \cdot U = 14,91 + 1,112 \cdot 3,902 , P = 19,25 \text{ mm/j}$$

Et l'utilisation de la même méthode et d'autres périodes de retour, nous obtenons les résultats suivants :

Tableau IV.5 : Calcul de $P_j.\text{max}(\text{mm/j})$ Loi de Gumbel

Loi de Gumbel			
T (années)	F=1-1/T	U=-Ln(Ln(1/F))	P _j =x=14,91+1,112.U P _j .max(mm/j)
2	0,500	0,367	15,31
5	0,800	1,500	16,58
10	0,900	2,250	17,41
20	0,950	2,970	18,21
50	0,980	3,902	19,25
100	0,990	4,600	20,02

Tableau IV.6 : Précipitation journalière maximale à El-Oued 1989/2010 en (mm)

Précipitation journalière maximale (mm)														
MOIS	SEP	OCT	NOV	DEC	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUI	JUIL	AOUT	MAXJ	TOT
ANNEE														
89-90	0,0	0,0	5,2	1,2	22,3	0,0	0,0	20,0	19,0	0,0	0,0	0,0	22,3	67,7
90-91	0,0	4,0	10,6	5,0	0,0	0,2	4,9	0,0	0,0	10,0	3,0	0,0	10,6	37,7
91-92	0,0	0,0	2,5	25,1	7,7	0,0	7,8	7,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,1	50,1
92-93	0,0	0,0	6,6	7,6	0,0	6,7	0,9	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,6	21,8
93-94	0,0	0,4	13,3	2,0	3,8	0,0	9,5	2,2	0,0	0,0	0,0	0,0	13,3	31,2
94-95	19,8	16,4	2,8	1,5	0,7	0,0	14,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	19,8	55,6
95-96	13,7	16,5	3,7	4,5	27,5	5,6	9,6	2,8	0,6	0,2	0,0	0,0	27,5	84,7
96-97	5,7	0,0	0,0	0,7	0,0	2,0	0,0	8,0	0,2	0,0	0,0	0,0	8,0	16,6
97-98	17,5	10,1	0,0	10,8	0,0	0,8	2,9	5,8	0,0	2,8	0,0	0,0	17,5	50,7
98-99	6,4	0,0	0,0	0,0	19,8	0,4	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	19,8	26,6
99-00	1,0	1,3	16,3	6,4	0,0	0,0	3,2	0,0	13,2	0,0	0,0	0,0	16,3	41,4
00-01	0,0	20,7	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3	0,0	0,0	0,0	0,0	20,7	21,0
01-02	2,5	2,4	1,6	5,0	0,1	0,0	0,0	0,0	7,2	0,0	0,0	1,5	7,2	20,3
02-03	0,1	6,4	2,5	0,0	12,5	5,5	8,9	0,0	0,0	0,0	0,0	1,4	12,5	37,3
03-04	3,9	3,8	1,0	0,6	11,6	0,0	0,6	5,4	0,0	1,2	0,0	8,5	11,6	36,6
04-05	0,0	15,7	18,5	10,9	0,0	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	18,5	45,3
05-06	9,1	3,3	16,5	1,9	9,9	0,6	0,8	4,7	0,0	0,0	0,0	2,5	16,5	49,3
06-07	5,4	10,6	0,0	1,9	0,1	0,5	0,1	3,7	1,2	0,0	0,0	1,6	10,6	25,1
07-08	0,0	0,8	0,0	3,6	7,6	2,3	0,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,6	14,5
08-09	14,4	26,8	0,0	0,0	27,0	1,1	12,0	0,8	0,0	1,5	0,0	0,0	27,0	83,6
09-10	5,3	0,0	0,0	0,0	6,7	0,0	0,2	0,0	0,3	0,0	5,0	0,2	6,7	17,7

La source : l' ANRH Touggourt 2010

IV.2.4 .1.5.2) Loi de Gauss

a) Fonction de répartition :

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

b) Variable réduite de Gauss :

$$u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma_x} , \quad \sigma_x = \sqrt{\frac{\sum x_i^2 - n\bar{x}^2}{n-1}}$$

n : étant le nombre d'observations constituant l'échantillon.

\bar{X} : la moyenne des X , σ_X : l'écart type des X .

c) **Ajustement graphique** : La variable réduite de Gauss U s'exprime facilement en fonction de la fréquence (F).

d) **Estimation de X pour une fréquence donnée**:

A partir de F , on déduit U (on utilise la table de Gauss), $u = \frac{X - \bar{X}}{\sigma_X}$, \bar{X} et σ_X étant

connus, on peut calculer X tel que $X = \bar{X} + u \cdot \sigma_X$.

e) **Détermination d'une fréquence F pour X donné**:

on connaît X , on en déduit U , on peut alors calculer la fréquence F (on utilise la table de Gauss) et la période de retour T .

- Quand à l'application de la loi de Gauss sur les observations successives de la précipitation maximum d'eau enregistré pendant la période (1989 - 2010) et qui est enregistré dans le tableau en annexe, nous obtenons les résultats suivants :

$\sigma_X = 6,70 \text{ mm/j}$, $\bar{X} = 15,56 \text{ mm/j}$, d'où la droite de Henry pour l'application de la loi de Gauss est : $x = \bar{X} + U \cdot \sigma_X$; $x = 15,56 + 6,70 \cdot U$

f) **précipitation en fonction de la période de retour** : on peut calculer la valeur de précipitation quotidienne et aussi le débit d'inondation à n'importe quelle fréquence aussi la période de retour .

• **pour une période de retour 50ans :**

$T=50\text{ans}$; $T=1/1-F$; $F=1 - 1/T$; $F=1 - 1/50$; $F = 0,98$

Sachant $F(U) \implies U = 2,05$ (table de Gauss),

$P = x = 15,56 + 6,70 \cdot U = 15,56 + 6,70 \cdot 2,05$; $P = 29,30 \text{ mm/j}$

Pour la même procédure et pour différente période de retour on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.7 : Calcul de Pj.max(mm/j) Loi de Gauss

Loi de Gauss			
T (années)	F=1-1/T	$U=(x-\bar{X})/\sigma_x$	$P_j = x = 15,56 + 6,70 \cdot U$ Pj.max(mm/j)
2	0,500	0,000	15,56
5	0,800	0,840	21,19
10	0,900	1,280	24,14
20	0,950	1,640	26,55
50	0,980	2,050	29,30
100	0,990	2,330	31,17

IV.2.4 .1.5.3) Comparaison Entre de la loi Gauss et la loi du Gumbel :

Quand à la comparaison entre les deux lois, nous constatons que les valeurs de la précipitation quotidienne calculée selon la loi de gauss sont plus grandes que celles calculées par la loi de guambel et par mesure de sécurité on utilise les valeurs de celle de gauss.

(Pour T = 2 années la valeur de Pj de gauss presque égale à celle de guambel)

(Pj=15,56mm/j – loi de Gauss), (Pj=15,31mm/j – loi de Gumbel).

IV.2.4 .1.6) Calcul de l'intensité pluviale, Loi (Intensité – Durée – Fréquence):

Les intensités pluviales de durée t(h) et pour différentes périodes de retour sont calculées comme suit: $I = P_t / t$; I : Intensité pluviale maximale de durée t et de période de retour T (an).

