

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE
DÉPARTEMENT D'HYDRAULIQUE
N° :



DOMAINE : HYDRAULIQUE
FILIERE : HYDRAULIQUE
OPTION : HYDRAULIQUE URBAINE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Intitulé

**Conception et dimensionnement d'un réseau
d'assainissement avec un aperçu sur l'élaboration
du planning de sa réalisation par MS-Project.
Cas de la localité de Slatna (w) Bordj Bou Arredj**

Proposé et dirigé par :	Présenté par :
Mr. SAHLI Y.	- BELAROUI Kamel

Soutenu devant le jury composé de :

Mr BENIA Mounir	Université Mohamed Boudiaf M'Sila	Président
Mr SAHLI Youcef	Université Mohamed Boudiaf M'Sila	Rapporteur
Mr DJEMIAT Djameledine	Université Mohamed Boudiaf M'Sila	Examineur

Année Universitaire : 2023 / 2024

Remerciements

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers mon Encadreur du mémoire, le Dr **SAHLI Youcef**, pour son soutien inébranlable, ses conseils éclairés et son engagement constant tout au long de mon parcours académique. Sa guidance a été d'une valeur inestimable pour la réussite de ce travail.

Un merci spécial à mes parents, Ali et Saadia, pour leur soutien indéfectible, leur amour inconditionnel et leurs encouragements constants. Leur présence et leur soutien ont été les piliers sur lesquels j'ai pu construire mon succès académique.

Je souhaite également exprimer ma reconnaissance envers mes frères, mes amis et toute ma famille pour leur soutien, leur compréhension et leur encouragement tout au long de cette aventure académique. Leur présence et leur soutien ont été des sources d'inspiration et de motivation essentielles.

Enfin, mes remerciements au **Membres de jury** de mon mémoire qui auront la charge d'évaluer et d'examiner mon travail.

KAMEL BELAROU

Dédicaces

À mes chers parents, Ali et Saadia, dont l'amour et le soutien inconditionnels ont été ma source de force et d'inspiration tout au long de ce parcours académique. Votre dévouement et vos encouragements ont été les fondations sur lesquelles j'ai construit mes succès. Cette réalisation est dédiée à vous, en reconnaissance de tout ce que vous avez sacrifié pour mon éducation. À mes frères Adel, Youcef et Kheireddine, pour leur soutien indéfectible, leurs conseils avisés et leur présence constante dans les moments de doute et de joie. Leur soutien inestimable a été un pilier essentiel de mon parcours académique. Cette thèse est dédiée à vous, en témoignage de ma gratitude pour votre soutien indéfectible. À mes sœurs, mes amis, dirigés par Rizeki ben Hamouda et Mohamed Saad, et Amine Abdellaoui pour leur amitié sincère, leur soutien indéfectible et leur présence réconfortante. Leur encouragement et leur soutien ont été des sources d'inspiration tout au long de cette aventure académique. Cette réalisation est dédiée à vous, en reconnaissance de votre précieuse contribution à mon succès. À ma famille élargie, en particulier à mon oncle Mohamed Baouni et à tous ceux qui ont contribué avec nous dans cet humble travail. Votre soutien, vos conseils et votre présence ont enrichi cette expérience académique et ont été des éléments clés de sa réussite. Cette thèse est dédiée à vous, en témoignage de ma gratitude pour votre soutien et votre collaboration.

KAMEL BELAROU

Résumé:

L'objectif de notre étude était la conception d'un système d'évacuation des eaux Pluviales et usées en tenant compte de l'occupation du sol et en tenant compte des points de rejet à utiliser.

Le principe de technico-économique est utilisé pour élaborer notre étude d'assainissement de la localité de Slatna dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj en optant pour le système unitaire.

La méthode Rationnelle est utilisée pour l'estimation des débits d'eaux pluviales et le dimensionnement du réseau. Un devis quantitatif et estimatif est élaboré pour notre étude.

ملخص:

الهدف من الدراسة التي قمنا بها هي تصميم نظام تصريف مياه الأمطار و المياه المستعملة أخذنا بالإعتبار نقطة التصريف النهائي ووضعية شغل الأراضي . وهاته الدراسة تأتي في إطار دراسة تقنو إقتصادية لمنطقة سلاطنة التابعة إقليميا لولاية برج بوعريريج حيث تم إعتداد نظام أحادي للقنوات (مياه الأمطار والصرف الصحي) بإستعمال الطريقة المشهورة راسيونال حيث التي بواسطتها تم تحديد التدفق الأعلى لمياه الأمطار و تحديد أقطار قنوات الشبكة ونتيجة الدراسة تم إعداد كشف كمي وتقديري بالأشغال موضوع الدراسة

Abstract:

The aim of our study is to design a drainage system for stormwater and wastewater, taking into account land use and the discharge points to be utilized.

The technico-economic principle was employed to develop our sanitation study of the Slatna locality in the Bordj Bou Arreridj province, opting for a combined sewer system. The Rational Method was used for estimating stormwater flow rates and sizing the network. A quantitative and estimated budget was prepared for our study.

Sommaire

Introduction générale	1
------------------------------------	---

Chapitre 1: Présentation de la zone d'étude

1.1 Introduction:	3
1.2 La situation du site de l'étude	3
1.2.1 La situation géographique et administrative.....	3
2. Climatologie	5
2.1 Répartition mensuelle et annuelle de la pluviométrie et des températures	5
A. La pluviométrie	5
B. Les températures	6
C. Les vents.....	6
3. Données géologiques	6
4. Habitats et équipements	7
4.1 Habitats.....	7
4.2 Equipements.....	7
5. Conclusion.....	7

Chapitre 2: Etude hydrologique relative à la zone d'etude

2.1 Introduction.....	9
2.2 Choix de la période de retour	9
2.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations	9
2.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement.....	10
2.3.2 Calcul des paramètres de la loi choisie	13
2.4 Conclusion	17

Chapitre 3: Estimation des débits des eaux usées et pluviales

3.1 Introduction	18
3.2 Les eaux usées	18
3.3 Les besoins en eau de la zone d'étude	18
3.3.1 Les besoins de consommation domestique.....	13
3.3.2 Les besoins en eau des différents établissements	14
3.3.4 Les besoins en eaux des établissements publics	14
3.4 Estimation des débits des eaux usées.....	22
3.4.1 Eaux usées domestiques	17
3.4.2 Estimation des débits des établissements publics.....	17
3.5 Estimation des débits des eaux pluviales	23
3.5.1 Caractéristiques morphologiques du BV.....	23
3.5.2 Coefficient de ruissellement	28
3.5.3 Evaluation des débits des eaux pluviales.....	30
3.5.3.1 La méthode rationnelle	24
3.5.3.2 La Méthode Superficielle (Méthode de Caquot)	27
3.6 Résultats des débits cumulés aux exutoires des Sous Bassins Versants :	36
3.7 Conclusion :.....	38

Chapitre 4: Dimensionnement des conduites d'assainissement ainsi que les ouvrages annexes

4.1. Introduction	35
4.2. Implantation et dimensionnement du réseau d'assainissement	35
4.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement	35
4.3.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement	35
4.4 Calcul des paramètres hydrauliques et géométriques	37

4.4.1 Calcul de diamètre par la méthode Rationnelle	37
4.4.2 Calcul de diamètre avec la méthode de CAQUOT	39
4.4.3 Formule de MANNING-STRICKLER	39
4.4.4 Calcul des diamètres des conduites d'eaux usées	40
4.5 Calcul hydraulique et dimensionnement de notre réseau	40
4.6 Les ouvrages annexes	43
4.6.1 Types d'ouvrages annexes	43
A. Ouvrages normaux	43
A.1 Les branchements particuliers	44
A.2 Les ouvrages de surface et de collecte.....	44
A. 3 Les ouvrages d'accès au réseau.....	45
B. Ouvrages spéciaux	47
B.1 Déversoirs d'orage.....	47
4.7 Conclusion.....	53

Chapitre 5 : Devis quantitatif et estimatif

5.1 Introduction	54
5.2. Exécution des tranchées et des fouilles.....	54
5.2.1. Profondeur de la tranchée	55
5.2.2. Largeur de la tranchée	55
5.3. Aménagement du lit de pose des canalisations	55
5.4. Pose des canalisations en tranchées	55
5.5. Exécution des regards	57
5.6. Remblai des tranchées.....	57
5.7. Calcul du devis quantitatif et estimatif	58
5.7.1. Devis quantitatif et estimative des conduites	58

5.7.2. Devis quantitatif et estimative du lit de sable.....	59
5.7.3. Devis quantitatif de l'enrobage des conduites.....	59
5.7.4. Devis quantitatif Enrobage de conduite.....	60
5.7.5. Devis quantitatif des regards.....	60
5.7.6. Devis quantitatif des déversoirs d'orages.....	61
5.7.7. Devis quantitatif des Bassins Décanteurs.....	61
5.8. Conclusion.....	61

Chapitre 6 : Aperçu sur l'élaboration du planning de réalisation du projet par MS-Project

6.1 Introduction.....	62
6.2.1 Matrice de planification du projet.....	62
6.2.2 Cycle d'un projet et sa gestion.....	62
6.2.3 l'organisation des taches et détermination de leurs durées.....	63
6.2.4 Identification et affectation des ressources humaines, matérielles et techniques d'un projet.....	63
6.2.5 Affectation des couts.....	64
6.2.6 Identification des résultats et des risques du projet.....	64
6.3 Processus de planification par MS Project.....	65
6.3.1 Introduction.....	65
6.3.2 Définition du MS-Project.....	65
6.3.3 Planification et pilotage des projets.....	65
6.3.4 Les étapes de planification d'un projet par MS-PROJECT.....	66
6.3.5 Gestion des ressources.....	66
6.3.6 Gestion des couts.....	67
6.3.7 Analyse et communication des informations du projet.....	67
6.3.8 Diagramme de Gantt :.....	67

6.3.9 Etapes simplifiées d'élaboration du diagramme de Gantt.....	68
6.4 Conclusion.....	68
Conclusion générale	70
Bibliographie	71
Annexes	72

Liste des tableaux

Tableau 1.1: Moyenne mensuelle des précipitations	5
Tableau 1.2: Moyenne mensuelle des précipitations	6
Tableau 1.3: Nombre de jour de pluie	6
Tableau 1.4: Température moyenne	6
Tableau 1.5: Moyennes des observations	6
Tableau 1.6: Inventaire des équipements dans la localité de Slatna	7
Tableau 2.1: Série d’observation des pluies maximales journalières à la station de Bordj Bou Arreridj	10
Tableau 2.2: Classement par ordre de serie pluviométrique (Pj max) de BBA	11
Tableau 2.3: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	13
Tableau 2.4: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de normale	14
Tableau 2.5: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normale	15
Tableau 2.6: Pluies de courtes durées et leur intensité.....	17
Tableau 3.1: Besoin en eau pour la zone d’étude	18
Tableau 3.2: Pourcentage selon le type d'agglomérations.....	19
Tableau 3.3: Répartition des besoins en eau : Commercial, Administrative et Industrie.....	19
Tableau 3.4: Evaluation des besoins d’établissements publics de la localité de Slatna.....	19
Tableau 3.5: Débit moyen et débit de pointe d’eau usée des trois zones.....	23
Tableau 3.6: Les Caractéristiques morphologiques des sous bassins versants de la zone 01	24
Tableau 3.7: Les Caractéristiques morphologiques des sous bassins versants de la zone 02	26

Tableau 3.8: Les Caractéristiques morphologiques des sous bassins versants de la zone 03	26
Tableau 3.9: Les coefficients du ruissellement des SBV	29
Tableau 3.10: Débits cumulés aux exutoires des SBV (Zone 01)	36
Tableau 3.11: Débits cumulés aux exutoires des SBV (Zone 02)	38
Tableau 3.12: Débits cumulés aux exutoires des SBV (Zone 03)	38
Tableau 4.1: Calcul hydraulique et dimensionnement de notre réseau Zone 1	45
Tableau 4.2: Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau d'assainissement de la Zone 2.....	46
Tableau 4.3: Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau d'assainissement de la Zone 3.....	47
Tableau 5.1: Devis quantitatif et estimatif des conduites.....	58
Tableau 5.2: Devis quantitatif et estimatif du lit de pose en sable	59
Tableau 5.3: Devis quantitatif et estimative d'enrobage	59
Tableau 5.4: Devis quantitatif et estimatif du Remblaiement des conduites	60
Tableau 5.5: Devis quantitatif et estimatif des regards	61
Tableau 5.6: Devis quantitatif et estimative des déversoirs d'orages	61
Tableau 5.7: Devis quantitatif et estimative des bassins décanteurs.....	61

Liste des figures

Figure 1.1 : Limites de la commune d'EL M'HIR	4
Figure 1.2 : Découpage administratif de la wilaya de Bordj Bou Arreridj	4
Figure 2.1 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel	14
Figure 2.2 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Normal	15
Figure 2.3 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normal.....	16
Figure 3.1 : Plan d'occupation du sol de la localité d'étude avec son levé topographique	21
Figure 3.2 : Plan de délimitation des sous bassins versants de la localité d'étude	27
Figure 4.1 : Plan de dimensionnement du réseau d'assainissement.....	40
Figure 4.2 : Exemple d'un branchement simple	48
Figure 4.3 : Exemple d'un Caniveau	49
Figure 4.4 : Les bouches d'égout (Avaloir)	49
Figure 4.5 : Exemple d'un regard simple.....	50
Figure 4.6 : Exemple d'un Regard de branchement	50
Figure 4.7 :Déversoir d'orage à seuil frontal (Vue en plan)	51
Figure 4.8 : Déversoir d'orage à Seuil latéral.....	52
Figure 5.1 : Pose de la canalisation d'assainissement	56

Introduction générale

Introduction générale :

La localité de Slatna située dans la wilaya de Bordj Bou Arreridj qui est limitrophe avec la wilaya de M'sila est caractérisée par des aménagements urbains et des extensions en matière d'urbanisme suite au taux d'accroissement démographique remarquable.

L'objectif de notre étude est la conception d'un nouveau système d'évacuation des eaux pluviales et usées en tenant compte du nouveau plan d'aménagement et des extensions possibles dans la localité afin d'évacuer l'ensemble des eaux usées et pluviale par un réseau d'assainissement adéquat. Notre étude est basée sur le principe d'optimisation qui se traduit par l'utilisation du minimum d'ouvrages d'assainissement (nombres et dimensions) en assurant une évacuation rapide de toutes les eaux de la zone d'étude.

Notre étude de conception et de dimensionnement du réseau d'assainissement de la localité de Slatna sera établit selon les étapes suivantes :

- Description de la zone d'étude qui sera consacrée à situation géographique, inventaire des établissements existant dans la zone d'étude et d'autres informations utiles à notre étude ;
- Etude hydrologique relative à la zone d'étude;
- Estimation des débits à collecter après la délimitation des bassins versants et la conception en plan du réseau à projeter ;
- Procéder au dimensionnement du réseau d'assainissement à projeter en tenant compte des débits calculés ;
- Description des ouvrages annexes d'assainissement et technique ;
- Etablir les plans nécessaires (pièces graphiques) à une étude d'assainissement;
- Finaliser l'étude par un devis quantitatif et estimatif qui sera suivi par un aperçu sur la méthodologie d'élaboration d'un planning de réalisation par MS-Project.

La justification du choix des points de rejets à utiliser sera donnée dans notre mémoire avec les recommandations nécessaires.

Il est à signaler que Le choix du type de réseau à utiliser dépend des points de rejets existants et d'autres paramètres qui seront détaillés dans les chapitres de notre étude

Chapitre 1

Présentation de la zone d'étude

Chapitre 1: Présentation de la zone d'étude

1.1 Introduction:

Ce chapitre décrit en quelques pages la présentation de la zone concernée par l'étude d'assainissement des eaux pluviales et usées. Cette présentation concernera plusieurs volets à savoir : topographique, climatique, géologique, démographique et hydraulique.

1.2 La situation du site de l'étude : [5]

1.2.1 La situation géographique et administrative

La localité de **Slatna** est située dans la commune d'El Mehir qui est à 40 Km du chef lieu de la wilaya de Bordj Bou Arreridj, sur la route nationale N°60. Elle est délimitée:

- Au Nord : Par la commune de Sidi Brahim ;
- Au Sud : Par la commune de Hammam Edalaa ;
- A l'Est : Par la commune de Mansoura ;
- A l'Ouest : Par la commune de Ben Daoud et Haraza.

La zone d'étude est représentée dans la carte d'état major de région de Mansoura NJ-31-V-7 EST. La carte est disponible à l'échelle 1/50 000.



