



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSANISSEMENT

THEME :

**Etude de conception du réseau d'assainissement de la zone de
SIDI OUARETH, commune d'AIN ROMANA
(W. BLIDA)**

Présenté par :

GUENFOUD Rima.

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
SALAH Boualam	Professeur	Président
KAHLERRAS Malika	M.C.B	Examineur
BENCHIHEB Nedjoua	M.C.B	Examineur
ZAIBAK Issam	M.A.A	Promoteur

Session Octobre 2023

Dédicaces.

Je dédie ce travail à :

- ✚ A mon cher papa « Chabane » et ma chère maman « Ghalia » pour leur amour, leurs sacrifices, la confiance qu'ils avaient en moi et pour leur soutien moral et matériel, c'est grâce à eux que je suis arrivée là, je vous aime trop.
- ✚ A mes deux sœurs chérie « Mélissa » et « Leticia » qui étaient toujours à mes cotés, surtout dans mes moments difficiles.
- ✚ A mon oncle « Tahar » et ma tante « Malika » qui m'ont toujours aidé.
- ✚ A la mémoire de mes grandes mères qui souhaitaient toujours nous voir toujours réussie.
- ✚ A ma meilleure amie « DITHA » et à toute sa famille.
- ✚ A mes cousins et cousines.
- ✚ A tous mes amis.

Rima.

Remerciements

-Tous d'abords je tiens à remercier mon promoteur Mr. ZAIBAK Issam d'avoir accepté de diriger ce travail, pour son soutiens, sa disponibilité, ses informations et pour le temps qu'il m'a donné.

-Je remercie Mr. HARFOUF ingénieur à l'ETH qui m'a donné le thème et ma fourni toutes les données nécessaire.

-Un vif remerciement a Mr. GROUNE qui m'a beaucoup aidé pour faire mon tracé après avoir rencontrer un problème avec le logiciel.

-Je remercie les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

ملخص

. تعاني منطقة سيدي وارث المتواجدة في بلدية عين الرمانة ولاية البليدة من عدم إحتوائها على شبكة الصرف الصحي. لذلك فإن الهدف من هذه الدراسة هو إنشاء شبكة صرف صحي متكاملة لتلبية حاجيات سكانها حيث قمنا بجمع كل المعطيات الضرورية من أجل القيام بهذه الدراسة. من خلال هذا تبين لنا من جهة أن المنطقة صعبة التضاريس كما تحتوي على إنحدارات كبيرة مما يجعل إيجاد الطريقة المناسبة لتمرير هذه الشبكة صعبا نوعا ما، و من جهة أخرى ، يوجد جزء من مياه هذه المنطقة يفرغ مباشرة في واد صغير، مما جعلنا نفكر في إنشاء نظام طبيعي لمعالجة هذه المياه. الكلمات المفتاحية: سيدي وارث- شبكة الصرف الصحي- تضاريس صعبة -نظام طبيعي

Résumé

Le village de Sidi Ouareth, situé dans la commune d'AIN ROMANA, wilaya de BLIDA, souffre de l'absence de réseau d'assainissement. Le but de cette étude est d'établir un réseau d'assainissement intégré pour répondre aux besoins de ses résidents.

Nous avons collecté toutes les données nécessaires pour mener cette étude. Nous avons constaté que la zone présente un terrain difficile, contenant de fortes pentes, ce qui rend quelque peu difficile de trouver le tracé adéquat de ce réseau. Il y a aussi une partie de cette zone dont l'eau est déversée directement dans un petit oued (Chabbat), provoquant une pollution environnementale. C'est ce qui nous a fait réfléchir à la création d'un système de lagunage dans cette zone.

Mots clefs : Sidi Ouareth- réseau d'assainissement- Terrain difficile- Lagunage

Abstract.

The village of Sidi Ouareth, located in the municipality of Ain El Remmana, Blida Province, suffers from not having a sewage network. The aim of this study is to establish an integrated sanitation network to meet the needs of its residents.