P_t : Pluie maximale de durée t et de période de retour T (an).

t : Durée de la pluie (h).

La pluie maximale de durée t et de période de retour T est calculée par la formule suivante:

$$P_t = P_j (t / 24)^b \text{ (mm)}, P_t : \text{Pluie maximale de durée t et de période de retour T (an).}$$

P_j : Pluie maximale journalière pour une fréquence donnée (mm/j).

t : Durée de la pluie (h). b : Exposant climatique, $b = 0,16$ (K.Body).(la source : ANRH).

Le tableau suivant montre les résultats de la précipitation maximale et son l'intensité .

Tableau IV.8: Calcul de l'intensité pluviale Loi (Intensité – Durée – Fréquence)

Durée de l'averse t(h)		Période de retour (ans)					
		2	5	10	20	50	100
0,25	Pjmax (mm/j)	15,6	21,2	24,1	26,5	29,3	31,2
	Pt(mm)	7,5	10,2	11,6	12,8	14,1	15,0
	I(mm/h)	30,0	40,8	46,5	51,2	56,5	60,1
0,5	Pjmax (mm/j)	15,6	21,2	24,1	26,5	29,3	31,2
	Pt(mm)	8,4	11,4	13,0	14,3	15,8	16,8
	I(mm/h)	16,8	22,8	26,0	28,6	31,5	33,6
1	Pjmax (mm/j)	15,6	21,2	24,1	26,5	29,3	31,2
	Pt(mm)	9,4	12,7	14,5	16,0	17,6	18,7
	I(mm/h)	9,4	12,7	14,5	16,0	17,6	18,7
2	Pjmax (mm/j)	15,6	21,2	24,1	26,5	29,3	31,2
	Pt(mm)	10,5	14,2	16,2	17,8	19,7	20,9
	I(mm/h)	5,2	7,1	8,1	8,9	9,8	10,5
3	Pjmax (mm/j)	15,6	21,2	24,1	26,5	29,3	31,2
	Pt(mm)	11,2	15,2	17,3	19,0	21,0	22,3
	I(mm/h)	3,7	5,1	5,8	6,3	7,0	7,4
4	Pjmax (mm/j)	15,6	21,2	24,1	26,5	29,3	31,2
	Pt(mm)	11,7	15,9	18,1	19,9	22,0	23,4
	I(mm/h)	2,9	4,0	4,5	5,0	5,5	5,9

IV.2.4 .1.7) ESTIMATION DE DEBIT DE CRUE**IV.2.4 .1.7.1) Méthode CRUEPEDIX :**

$$Q = S^{0.8}(P / 80)^2.R$$

- p: pluie journalière décennale en (mm).
- R : coefficient régional.
- Q : débit de crue décennale.(unité)
- S : surface de bassin versant en (Km²).

IV.2.4 .1.7.2) Méthode de CAQUOT :

$$Q = K^{1/u} . I^{v/u} . C^{1/u} . A^{w/u}$$

- $K, U, V, W = f(a, b)$,
- $U = 1 + 0,287b$,
- $v = -0.41b$,
- $w = 0,95 + 0,507b$,
- $k = 0,5^b . a / 6,6$, **a et b** se sont des coefficients de MONTANA,
- I: pente,**
- C: coefficient de ruissellement,
- A: surface du bassin.

Pour notre étude on utilise la méthode rationnelle qui est la plus utilisée au sud algérien et qui donne des résultats acceptables surtout au dimensionnement du réseau d'assainissement.

IV.2.4 .1.7.3) Méthode Rationnelle :

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

- I/ intensité de pluie en (mm/h),
- A: surface totale du bassin versant en (ha),
- C: coefficient de ruissellement ,
- K: coef correcteur des unités.

Cette méthode permet de calculer le débit maximal à l'exutoire du bassin en cas de précipitation. elle a été proposée par **J.Mulvaney** en 1851 sous la forme :

$$Q_p = K.C.I.A$$

Q_p : débit de pointe à l'exutoire du bassin (m^3/s) ;

K : coefficient numérique dépendant des unités ; on prend ($K = 1$)

C : coefficient de ruissellement ;

I : intensité maximale de pluie (mm/heure) ;

A : surface du bassin versant (m^2).

IV.2.4 .1.7.4) Coefficient de ruissellement :

Ce coefficient est le rapport entre la quantité de précipitations pluies ruisselées et la quantité totale qui tombe, aussi il est en fonction des changements termes de la qualité du sol, ainsi que la topographie du terrain et de la végétation et de l'urbanisation.

les valeurs des coefficients de ruissellement se sont résumés dans le tableau III.4(page 39) pour notre cas , le coefficient de ruissellement adapte **$C = 0.15$** .

IV.2.4 .1.7.5) Intensité de pluie :

dans le paragraphe précédent, la précipitation maximale journalière est calculée selon la loi de Gauss, et le débit maximum sera calculée en utilisant la précipitation maximale quotidienne pour savoir le débit en cas d'inondation, par conséquent on doit donc connaître l'intensité des précipitations, le tableau suivant montre l'intensité des précipitations pour la période différente valeurs de référence, et de calculer l'intensité des précipitations et le débit des précipitations d'inondation, nous prenons le temps égal à deux heures (**$t = 2h$**).

Tableau IV.9 : Intensité de pluie

T (années)	Pj.max(mm/j)	$P_t = P_j (t / 24)^{0.16}$ t = 2h (mm)	Intensité max I(mm/h)
2	15,56	10,46	5,23
5	21,19	14,24	7,12
10	24,14	16,22	8,11
20	26,55	17,84	8,92
50	29,30	19,68	9,84
100	31,17	20,95	10,47

IV.2.4 .1.8) Débit de pointe des eaux pluviales :

En utilisant toutes les données précédentes et l'application de la méthode simplifiée « Méthode de J.Mulvaney », nous résumons les résultats obtenus dans le tableau suivant ci-dessous :

Tableau IV.10 : Débit de pointe des eaux pluviales

La Zone d'étude	Surface en m2	Coef. de Ruiss C	T=2 ans		T=5 ans		T=10 ans	
			I(mm/h)	Qp(l/s)	I(mm/h)	Qp(l/s)	I(mm/h)	Qp(l/s)
Cité Ouled Touati Commune d'El oued	220.000	0,15	5.23	<u>47.941</u>	7.12	65.262	8,11	74.339

T=2 : période de retour. t= 2h : Durée de l'averse.

Enfin : le débit Pluviale dans la zone d'étude égale : Qp = 47.941 l/s

IV.2.4 .1.9) Débit de pointe et débit spécifique des eaux rejetées :

Tableau IV.11 : Débit de pointe et débit spécifique des eaux rejetées

Cité Ouled Touati Commune d'El oued	Qp eau usée (l/s)	Qp eau pluviale (l/s)	Qp total (l/s)	Longueur total du réseau (m)	Qsp (l/s/m)
Temps sec	22.953		22.953	4940	<u>0.004646</u>
Temps humide	22.953	47.941	70.894	4940	<u>0.014351</u>

Conclusion

La présente phase a eu pour but primordial la quantification des débits à évacuer pour notre bassin d'étude, ces débits évalués concernent les débits d'eaux domestiques, débits d'équipements et surtout pluviométriques qui sont évaluées pour une durée de deux ans. Le plus remarqué dans cette phase est la quantification des eaux pluviales malgré la rareté de ces pluies, mais cette évaluation a pour but essentiel de réduire l'effet de submersion des zones de dépression en cas d'une averse inattendue .