Figure 1.1 : Limites de la commune d'EL M'HIR [5]

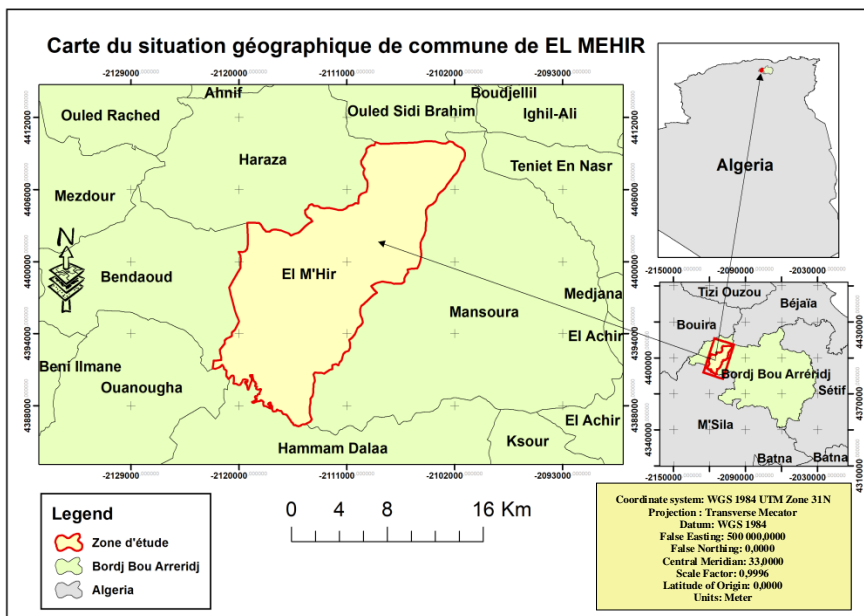


Figure 1.2 : Découpage administratif de la wilaya de Bordj Bou Arreridj [5]

2. Climatologie

Bien que le périmètre d'étude offre un climat semblable dans ces grands traits au climat continental caractérisant la wilaya, la moyenne des précipitations annuelles est entre 300 et 400 mm.

Aussi, le régime pluviométrique présente une irrégularité au cours de l'année. Le mois de janvier sera le mois le plus pluvieux et le mois de juillet ainsi que août sont des mois les plus chauds. Les gelées sont fréquemment en décembre et janvier. la température moyenne annuelle se situe autour de 15°.

2.1 Répartition mensuelle et annuelle de la pluviométrie et des températures [6]

A. La pluviométrie :

Tableau 1.1: Moyenne mensuelle des précipitations

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
Moyenne (mm)	33	31	49	46	48	35	40	10	31	21	18	10	400
Moyenne (jour)	8	6	3	3	6	7	10	12	11	12	11	8	95

La moyenne des précipitations enregistrée de 25 ans (1913-1938) d'après seltzer est de 400 mm sur un nombre de 95.

Tableau 1.2: Moyenne mensuelle des précipitations

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
34	27.4	35.	30.2	24	25.6	43	36.7	46.6	20.2	16.6	10.9	24.6

Ce tableau présente la moyenne des précipitations sur une période de huit ans (1986-1993) d'après la station météo de BBA.

Tableau 1.3: Nombre de jour de pluie

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Total
7.7	10.1	13.4	15.6	14.1	13.4	12.3	11.3	12.3	5	3.4	4.9	122.4

Sur une période treize ans (1980-1993), le nombre de jour de pluie est de 122.4 jours d'une moyenne annuelle de 10.25

B. Les températures :**Tableau 1.4:**Température moyenne

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Moyenne
21.8	15.6	10.2	6.2	5.2	6.6	8.6	11.8	16.3	22.5	26.1	25.8	14.7 C

- La température mensuelle moyenne est de 14.7 °c d'après la station météo BBA
- La température minimales de mois le plus froid janvier est de 3.6°c
- La température minimales de mois le plus chaud juillet/aout est de 28.2°c

C. Les vents

Les vents dominants proviennent du Nord et du Sud-ouest les plus faibles sont
Les vents de l'est et Sud-est

Tableau 1.5: Moyennes des observations

Heures D'observation	Observation :Fréquence et direction		
	Maximum	Moyenne	Minimum
07 Heures	28N	14NE	1SE
	23W	12NE	3E
13 Heures	18N	13W	2E
	31 SW	15NW	2SE
18 Heures	19W	14NW	2E
	32S	12W	2SE

3. Données géologiques

D'une manière générale la géologie de l'air d'étude, selon leur âge peuvent êtres

Classés comme suit :

Les alluvions actuelles ou récentes constituées par des sables, graviers limons
Grisâtre, cailloux et blocs.

Ce domaine est constitué des terres arables qui se développent surtout sur les

Formations marneuses ; leurs partie hautes se raccordent à des masse

Solifluées, leur base est assez généralement encroutée.

4. Habitats et équipements

4.1 Habitats

La partie de l'étude d'assainissement dans la commune de Slatna concerne une moyenne de 3245 habitants répartis entre l'habitat collectif et l'habitat individuel. En utilisant le concept du taux de croissance démographique appliqué en Algérie, nous pourrions déterminer le nombre d'habitants de notre zone à l'horizon de l'étude, qui est 2049.

4.2 Equipements

La zone d'étude située à Slatna dispose de plusieurs équipements. La connaissance de ces équipements nous permet de comprendre l'occupation du sol de la zone, et l'existence d'un inventaire précis des équipements nous aide à déterminer la quantité d'eaux usées rejetées par la zone.

Tableau 1.6: Inventaire des équipements dans la localité de **Selatna** [6]

Equipment	Unité	Nombre (Moyenne)
Ecole	2	560 élèves
CEM	1	420 élèves
Salle de Soins	1	30 lits
Antenne PTT	1	15 employés
Antenne d'APC	3	10 employés
Maison de Jeune	1	100 jeunes
Mosquée	1	200 fideles
Cafeteriats	2	100 m ²
Alimentation Générale	15	15 employés
Cimetiere	1	-

5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons cités les données nécessaires concernant notre zone d'étude du point de vue géologie, climatologie, démographie, ainsi que l'inventaire des équipements publics existants.

Ces informations seront exploitées pour les utiliser avec d'autres dans les chapitres prochains particulièrement dans l'estimation des débits des eaux usées de la zone d'étude. L'occupation du sol influe indirectement sur la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement et les ouvrages annexes

Chapitre 2

Etude hydrologique relative à la zone d'étude

Chapitre 2: Etude hydrologique relative à la zone d'étude

2.1 Introduction

Les ouvrages d'assainissement doivent assurer un degré de protection suffisant contre les inondations causées par la pluie.

Le caractère plus ou moins exceptionnel d'un événement pluvieux (h millimètres pendant une Durée de t minutes) s'apprécie par sa fréquence de dépassement « F » ou sa période de retour « $T = 1/F$ ».

L'estimation des débits des eaux pluviales a pour objectif de pouvoir dimensionner le réseau d'assainissement et les ouvrages annexes (déversoir d'orage, bassin de retenue ...) ainsi que les conditions favorables à leur fonctionnement dans le temps.

2.2 Choix de la période de retour

La période de retour de suffisance du réseau d'assainissement est le résultat d'un compromis entre le coût de sa construction et celui de son entretien. Elle est généralement prise égale à 10 ans, cette période est prise comme base de calcul.

2.3 Détermination de l'intensité moyenne des précipitations [10]

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

Soit:

$$i_m = \frac{dh}{dt}$$

Avec :

- i_m : intensité moyenne en mm/h.
- Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

- Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.
- Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.
- Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

2.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement

A. Analyse des données statistiques

Les données hydrologiques utilisées dans notre étude est principalement la série pluviométrique de la station de Bordj Bou Arreridj dont le code est : 05.09.05 avec une période de fonctionnement de 1982 à 2014 selon l'ANRH (Agence Nationale des Ressources Hydrauliques).

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières de 33 ans.

Tableau 2.1: Série d'observation des pluies maximales journalières à la station de Bordj Bou Arreridj. [6]

Année	Pluie maximale journalière	Année	Pluie maximale journalière
1982	33,10	1999	48,30
1983	27,00	2000	26,20
1984	23,70	2001	37,00
1985	52,40	2002	25,40
1986	56,60	2003	26,70
1987	27,00	2004	39,40
1988	21,70	2005	24,20
1989	27,30	2006	49,00
1990	38,60	2007	29,60
1991	32,90	2008	26,00
1992	30,80	2009	27,90
1993	30,00	2010	38,10
1994	110,90	2011	35,30
1995	32,40	2012	30,00
1996	52,90	2013	28,80
1997	21,40	2014	18,10
1998	29,20	/	/

- **Analyse statistique des pluies maximales journalières :**

L'estimation des pluies journalières est souvent génératrice de crues exceptionnelles. Pour cela, il est important d'effectuer un ajustement statistique d'une loi théorique à la série d'observations afin de déterminer les précipitations maximales journalières fréquentielles. Le traitement des données a été fait à l'aide d'un logiciel «HYFRAN»

Tableau 2.2 : Classement par ordre de la série d'observation des pluies maximales journalières de la station de BBA.

	Ordre de classement	Observation (Ordre croissant)	Fréquence (%)
1	18.1	2014	0.0181
2	21.4	1997	0.0482
3	21.7	1988	0.0783
4	23.7	1984	0.1084
5	24.2	2005	0.1386
6	25.4	2002	0.1687
7	26	2008	0.1988
8	26.2	2000	0.2289
9	26.7	2003	0.2590
10	27	1983	0.2892
11	27	1987	0.3193
12	27.3	1989	0.3494
13	27.9	2009	0.3795
14	28.8	2013	0.4096
15	29.2	1998	0.4398
16	29.6	2007	0.4699
17	30	1993	0.5000
18	30	2012	0.5301
19	30.8	1992	0.5602
20	32.4	1995	0.5904
21	32.9	1991	0.6205
22	33.1	1982	0.6506
23	35.3	2011	0.6807
24	37	2001	0.7108
25	38.1	2010	0.7410
26	38.6	1990	0.7711
27	39.4	2004	0.8012
28	48.3	1999	0.8313
29	49	2006	0.8614
30	52.4	1985	0.8916
31	52.9	1996	0.9217
32	56.6	1986	0.9518
33	110.9	1994	0.9819

- Les caractéristiques de cette série sont : [3]

- La somme des précipitations maximales journalières :

$$\sum_{i=1}^{n=33} X_i = 1157.904 \text{ mm}$$

- Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{X} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n X_i = \frac{1157.904}{33} = 35.088 \text{ mm}$$

N : le nombre d'années d'observations (N= 33 ans).

- Ecart type $\hat{\sigma}_x$:

$$\hat{\sigma}_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (X_i - \bar{X})^2}{N - 1}} = \sqrt{\frac{\sum_1^{27} (X_i - 35.088)^2}{33 - 1}}$$

Donc :

$$\hat{\sigma}_x = 16.679 \text{ mm}$$

- Coefficient de variation:

$$C_v = \frac{\hat{\sigma}_x}{\bar{X}} = \frac{16,679}{35,088}$$

Donc :

$$C_v = 0.475$$

- Coefficient d'asymétrie (Cs) 3.177
- Coefficient d'aplatissement (Ck) 13.21
- Exposant climatique :

Il est donné par l'ANRH de BORDJBOUARRERIDJ : b = 0,284

Les teste sur l'échantillon :

- Test d'adéquation

Gumbel (Méthode des moments)

➤ Hypothèses

H₀ : L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H₁ : L'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

➤ Résultats

Résultat de la statistique : $X^2 = 13.79$

p-value $p = 0.0170$

Degrés de liberté : 5

Nombre de classes : 8

➤ Conclusion

Nous devons rejeter H_0 au niveau de signification de 5 %, mais on l'accepte au niveau de signification de 1 %.

B. Choix de la loi d'ajustement [3]

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions homogénéité - stationnarité sont réunies.

- Loi de Gumbel.
- la loi Normal
- Loi de Galton ou Loi Log Normale.

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

2.3.2 Calcul des paramètres de la loi choisie

A. La loi de Gumbel (méthode des moments)

La droite de GUMBEL est donnée par la figure. Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.3: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (mm)	Intervalle de confiances	
			95 %	
1000	0.9990	117.41	84.501	150.31
500	0.9980	108.39	78.671	138.10
200	0.9950	96.450	70.943	121.96
100	0.9900	87.404	65.069	109.74
50	0.9800	78.324	59.151	97.497
20	0.9500	66.207	51.196	81.219
10	0.9000	56.846	44.963	68.730
5	0.8000	47.087	38.289	55.885
3	0.6667	39.321	32.683	45.959
2	0.5000	32.348	27.123	37.572

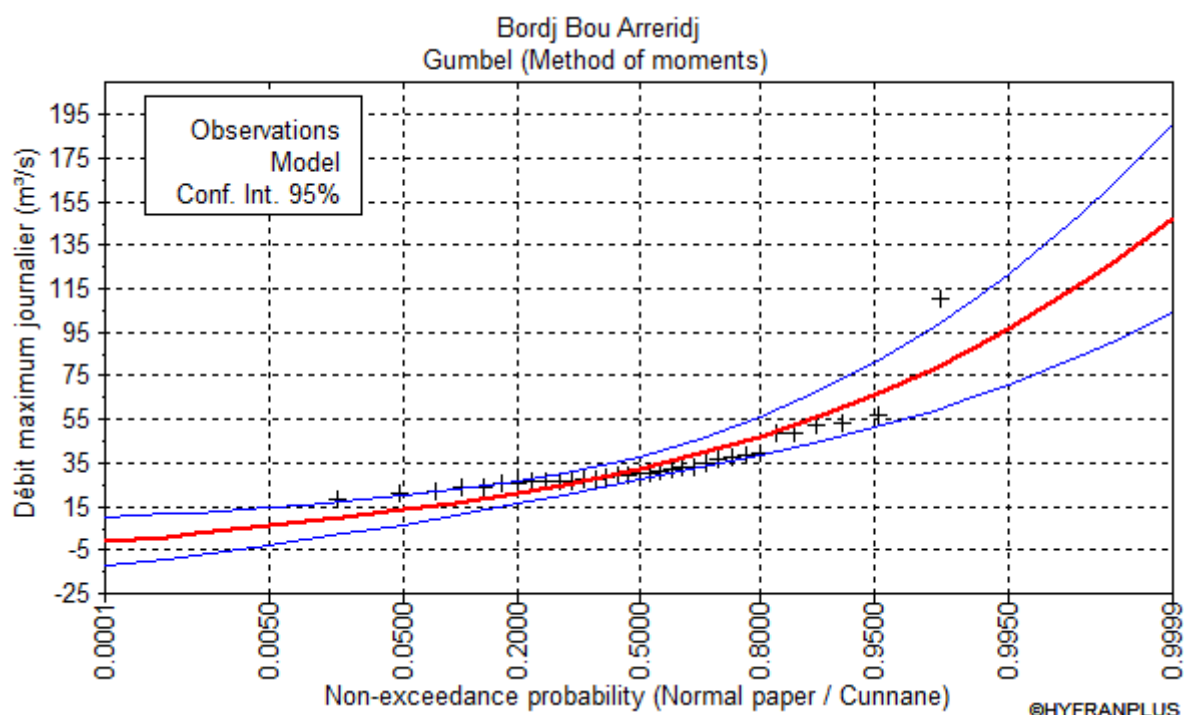


Figure 2.1: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

B. Ajustement à la loi normale (maximum vraisemblance)

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ainsi que le graphique est donné par la figure.