We collected all the necessary information to conduct this study. We found that the area has difficult terrain, containing large inclines and slopes, which makes finding the appropriate way to pass this network somewhat difficult. There is also a part of this area whose water is dumped directly into a small valley, causing environmental pollution. This is what made us think about creating a natural system for treating dirty water in this area.

Key words : Sidi Ouareth- Sewage network- Lagre inclines- Naturel system

Table des matières

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.....	13
I.1 Introduction :.....	13
I.2 Présentation de la commune de Ain Romana :	13
I.3 -Situation géographique de la zone d'étude (Dour Sidi Ouareth) :.....	14
I.4 Géomorphologie (topographie) :.....	14
I.5 Sismicité :	14
I.6 - Nature juridique :.....	15
I.7 -Situation climatique :.....	15
I.7.1 - Pluviométrie :	16
Tableau I-01 : Précipitations mensuelles	16
I.7.2 La température :	16
I.8 Alimentation en eau potable :	17
I.9 Description du réseau d'assainissement existant:.....	17
I.10 Conclusion :	18
Chapitre II : Etude hydrologique.....	19
II.1 -Introduction :.....	19
II.2 -Les averses :	19
II.3 - Choix de la période de retours :	19
II.4 -La série des données pluviométriques :.....	19
II.5 -Homogénéisation des données :	21
II.6 - Etude des précipitations maximales journalières :.....	22
II.6.1 - Calcul des caractéristiques empiriques de la série :.....	22
II.6.2 -Ajustement de la série :	23
II.6.3 -Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	28
II.7 Conclusion :	29
Chapitre III : Calcul des paramètres de base.....	30
III.1 -Introduction :	30
III.2 - Situation démographique :.....	30
III.3 - Equipement et établissement publics :.....	31
III.4 - Découpage de l'aire en surfaces élémentaires :.....	31
III.5 -Systèmes d'évacuation des eaux :	32
III.5.1 -Les différents systèmes d'assainissement :.....	32
III.5.2 -Le choix du système d'assainissement :.....	35
III.6 - Schéma d'évacuation des eaux usées :.....	36
III.6.1 -Les types des schémas d'assainissement :	36

III.6.2 - Choix du schéma d'évacuation :	38
III.7 -Le coefficient de ruissellement :	38
III.7.1 -Méthode de détermination du coefficient de ruissellement :	38
III.7.2 - Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin	39
(Selon l'état de surface) :	39
III.8 - Estimation de la population de chaque sous bassin :	41
III.9 -Conclusion :	44
Chapitre IV : Evaluation des débits.....	45
IV.1 - Introduction :	45
IV.2 - Origine et nature des eaux à évacuer dans un réseau d'assainissement:	45
IV.2.1 -Les eaux usées :	45
IV.2.2 -Les eaux pluviales :	46
IV.3 Estimation des débits d'eaux usées :	46
IV.3.1 -Estimation des débits usés domestique :	46
IV.3.2 - Estimation des débits usés des équipements publics :	48
IV.3.3 -Estimation des débits d'eau parasites :	48
IV.3.4 -Estimation des débits usés totaux à évacuer :	49
IV.4 - Estimation des débits pluviaux :	52
IV.4.1 - La méthode rationnelle :	52
IV.4.2 -Estimation des débits pluviaux :	53
IV.5 -Estimation des débits totaux :	54
IV.6 -Conclusion :	56
Chapitre V : Dimensionnement du réseau.....	57
V.1 -Introduction :	57
V.2 Les hypothèses de dimensionnement d'un réseau d'assainissement:	57
V.3 - Méthodologie de dimensionnement des canalisations :	57
V.3.1 -Base de Calcul :	57
V.3.2 Formule de MANNING-STRICKLER :	58
V.4 -Condition d'auto-curage :	60
V.5 -Normes d'écoulement et d'implantation	60
✓ Canalisation des eaux usées	60
✓ Canalisation des eaux pluviales ou unitaire	61
V.6 -Résultats du dimensionnement :	61
V.7 Conclusion :	61
Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.	62
VI.1 -Introduction :	62
VI.2 -Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement :	62
VI.2.1 -Les canalisations :	62