Chapitre V

Calcul

Hydraulique

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement du point de vue sanitaire. Les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs

V.1 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier. ^[7]

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter.

V.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6 m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 315 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci à prévenir est la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, par conséquent des pentes limites admissibles vis-à-vis le réseau d'assainissement à ne pas dépasser. Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.

V.3. Plan du calcul des paramètres hydrauliques et géométriques:

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement, 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.

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

$$Q = V.S \quad (V.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s) ;

S : Section mouillée (m²) ;

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Alors les paramètres qui influent sur les conditions d'écoulement ainsi que le dimensionnement du réseau sont :

V.3.1. Diamètre minimal:

On a fixé le diamètre minimal normalisé de nature PVC de 315 mm dans le cas du réseau unitaire.

Formule de Bresse: $D = 1,5 \cdot (Q_p)^{1/2}$

Q_p : le débit de pointe.

V.3.2. Calcul de la pente:

La pente de chaque canalisation est déterminée à partir de la formule suivante:

$$I = \frac{\Delta H}{L} \quad (V.2)$$

$CP_{\text{amont}} = CTN_{\text{amont}} - P_{\text{amont}}$

$CP_{\text{aval}} = CTN_{\text{aval}} - P_{\text{aval}}$

$\Delta H = CP_{\text{amont}} - CP_{\text{aval}}$

Tel que:

ΔH : La différence entre deux côtes du projet du tronçon considéré (m).

L: La longueur du tronçon considéré (m).

P: profondeur (m)

CTN : côtes terrain naturel.

V.3.3. Vitesse d'écoulement:

La vitesse d'écoulement des eaux usées dans le réseau, est limitée inférieurement et supérieurement, car il faut :

D'une part, éviter les stagnations susceptibles de provoquer les dépôts, et d'entraîner les sédiments, sinon il y aura un risque d'obstruction des canalisations, et de dégagement des mauvaises odeurs dues à la composition des matières organiques.

D'autre part, prévenir l'érosion des conduites par les matières solides charriées par les eaux usées comme le sable et le gravier.

Aux faibles débits, il faut assurer une vitesse d'écoulement empêchant les dépôts, cette vitesse minimale dite auto curage doit être égale au moins à 0,3 m/s.

$$V_{\text{aut}} = 0.6.V_{\text{ps}} \quad (V.3)$$

Aux fort débits, la vitesse maximale (vitesse limite d'érosion), ne pas dépasser 4 m/s.

V.3.4. Paramètre hydraulique :

Le calcul hydraulique consiste à déterminer les débits, les vitesses et les hauteurs de remplissage dans les canalisations.

Pour chacun de ces grandeurs deux valeurs sont déterminées, l'une réelle et l'autre à pleine section.

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau on doit définir les paramètres suivants :

Périmètre mouillé (P) : c'est la longueur du périmètre de la conduite qui est en contact avec de l'eau (m).

Section mouillée (S) : c'est la section transversale de la conduite occupée par l'eau (m²).

Rayon hydraulique (Rh) : c'est le rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé. (m).

Vitesse moyenne (V) : c'est le rapport entre le débit volumique (m³/s) et la section (m²).

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

$$V_{ps} = c\sqrt{Rh} \quad (V.4)$$

Où :

C: Coefficient de chezy, représenté par l'expression suivante :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{Rh}}} \times Rh^{5/6}, \quad \gamma = 0.25 \quad (\text{réseau unitaire}) \quad (V.5)$$

☐ : Coefficient d'écoulement variant suivant les matériaux utilisés et la nature des eaux usées .

$$\text{Pour les eaux usées } V_{PS} = 60 \cdot R_h^{3/4} I^{1/2} \quad (V.6)$$

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{PS} = V_{PS} \times S \quad (V.7)$$

La vitesse à pleine section est donnée par la formule de Manning-Strickler avec un rayon hydraulique égal à D/4.

Nous avons donc la première condition donnée par:

$$\text{Rapport des débits : } Rq = \frac{Q}{Q_{ps}} \quad (V.8)$$

Rapport des hauteurs :

$$R_h = \frac{h}{d} = (-11.423 * Rq^6 + 40.641 * Rq^5 - 55.497 * Rq^4 + 37.115 * Rq^3 - 12.857 * Rq^2 + 1.111 * Rq - 0.001) / (0.0001 * Rq^6 + 0.0001 * Rq^5 - 0.0001 * Rq^4 + 0.0001 * Rq^3 - 0.0001 * Rq^2 + 0.0001 * Rq - 0.0001) \quad (V.9)$$

Rapport des vitesses :

$$R_v = \frac{v}{v_{ps}} = (-25.63 * Rq^6 + 93.647 * Rq^5 - 134.25 * Rq^4 + 95.24 * Rq^3 - 35.151 * Rq^2 + 1.111 * Rq - 0.001) / (0.0001 * Rq^6 + 0.0001 * Rq^5 - 0.0001 * Rq^4 + 0.0001 * Rq^3 - 0.0001 * Rq^2 + 0.0001 * Rq - 0.0001) \quad (V.10)$$

V.4 Vérification de la condition d'auto curage du réseau d'assainissement :

(Voir les tableaux ci dessous) avec :

CTN am: côte de terrain naturel amont (m) ;

CTN av : côte de terrain naturel aval (m) ;

Cr am: côte radier amont du terrain (m) ;

Cr av : côte radier aval du terrain (m) ;

L_k : longueur de conduite entre deux regards (m) ;

I_k: pente (m/m) ;

Q: débit d'eau usée (m³/s) ;

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

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

D: diamètre normalisé (mm) ;

R_q : rapport des débits ;

R_h : rapport des hauteurs ;

R_v : rapport des vitesses ;

H : hauteur de remplissage (m) ;

V_e : vitesse de l'écoulement (m/s) ;

V_{aut} : vitesse d'auto curage (m/s)

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le calcul hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées, nous avons suivi une méthode de calcul adéquat connu au dimensionnement du réseau d'assainissement.

Finalement on pourrait conclure :

D'après tous les résultats obtenus qui caractérisent notre réseau d'égout que le réseau d'assainissement est vérifié vis à vis la gravité et le curage d'écoulement, la pente de pose des conduites du réseau d'assainissement .

Reste seulement à réaliser des curages périodiques surtout où les vitesses d'auto-curages sont plus ou moins faibles.



Chapitre VI

Les éléments Constitutifs Du réseau d'égout

Eléments constitutifs du réseau d'égout

Introduction :

Les éléments constitutifs d'un réseau d'égout se subdivisent en deux ouvrages :

- Ouvrages principaux ;
- Ouvrages annexes.

VI .1 Ouvrages principaux : ^[5]

Les ouvrages principaux comprennent :

- Les tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, qui sont désignés par leurs diamètres intérieurs (diamètre nominal en mm) ;
- Les tuyaux ovoïdes préfabriqués qui sont distingués par leurs hauteurs intérieures (nominale exprimé en cm) ;
- Les ouvrages visitables de profils particuliers ;

L'utilisation des conduites circulaires sont réservées aux faibles sections. la forme circulaire est simple à fabriquer. Elles peuvent être utilisées pour les grandes sections avec certains inconvénients :

- largeur importante de la tranchée ;
- Vitesse d'écoulement faible pour des tirants d'eau faibles. d'où surgit la difficulté du curage et de l'entretien.