Tableau 2.4: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de normale

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (mm)	Intervalle de confiances	
			95 %	
1000.0	0.9990	86.634	72.780	100.49
500.0	0.9980	83.098	70.029	96.167
200.0	0.9950	78.056	66.087	90.026
100.0	0.9900	73.896	62.813	84.979
50.0	0.9800	69.349	59.206	79.493
20.0	0.9500	62.528	53.718	71.338
10.0	0.9000	56.466	48.730	64.201
5.0	0.8000	49.122	42.472	55.773
3.0	0.6667	42.265	36.307	48.222
2.0	0.5000	35.088	29.396	40.780

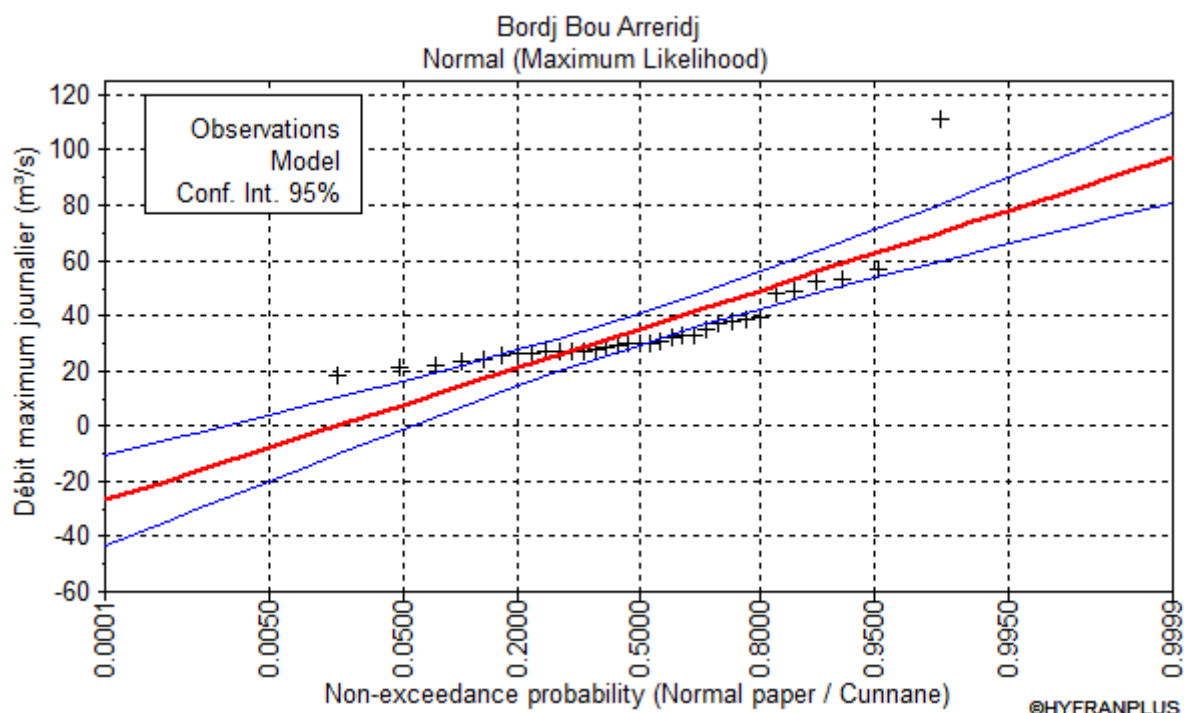


Figure 2.2: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Normal

C. Ajustement à la loi log normale :

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ainsi que le graphique est donné par la figure.

Tableau 2.5: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de log normale

Période de retour T (ans)	Probabilité (q)	Précipitation (mm)	Interval de confiance	
			95 %	
1000.0	0.9990	96.879	68.584	125.17
500.0	0.9980	89.920	65.147	114.69
200.0	0.9950	80.854	60.452	101.25
100.0	0.9900	74.064	56.760	91.368
50.0	0.9800	67.295	52.906	81.685
20.0	0.9500	58.282	47.458	69.106
10.0	0.9000	51.290	42.926	59.654
5.0	0.8000	43.934	37.775	50.093
3.0	0.6667	38.020	33.246	42.795
2.0	0.5000	32.682	28.761	36.604

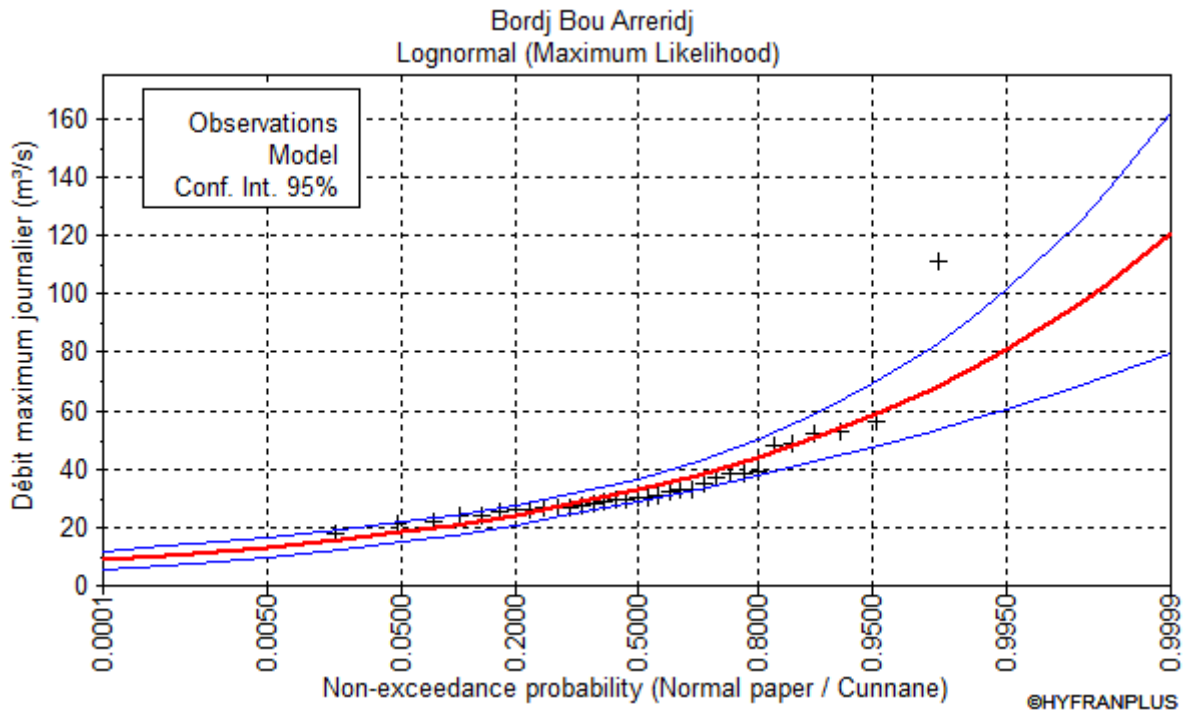


Figure 2.3: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Log-normal

- **Pluies de courtes durées et leur intensité de différentes fréquences [13]**

Le calcul des pluies de courtes durées pour différentes fréquences a été effectué à l'aide de la relation de Body exprimée par:

$$P_{tc} = P_{\max j} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

P_{tc} : pluies de courte durée (mm) de fréquence égale à celle de $P_{\max j}$.

$P_{\max j}$: pluies maximales fréquentielles.

$t = t_c$: temps en heure.

b : exposant climatique

$$b = \frac{\ln P_{j \max}}{3.912} - 0.6352$$

L'intensité de pluies est donnée par la formule suivante :

$$I_t = \frac{P_{tc}}{t}$$

Tableau 2.6: Pluies de courtes durées et leur intensité

Période de retour T (ans)	P_{jmax} (mm)	P_{tc} (t= t_c)	I (mm/h)
1000.0	117,41	52,40	41,49
500.0	108,39	48,37	38,30
200.0	96,45	43,04	34,08
100.0	87,404	39,01	30,88
50.0	78,324	34,95	27,68
20.0	66,207	29,55	23,39
10.0	56,846	25,37	20,09
5.0	47,087	21,01	16,64
3.0	39,321	17,55	13,89
2.0	32,348	14,44	11,43

2.4 Conclusion

Selon la forme des graphes, on conclue que les pluies maximales journalières s'ajustent mieux à la loi Log-normale qu'à la loi Gumbel, pour le dimensionnement on prend la loi de Gumbel qui a donnée des quantiles plus grands que celle du Log-Normal.

Chapitre 3

Estimation des débits des eaux usées et pluviales

Chapitre 3: Estimation des débits des eaux usées et pluviales

3.1 Introduction :

Le réseau d'assainissement a pour objectif d'assurer l'évacuation des eaux pluviales de ruissellement et des eaux usées d'origine domestique et autres. Avant de passer au dimensionnement du réseau, il faut passer par l'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales des différents rejets qui se caractérisent en fonction du type d'agglomération et le reste de l'occupation du sol.

3.2 Les eaux usées :

Les eaux usées désignent les eaux qui proviennent des habitations appelées les eaux usées domestiques qui se composent des eaux vannes et des eaux ménagères. Il ya aussi les eaux usées qui proviennent des différentes installations industrielles. Les eaux usées sont souvent trop chargées de substances chimiques, organique,...etc. Pour cette raison elles ne doivent pas être rejetées directement dans le milieu naturel.

3.3 Les besoins en eau de la zone d'étude :

3.3.1 Les besoins de consommation domestique :

Ils sont estimés sur la base d'une dotation de 150 l/hab./jour pour le cas de notre zone d'étude. Les besoins en eau qui représente la consommation moyenne journalière à usage domestique sont portés dans le tableau suivant:

Tableau 3.1: Besoin en eau pour la zone d'étude [4]

Localité (Centre de Slatna)	Consommation moyenne journalière en (m ³ /j)			
	Récente 2019	Court terme 2029	Moyen terme 2039	Long terme 2049
Nombre d'habitants	3245	3755	4345	5027
Dotation (l/hab./j)	150	150	150	150
Besoins en (m ³ /j)	486.75	563.25	651.75	754.05

3.3.2 Les besoins en eau des différents établissements (Administrations, commerces et industries) [4]

Tableau 3.2: Pourcentage selon le type d'agglomérations

Typed'agglomération	Administration	Commerce	Industrie
Métropole Nationale	30	15	10
Métropole Régionale	20	10	10
Agglomération urbaine	15	08	10
Agglomération rurale	10	05	05
Agglomération semi rurale	05	03	02

Pour notre cas, l'agglomération de notre zone d'étude est considérée comme étant une agglomération semi urbaine.

Tableau 3.3: Répartition des besoins en eau : Commercial, Administrative et Industrie

Besoin par type d'occupation du sol (Slatna)	Consommation moyenne journalière en (m ³ /j)	
	Récente2019	Horizon2049
Besoin domestique	486.75	754.05
Besoin administrative (15%)	73.0125	113.1075
Besoin commerciale (08%)	38.94	60.324
Besoin industriel (10%)	48.675	75.405
Total :	160.62	248.83

3.3.4 Les besoins en eaux des établissements publics :

Les quantités des eaux usées rejetées par les établissements publics dépendent directement des quantités d'eaux consommées. Pour cela, la connaissance des besoins de consommation est indispensable.

Tableau 3.4: Evaluation des besoins d'établissements publics de la localité de Slatna

Equipement	Unités	Nombre	Dotation L/Jour	Qmoy (m3/j)
Ecole primaire	2	560 élèves	25	14.00
CEM	1	420 élèves	25	10.50
Salle de soins	1	30 malades	20	0.60
Antenne PTT	1	15 employés	15	0.225
Antenne d'APC	3	10 employés	15	0.15
Brigade Communale	1	60 agents	25	1.50
Maison de jeunes	1	100 jeunes	10	1.00
Mosquée	1	200 fideles	20	4.00
Cafeterias	2	100 m ²	5/ m ²	1.00

Magasins	15	15 employés	100	1.50
Consommation total moyenne est de : 34.975 m ³ /j				

Selon les résultats des quatre (04) tableaux de Catégories, le total des besoins est de 1028.855 m³/j

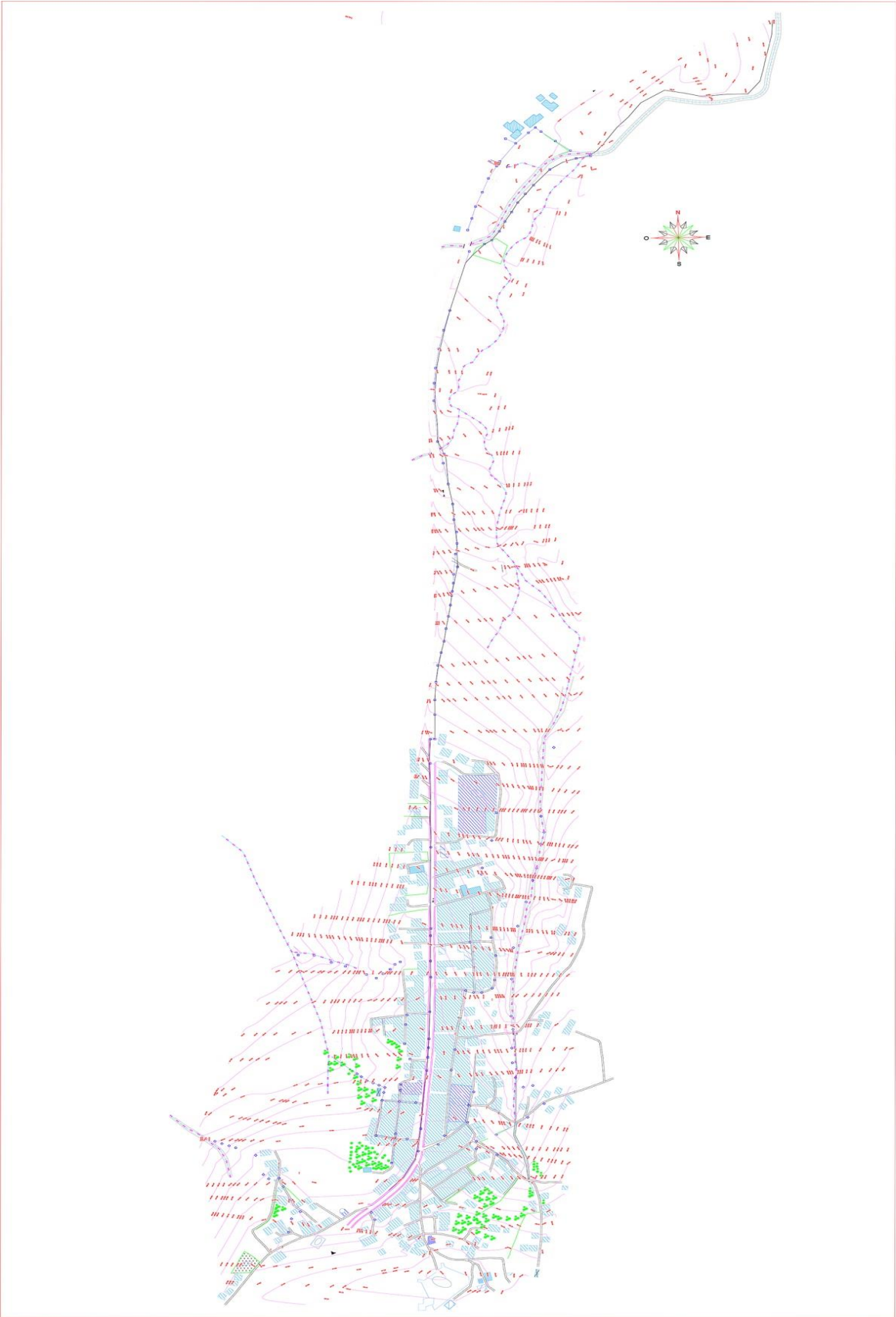


Figure 3.1 : Plan d’occupation du sol de la localité d’étude avec son levé topographique [4]

3.4 Estimation des débits des eaux usées.

3.4.1 Eaux usées domestiques : [1]

La formule simplifiée utilisé est : $Q_p = P \cdot Q_m$

Avec : Q_m : débit moyen journalier

Q_p : débit de pointe

P : coefficient de pointe

Avec

$$P = a + \frac{b}{\sqrt{Q_m}}$$

Les valeurs a et b sont prises égales : $a=1.5$, $b=2.5$ donc :

$$P = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_m}} \quad \text{avec } Q_m \text{ en (l/s)}$$

$$Q_m = (1 - \text{Pertes}) \cdot Q_{\text{consom.}}$$

Avec : Pertes = 20 à 30 % du débit consommé.

Q_c : débit de consommation donné souvent en (l/hab./j).

Remarque :

$P_{\text{max}} = 4$, donc si $P > 4$ on prend $P=4$.

3.4.2 Estimation des débits des établissements publics : [1]

Pour déterminer le débit rejeté par les établissements publics, on utilise généralement la notion d'équivalent à habitant (e.q.h).

$$Q_{mi} = n_i \cdot Q_{ci}$$

Avec :

Q_{mi} : débit moyen journalier rejeté par la catégorie i .

n_i : nombre d'habitants ou équivalent à habitant (e.q.h).

Q_{ci} : débit de consommation par habitant (Dotation).

Pour le cas de l'Algérie, on prend :

$Q_{ci} = 220 \text{ l/hab./j}$ pour le Haut Standing ;

$Q_{ci} = 150 \text{ l/hab./j}$ pour le Moyen Standing ;

$Q_{ci} = 80 \text{ l/hab./j}$ pour le Bas Standing .