VI.2.2 Les critères du choix de la forme de la conduite :.....	62
VI.2.3 Les critères de choix de la conduite :.....	62
VI.2.4 -Type du matériau :	63
VI.2.5 -Les essais des conduites préfabriquées :.....	65
VI.2.6 -La pose de canalisation :	66
VI.3 -Les ouvrages annexes :.....	67
VI.3.1 -Les branchements :	67
VI.3.2 -Les bouches d'égout :.....	67
VI.3.3 -Les regards :.....	67
VI.4 -Le déversoir d'orage :.....	69
VI.4.1 -Introduction :.....	69
VI.4.2 -Dimensionnement d'un déversoir d'orage :	70
VI.5 -Conclusion :	72
Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.....	73
VII.1 -Introduction :.....	73
VII.2 -Les étapes de l'épuration des eaux usées :.....	73
VII.2.1 -Le prés-traitement :.....	73
VII.2.2 -Le traitement primaire :	74
VII.2.3 -Le traitement secondaire (biologique) :	74
VII.2.4 Le traitement tertiaire :	74
VII.3 Les procédés d'épuration biologiques:.....	74
VII.3.1 -Les procédés intensifs ou artificiels :.....	74
VII.3.2 -Les procédés extensifs ou naturels :.....	75
VII.4 -Le lagunage naturel :.....	75
VII.5 -Principe de traitement :.....	75
VII.6 -Dimensionnement de la lagune :	76
VII.6.1 : Dimensionnement des ouvrages de prétraitement.....	77
VII.6.2 - Dimensionnement de la lagune :	81
VII.7 -Conclusion :	84
Chapitre VIII : Organisation de chantier.....	85
VIII.1 -Introduction:.....	85
VIII.2 -Les étapes de réalisation du projet :	85
VIII.2.1 - Manutention et stockage des conduits :	85
VIII.2.2 -Décapage de la terre végétale :	86
VIII.2.3 - Exécution des tranchées et des fouilles de regards :.....	86
VIII.2.4 - Aménagements du lit de sable :.....	86
VIII.2.5 - Pose des canalisations :	86
VIII.2.6 -Assemblage des canalisations.....	87

VIII.2.7 -Essai d'étanchéité	87
VIII.2.8 -Réalisation des regards.....	88
VIII.2.9 Installation des branchements.....	89
VIII.2.10 -Remblayage et compactage :.....	89
VIII.3 -Détermination des différents volumes de travaux.....	90
VIII.3.1 - Volume de décapage de la couche végétale.....	90
VIII.3.2 Volume du déblai des tranchées.....	90
VIII.3.3 - Volume occupé par le lit de sable	91
VIII.3.4 : Volume occupée par les conduites :.....	91
VIII.3.5 -Volume de l'enrobage :	91
VIII.3.6 -Volume de remblai :	91
VIII.3.7 -Volume excédentaire	92
VIII.4 - Devis quantitatif et estimatif :	92
VIII.5 -Planification des travaux :	93
VIII.6 - Conclusion :.....	100