Pour palier au problème d'auto curage, le profil circulaire est remplacé par la forme ovoïde, quand cela est possible.

Les diamètres des conduites circulaires équivalents aux conduites ovoïdes de hauteur H sont donnés dans le tableau VI.I :

Tableau VI.1: diamètres des conduites circulaires équivalents aux hauteurs des conduites ovoïdes

H (cm)	D (mm)
100	800
130	1000
150	1200
180	1400
200	1500

VI.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.

VI.1.2 Matériau des canalisations :

Il existe plusieurs types de conduites qui diffèrent suivant leur matériau constitutif et leur destination.

A) Conduite en fonte :

Ce type de conduite a été imposé à titre de sécurité pour la traversée d'un bassin hydrominéral par un collecteur d'eau usée. Les raffineries de pétrole utilisent couramment ce type de matériau pour évacuer les eaux usées industrielles.

B) Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale.



Photo VI.1 : Conduites en béton non armé.

C) Conduites en béton armé :

L'armature formant la conduite en béton armé se compose :

- Des génératrices disposées en parallèle. On peut parfois rencontrer plusieurs couches de génératrices en fonction des conditions de pose ;
- Des cerces disposées de telle façon à former des grilles avec les génératrices et écartées d'environ 15 cm les unes des autres ;
- Les conduites type BONNA comportent en plus des armatures, une âme en tôle pour assurer l'étanchéité et augmenter la résistance de la conduite.

D) Conduites en PRV :

Le polyester renforcé de fibres de verre (PRV) est un matériau appartenant au groupe des composites. Les composites sont constitués d'une phase continue (matrice en résines thermodurcissables), et d'une phase fibreuse (fibre de verre) qui garantit les caractéristiques mécaniques.

La paroi du tuyau PRV se compose de trois couches parfaitement adhérentes l'une à l'autre, chaque couche à différentes caractéristiques et propriétés en rapport à sa fonction. Différents renforcements et résines peuvent être employés dans chaque couche.

- Matière premières : les matières premières employées pour fabriquer les tuyaux sont les suivantes:
 - ✓ Les résines : (Polyester isophtalique , Polyester orthophtalique , Vinylester)
 - ✓ Les renforcements de verre : Les renforcements de verre sont faits à partir de deux types différents de composition de verre:
 - Le verre "C" assure d'excellentes propriétés d'inertie chimique contre la corrosion chimique
 - Le verre "E" a une résistance mécanique très élevée.
 - ✓ Le sable siliceux : Le sable de silice (SiO_2) est principalement ajouté au stratifié structural afin d'augmenter l'épaisseur et donc la rigidité des tuyaux.
 - ✓ Les matières premières auxiliaires : Les matières premières auxiliaires sont des additifs utilisés dans le traitement des résines renforcées.



Photo VI.2 : Conduite en PRV.

E) Conduites en PVC:

Le tuyau en PVC s'utilise principalement pour les évacuations des eaux usées où il a supplanté le plomb.

Ces tubes sont d'un usage pratique par leur légèreté et leur relative facilité à mettre en œuvre.

Les caractéristiques du (PVC) sont:

- Matière plastifiée de synthèse polychlorure de vinyle ($\text{CH}_2\text{-CHCL}$) ;
- Imperméable ;
- Facilité du transport et du branchement ;
- Légère de poids ;
- Résistance aux gaz chimiques ;
- La longueur minimale est de 6 m ;
- Capacité hydraulique maximale
- Etanchéité
- Résistance mécanique aux chocs, à l'abrasion et à la corrosion
- Recyclable



Photo VI.3 : Conduite en PVC.

F) Conduite en matières plastique

Pour ce type nous distinguons :

- les conduites en matières thermodurcissables ;
- les conduites en matières thermoplastiques.

Elles présentent les caractéristiques suivantes

- Résistance aux chocs ;
- Résistance au gel ;

- Résistance à la corrosion chimique ;
- Adaptation à la déformation ;
- Facilité de pose et de transport.

VI.1.3 Choix du type de canalisation :

Le matériau des conduites est choisi en fonction :

- De la nature du sol (agressivité, stabilité) ;
- De la nature chimique des eaux usées transportées par la conduite ;
- Des efforts extérieurs auxquels les conduites sont soumises ;
- Du milieu à traverser.

Dans notre travail, nous avons opté pour les conduites en PVC, ce choix n'est pas arbitraire mais vu les avantages qu'elles présentent :

a. Propriétés mécaniques et physiques :

- Résistance à l'abrasion ;
- Résistance aux charges extérieures ;
- Résistance et réaction au feu ;
- Tenue à la pression ;
- Étanchéité.

b. Propriétés chimiques :

- Résistance à la corrosion et aux divers agents atmosphériques ;
- Inertie chimique vis-à-vis du fluide transporté ;
- Résistance à l'H₂S (hydrogène sulfuré) et aux traitements chlorés.

c. Qualités économiques :

- Pérennité : durée de vie supérieure à 50 ans ;
- Compétitivité : facilité de mise en œuvre, simplicité d'entretien.

VI.1.4 Différentes actions supportées par la conduite :

Du fait que les canalisations sont exposées aux différentes actions (extérieures et intérieures), le choix du matériau de la conduite doit être judicieux, parmi ces actions on cite :

A. Actions mécaniques :

Elles s'expriment par les frottements des particules (graviers, sables) présentées dans l'eau à évacuer contre les parois intérieures de la canalisation. Ces actions engendrent l'érosion des ces dernières.

B. Action statique :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, le mouvement de l'eau dans les canalisations et celles des charges dues au circulation routière.

Tableau VI.2: Caractéristiques du tuyau en béton armé

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

C. Action chimique :

Elles se passent généralement à l'intérieure de la conduite, et sont dues à des agents chimiques présents dans les eaux d'origine industrielle.

VI.1.5 Protection des conduites :

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

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

VI.1.6 Essais des tuyaux préfabriqués :

Plusieurs types d'essais doivent être effectués :

- Essai à l'écrasement ;
- Essai à l'étanchéité ;
- Essai à la corrosion.

a)-Essai à l'écrasement :

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement ou ovalisation de la conduite. À une vitesse de chargement 1000 daN/m de longueur et par minute. Elle peut être directement comparée à la pression exercée par le remblai.

b)-Essai d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

-à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures ;

-sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

1) l'essai à l'eau effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

2) l'essai à la fumée : cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

3) l'essai à l'air: Sous pression de 1 Bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

c) - Essai à la corrosion :

Les conduites en béton sont les plus utilisées et les plus gravement corrodées par l'hydrogène sulfuré. La corrosion du béton commence par la baisse de ph superficiel suite au lessivage de la chaux en excès et à la carbonatation de la surface par le gaz carbonique. L'épreuve de corrosion se fait par l'addition de différents acides (acide chlorhydrique, acide nitrique, acide sulfurique). Après le lavage à l'eau douce et l'assèchement à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI.2 Ouvrages annexes :

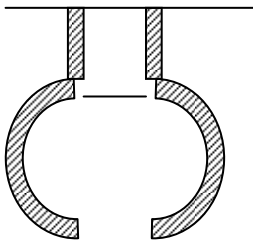
L'attention est attirée sur l'importance des ouvrages annexes tant du point de vue constructif que d'entretien pour l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout, **nous** les trouvons aussi bien en amont ou le long des réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

VI.2.1 Branchements :

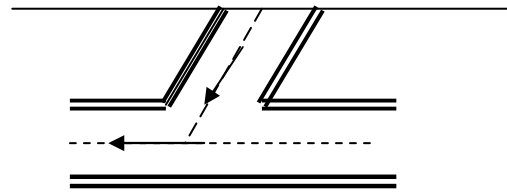
Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles.