Pour n_i , nous avons une liste d'équivalent à habitant :

- Hôpital : 0.5 lits = 1 eqh.
- Bureaux et magasins : 3 employés = 1 eqh.
- Ecoles : 4 élèves = 1 eqh.
- Ecole avec internat (résidents) : 2 élèves = 1 eqh.
- Restaurants : 3 places = 1 eqh.
- Casernes et établissements communautaires : 1lit = 1 eqh.
- Hôtel : 1 lit = 1 eqh.
- Camping : 2 campeurs = 1 eqh.

Tableau 3.5: Débit moyen et débit de pointe d'eau usée des trois zones

Localité	2019				2049			
	Besoin (m3/j)	Qm	Kp	Qp	Besoin (m3/j)	Qm	Kp	Qp
Slatna	503.72	402.97	1.6245	654.64	1028.855	823.084	1.5871	1306.35

$$Q_p = (1306.35 * 1000) / 86400$$

Le débit de pointe des eaux usées de la localité de Slatna à l'horizon de notre étude (2049) est : $Q_p = 15.12 \text{ l/s}$

3.5 Estimation des débits des eaux pluviales :

3.5.1 Caractéristiques morphologiques du BV

Les caractéristiques morphologiques utilisées en assainissement pluvial sont

- Surface du bassin versant (A);
- Périmètre du bassin versant (P);
- Longueur du bassin versant (L);
- Pente du bassin versant (I)
- Temps de concentration (tc):

Avec: $tc = 0,0195.L^{0,77} . I^{-0,385}$ Formule de KIRPICH [8]

$tc_{eq} = tc_1 + tc_2$ pour l'assemblage des BV en série.

$tc_{eq} = \text{Max}(tc_1 + tc_2)$ pour l'assemblage des BV en parallèles.

Tableau 3.6: Les Caractéristiques morphologiques des sous bassins versants de la zone 01

N°SBV	Surface (m ²)	Surface (ha)	Longueur de la conduite (m)	Pente de la conduite (%)	Longueur (m)	Pente (%)	tc (min)
SBV5	25902.990	2.590	314.82	8.15	367.370	9.990	4.470
SBV6	8709.4899	0.871	151.47	10.282	178.77	12.65	2.344
SBV7	5019.8908	0.502	126.97	7.40	126.97	7.4	2.214
SBV8	737.386	0.074	39.91	6.36	99.690	6.610	1.920
SBV8a	15235.540	1.524	41.490	6.700	41.490	6.700	0.972
SBV9	4287.530	0.429	96.150	8.92	96.150	8.920	0.282
SBV10	1870.221	0.187	61.91	10.59	61.910	10.590	0.188
SBV11	6835.110	0.684	140.540	2.857	140.540	2.857	0.587
SBV12	5417.874	0.542	52.030	10.240	123.716	5.950	0.401
SBV13	7035.521	0.704	102.3	3.260	102.300	3.260	0.437
SBV14	14814.810	1.481	190.02	13.28	256.250	7.780	0.633
SBV15	6263.563	0.626	157.450	6.682	196.873	4.310	0.649
SBV16	2915.500	0.292	81.94	8.075	81.940	8.075	1.528
SBV17	4223.520	0.422	121.5	11.85	121.500	11.850	1.786
SBV18	1559.630	0.156	48.31	6.38	48.310	6.380	1.114
SBV19	2202.082	0.220	70.12	11.315	70.120	11.315	1.190
SBV20	2294.950	0.229	47.27	12.84	83.040	11.820	1.333
SBV20a	11282.532	1.128	315.460	6.160	315.460	6.160	4.789
SBV21	17923.445	1.792	347.370	10.041	347.370	10.041	4.273
SBV22	12866.504	1.287	264.520	10.422	264.520	10.422	3.415
SBV23	8880.455	0.888	277.810	7.61	277.810	7.610	4.003

SBV24	4266.730	0.427	86.49	12.27	86.490	12.270	1.356
SBV25	4732.160	0.473	125.35	7.23	125.350	7.230	2.212
SBV25a	662.939	0.066	30.500	9.310	30.500	9.310	0.676
SBV25b	789.972	0.079	30.520	13.370	30.520	13.370	0.588
SBV26	5946.150	0.595	123.41	10.55	142.710	7.160	2.454
SBV27	11678.993	1.168	257.23	11.293	275.069	11.616	3.376
SBV28	13294.760	1.329	398.480	9.228	398.480	9.228	4.907
SBV29	23830.073	2.383	397.720	5.052	397.720	5.052	6.178
SBV30	15125.707	1.513	528.530	6.704	528.530	6.704	6.897
SBV31	6410.838	0.641	190.920	2.360	190.920	2.360	4.707
SBV32	15868.500	1.587	170.310	4.895	170.310	4.895	3.255
SBV33	1194.090	0.119	26.39	2.20	26.390	2.200	1.054
SBV34	2856.770	0.286	66.16	11.44	74.960	11.110	1.262
SBV35	6782.460	0.678	105.29	11.17	105.290	11.170	1.636
SBV35a	2514.034	0.251	85.470	7.000	85.470	7.000	1.668
SBV35b	2651.140	0.265	43.580	1.000	43.580	1.000	2.100
SBV36	7410.800	0.741	122.21	13.16	145.130	10.810	2.121
SBV37	8253.010	0.825	114.85	11.5	114.850	11.500	1.730
SBV38	7137.470	0.714	130.23	3.61	130.230	3.610	2.977
SBV39	10460.767	1.046	661.1	3.698	686.834	1.985	13.483
SBV47	16284.349	1.628	317.63	2.916	317.630	2.916	6.421
SBV48	12911.215	1.291	45.74	3.545	45.740	3.545	1.339
SBV49	11639.644	1.164	243.170	4.671	243.170	4.671	4.360
SBV50	26153.514	2.615	356.120	6.527	356.120	6.527	5.142
SBV51	4579.037	0.458	177.810	13.955	177.810	13.955	2.248
SBV52	8009.554	0.801	157.240	1.593	157.240	1.593	4.716
SBV53	2104.265	0.210	55.470	4.175	55.470	4.175	1.459
SBV54	3647.884	0.365	75.320	3.460	75.320	3.460	1.985

Tableau 3.7: Les Caractéristiques morphologiques des sous bassins versants de la zone 02

N°SBV	Surface (m ²)	Surface (ha)	Longueur de la conduite (m)	Pente de la conduite (%)	Longueur (m)	Pente (%)	tc (min)
SBV4	15544.286	1.554	366.070	5.320	389.770	3.750	6.823
SBV40	7965.8299	0.796	218.89	6.934	218.89	6.934	3.453
SBV41	4996.949	0.500	120.370	6.810	120.370	6.810	2.194
SBV42	2848.668	0.2848	83	9.295	83	9.295	1.462
SBV43	11241.738	1.124	262.41	2.128	262.41	2.128	6.257
SBV44	8212.605	0.821	154.04	13.692	154.04	13.692	2.028
SBV45	3576.7472	0.357	109.74	6.27	109.74	6.27	2.109
SBV46	4004.453	0.400	99.710	2.930	99.710	2.930	2.626
SBV46a	5288.424	0.528	119.56	12.34	119.56	12.34	1.736

Tableau 3.8: Les Caractéristiques morphologiques des sous bassins versants de la zone 03

N°SBV	Surface (m ²)	Surface (ha)	Longueur de la conduite (m)	Pente de la conduite (%)	Longueur (m)	Pente (%)	tc (min)
SBV1	17556	1.756	357.77	4.69	357.77	4.69	5.860
SBV2	6048.45	0.605	138.13	2.27	150.13	2.52	3.814
SBV3	6058.85	0.606	137.13	9	137.13	9	2.179

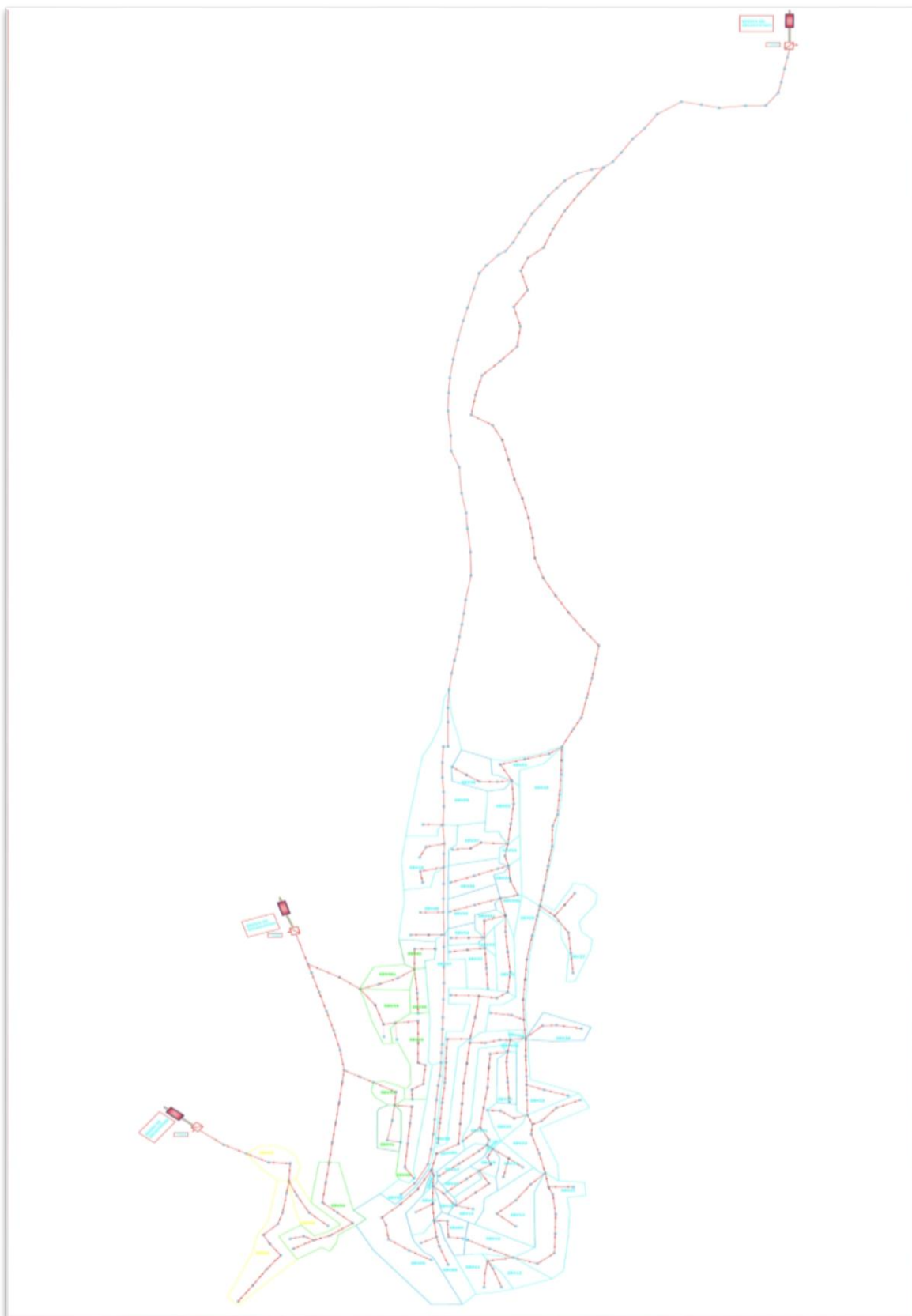


Figure 3.2: Plan de délimitation des sous bassins versants de la localité d'étude.

3.5.2 Coefficient de ruissellement [1]

L'eau arrive à l'exutoire d'un bassin versant par ruissellement. La quantité qui arrive dépend des caractéristiques morpho métriques du bassin versant ainsi que la nature du sol (perméable, peu perméable,.....etc.)

Le choix du coefficient de ruissèlement se fait en faisant la combinaison entre les deux tableaux suivant :

Nature de la surface	C
Pavage, chaussée revêtue, piste en ciment	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Toitures et terrasses	$0.75 \leq C \leq 0.95$
Sol imperméable avec végétation	
- Pente < 2 %	$0.13 \leq C \leq 0.18$
- Pente = 2 à 7 %	$0.18 \leq C \leq 0.25$
- Pente >7 %	$0.25 \leq C \leq 0.35$
Sol perméable avec végétation	
- Pente < 2 %	$0.05 \leq C \leq 0.10$
- Pente = 2 à 7 %	$0.10 \leq C \leq 0.15$
- Pente >7 %	$0.15 \leq C \leq 0.20$
Type d'occupation du sol	C
Commercial	$0.70 \leq C \leq 0.95$
Industriel	$0.50 \leq C \leq 0.90$
Résidentiel	
- Lotissement	$0.30 \leq C \leq 0.50$
- Collectif	$0.50 \leq C \leq 0.75$
- Habitats dispersés	$0.30 \leq C \leq 0.40$
Parc et jardins publique	$0.10 \leq C \leq 0.25$
Terrains de sport	$0.10 \leq C \leq 0.35$
Terrains vagues	$0.05 \leq C \leq 0.25$
Terres agricoles	
- Drainés	$0.10 \leq C \leq 0.15$
- Non drainés	$0.03 \leq C \leq 0.10$

Les valeurs calculées pour les sous bassins versants de notre étude sont portés dans le tableau 3.9.

Tableau 3.9: Les coefficients du ruissellement des SBV

N°SBV	C	N°SBV	C
SBV1	0.45	SBV27	0.50
SBV2	0.50	SBV28	0.45
SBV3	0.45	SBV29	0.40
SBV4	0.50	SBV30	0.80
SBV5	0.60	SBV31	0.75
SBV6	0.65	SBV32	0.80
SBV7	0.70	SBV33	0.80
SBV8	0.65	SBV34	0.80
SBV08a	0.75	SBV35	0.75
SBV9	0.55	SBV35a	0.85
SBV10	0.65	SBV35b	0.70
SBV11	0.50	SBV36	0.75
SBV12	0.45	SBV37	0.70
SBV13	0.40	SBV38	0.65
SBV14	0.40	SBV39	0.75
SBV15	0.60	SBV40	0.75
SBV16	0.85	SBV41	0.70
SBV17	0.80	SBV42	0.45
SBV18	0.60	SBV43	0.65
SBV19	0.70	SBV44	0.45
SBV20	0.75	SBV45	0.60
SBV20a	0.75	SBV46	0.55
SBV21	0.45	SBV46a	0.40
SBV22	0.50	SBV47	0.70
SBV23	0.45	SBV48	0.60
SBV24	0.50	SBV49	0.60
SBV25	0.55	SBV50	0.65
SBV25a	0.40	SBV51	0.45
SBV25b	0.40	SBV52	0.70
SBV26	0.55	SBV53	0.45
		SBV54	0.55

3.5.3 Evaluation des débits des eaux pluviales

Les eaux pluviales sont celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. C'est donc essentiellement des eaux de ruissellement de surface.

Pour l'estimation de ces eaux, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé.

La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode superficielle ou rationnelle.

3.5.3.1 La méthode rationnelle [1]

La formule générale s'écrit :

$$Q_p(T) = C \cdot i \cdot A$$

Avec :

Q_p : débit de pointe, **C** : coefficient de ruissellement, **i** : intensité de pluie, **A** : surface du BV, **T** : période de retour.

A fin de prendre en compte l'homogénéisation des unités, cette

Formule rationnelle s'écrit sous deux formes :

$$Q_p(T) = 0.167 \cdot C \cdot i \cdot A$$

Avec : Q_p en (m³/s)

i en (mm/min)

A en (ha)

$$Q_p(T) = \frac{1}{360} \cdot C \cdot i \cdot A$$

Avec : Q_p en (m³/s)

i en (mm/h)

A en (ha)

Pour la période de T= 10 ans, l'intensité de pluie (i) utilisée dans la formule Rationnelle précédente s'écrit :

$$i(T) = a(T).tc^{b(T)}$$

Pour T= 10 Ans , au nord algérien : a= 4, b=-0.5 [....]