Liste des tableaux

- Tableau I-1 : Précipitations mensuelles.
- Tableau I-2 : Températures moyenne annuelle/ mensuelles.
- Tableau II-1 : La station pluviométrique de CHIFFA.
- Tableau II-2 : Précipitations maximales journalières.
- Tableau II-3 : Récapitulatif des caractéristiques empiriques de la série.
- Tableau II-4 : Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel.
- Tableau II-5 : Résultats de l'ajustement à la loi de Galton.
- Tableau II-6 : Résultats de l'ajustement à la loi de GEV.
- Tableau II-7 : Résultats du test de Khi2.
- Tableau III-1 : Estimation de la population future.
- Tableau III-2 : Effectifs des équipements publics.
- Tableau III-3 : Comparaison entre le système unitaire et le système séparatif.
- Tableau III-4 : Estimation du coefficient de ruissellement en fonction de la densité d'habitation.
- Tableau III-5 : Estimation du coefficient de ruissellement en fonction du type de la surface.
- Tableau III-6 : Estimation du coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.
- Tableau IV-1 : Estimation des débits usés domestiques.
- Tableau IV-2 : Estimation des débits usés des équipements publics.
- Tableau IV-3 : Estimation des débits d'eaux parasites.
- Tableau IV-4 : Estimation des débits usés totaux.
- Tableau IV-5 : Estimation des débits pluviaux.
- Tableau IV-6 : Estimation des débits totaux.
- Tableau IV-7 : Estimation des débits de dimensionnement.
- Tableau V-1 : Résultats de dimensionnement du réseau. (Annexe).
- Tableau VI-2 : Résultats du dimensionnement du déversoir.
- Tableau VII-1 : Calculs des charges polluantes.
- Tableau VIII-1 : Calculs des volumes des travaux. (Annexes).
- Tableau VIII-2 : Devis estimatif et quantitatif.
- Tableau VIII-3 : Symboles des opérations et leurs durées.
- Tableau VIII-4 : La succession des opérations.
- Tableau VIII-5 : Calcul des délais.

Liste des figures

- Figure I-1 : Limites géographiques de la commune de Ain Romana.
- Figure I-2 : Situation de la zone d'étude Sidi Ouareth (Vue aérienne).
- Figure I-3 : Carte de l'aléa sismique (Algérie).
- Figure I-4 : Fosses sceptiques.
- Figure I-5 : Débordement des fosses sceptiques.
- Figure I-6 : Camion citerne pour vidanger les fosses sceptiques.
- Figure I-7 : Rejet dans un cours d'eau naturel.
- Figure I-8 : Rejet existant Colmaté.
- Figure II-1 : Carte des stations pluviométriques.
- Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel.
- Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi de Galton.
- Figure II-4 : Ajustement graphique à la loi de GEV.
- Figure III-1 : Représentation graphique de l'évolution de la population.
- Figure III-2 : Réseau unitaire.
- Figure III-3 : Réseau séparatif.
- Figure III-4 : Réseau pseudo-séparatif.
- Figure III-5 : Fosse sceptique.
- Figure III-6 : Schéma perpendiculaire.
- Figure III-7 : Schéma latéral.
- Figure III-8 : Schéma radial.
- Figure III-9 : Schéma par zones étagées.
- Figure VI-1 : Coupe d'un tuyau en PVC.
- Figure VI-2 : Bague d'étanchéité.
- Figure VI-3 : Fabrication d'un tuyau en béton armé par centrifugation.
- Figure VI-4 : Joint type Rocla.
- Figure VI-5 : Joint Torique.
- Figure VI-6 : Joint à ½ emboîtement.
- Figure VI-7 : Joint à collet.
- Figure VI-8 : Joint en plastique.
- Figure VI-9 : Exemple d'un branchement.
- Figure VI-10 : Schéma d'un regard préfabriqué.
- Figure VI-11 : Mode de fonctionnement d'un déversoir.
- Figure VI-12 : Schéma d'un déversoir avec un bassin de décantation.
- Figure VII-1 : Coupe des bassins d'une lagune.
- Figure VIII-1 : Réalisation de la tranchée.
- Figure VIII-2 : Pose des canalisations.
- Figure VIII-3 : Assemblage des canalisations par bague d'étanchéité.
- Figure VIII-4 : Schéma des éléments constitutifs d'un regard préfabriqué.
- Figure VIII-5 : Garniture d'étanchéité entre les éléments préfabriqués.
- Figure VIII-6 : remblaiement des canalisations.
- Figure VIII-7 : Schéma à nœuds.
- Figure VIII-8 : Diagramme de Gantt.