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 du réseau ;
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées sous un angle de 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public ;
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement qui sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.



Point de raccordement avec élargissement



Point de raccordement avec inclinaison

Figure VI.1: Branchements

VI.2.2 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.

On peut avoir plusieurs types à savoir :

- **Regard de jonction** ;
- **Regard de visite** ;
- **Regard simple** : pour 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 de chute** : Ils sont placés dans les terrains à forte pente ;

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

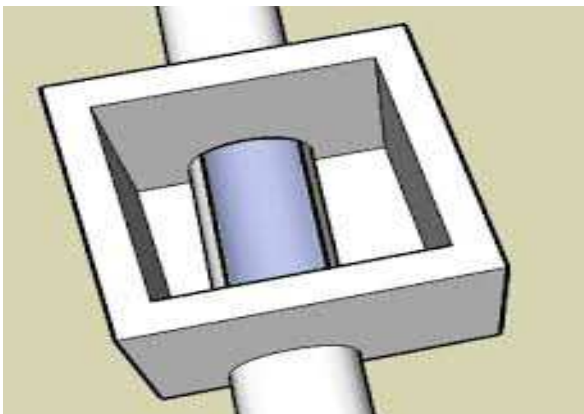
- A chaque changement de direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre.



a) **Regard de visite**



b) **Regard de chute**



c) **Regard de jonction**

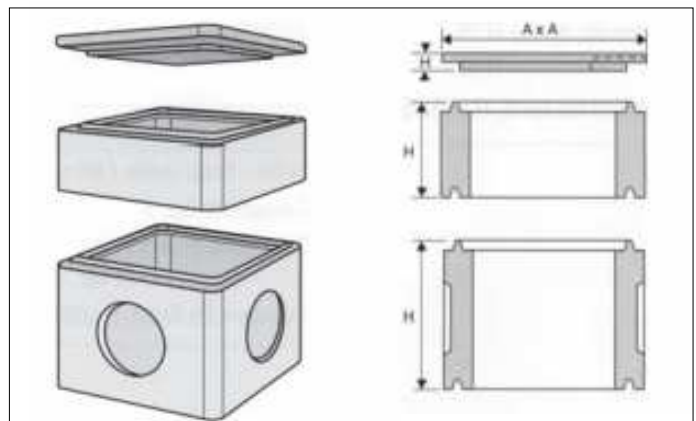


Photo VI.4: Différents type des regards

Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement et pour une meilleure rentabilité et une durée de vie importante , on est appelé à faire un bon choix des conduites et ceci selon la forme et le matériau par le quel elles sont construites et de faire intervenir les différents ouvrages annexes nécessaires durant l'utilisation du réseau choisi. Aussi pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure gestion de notre réseau.il est très nécessairement de passer à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Les regards.
- Les conduites.
- Les branchements.

Chapitre VII
Gestion et exploitation
du réseau
d'assainissement

Gestion et exploitation du réseau d'assainissement

Introduction :

Il ne suffit pas de bien concevoir un réseau d'assainissement mais il faut aussi savoir le gérer afin d'assurer le bon fonctionnement au future , par conséquent on doit traiter des procédures relatives à la gestion et l'entretien des réseaux d'assainissement.

Certes que ces procédures sont en fonction de la taille du projet envisagé et des moyens financiers mis à la disposition des collectivités dans ce sens. Dans ce qui suit nous allons parler théoriquement de ce qui doit être fait car la réalité du terrain est toute autre.

Donc pour bien gérer le réseau, il faut connaître les indications ci après :

- Connaissance du réseau ;
- Surveillance du réseau ;
- Travaux d'entretien courant ;
- Travaux spécifiques ;
- Réhabilitation des réseaux ;
- La gestion informatisée du réseau ;
- L'hygiène et la sécurité.

VII.1 Connaissance du réseau :

la première condition pour une exploitation rationnelle d'un réseau d'égout est de connaître son tracé exact.

Le futur exploitant devra donc se faire remettre par le maître d'ouvrage un plan renseigné comportant l'indication du tracé, des pentes, type de matériau et des diamètres des canalisations.

VII.2 Surveillance du réseau :

La surveillance du réseau doit s'effectuer en ce qui concerne :

- La nature des effluents admis dans le réseau
- Le bon fonctionnement des diverses installations fixées

VII.2.1 Nature des effluents :

D'une manière générale le projecteur n'est admis dans le réseau d'assainissement qu'après avoir une autorisation des services concernés, pour les effluents industriels il faut avoir des installations de prétraitement en usine.

L'exploitation du réseau, devra s'assurer régulièrement , que ces installations sont correctement conduites et que l'effluent déversé dans le réseau est conforme aux conditions imposées.

VII.2.2 Mesure des débits :

Il est souhaitable qu'un réseau d'assainissement soit équipé avec des appareils de mesure de débit placés en des points judicieusement choisis afin de pouvoir détecter l'introduction d'eaux parasites ou le raccordement de branchements clandestins.

VII. 3 Travaux d'entretien courant :

VII.3.1 Curages journaliers :

La solution idéale des curages journaliers des canalisations d'égout, afin d'éviter les dépôts de sédiments et les fermentations et de pouvoir envoyer l'effluent frais à la station d'épuration, consiste en l'occurrence en l'auto curage de celle ci.

VII.3.2 Possibilité d'obturation :

Il peut y arriver que des travaux d'entretien courant nécessitent d'obturer, provisoirement, les canalisations. A cet effet, il peut être fait à l'emploi des coussins d'étanchéités.

VII.3.3 Travaux périodiques divers :

Les travaux périodiques divers intéressants :

- Les canalisations ;
- Les bassins de dessablement.

VII.3.3.1 Canalisation :

Des nettoyages périodiques, qui doivent être déterminées dans chaque cas particulier, ils seront effectués sur les tronçons de canalisations ayant tendance à s'obstruer en dépit des curages journaliers.

Des appareils manuels ou à moteur électrique peuvent être équipés de flexibles spéciaux avec têtes d'outils diverses pour travaux de débouchage sur des canalisations de 150 mm de diamètre , jusqu'à 40 m de longueur.

Pour un débouchage qui se porte sur 40 m de canalisations jusqu'à 250 mm de diamètre, il existe des déboucheurs à pression pneumatique.

Divers types d'hydro-cureuses autorisant un débit de 30 l/mn sous une pression de 40 bars jusqu'à 90 l/mn sous 100 bars, permettent le curage de canalisations atteignant 600 mm de diamètre.

VII.3.3.2 Bassins de dessablement :

Les sables et vases qui se rassemblent dans les bassins de dessablement construits à cet effet, mais aussi parfois en certains points du réseau, doivent être enlevés périodiquement à un rythme à fixer dans chaque cas particulier.