La formule simplifiée de Rationnelle pour une zone urbaine au nord algérien s'écrit :

$$Qp = 0.167.C.4.tc^{-0.5}.A \quad \text{pour T= 10 ans}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en (m³/s)

T_c : temps de concentration en (min)

A : surface du BV en (ha)

Le temps de concentration est calculé par la formule de KIRPICH qui s'écrit :

$$tc = 0.0195.L^{0.77}.I^{-0.385}$$

Avec

L : longueur du BV en (m)

T_c : temps de concentration en (min)

I : Pente moyenne du BV en (m/m)

❖ Assemblage des bassins versants en série :

Pour des BV en série, la formule Rationnelle s'écrit :

$$Q_p = 0.167 \cdot C_{eq} \cdot 4 \cdot t_{ceq}^{-0.5} \cdot A_{eq} \quad \text{pour } T=10 \text{ ans}$$

$$\text{Avec : } A_{eq} = \sum A_i$$

$$C_{eq} = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

$$t_{ceq} = t_{c1} + t_{c2}$$

❖ Assemblage des bassins versants en parallèles :

Pour des BV en parallèles, la formule Rationnelle s'écrit :

$$Q_p = 0.167 \cdot C_{eq} \cdot 4 \cdot t_{ceq}^{-0.5} \cdot A_{eq} \quad \text{pour } T=10 \text{ ans}$$

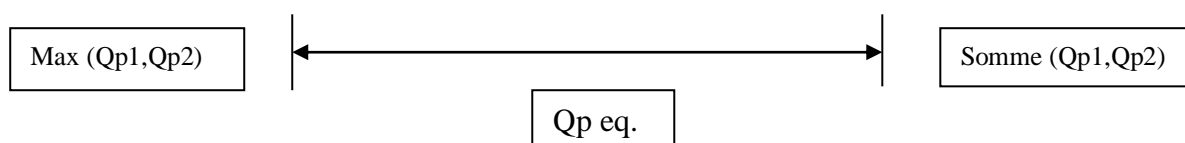
$$\text{Avec : } A_{eq} = \sum A_i$$

$$C_{eq} = \frac{\sum C_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

$$t_{ceq} = \text{Max}(t_{c1} + t_{c2})$$

Remarque :

Pour les bassins versants en parallèles, le résultat final de débit de pointe équivalent à prendre doit être vérifié dans l'intervalle suivant :



3.5.3.2 La Méthode Superficielle (Méthode de Caquot) : [1]

La méthode Superficielle de CAQUOT est une amélioration de Rationnelle. Elle prend en compte l'effet de stockage dans les bassins versants. Cette méthode est utilisée uniquement pour les BV drainés par un réseau.

Elle est caractérisée par ses limites d'application à savoir :

$$A \leq 200 \text{ ha.}$$

$$C \geq 0.2$$

$$0.002 \text{ (m/m)} \leq I \leq 0.05 \text{ (m/m)}$$

La formule superficielle générale s'écrit :

$$Q_p(T) = K \cdot I^a \cdot C^b \cdot A^c$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en (m³/s)

I : pente moyenne du BV

C : Coefficient de ruissellement pondéré

K, a, b, c : coefficients spécifiques au site considéré.

Région	T (Ans)	Paramètres		Q _p (T)
		a (T)	b(T)	
Sud de la France	10	6.1	-0.44	$1.296 \cdot I^{0.21} \cdot C^{1.14} \cdot A^{0.83}$
Nord d'Algérie	10	4.0	-0.5	$0.520 \cdot I^{0.20} \cdot C^{1.11} \cdot A^{0.83}$

La formule simplifiée de CAQUOT devienne :

$$Q_p = 0.520 \cdot I^{0.20} \cdot C^{1.11} \cdot A^{0.83} \quad \text{pour } T= 10\text{Ans}$$

Avec :

Q_p : débit de pointe en (m³/s)

I : pente moyenne du BV en (m/m)

C : Coefficient de ruissellement

A : surface du BV en (ha).

❖ **Interpolation – extrapolation :**

$$Q_p(T') = Q_p(T = 10 \text{ Ans}) \cdot f(T')$$

Pour $T' > 10$ ans : $f(T') = 2.00$ pour $T' = 100$ ans

$f(T') = 1.60$ pour $T' = 50$ ans

$f(T') = 1.25$ pour $T' = 20$ ans

Pour $T' < 1$ ans : $f(T') = 0.40$ pour $T' = 9$ mois

$f(T') = 0.34$ pour $T' = 6$ mois

$f(T') = 0.28$ pour $T' = 4$ mois

$f(T') = 0.24$ pour $T' = 3$ mois

$f(T') = 0.20$ pour $T' = 2$ mois

$f(T') = 0.12$ pour $T' = 1$ mois

- la formule de CAQUOT s'applique pour un allongement moyen supérieur à 0.8.
- la formule de CAQUOT n'est valable que pour un allongement moyen égal à 2.

$$All = M = \frac{L}{\sqrt{A}} \geq 0.8 \quad \text{Condition d'utilisation}$$

$$All = M = \frac{L}{\sqrt{A}} = 2 \quad \text{Condition d'acceptation du résultat.}$$

Avec L : longueur du BV en (hectomètre) ;

A : surface en (ha).

Si l'allongement ($All = M$) n'est pas égale à 2 , On doit corriger Q_p par β

Avec : $\beta = \left[\frac{M}{2} \right]^{0.7 \times b(T)}$ avec $b = -0.5$ pour $T = 10$ ans.

❖ Détermination des pentes moyennes et Meq :

- Assemblage en série des BV :

$$A_{eq} = \sum_{i=1}^n A_i$$

$$C_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

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

$$Meq = \frac{L_i}{\sqrt{\sum A_i}}$$

- Assemblage en parallèle des BV :

$$A_{eq} = \sum_{i=1}^n A_i$$

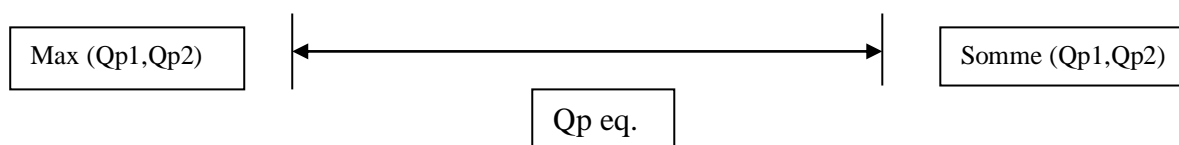
$$C_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$I_{\text{éq}} = \left[\frac{\sum_{i=1}^n I_i Q_i}{\sum_{i=1}^n Q_i} \right]^2$$

$$Meq = \frac{L_{Q_{i\max}}}{\sqrt{\sum A_i}}$$

Remarque :

Pour les bassins versants en parallèles, le résultat final de débit de pointe équivalent à prendre doit être vérifié dans l'intervalle suivant :



3.6 Résultats des débits cumulés aux exutoires des Sous Bassins Versants :

Tableau 3.10: Débits cumulés aux exutoires des SBV de la Zone 01

N°SBV	Tronçon	Q _{pcumulé} (m ³ /s)
SBV5	R230-R211	0.491
SBV6	R204-R207	0.247
SBV7	R207-R209	0.350
SBV8	R209-R211	0.399
SBV08a	R211-R183	0.755
SBV9	R223-R207	0.297
SBV10	R228-R209	0.187
SBV11	R69-R72	0.298
SBV12	R72-R3	0.298
SBV13	R1-R3	0.285
SBV14	R75-R10	0.497
SBV15	R185-R189	0.311
SBV16	R192-R189	0.134
SBV17	R210-R175	0.169
SBV18	R172-R174	0.059

SBV19	R189-R174	0.337
SBV20	R174-R175	0.353
SBV20a	R175-R182	0.485
SBV21	R3-R10	0.583
SBV22	R10-R14	0.660
SBV23	R14-R19	0.708
SBV24	R178-R14	0.122
SBV25	R201-R182	0.117
SBV25a	R182-R183	0.559
SBV25b	R183-R19	1.415
SBV26	R84-R19	0.140
SBV27	R166-R26	0.212
SBV28	R19-R26	2.178
SBV29	R26-R35	1.993
SBV30	R237-R247	0.308
SBV31	R247-R251	0.308
SBV32	R270-R267	0.470
SBV33	R267-R268	0.470
SBV34	R272-R268	0.136
SBV35	R274-R252	0.266
SBV35a	R268-R251	0.513
SBV35b	R251-R252	0.686
SBV36	R276-R255	0.255
SBV37	R279-R257	0.293
SBV38	R282-R260	0.180
SBV39	R87-R102	0.143
SBV47	R102-R111	0.143
SBV48	R111-R115	0.288
SBV49	R360-R118	0.391
SBV50	R118-R127	0.448
SBV51	R260-R35	0.983
SBV52	R257-R260	0.907
SBV53	R255-R257	0.835
SBV54	R252-R255	0.756

Tableau 3.11 : Débits cumulés aux exutoires des SBV de la Zone 02

N°SBV	Tronçon	Q _p cumulé (m ³ /s)
SBV4	R303-R310	0.199
SBV40	R324-R329	0.215
SBV41	R333-R329	0.158
SBV42	R329-R331	0.340
SBV43	R336-R343	0.195
SBV44	R343-R346	0.195
SBV45	R350-R352	0.099
SBV46	R355-R352	0.091
SBV46a	R352-R346	0.138

Tableau 3.12: Débits cumulés aux exutoires des SBV de la Zone 03

N°SBV	Tronçon	Q _p cumulé (m ³ /s)
SBV1	R286-R295	0.218
SBV2	R300-R295	0.0931
SBV3	R295-R298	0.293

3.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons calculé au début, les débits des eaux usées des trois zones qui vont servir au dimensionnement des conduites d'eaux usées se trouvant entre les déversoirs d'orages et les décanteurs .Par la suite, nous avons calculés les débits des eaux pluviales pour chaque bassin versant après leurs délimitations et calcul des leurs caractéristiques morpho métriques qui ont servir à dimensionner le réseau d'assainissement unitaire choisit pour notre étude.

Chapitre 4
Dimensionnement des conduites
d'assainissement ainsi que les ouvrages
annexes

Chapitre4: Dimensionnement des conduites d'assainissement ainsi que les ouvrages annexes

4.1. Introduction:

La phase qui vient après la détermination des débits c'est bien le dimensionnement et le calcul hydraulique du réseau et sa conception. Un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible, être auto cureur, c'est-à-dire qu'il doit être conçu de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés par des débits pluviaux.

4.2. Implantation et dimensionnement du réseau d'assainissement:

On a parlé précédemment que l'implantation de réseau sur une ville, semis à des conditions qu'il faut prend en considération pendant la réalisation, telle que la pente. Quant à notre étude on a déterminé les points où l'on pose les regards sur le plan de masse fourni, et sa selon l'emplacement des maisons et les voiries. En ce qui concerne la pente désirée qui offre des meilleures conditions d'auto-curage ; elle est déterminée à l'aide de logiciel COVADIS.

4.3. Dimensionnement du réseau d'assainissement:

4.3.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement:

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

La vitesse d'auto curage : comme les eaux usées sont des eaux chargées, qui contiennent du sable, facilement décantable. Pour empêcher ce phénomène, il faut que la vitesse d'écoulement satisfasse aux conditions suivantes :

- Une vitesse d'au moins 0,3 m/s pour le un centième (1/100) du débit de pleine section. Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.
- Une vitesse d'au moins 0,6m/s pour le un dixième (1/10) du débit de pleine section.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir

la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, les vitesses d'écoulement doivent de même respecter des limites supérieures admissibles.

- Donc, il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de (4 à 5) m/s à pleine section.
- En ce que concerne la vitesse limite, on peut admettre une vitesse atteignant 6 m/s pour les canalisations en béton ordinaire (surtout avec armature)
- Si la pente du terrain est trop forte, il y aura lieu de ménager du décrochement dans le profil en long des ouvrages par l'introduction des regards des chutes.

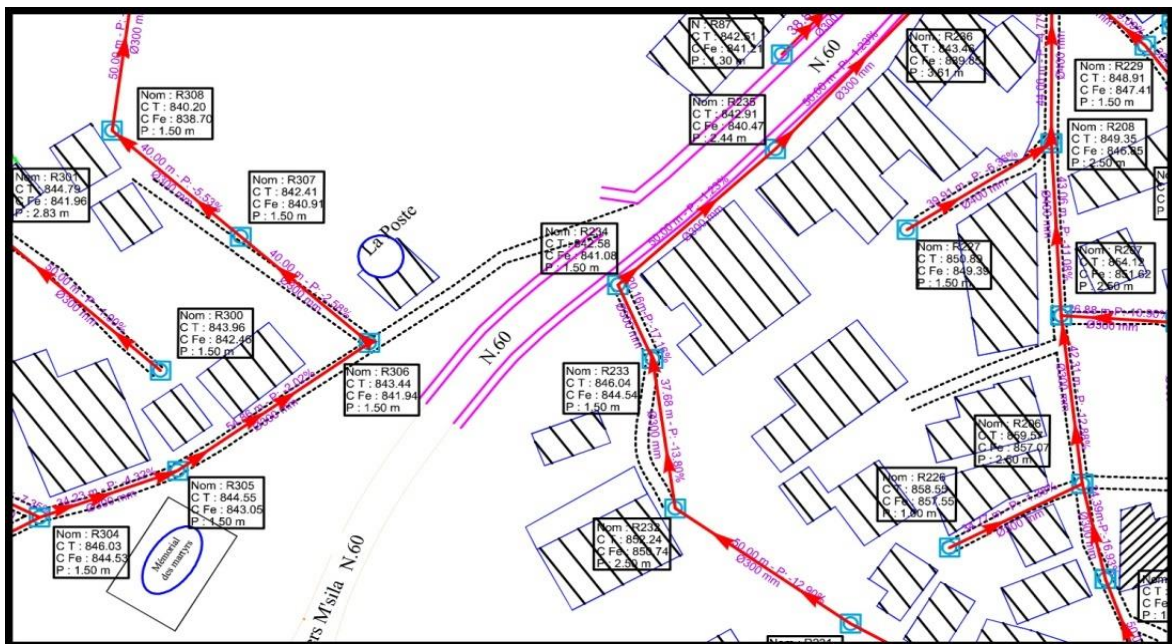


Figure 4.1: Plan de dimensionnement du réseau d'assainissement (une petite partie)

Remarque : Le plan d'assainissement des trois zones d'étude est inséré en ANNEXE.

4.4 Calcul des paramètres hydrauliques et géométriques:

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en système gravitaire, on considère les hypothèses suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section « Qps » ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que le débit de point.

4.4.1 Calcul de diamètre par la méthode Rationnelle: [1]

Le diamètre est calculé par la formule suivant :

$$D = \left(\frac{n}{0.03117} \cdot \frac{Q_p}{\sqrt{I}} \right)^{3/8}$$

n: coefficient de Manning caractérisant le matériau de la conduite

Q_p : débit de pointe des eaux pluviales en [m³ /s].

I : La pente de la conduite [en pourcent]

- Le débit à plein section est donné donc par la relation:

$$Q_{ps} = \frac{0.03117}{n} \cdot \phi^{\frac{8}{3}} \cdot \sqrt{I}$$

D_c : diamètre commercial.

- La vitesse à plein section :

$$V_{ps} = \frac{4 \times Q_{ps}}{\pi \times D_c^2}$$

- Le rapport des débits :

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

A partir de la valeur de r_Q et en utilisant l'Abaque III, on détermine le taux de remplissage r_h et le rapport des vitesses r_V . Le taux de remplissage r_h représente le rapport entre la profondeur de l'écoulement h et le diamètre D de la conduite. Soit:

$$r_h = \frac{h}{D}$$

Tandis que le rapport des vitesses r_V représente la vitesse réelle de

$$r_V = \frac{V}{V_{ps}}$$

l'écoulement V divisée par la vitesse correspondant au débit à pleine section V_{ps} . Soit :

- Hauteur de remplissage de la conduite :

$$H = r_h \times D_c$$

- Vitesse d'écoulement dans la conduite

$$V = r_V \times V_{ps}$$

Cette méthode est utilisée pour dimensionner les réseaux unitaires et les

réseaux séparatifs d'eaux pluviales.

4.4.2 Calcul de diamètre avec la méthode de CAQUOT :

Cette méthode utilise l'abaque qui est insérée en Annexe. Pour déterminer le diamètre d'une conduite en utilisant cet abaque, on doit connaître le débit de pointe à l'entrée (amont) de chaque conduite tout en proposant une pente de pose à cette conduite.

$D \text{ (mm)} = f(Q_p, I)$ avec $Q_p \text{ [m}^3/\text{S]}$ et $I \text{ [m/m]}$

Cette méthode est utilisée pour dimensionner les réseaux unitaires et les réseaux séparatifs d'eaux pluviales.

4.4.3 Formule de MANNING-STRICKLER:

Cette méthode est utilisée tous les types de réseaux d'assainissement.

$$C = K R^{\frac{1}{6}}$$

$$V = K R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}$$

$$Q_c = V S = K R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} S$$

Avec:

K : Coefficient de Manning–Strickler;

S : Section mouillée de l'ouvrage en m²;

P : Périmètre mouillé de l'ouvrage en m;

R : Rayon hydraulique de l'ouvrage en m;

I : Pente longitudinale de l'ouvrage en m/m;

V : Vitesse de l'eau dans l'ouvrage en m/s ;

Q_c = Débit capable de l'ouvrage en m³/s.