Liste des planches

- Planche N°01 : Plan de masse de la zone de SIDI Ouareth.
- Planche N °02 : Découpage des sous bassins et tracé du réseau projeté.
- Planche N°03 : Profils en long des collecteurs des sous bassin 17 et 23-1.
- Planche N°04 : Ouvrages annexes.

Introduction Générale

L'assainissement est un ensemble de pratiques et d'infrastructures visant à gérer de manière sûre et efficace les eaux usées, les eaux pluviales et les déchets liquides. Les principaux objectifs de l'assainissement sont de préserver la santé publique, de protéger l'environnement et de garantir une gestion durable de l'eau.

Pour atteindre ces objectifs, une étude détaillée doit être menée pour conceptualiser un réseau d'évacuation rigoureux qui applique les dernières normes de conception, au niveau approprié des procédés d'épuration qui dépend de la nature, de la densité et de la taille de la zone en question. La conception d'un tel système d'assainissement nécessite plusieurs étapes de collecte, de présentation et de manipulation des données pour pouvoir estimer les différents paramètres qui jouent un rôle majeur dans ce processus. Ces étapes incluent. Premièrement, la présentation de la zone d'étude et ses différentes caractéristiques .Deuxièmement, l'élaboration d'une étude hydrologique pour estimer l'intensité de précipitation dans le village. Troisièmement, l'estimation de la population et du coefficient de ruissellement dans des sous-bassins pré-dessinée. Après, l'utilisation de ces paramètres pour calculer le débit d'eaux usées et pluviale à évacuer. Ensuite, le dimensionnement des différents éléments du réseau d'assainissement et enfin l'organisation d'un projet de réalisation.

Notre zone d'étude est la zone de Sidi Ouarteh situé dans la commune de Ain Romana Wilaya de Blida, C'est une zone rurale qui n'avait jamais eu de réseau d'assainissement auparavant, les habitants utilisent des fosses septiques artisanales traditionnelles afin de stocker leurs eaux usées, et il y a ceux qui font leurs rejets directement dans le milieu naturel, de plus aucun système de collecte des eaux pluviales n'est mis en place pour lutter contre les risques des inondations. Alors évidemment, la nécessité d'un système d'assainissement se pose, mais comment allons-nous aborder le processus de conception compte tenu des données dont nous disposons sur la zone d'étude ?

Ce sera l'objectif des prochains chapitres de ce mémoire, qui est de concevoir un système d'assainissement adapté à la nature, la taille et les exigences de ce village. Au niveau autorisé par les dernières normes de conception.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude.

I.1 Introduction :

Avant chaque projet d'assainissement, il est indispensable de bien connaître la zone d'étude. Cette dernière doit être bien définie par plusieurs facteurs ; topographie, géomorphologie, climat, caractéristiques hydrauliques... Ces facteurs jouent un rôle primordial dans chaque étude d'un projet d'assainissement.

I.2 Présentation de la commune de Ain Romana :

Ain Romana est l'une des communes de la Wilaya de Blida. Elle est située à environ 15Km à l'ouest de la ville de Blida, à 58Km au sud ouest d'Alger et à environ 28km à l'ouest de Médéa. Ain Romana s'étend sur environ 101.38 Km² avec un nombre d'habitants de 12529 habitants (recensement 2008), elle est caractérisée par un climat méditerranéen avec un été chaud. Classification de Koppen : Csa).

Elle est limitée par :

- Mozaia au nord
- Ain Defla au sud
- Chiffa à l'est
- El Affroune à l'ouest.



Figure I- 01 -Limites géographique de la commune de Ain Romana

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

1.3 -Situation géographique de la zone d'étude (Dour Sidi Ouareth) :

La zone d'étude (SIDI OUARETH et voisinant) est située à l'Ouest du chef-lieu de la commune de AIN ROMANA à environ 1,2 km.