Cette opération peut s'effectuer manuellement mais il existe des véhicules spécialisés où les dépôts sont aspirés dans une citerne dans laquelle il a été créé un vide partiel, un dispositif permet le débouchage éventuel du conduit d'aspiration.

VII.4 Travaux spécifiques :

Les travaux spécifiques relatifs aux réseaux d'assainissement mentionnés ci-après se rapportent :

- à leur désodorisation ;
- à la détection des eaux parasites ;
- à leur réhabilitation.

VII.4.1 Désodorisation :

Les eaux d'égout du fait même de leur composition chimique constituent un milieu favorable au développement bactérien, ce dernier étant du type soit aérobie (avec présence d'oxygène dissous) soit anaérobie (absence d'oxygène dissous).

La fermentation anaérobie est une cause de dégagement de mauvaises odeurs (hydrogène sulfuré) et de corrosion (action de l'acide sulfurique formé par l'oxygène biochimique des sulfures avec l'oxygène atmosphérique).

Or, dans le cas de canalisations sous pression, celle-ci sont le siège de fermentations anaérobies, lors de la remise en contact des effluents avec l'atmosphère, il peut y avoir des émanations importantes d'hydrogène sulfuré engendrant une nuisance importante.

Cette nuisance peut être remédié en maintenant une certaine teneur en oxygène pur dans les eaux usées le point d'injection se situant en amont de la station de refoulement.

VII.4.2 Détection des eaux parasites :

Les principales méthodes de détection des eaux parasites peuvent se classer comme suit :

- Visites de terrains et mesures instantanées ;
- Mesures en continu ;
- Control par dispositif fumigène ;
- Control par injection de colorant ;
- Inspection télévisée

VII.4.2.1 Visite de terrains et mesures instantanées :

Une enquête sur le terrain peut permettre la recherche des apports extérieurs : sources, fossés etc.... éventuellement une solution de colorant peut être déversée dans tous les points suspects. Une enquête auprès des riverains peut être fructueuse. Une autre manière de procéder consiste en la mesure de paramètres physicochimiques tels que la conductibilité, fonction de la teneur en sels dissous, ou la teneur en sels ammoniacaux, fonction de la pollution organique.

VII.4.2.2 Mesures en continu :

La connaissance des débits transités par un réseau d'égout est une mesure qui apparaît de plus en plus utile en tête des ouvrages importants : station de relevage, station d'épuration .Des renseignements peuvent être recueillis sur le réseau lui-même : infiltrations de nappes, branchements clandestins, etc.

VII.4.2.3 Control par dispositif fumigène :

Par cette méthode il est possible de détecter les raccordements non conformes de branchements d'eaux pluviales dans le réseau des eaux usées en système séparatif. A cet effet on isole un tronçon de canalisation et après y avoir insufflé de la fumée on repère les points éventuels de réapparition de celle-ci et ce tant dans le domaine privé que dans le domaine public.

VII.4.2.4 Contrôle par injection de colorant :

Cette méthode permet de vérifier la conformité ou non conformité de branchements d'assainissement dans les cas de rejets :

- d'eaux pluviales dans le réseau d'eaux usées en système séparatif ;
- d'eaux usées dans le réseau d'eaux pluviales, également en système séparatif ;
- d'eaux usées non conformes dans le réseau d'eaux usées en système unitaire.

VII.4.2.5 Inspection télévisée :

L'inspection d'un réseau s'effectue section par section entre deux regards de visite. L'équipement comprend une camera étanche transistorisée susceptible de se déplacer dans la canalisation de 150 mm à 900 mm de diamètre et munie en tête d'un dispositif d'éclairage. Des treuils permettent la traction de la camera ainsi que son retour en cas d'obstacle infranchissable. Elle est également reliée par câble à l'écran et au groupe de contrôle placé à l'intérieur de la camionnette laboratoire.

VII.5 Réhabilitation des réseaux :

La réhabilitation d'un tronçon d'égout est à envisager lorsque les perturbations du fonctionnement du réseau ou bien les dommages causés à l'environnement sont inacceptables

Jusqu'à un passé récent la réhabilitation d'un tronçon détérioré s'effectuait par le remplacement de la canalisation. Le coût et la gêne causés ont contribué au développement de nouvelles techniques parmi lesquelles:

- Le fraisage des obstacles intérieurs ;
- L'injection de produits comatants,
- Le tubage intérieur ;
- Le gainage intérieur.

VII.5.1 Fraisage des obstacles intérieurs :

Cette opération s'adresse en particulier aux racines qui s'introduisent dans la canalisation. L'appareil est constitué par un moteur hydromécanique, à partir d'un camion équipé à cet effet auquel il est relié par un câble passant par un regard, et qui entraîne un porte-outil circulaire adopté au diamètre de la canalisation, sur lequel sont fixés différents types d'outil.

VII.5.2 Injection de produits comatants :

Cette méthode consiste :

- à repérer l'infiltration à l'aide d'une camera ;
- à positionner à l'aide de la camera l'outil de réparation ;
- à injecter à basse pression une solution de résine acrylique de l'intérieur vers l'extérieur.

VII.5.3 Tubage intérieur :

Cette technique consiste à chemiser la partie de canalisation en mauvais état par un tuyau formé d'éléments assemblés au fur et à mesure de leur introduction à partir d'un regard ou d'un puits d'accès. Selon la nature du tuyau l'assemblage des divers éléments s'effectue, par collage, par thermosoudage, par emboîtement à vis ou à joint caoutchouc.

VII.5.4 Gainage intérieur :

ils sont préparés en atelier à partir des feutres polyester contrecollés sur une pellicule de polyéthane ou de PVC, les épaisseurs variant de 3 mm à 20 mm en fonction de diamètre.

Après des travaux préliminaires éventuels pour le nettoyage de la canalisation, la gaine y est introduite à partir d'un regard par la méthode d'inversion (Retournement de la gaine sur elle-même) grâce à une cheminée d'inversion, le retournement de la gaine à l'intérieur du tronçon à réparer est obtenu grâce au poids de l'eau contenue dans la cheminée.

VII.6 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 situation (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 de détecter chaque fonctionnement anormal du réseau.

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

VII.7 Hygiène et sécurité :

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

VII.8 Recommandations pour la gestion et l'exploitation de notre réseau

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. Le but cette opération est de dégager tout fonctionnement incorrect du réseau qu'on doit compléter par des travaux de remise en état, comme le curage, réparation ou remplacement des éléments défectueux ou les différentes actions citées dans les travaux spécifiques, selon la nature de l'anomalie.

Une fois que l'opération de remise à niveau du réseau est terminée, on établira un calendrier annuel de toutes les opérations de surveillance et de contrôle ; à titre d'exemple ; il faut prévoir le curage des tous les regards et bouches d'égouts avant les premières pluies de l'automne.

Conclusion

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

Cette maintenance est effectuée pour les réseaux visitables par des grandes entreprises, par contre pour les réseaux non visitables, c'est l'A.P.C qui s'en charge des travaux d'entretiens.

Durant les dernières décennies, l'investissement a présenté un effort primordial des collectivités locales. L'entretien et la conservation des patrimoines, représentent pour l'avenir une nouvelle voie d'intérêt. En effet si on veut optimiser le coût global, on doit trouver un équilibre entre, d'une part les ouvrages neufs et d'autre part, les travaux de conservation les mieux conduits possibles, c'est-à-dire des économies en effectuant des réparations sans attendre que l'importance des dégradations majorent le coût de restauration.