4.4.4 Calcul des diamètres des conduites d'eaux usées : [1]

Cette méthode utilise l'abaque qui est insérée en Annexe. Pour déterminer le diamètre d'une conduite en utilisant cet abaque, on doit connaître le débit de pointe à l'entrée (amont) de chaque conduite tout en proposant une pente de pose à cette conduite.

$$D \text{ (mm)} = f(Q_p, I) \text{ avec } Q_p \text{ [l/S] et } I \text{ [m/m]}$$

Cette méthode est utilisée pour dimensionner les réseaux séparatifs d'eaux usées.

4.5 Calcul hydraulique et dimensionnement de notre réseau :

Pour calculer les diamètres du réseau, nous avons utilisés la méthode rationnelle en intégrant à chaque fois les débits équivalents sont utilisées en fonction de la

disposition des bassins versants amont (en série ou en parallèle). En proposant des pentes de pose aux conduites en tenant compte de la topographie du terrain et des

points de rejets. L'abaque utilisé dans cette méthode Rationnelle est donnée en annexe

. Les résultats de calcul pour ce chapitre sont récapitulés dans les Tableaux :

4.1, 4.2 et 4.3

Tableau 4.1: Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau de la Zone 1

Tronçon	Qp (m ³ /s)	Diamètre calculé D(mm)	Diamètre commercial DN(mm)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	rq	Rh	rv	V (m/s)	H (m)	Tcaval
R207-R209	0.350	333.9	400	0.567	4.50	0.61	0.6	1.02	4.59	0.24	4.558
R209-R211	0.399	360.8	400	0.525	4.18	0.76	0.72	1.05	4.38	0.28	6.478
R211-R183	0.755	453.9	500	0.977	4.97	0.77	0.72	1.04	5.17	0.36	7.450
R71-R3	0.298	295.9	300	0.309	4.37	0.96	0.87	1.06	4.64	0.26	0.990
R189-R174	0.337	304.0	400	0.701	5.57	0.48	0.51	0.98	5.49	0.20	2.719
R174-R175	0.353	302.1	400	0.746	5.93	0.47	0.50	0.98	5.82	0.20	4.052
R175-R182	0.458	382.3	400	0.517	4.11	0.88	0.8	1.06	4.36	0.32	8.841
R3-R10	0.583	381.9	400	0.660	5.25	0.88	0.8	1.06	5.56	0.32	5.261
R10-R14	0.660	397.2	400	0.672	5.35	0.98	0.98	1.06	5.67	0.39	8.676
R14-R19	0.708	432.7	500	1.042	5.30	0.68	0.64	1.03	5.46	0.32	10.204
R182-R183	0.559	381.2	400	0.635	5.05	0.87	0.8	1.06	5.36	0.32	9.517
R183-R19	1.415	504.6	600	2.245	7.94	0.63	0.62	1.02	8.10	0.37	10.105
R19-R26	2.178	635.9	800	4.017	7.99	0.54	0.54	1	7.99	0.43	15.111
R26-R35	1.993	688.6	800	2.972	5.91	0.67	0.64	1.03	6.09	0.51	21.289
R247-R251	0.308	394.3	400	0.320	2.54	0.96	0.87	1.06	2.69	0.34	11.604
R267-R268	0.470	468.2	500	0.560	2.85	0.83	0.88	1.05	2.99	0.44	4.309
R268-R251	0.513	389.4	400	0.551	4.38	0.93	0.82	1.06	4.64	0.32	5.976
R251-R252	0.686	625.5	800	1.322	2.63	0.51	0.59	1.1	2.89	0.47	13.704
R102-R111	0.143	284.0	300	0.165	2.33	0.86	0.78	1.06	2.47	0.23	19.903
R111-R115	0.288	356.3	400	0.392	3.12	0.73	0.69	1.04	3.24	0.27	21.242
R360-R118	0.391	379.5	400	0.450	3.58	0.86	0.78	1.06	3.79	0.31	25.602
R118-R127	0.448	375.2	400	0.532	4.23	0.84	0.88	1.05	4.44	0.35	30.744
R260-R35	0.983	436.6	500	1.411	7.18	0.69	0.66	1.03	7.40	0.33	20.862
R257-R260	0.907	636.4	800	1.669	3.32	0.54	0.56	1.01	3.35	0.44	20.404
R255-R257	0.835	514.9	600	1.255	4.43	0.66	0.64	1.03	4.57	0.38	17.148
R252-R255	0.756	514.1	600	1.142	4.04	0.66	0.64	1.03	4.16	0.38	15.689
R127-R165	0.612	441.631	500	0.852	4.34	0.71	0.68	1.04	4.51	0.34	30.922
R35-R165	2.596	672.076	800	4.131	8.21	0.62	0.61	1.02	8.38	0.48	24.927
R165-DO	2.899	799.934	800	3.622	4.61	0.80	0.75	1.05	4.84	0.75	31.859

Remarque 1 : Vu qu'il s'agit d'un réseau unitaire, Le diamètre minimal de **300 mm** est attribué aux tronçons situés dans sous bassins versants amonts de la zone 1 ; appelés conduites antennes du réseau à savoir :

(R230-R211), (R204-R207), (R223-R207), (R228-R209), (R69-R71), (R1-R3), (R75-R10), (R185-R189), (R192-R189), (R210-R175), (R172-R174), (R178-R14), (R201-R182), (R84-R19), (R166-R26), (R237-R247), (R270- R267), (R272-R268), (R274-R252), (R276-R255), (R279-R257), (R282-R260) et (R87-R102).

Tableau 4.2: Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau d'assainissement de la Zone 2

Tronçon	Qp (m ³ /s)	Diamètre calculé D(mm)	Diamètre commercial DN(mm)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	rq	Rh	rv	V (m/s)	H (m)	Tcaval
R329-R331	0.340	316.62	400	0.635	5.05	0.53	0.54	1	5.05	0.21	4.915
R343-R346	0.195	238.97	300	0.358	5.06	0.54	0.55	1.01	5.11	0.16	6.257
R352-R346	0.138	213.95	300	0.340	4.80	0.40	0.45	0.95	4.56	0.13	8.285
R310-R315	0.199	244.18	300	0.344	4.86	0.57	0.57	1.01	4.91	0.17	7.603
R331-R315	0.324	280.59	300	0.387	5.47	0.83	0.76	1.05	5.75	0.22	5.106
R315-R321	0.427	341.83	400	0.649	5.16	0.65	0.65	1.02	5.27	0.26	8.393
R346-R321	0.347	281.86	300	0.410	5.80	0.84	0.78	1.06	6.15	0.23	8.666
R321-DO	0.759	532.73	600	1.042	3.68	0.72	0.69	1.04	3.83	0.41	8.87

Remarque 2 : Vu qu'il s'agit d'un réseau unitaire, Le diamètre minimal de **300 mm** est attribué aux tronçons situés dans sous bassins versants amonts de la Zone 2 ; appelés conduites antennes du réseau à savoir : (R303-R310), (R324-R329), (R333-R329), (R336-R343), (R350-R352), (R355-R352).

Tableau 4.3: Calcul hydraulique et dimensionnement du réseau d'assainissement de la Zone 3

Tronçon	Qp (m ³ /s)	Diamètre calculé D(mm)	Diamètre commercial DN(mm)	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	rq	Rh	rv	V (m/s)	H (m)	Tcaval
R295-R298	0.293	301.18	400	0.62	4.97	0.46	0.4 8	0.97	4.82	0.19	5.860
R298-DO	0.322	403.75	500	1.51	7.68	0.21	0.3	0.85	6.53	0.15	8.039

Remarque 3 : Vu qu'il s'agit d'un réseau unitaire, Le diamètre minimal de **300 mm** est attribué aux tronçons situés dans sous bassins versants amonts de la Zone 3, appelés conduites antennes du réseau à savoir : (R286-R295) et (R300-R295).

 **Recommandation particulière pour la phase de réalisation:**

Les tronçons dont la vitesse d'écoulement dépassent 6 m/S ; qui sont en nombre de sept, nécessite des lits de pose ainsi que des enrobages en béton à la place du sable. Cette solution nous évite de projeter des regards de chute qui est une autre solution utiliser pour réduire la pente de pose en terrain accidenté.

4.6 Les ouvrages annexes :

4.6.1 Types d'ouvrages annexes:

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

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes : Les ouvrages normaux et Les ouvrages spéciaux.

A. Ouvrages normaux:

Les ouvrages normaux sont des ouvrages courants indispensables en amont ou sur les cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents ou d'accès au réseau. On les divise en trois types d'ouvrages:

- Les branchements particuliers.
- Les ouvrages de surface et de collecte.
- Les ouvrages d'accès au réseau (regards de visite, etc).

A.1 Les branchements particuliers : Un branchement particulier comprend trois parties:

- Le regards de façade.
- La canalisation de branchement.
- Le dispositif de raccordement.

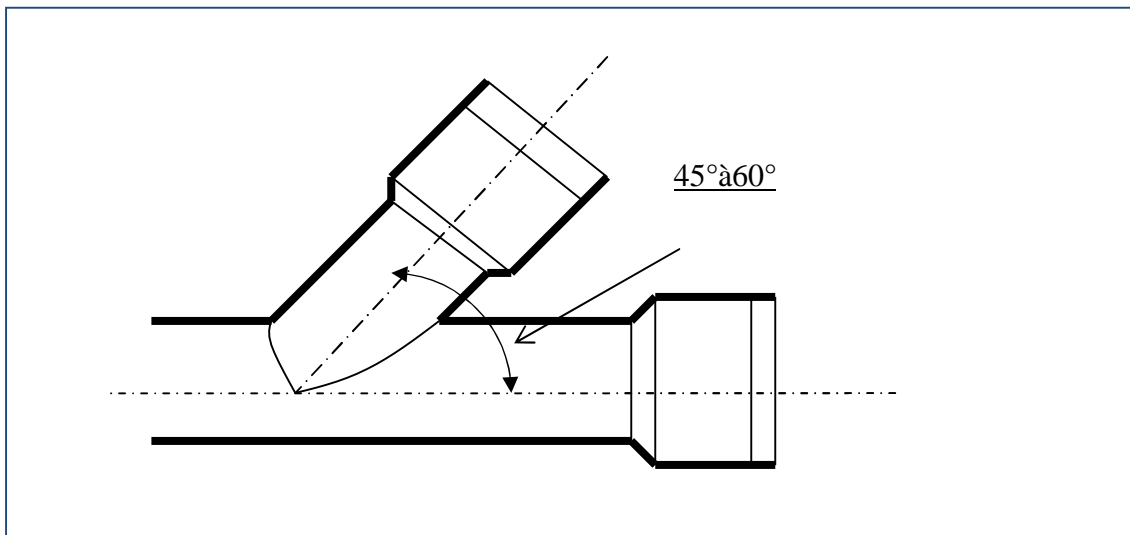


Figure 4.2: Exemple d'un branchement simple.

A.2 Les ouvrages de surface et de collecte.

✚ Les fossés:

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

✚ Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à la recueille des eaux pluviales ruisselant profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.



Figure 4.3: Exemple d'un Caniveau

✚ Les Bouches d'égout (Avaloirs):

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir. La distance entre deux bouches d'égout est en moyenne de 50m.



Figure 4.4: Les bouches d'égout (Avaloir)

A. 3 Les ouvrages d'accès au réseau :

✚ Les 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.

Les regards doivent être installés Sur les canalisations selon les cas suivants :

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

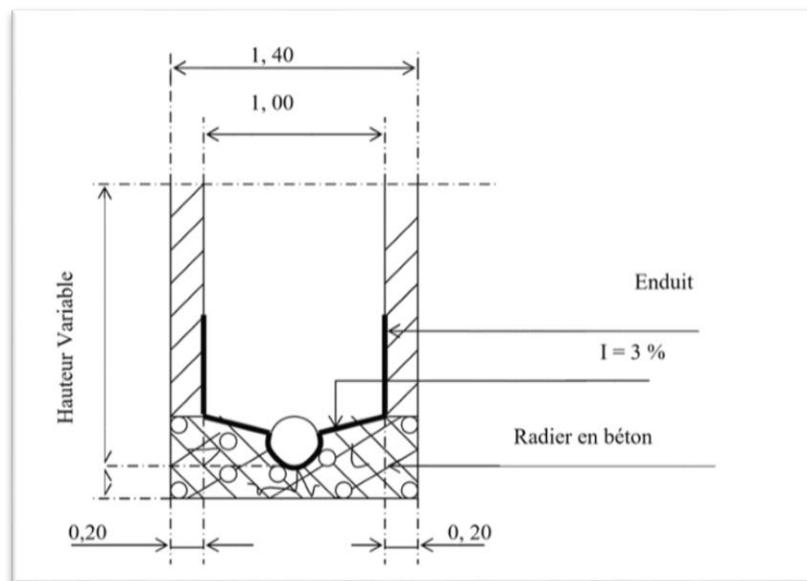


Figure 4.5: Exemple d'un regard simple

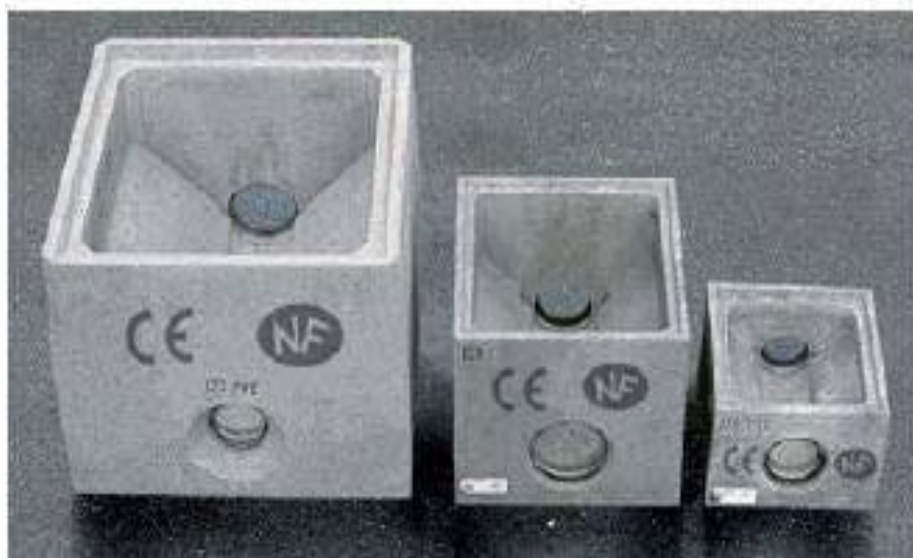


Figure 4.6: Exemple d'un Regard de branchement [11]

B. Ouvrages spéciaux :

B.1 Déversoirs d'orage : Un déversoir est un dispositif dont la fonction essentielle est d'évacuer les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. C'est donc un ouvrage destiné à décharger le réseau d'assainissement d'une certaine quantité d'eaux pluviales, de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduisant les dimensions du réseau aval. Ce principe étant posé, les déversoirs d'orages ont appelés à jouer un rôle essentiel, notamment dans le concept des réseaux en système unitaire. Le déversoir d'orage possède plusieurs formes :

- Déversoir d'orage à seuil frontal:

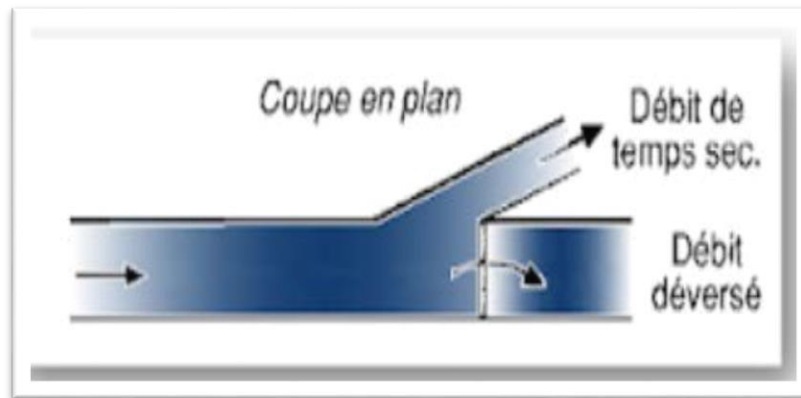


Figure 4.7: Déversoir d'orage à seuil frontal (Vue en plan)

- Déversoir d'orage à seuil latéral:

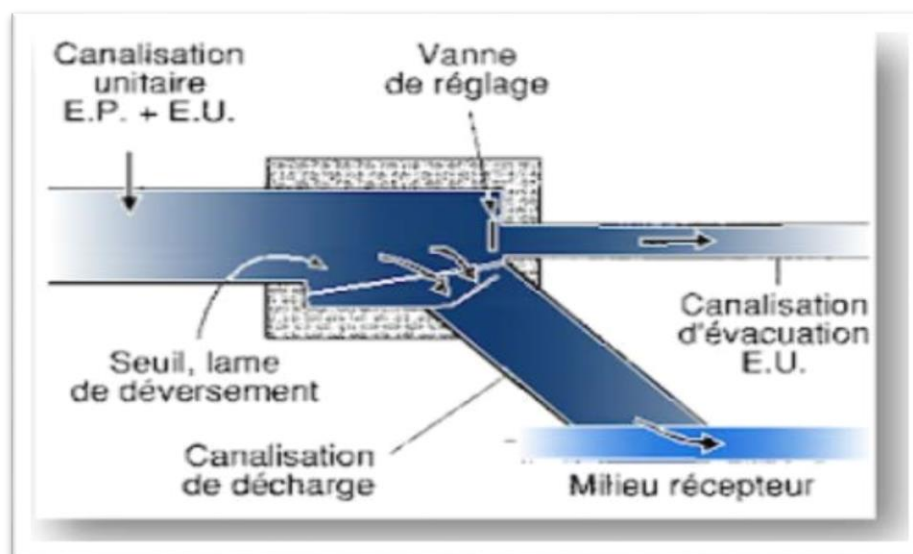


Figure 4.8: Déversoir d'orage à seuil latéral

- Déversoir d'orage avec ouverture du radier
- Déversoir d'orage à double seuil latéral
- Déversoir d'orage avec ouverture du radier

4.6.2 Rôle des ouvrages annexes en assainissement:

Les ouvrages annexes permettent aux ouvrages de transport (canalisations) de jouer leurs rôles. Autrement dit, pour constituer un réseau d'assainissement on doit avoir les ouvrages principaux et les ouvrages annexes ensemble.

4.7 Conclusion :

Le dimensionnement du réseau est une étape qui vient après conception en plan du Réseau et la délimitation des sous bassins versants. Une fois les caractéristiques des bassins versant sont calculées avec les débits équivalents, nous avons calculés les diamètres nécessaires pour l'évacuation des eaux usées et pluviales de la localité de Slatna (w) Bordj Bou Arreridj en utilisant la méthode Rationnelle et le système projeté est unitaire.

Les trois déversoirs d'orages proposés dans l'étude auront le rôle de décharger les eaux pluviales ; contrairement au trois (03) Décanteurs proposés qui auront le rôle de recevoir et de stocker les eaux usés en remplacement provisoire de la station d'épuration qui n'existe pas dans la région d'étude.

Chapitre 5

Devis quantitatif et estimatif

Chapitre 5 : Devis quantitatif et estimatif

5.1 Introduction :

Les devis sont des actes qui sont établis préalablement aux travaux. Le devis quantitatif et estimatif représente la pièce précise donnant les détails et le résumé complet des quantités d'ouvrages nécessaires à l'exécution des travaux projetés.

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique.

Ce calcul du coût consiste alors, à déterminer les quantités de toutes les opérations à effectuer sur terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes opérations effectuées sont :

- Travaux de décapage à grande masse ;
- Fourniture et pose de lit de sable ;
- Pose des conduites ;
- L'enrobage des conduites ;
- L'exécution des regards ;
- Travaux de remblai de la tranchée ;
- Transport des terres excédentaires.

5.2. Exécution des tranchées et des fouilles :

Le mode d'exécution en fouille ouverte en tranchée est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains, La profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par des conditions d'axe hydraulique ou de croisement d'ouvrages existants.

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux.

5.2.1. Profondeur de la tranchée:

$$H=e+D+h(m)$$

Avec :

H: Profondeur de la tranchée ;

e: Epaisseur du lit de sable;

D: Diamètre de la conduite ;

H: Hauteur moyen du remblai.

5.2.2. Largeur de la tranchée :

$$B =D+2C$$

Avec :

B: Largeur de la fouille au fond;

D: Diamètre de la conduite ;

C: Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m).

5.3. Aménagement du lit de pose des canalisations :

Les conduites seront posées sur un lit de pose de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm. Ce dernier sera bien nivelé suivant les côtes du profil en long.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire : exécution d'un béton de propreté, des berceaux ou même des dalles de répétition.

De plus, des règles de bonne pratique sont à respecter; ainsi, il est conseillé d'éviter la pose des tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale, Réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur.

5.4. Pose des canalisations en tranchées :

En plus des règles de bonnes pratiques à respecter il est conseillé aussi :

- D'éviter de poser les tuyaux sur des tasseaux qui concentrent les efforts d'écrasement et les font travailler en flexion longitudinale ;

- De réaliser un fond de fouille bien rectiligne pour que les tuyaux y reposent sur toute leur longueur ;
 - De creuser le fond de fouille, lorsque les tuyaux sont à emboîtement par collet extérieur sur tout leur pourtour, de façon à éviter que les collets ne portent sur le sol.
 - De placer toujours les tuyaux sur des fouilles sèches ;
 - D'éliminer du fond des fouilles tous les points durs (grosses pierres, crêtes rocheuses, vieilles maçonneries,...) qui constituent des tasseaux naturels.
- En sol rocheux, d'approfondir la fouille de 15 à 20 cm et de confectionner un lit de pose bien damé avec des matériaux pulvérulents ou de procéder à une pose sur un bain fluant de mortier.
 - En sols mouvants, marécageux ou organique, de prévoir un appui en béton, éventuellement sur pieux, ou de procéder au remplacement du sol insuffisamment portant.
 - En terrains où l'eau peut ruisseler ou s'accumuler, de confectionner un appui en matériaux pulvérulents capable d'assurer un bon drainage.
 - De réaliser, si possible dans tous les cas, un appui de manière à ce que le tuyau repose sur un arc au moins égal au quart de sa circonférence extérieure ; plus le diamètre est grand, plus la surface d'appui doit être soignée.



Figure 5.1: Pose de la canalisation d'assainissement.

5.5. Exécution des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués. Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

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

5.6. Remblai des tranchées :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur. Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral. L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10 cm au-dessus de la génératrice supérieure. L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30 mm.

5.7. Calcul du devis quantitatif et estimatif:

Le calcul du devis quantitatif et estimatif permet d'effectuer une estimation du coût de notre projet, il est utile également dans le cas de choix entre deux ou plusieurs variantes c'est-à-dire faire une étude technico-économique. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant. Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Travaux de décapage à grande masse.
- Travaux de décapage de la tranchée.
- Fourniture et pose de lit de sable.
- Fourniture et pose des buses en béton armé.
- L'exécution des regards de chute, de visite ou de jonction.
- Travaux de remblai de la tranchée.
- Transport des terres excédentaires.

5.7.1. Devis quantitatif et estimative des conduites:

Tableau 5.1: Devis quantitatif et estimatif des conduites

D (mm)	L (m)	Prix Unitaire (DA)	Prix Total (DA)
300	6567	4800	31522032
400	2587	5800	15007732
500	2029	6300	12787488
600	236	6900	1630539
800	3162	7700	24352713
Total	14583		85 300 504

5.7.2. Devis quantitatif et estimative du lit de sable : [9]

Volume lits de pose = L x h x b Avec : $b=D + (2 \times 0,4)$

Tableau 5.2: Devis quantitatif et estimatif du lit de pose en sable

D (mm)	L (m)	Volume (m ³)
300	6567	591
400	2587	285
500	2029	243
600	236	31
800	3162	474
TOTAL		1624
Prix Unitaire (DA)		1550
Prix Total (DA)		2 517 200

5.7.3. Devis quantitatif de l'enrobage des conduites :**Tableau 5.3:** Devis quantitatif et estimative d'enrobage

D (mm)	L(m)	Volume (m ³)
300	6567	2627
400	2587	1474
500	2029	1380
600	236	187
800	3162	3225
TOTAL		8893
Prix Unitaire (DA)		1100
Prix Total (DA)		9 782 300

5.7.4. Devis quantitatif Enrobage de conduite : [9]

$$V_{\text{Remblai}} = h \times (D + (2 \times 0,6)) \times L$$

Tableau 5.4: Devis quantitatif et estimatif du Remblaiement des conduites

D (mm)	L (m)	Volume (m ³)
300	6567	7092
400	2587	3415
500	2029	2922
600	236	368
800	3162	5692
	Total	19489
	Prix Unitaire (DA)	900
	Prix Total (DA)	17 540 100

5.7.5. Devis quantitatif des regards :

Nous avons deux types de regards à projeter :

- Regards visitables
- Regards non visitables

Dans notre étude, nous avons en moyenne approximative, le nombre total de regards à projeter sont repartis comme suit :

- 2/3 non visitable
- 1/3 visitable

Tableau 5.5: Devis quantitatif et estimatif des regards

Regards	Nombre	Prix Unitaire (DA)	Prix Total (DA)
Regards visitable	126	53 000	6 678 000
Regards non visitable	252	38 000	9 576 000
TOTAL	378		16 254 000

5.7.6. Devis quantitatif des déversoirs d'orages :**Tableau 5.6:** Devis quantitatif et estimative des déversoirs d'orages :

Nombre	Prix au Forfait (DA)
03 Déversoirs d'orages	270 000

5.7.7. Devis quantitatif des Bassins Décanteurs:**Tableau 5.7:** Devis quantitatif et estimative des bassins décanteurs :

Nombre	Prix au Forfait (DA)
03 Bassins décanteurs	750 000

5.8. Conclusion :

Pour avoir le cout global du projet de réalisation des canalisations d'assainissement avec l'ensemble des ouvrages annexes nécessaires, il suffit de faire la somme de l'ensemble des Totaux trouvés tout en ajoutant d'autres éventuels poste comme l'installation du chantier.

Chapitre 6

Aperçu sur l'élaboration du planning de réalisation du projet par MS- Project

Chapitre 6 : Aperçu sur l'élaboration du planning de réalisation du projet par MS-Project

6.1 Introduction

La planification d'un projet est l'activité qui consiste à déterminer les tâches du projet avec l'estimation de leurs charges et la détermination des profils nécessaires à leur réalisation.

La planification est une organisation des tâches pour aboutir à la réalisation d'objectifs dans un domaine précis en utilisant des moyens nécessaires ; pendant une durée et avec des étapes bien précises. Ce principe sera appliqué pour notre projet d'assainissement de la localité de Slatna (w) BBA.

Aperçu théorique sur la planification des projets :

6.2.1 Matrice de planification du projet :

La matrice de cadre logique est une feuille de travail qui résume le schéma de conception du projet. Dans la matrice, le projet sera décrit par les éléments clés qui définissent son contexte (objectifs, résultats, activités, données de départ, facteurs extérieurs et critères de mesure du succès).

- Phase d'analyse ;
- Phase de planification ;
- Phase de mise en œuvre ;
- Phase d'achèvement/évaluation.

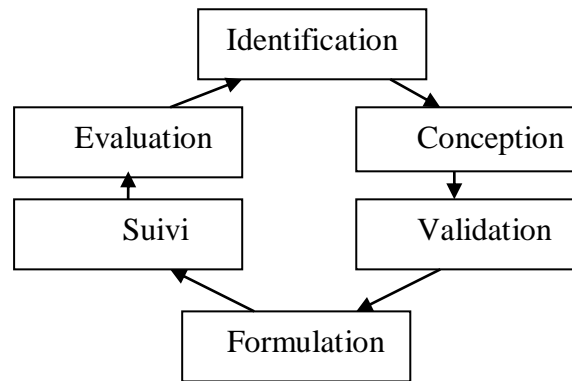
6.2.2 Cycle d'un projet et sa gestion: [2]

La gestion du cycle de projet est universelle dans sa conception quelque soit soient l'échelle et la nature du projet. Le cycle d'un projet peut être structuré en 07 étapes :

- a. Identification
- b. Conception
- c. Validation
- d. Formulation

- e. Mise en œuvre
- f. Suivi
- g. Evaluation

Les étapes du cycle de gestion de projet sont récapitulées selon l'organigramme suivant :



6.2.3 l'organisation des tâches et détermination de leurs durées:

L'organigramme des tâches ainsi appelé « structure de découpage du projet » est une décomposition hiérarchique des tâches à réaliser au sein d'un projet pour aboutir à des livrables spécifiques.

L'estimation de la durée des tâches ne se fait que lorsque les tâches ont été analysées. Cette opération a un impact important sur la qualité du planning final et doit être conduite dans le respect de principes rigoureux.

La durée d'une tâche peut être exprimée, en jours, en semaines ou en mois ou toute autre unité adaptée à la maille de l'analyse logique.

6.2.4 Identification et affectation des ressources humaines, matérielles et techniques d'un projet:

Dans tout projet, sa durée dépend de la façon dont nous affectons les ressources humaines et matérielles pour chaque tâche. En effet, si une personne de l'équipe est mobilisée à plein temps ou non sur une des tâches, cela va forcément influencer la durée de cette tâche. Il est donc primordial d'optimiser la planification des ressources humaines et matérielles en suivant les étapes suivantes:

- a) L'affectation des ressources à une tâche ;
- b) La consolidation de la ressource ;

- c) La définition de la disponibilité de la ressource ;
- d) L'étalement des ressources.

6.2.5 Affectation des couts:

Un budget est un document qui transforme les plans en argent ; qu'il faudra dépenser pour que les activités que vous avez planifiées puissent être réalisées (dépenses) et l'argent qu'il faudra obtenir pour couvrir les frais engendrés par la réalisation des activités (revenus). Afin de développer un budget, puis une estimation prudente est utile pour l'aide à développer un budget précis et l'aide dans le suivi et le contrôle du cout réel des activités. Les couts estimés sont repartis selon les catégories suivantes :

- Les frais d'exploitation
- Les frais d'organisation
- Les frais du personnel
- Dépenses d'infrastructures

6.2.6 Identification des résultats et des risques du projet

L'identification de l'analyse des résultats du projet peut être orale ou écrite, mais dans tous les cas, elle portera sur le suivant :

- l'analyse de l'environnement : tout projet se déroule dans un environnement qui peut être complexe (culturel et social.....) ;
- l'analyse des parties prenantes : les personnes et les organisations activement impliquées dans le projet. elles peuvent aussi influencer les objectifs et les résultats du projet.

Pour identifier les risques de projet ; des études préalables permettent d'évaluer les risques liés au projet. La démarche d'identification des risques s'inscrit dans une volonté d'anticipation pour réagir au plus tôt. Cette démarche passe par l'identification des facteurs de risque associés à chaque tâche et de leur classification en fonction de leur criticité.

Les différents types de risque peuvent être identifiés selon la liste suivante :

- Humains (absence, décès d'une ressource importante sur le projet ;

- Coûts cachés (découverte du coût au cours du projet qui gèrent l'enveloppe budgétaire dédié au projet).
- Retard dans les approvisionnements en matériaux indispensables au projet (risque de changement de la durée totale du projet).
- Manque de communication et de coordination, indication des développements informatiques aux besoins exprimés.

Les risques doivent être classés par ordre d'importance. Il faut déterminer les conséquences potentielles liées à ces risques en termes d'impact financier, d'impact de délai ou d'impact sur la qualité. Un plan de secours peut être appliqué et établi lors de l'étude et lorsque les risques majeurs ont été identifiés.

6.3 Processus de planification par MS Project [2]

6.3.1 Introduction :

Un projet passe par ses étapes classiques (étude, contrôle, réalisation). La phase de réalisation nécessite plus d'efficacité vu que nous aurons à gérer plus de paramètres que les autres phases.

Autrement dit, en plus des tâches du projet, nous aurons à gérer les moyens matériels et humains. C'est pour cela, l'utilisation de logiciel ou programme de planification est très bénéfique.

6.3.2 Définition du MS-Project :

Microsoft Project (ou MS Project) est un logiciel de gestion de projets édité par Microsoft. Il permet aux chefs de projet et aux planificateurs de planifier et piloter les projets, de gérer les ressources et le budget, ainsi que d'analyser et communiquer les données des projets.

Utilisé aujourd'hui par plus des millions de chefs de projet, Microsoft Project est un logiciel de gestion de projet très utilisé.