Aussi on peut conclure que cette phase aussi est nécessaire surtout après l'achèvement de la réalisation de projet d'assainissement car elle permet de mieux gérer et augmenter la rentabilité de cet infrastructure vis - à - vis le rôle fondamental qu'il fasse à l'agglomération et aux différents équipements installées.



Chapitre VIII

ORGANISATION

DE CHANTIER

CHAPITRE VIII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :

Dans ce chapitre nous allons identifier les étapes qui doivent être suivies avant le début du projet, nous allons parler au processus d'excavation du remblai des tranchées, les épreuves des canalisations et essai du réseau d'assainissement.

Après l'achèvement de l'étude du projet, on préparera le dossier d'appel d'offre.

VIII.1. Caractéristique de l'entreprise de réalisation:

L'entreprise doit remplir les conditions d'appel d'offre en moyens matériels et humains et les performances techniques demandées.

- Le planning de chantier doit être établi avec soins par des techniciens qualifiés.

VIII.2. Les étapes de réalisation du projet:

VIII.2.1. Avant-projet sommaire:

Il contient les éléments suivants :

- Le plan du tracé de projet.
- Les profils en long.
- Le type de sol.
- Le plan des réseaux existants (GAZ, AEP, AEU....etc).

VIII.2.2. L'avant-projet détaillé:

L'avant projet a pour but , l'étude détaillée du projet en prenant compte de toutes les anomalies et les difficultés rencontrées pendant la réalisation.

VIII.3. Le plan d'exécution du projet:

Il doit contenir:

- le plan d'exécution détaillé.
- Le plan d'organisation du chantier et le programme d'exécution.

VIII.4. Préparation de cahier de charge:

Le cahier de charge doit contenir toutes les règlements régissant l'opération du marché clauses (techniques , spéciales).

VIII.5. Exécution des fouilles:

Les travaux doivent être exécutés soigneusement conformément aux normes : dimensions et aspect.

VIII.5.1. Protection contre les éboulements:

Pour éviter tout effondrement et assurer la sécurité du personnel, des dispositions techniques doivent être prises tels que le soutien et le blindage des tranchées ayant plus de 1,3m de profondeur.



Photo VIII -1 : La protection contre les éboulements.

VIII.5.2. Exécution des tranchées:

Le terrassement de la tranchée est réalisé à l'aide de la pelle hydraulique en rétro chargeur après avoir exécuté le décapage de la couche végétale à l'aide d'un bulldozer, la tranchée doit être creusée à la profondeur prévue d'après le profil en long et en travers de la conduite. Les canalisations des réseaux d'égout sont soumises à de nombreuses contraintes dont les principales sont:

- Le poids propre du remblai.
- Le poids du liquide contenu.
- Les charges immobiles et mobiles du terrain.

Pour que la canalisation soit à l'abri de toute charge, pouvant provoquer sa rupture, il faut prévoir une hauteur minimale au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite égale à 1 m. La largeur de la tranchée doit être choisie de façon qu'un ouvrier puisse y travailler librement et facilement.



Photo VIII -2 : Terrassement des tranchées.

Les conduites seront disposées suffisamment bas, pour mettre en place et sans difficultés, les autres conduites (Gaz, AEP....)

VIII.6. Pose des canalisations:

- La pose des canalisations d'assainissement se réalise de l'aval vers l'amont.
- L'assemblage est toujours dirigé vers l'amont.
- Les tuyaux doivent être posés soigneusement et ne doivent pas être glissés sur des pierres.
- L'examinatrice minutieuse de l'étanchéité des tuyaux spécialement de l'intérieur, des raccords et des pièces spéciales.
- L'alignement des canalisations dans leurs prolongements.
- La régularité de la pente entre deux regards consécutifs.
- La fermeture des tuyaux à chaque arrêt de travail pour éviter l'introduction de corps étrangers.

VIII.7. Epreuves des canalisations et essai du réseau:

Les épreuves des canalisations doivent avoir lieu avant remblaiement sur des tronçons compris entre deux regards consécutifs. Ces preuves sont effectuées à l'eau; chaque tronçon est fermé à son extrémité aval, le regard amont étant rempli d'eau à un niveau n'excédant pas son remplissage complet. La durée des épreuves est de 30 minutes durant lesquelles il ne doit y avoir aucune fuite.

Un essai général du réseau qui porte sur ses conditions d'écoulement est indispensable avant la réception provisoire du projet.

Le bon écoulement est vérifié en versant dans un regard à des intervalles successifs, 10 à 20 litres d'eau, selon les diamètres des canalisations, en vérifiant le passage de l'eau dans tous les regards aval.

VIII.8. Remblaiement des tranchées:

Après la confirmation des bons résultats des essais, on peut commencer le remblaiement de la façon suivante:

- Couvrir les tuyaux avec une terre meuble bien damée, et continuer le remblayage avec une terre ordinaire par couche de 10cm.
- Chaque couche devra être bien arrosée et bien pilonnée.
- La terre excédante sera évacuée vers un endroit désigné par l'administration.
- Le revêtement des routes sera exécuté en accord avec les services concernés.



Photo VIII -3 : Remblaiement des tranchées.

VIII.9. Construction d'ouvrage sur place:

Les travaux peut être conduit, à l'occasion d'ouvrage spéciaux à exécuter sur place pour certains éléments, il s'agit de mettre en œuvre des mortiers et des bétons ; à confectionner des ouvrages en maçonnerie ou en béton.

VIII.9.1. Dosage du béton: [8]

Les dosages de liant par mètre cube du béton en œuvre en fonction des utilisations sont les suivants:

Tableau VIII.1: Dosage de liant du béton.

Type de béton	Dosage de liant (kg/m^3)	Classe de liant
Béton maigre ou de propreté	150	250
Béton de fondation	250	250
Béton non armé	300	325
Béton coulé dans l'eau	350	325
Béton pour béton armé	350	325

VIII.9.2. Coffrage et armature:

- Tout panneau décoffré doit être plein, lisse et régulier.
- Les façonnages des armatures ne doivent jamais être fait à chaud.
- La distance libre entre une armature quelconque et la paroi de coffrage la plus voisine est au moins de 3cm.

VIII.9.3. Transport et mise en œuvre du béton:

Toutes précautions sont prises pour éviter au cours du transport la ségrégation des éléments et l'évaporation excessive.

- La hauteur de déversement du béton en chute libre ne dépasse pas 1,5m.
- Le béton immergé est vibré partout où l'étanchéité est requise.

VIII.9.4. Composition et fabrication des mortiers: [8]

Les masses de liant par mètre cube de sable sec sont selon la nature de liant et des utilisations.

Tableau VIII.2: Dosage de liant de composition.

Utilisation	Dosage de liant (kg/m ³)	Classe de liant
Mortier au ciment	300	250
Enduit et chape ordinaire	400	250
Joints des tuyaux enduits	450	250

VIII.9.5. Chapes et enduits:

Les chapes sont constituées d'une couche de mortier 2cm d'épaisseur maximale comprimé fortement taloché et lissé.

VIII.10. Dispositifs de ventilation:

La présence de l'air dans le réseau d'assainissement est la meilleure garantie contre la fermentation anaérobie dont les eaux sont chargées .