6.3.3 Planification et pilotage des projets :

Microsoft Project permet la planification des projets, c'est-à-dire la création d'un plan. Il permet la création de tâches et de jalons, leur hiérarchisation, et de définir

des liens entre les tâches. Une estimation de la durée et de la charge (ou travail) nécessaire à la réalisation de chaque tâche qui peut ensuite être réalisée.

Des modèles peuvent être créés afin de proposer des plans types aux utilisateurs (par exemple, si les projets nécessitent de suivre une méthodologie ou un processus précis.

Microsoft Project propose différentes représentations graphiques du projet : diagramme de Gantt, réseau des tâches...

Les possibilités de pilotage des projets sont nombreuses : définition de la planification initiale (c'est-à-dire l'enregistrement d'une photographie de référence du plan de projet), saisie de l'avancement des tâches et planification.

Le chef de projet peut mettre à jour l'avancement du projet par:

- la saisie d'un pourcentage d'avancement (délai ou charge) ;
- la mise à jour de la durée réelle et de la durée restante ;
- la mise à jour du travail réel (réalisé) et du travail restant.

6.3.4 Les étapes de planification d'un projet par MS-PROJECT :

La planification d'un projet se fait par des étapes dans l'ordre est à respecter à savoir :

- Dresser la liste des tâches.
- Déterminer la relation entre les tâches (série, parallèle).
- Estimer le coût et la durée des tâches.
- Construire le réseau du projet (en indique les durées des tâches en intégrant les marges libres).
- Tracer le diagramme de Gantt.
- Affecter les ressources humaines et matérielles des tâches.

6.3.5 Gestion des ressources :

Microsoft Project permet la gestion des ressources de chaque projet, c'est-à-dire la création de l'équipe projet puis l'affectation des ressources définies.

Il est possible de créer différents types de ressources :

- Ressources « travail », à qui l'on peut attribuer des charges de travail : individus, mais aussi des machines-outils par exemple.
- Ressources « matérielles », correspondant à des matériaux (ressources consommables avec des unités) : béton (m³), câble (km)...
- Ressources « coût » (apparue depuis la version 2007 de Microsoft Project), pour pouvoir associer aux tâches du projet des postes de dépense : frais de déplacement, achat de prestation au forfait...
- Les ressources, en particulier celles de type travail, peuvent être typées comme génériques, elles correspondent alors à des profils de compétences.

Lorsque les ressources ont été affectées, Microsoft Project rend possible l'analyse des plans de charge des ressources affectées, via par exemple l'affichage d'un graphe des ressources. Une fonctionnalité, l'audit des ressources, peut être utilisée pour résoudre les problèmes de sur utilisation des ressources détectés, en réorganisation les tâches du projet.

6.3.6 Gestion des coûts :

Chaque ressource peut avoir un coût : taux journalier pour une ressource de type travail, coût unitaire pour une ressource matérielle... Ainsi, en fonction des affectations des ressources réalisées sur les tâches du projet et de coûts fixes pouvant être définis pour chaque tâche, Microsoft Project calcule le coût du projet. Pour les individus, il est également possible de gérer les heures supplémentaires.

6.3.7 Analyse et communication des informations du projet :

Microsoft Project offre une palette de possibilités d'analyse des données du projet et propose de nombreux rapports. Il est même possible d'exporter les informations du projet dans Microsoft Excel pour analyser le travail et les coûts du projet en fonction de différents axes d'analyse (tâches, ressources, affectation, temps), via des tableaux, graphiques et diagrammes croisés dynamiques.

6.3.8 Diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt, couramment utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes

activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, tandis que la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois etc.). Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin. Ce diagramme permet donc de visualiser d'un seul coup d'œil :

- Les différentes tâches à envisager
- La date de début et la date de fin de chaque tâche
- La durée escomptée de chaque tâche
- Le chevauchement éventuel des tâches, et la durée de ce chevauchement
- La date de début et la date de fin du projet dans son ensemble.

6.3.9 Etapes simplifiées d'élaboration du diagramme de Gantt :

Pour tout projet, la planification par Gantt se fait par les étapes suivantes :

- Rédiger la liste des taches
- Relation entre les taches
- Estimation des couts et durées des taches
- Construction du réseau du projet
- Etablir le diagramme de Gantt
- L'étape finale est la répartition de ressources humaines et matérielles sous forme de tableau.

6.4 Conclusion :

La gestion de ressources humaines et matérielles d'un projet par un programme élaboré sur des bases scientifiques et de management nous a permet de bien maitriser les effectifs en assurant un rendement optimal et économiser la ressource matériel.

L'élaboration du planning pour la réalisation des taches du projet est très importante.

Enfin, la non maitrise parfaite du logiciel et temps qui est consommé par les autres chapitres de ce mémoire nous a empêché d'établir un diagramme de Gantt détaillé pour notre projet.

Conclusion générale

Conclusion générale

La conception et le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est basée sur le principe de proposer une solution la plus efficace pour l'évacuation rapide des eaux usées et pluviales de la zone d'étude vers les points de rejet tout en minimisant le cout de réalisation.

Le principe d'étude technico-économique est utilisé pour élaborer notre étude d'assainissement de la localité de Slatna appartenant à la wilaya de Bordj Bou Arreridj.

Le type du réseau utilisé est le système unitaire, cela pour deux principales raisons à savoir :

- Les points de rejets utilisés pour notre zone représentent des points de rejets naturels pour ce qui est des eaux pluviales (en utilisant les déversoirs d'orages) et des décanteurs pour ce qui est des eaux usées.
- Éviter l'encombrement des réseaux (si c'est un réseau séparatif) vu le terrain à pente élevée.

Le dimensionnement du réseau est fait par les débits des eaux pluviales pour la partie située avant les déversoirs qui sont calculés pour une période de retour de 10 ans vu qu'il s'agit d'une zone urbaine. Le débit des eaux usées est calculé en tenant compte de l'occupation du sol (habitations et établissements publics).

Il est important de signaler que notre zone d'étude est caractérisée par une forte pente ce qui contribué à avoir des vitesses relativement moyennes et fortes.

afin de faciliter l'accès au réseau lors des opérations de nettoyage. Le reste des regards sont de types non visitables.

Enfin, un projet d'assainissement pour être réalisé dans les délais en optimisant les ressources humaines et matériels nécessite l'élaboration d'un bon planning d'exécution. Un aperçu sur la méthodologie d'élaboration du diagramme de Gantt par MS-Project a été donné.

Bibliographie

Bibliographie

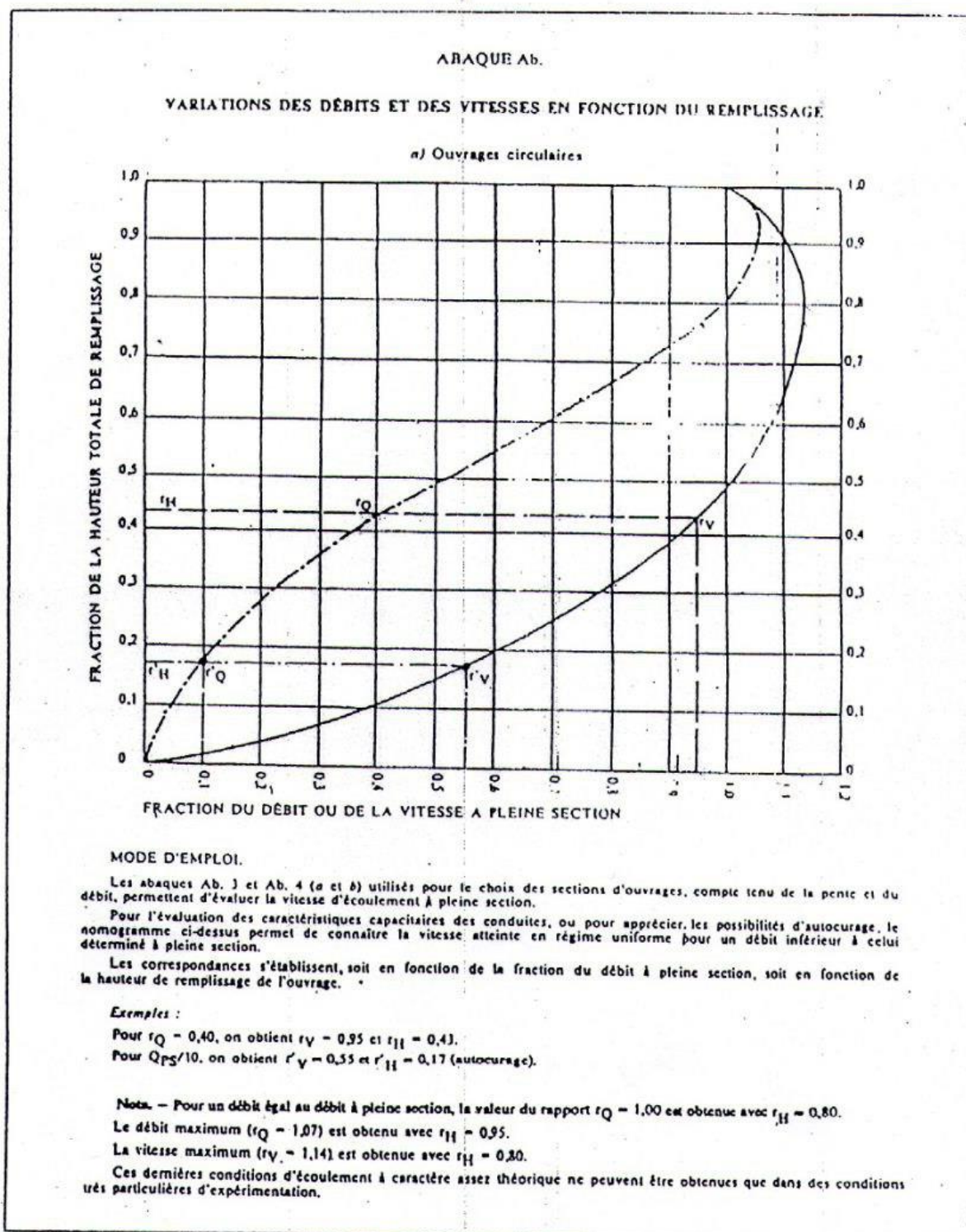
- [1] Cours d'assainissement, Dr SAHLI Y. Licence 3-S6 univ-m'sila - 2021/2022.
- [2] Cours de Management des Projets, Master 2- S3- 2023/2024.
- [3] Cours hydrologie du Pr. BENKADJA R. Université de M'sila.
- [4] Documents Techniques relatif à la zone d'étude, DRE et APC de Bordj Bou Arreridj.
- [5] Document technique relatif à zone de Slatna (Daira d'EL MHIR).
- [6] Données Hydrologique relative à la zone d'étude, l'antenne ANRH de Bordj Bou Arreridj.
- [7] Eléments d'hydrologie de Surface, J.P. Laborde Edition 2000.
- [8] Guide technique d'assainissement, Paris 1997.
- [9] Mémoire de fin d'étude, université de m'sila 2022. Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement avec présentation des recommandations pour son exploitation. Cas d'une localité à Sidi Ameer (w) M'sila.
- [10] Mémoire de fin d'étude, université de m'sila 2023. Etude du diagnostic d'un réseau d'assainissement. Cas des lotissements -Est de Mouilha Dans la Commune de Msila.
- [11] [Hydraulique Urbaine, Etude et Chantier \(hydrauliqueformation.blogspot.com\)](http://hydrauliqueurbaine.blogspot.com)
- [12] <https://www.godurable.fr/etapes-projet-assainissement/>
- [13] [http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Intensit%C3%A9-dur%C3%A9e-fr%C3%A9quence / _IDF_\(HU\)](http://wikhydro.developpement-durable.gouv.fr/index.php/Intensit%C3%A9-dur%C3%A9e-fr%C3%A9quence_-_IDF_(HU))

Annexes

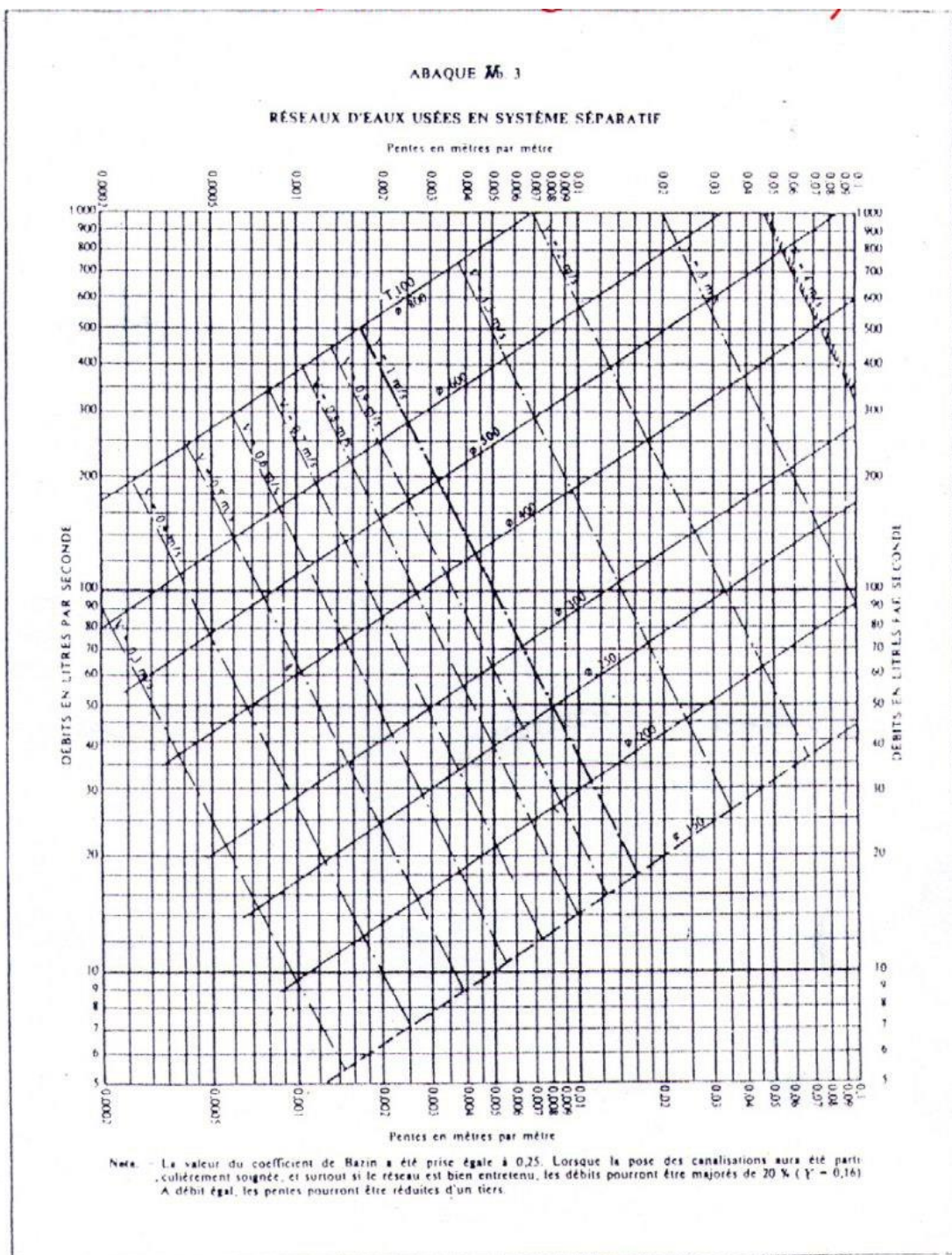
Annexes

Annexe 1 : Données Hydrologiques de La station Bordj Bou Arreridj

Année	Pluie maximale journalière	Année	Pluie maximale journalière
1982	33,10	1999	48,30
1983	27,00	2000	26,20
1984	23,70	2001	37,00
1985	52,40	2002	25,40
1986	56,60	2003	26,70
1987	27,00	2004	39,40
1988	21,70	2005	24,20
1989	27,30	2006	49,00
1990	38,60	2007	29,60
1991	32,90	2008	26,00
1992	30,80	2009	27,90
1993	30,00	2010	38,10
1994	110,90	2011	35,30
1995	32,40	2012	30,00
1996	52,90	2013	28,80
1997	21,40	2014	18,10
1998	29.20	/	/

Annexe 2 : Abaque de vérifications lors du dimensionnement avec Rationnelle (r_H - r_V - r_Q)

Annexe 3 : Abaque de choix des diamètres pour le cas de conduites des eaux usées



Abaque applicable aux canalisations circulaires pour l'évaluation des caractéristiques hydrauliques des eaux usées transportées.

Annexe 4: Plan d'assainissement des zones d'étude