La ventilation est assurée par :

- Les tampons des regards, munis d'orifices appropriés.
- Les bouches d'égout sous chaussées.

Conclusion :

Ce chapitre est une phase administrative et technique importante telle que La réalisation du projet doit se faire selon les prescriptions techniques du cahier de charge, et le plan d'exécution du projet qui sera régie par le bureau d'étude en collaboration avec le maître de l'ouvrage. Aussi on a parlé sur les différentes technicités concernant les bétons utilisés et les conditions d'hygiènes des eaux usées par la ventilation des regards.



Chapitre VIII

DEVIS

QUANTITATIF

CHAPITRE VIII : DEVIS QUANTITATIF

INTRODUCTION :

Cette phase est une partie importante à propos l'information qu'on aie sur le coût de réalisation de notre projet, ainsi on doit passer par l'établissement d'un devis quantitatif qui se présente par des désignations des différents travaux à réaliser en faisant déterminer les quantités nécessaires y compris leur unité.

VIII.1- Détermination du devis quantitatif :

Les quantités et leur unités du devis quantitatif du réseau d'assainissement de la zone étudiée sont indiqués dans les tableau ci- dessous .

Tableau VIII.1: Devis quantitatif du réseau d'assainissement.

Travaux de Réhabilitation

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
01	Le déblai et le remblai avec une profondeur moyenne de 3 m et nivellement des terres et le transfert de l'excès de terres à l'extérieur de la construction urbaine.	ml	1340
02	Fourniture et pose de Blindage en acier sur la linéarité de la tranchée.	ml	1340
03	Fourniture et pose de canalisation en pvc (à joint 6 bars) ,	ml	370
	- Ø500mm	ml	560
	- Ø400mm	ml	410
	- Ø315mm		

Tableau VIII.2: Devis quantitatif du réseau d'assainissement.**Travaux d' Extension**

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité
01	Le déblai et le remblai avec une profondeur moyenne de 2.5 m et nivellement des terres et le transfert de l'excès de terres à l'extérieur de la construction urbaine.	ml	3620
02	Fourniture et pose de Blindage en acier sur la linéarité de la tranchée.	ml	3620
03	Fourniture et pose de canalisation en pvc (à joint 6 bars) ,		
	- Ø500mm	ml	120
	- Ø400mm	ml	1200
	- Ø315mm	ml	2300
04	- Construction des regards (béton armé C R S) et concentration 400kg/m ³ , avec de peinture intérieure par la Résine et extérieur par goudron . - Fer T12 (1.00*1.00) , H ≤ 2.00m , e =15 cm - Fer T12 et T10 (1.00*1.00) , H > 2.00m , e =20 cm	m3	300
05	F/P de Tampon	U	120
06	F/P Boite de Branchement particulier	U	300

Conclusion :

Cette phase est une partie importante et nécessaire qui donne une idée permettant de connaître tous les travaux à réaliser vis-à-vis la quantité de chaque désignation et leur unité.

Par conséquent on pourrait savoir préalablement le coût de réalisation de notre projet,

Enfin, toute une collaboration qui va être faite entre le maître d'ouvrage et le bureau d'étude en faisant suivre le cahier de charge.

CONCLUSION GENERALE

L'assainissement dans le milieu rural est devenu parmi les activités municipales prioritaires, vu l'accroissement de l'alimentation en eau potable ces dernières années de l'alimentation dans les zones rurales.

Bien entendu, les communes rurales sont très dispersées et présentent une grande hétérogénéité (suivant les régions) qui conduisent à constater que l'aboutissement à ces objectifs constitue un problème préoccupant à l'échelle nationale. L'agglomération de **cité d'Ouled Touati commune d'El oued** est parmi les zones rurales qui se situent dans la région de Souf (Wilaya d'El Oued).

Dans notre étude, nous avons diagnostiqué notre réseau d'évacuation d'eaux usées en faisant dégager tous les problèmes qui se sont posés en but de remédier et d'améliorer les conditions de conception du réseau d'égout.

La topographie constitue une contrainte très importante, d'où l'étude a permis de dégager le tracé d'une seule variante. Cette dernière comporte un intercepteur et des collecteurs principaux, ainsi des stations de relevage pour assurer le refoulement des eaux usées hors l'agglomération .

Pour les éléments du réseau d'égout, nous avons mis en considération tous les ouvrages annexes nécessaires pour la gestion et la rentabilisation du réseau d'égouts suivant les normes techniques.

L'objectif principale de notre projet, est de diagnostiquer et de dimensionner le réseau d'assainissement de la **cité d'Ouled Touati commune d'El oued** qui collecte et véhicule toutes les eaux usées y compris les eaux pluviales vers la station de traitement afin d'éviter la surcharge de la nappe phréatique du point de vue le problème de la remonte du niveau statique de la nappe superficielle en même temps de protéger les eaux souterraines contre la pollution.

Dans notre étude on a pris en considération les eaux pluviales calculées en faisant intervenir une étude hydrologique avec l'utilisation de la « Méthode de **J.Mulvaney** », qui est spécifiquement utilisé au dimensionnement du réseau pluviale. Nos calculs des eaux pluviales ont donné un débit pour une fréquence de deux années qui doivent assainies par le réseau unitaire.

Finalement, suivant les résultats de calcul obtenu, on conclue que les caractéristiques hydrauliques du réseau opté sont vérifiées, du point de vue (vitesse d'auto curage, vitesse d'écoulement, les pentes...etc) reste toujours à gérer et exploiter le réseau par un suivi continu qui se concrétise par : la gestion, la maintenance, le curage périodique pour les tronçons où les vitesses qui ne sont pas vérifiées . Ces travaux complémentaires sont primordiales pour une meilleure rentabilité de fonctionnement et une augmentation de durée de vie.

BIBLIOGEAPHIE

- [1] **GUERREE. H, GOMELLA. C** « les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales, EYROLLES, Paris.1982.
- [2] **AZZAZ RAHMANI. F**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, conception et gestion des réseaux d'assainissement de la ville de Theneit el had (w. Tissemsilt),ENSH 2007.
- [3] **FRANÇOIS G, BRIERE**, distribution et collecte des eaux, édition de l'école polytechnique de Montréal 1997.
- [4] **GOMELLA, C., GUERREE, H** « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), EYROLLES, Paris, 1986.
- [5] **SALAH, B.**, « polycopé d'assainissement », école nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA. 1993.
- [6] **BOURAI. S**, Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de FOUKA (W.TIPAZA) ENSH 2005.
- [7] **DERNOUNI.F**. Cours d'assainissement, 4^{ème} année, ENSH2006.
- [8] **ENGEES – Mme C. GREGOIRE.**, Hydrologie de surface
chapitre 1:Généralités , Définitions des principes et principaux termes , Générations des débits
chapitre 2: Mesures et Evaluation des termes du bilan hydrique en hydraulique de surface .
chapitre 3 : Traitement des données en hydrologie de surface .
chapitre 4 : Traitement des données pluviométriques .
chapitre 5 : Etudes des événements rares : crues et étiages
- [9] **Office Nationale D'assainissement** (ANA 2016) . Plan de recollement .
- [10] **TEREA BILAL - TIDJANI Med SEGHIR** Diagnostic et dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville de ROBBAH (W.EL OUED) Université El oued Octobre 2015 .
-