Elle est limitée par :

- Au Nord par Rayhane
- Au Sud, La commune de Ain Romana (Chef lieu) ;
- À l'Ouest par Bordj El Amir AEK
- À l'est par la zone d'activité de AIN ROMANA ;



La commune d'Ain Romana dont fait partie l'agglomération de Sidi Ouareth, se situe dans la partie Sud Ouest de la wilaya de Blida. La particularité d'Ain Romana est que près de 75% de son étendue spatiale est localisée sur le piémont de l'Atlas Blidéen qui est en contact direct avec la Mitidja Occidentale.

Sidi Ouareth est une agglomération caractérisée par la prédominance de reliefs chahutés, avec une topographie accidentée.

1.5 Sismicité :

Le nord de notre pays fait partie des rides montagneuses du globe terrestre qui sont soumises à des séismes répétés et dévastateurs. C'est surtout l'Atlas Tellien qui est sujet au mouvement.

Ainsi, la contrainte principale pour tout développement d'une région est relative à la question sismique.

La zone d'étude est considérée comme étant de moyenne sismicité et classée en zone II de la

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

carte de l'aléa régional.

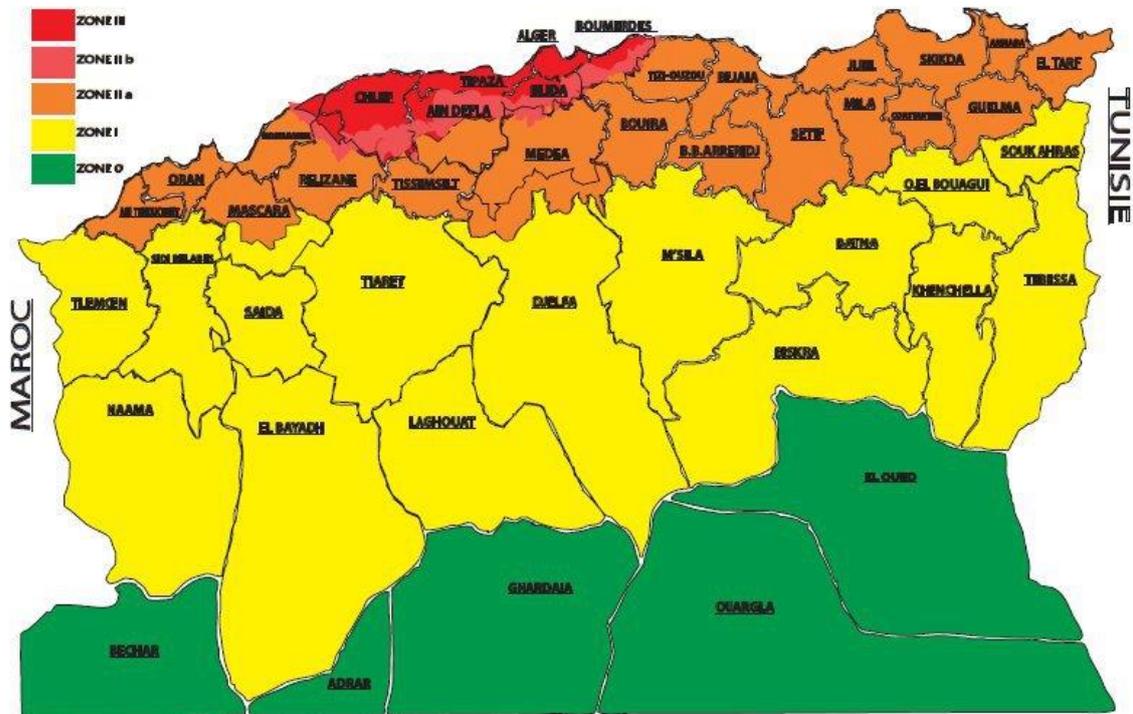


Fig.3.1. carte de zonage sismique de l'Algérie
Figure I- 03- Carte de l'aléa sismique (Algérie)

I.6 - Nature juridique :

L'aire d'étude est caractérisée par une prédominance des terrains privés.

I.7 -Situation climatique :

Le type de climat est variable mais nous pouvons lui attribuer l'étage bioclimatique subhumide chaud à froid et ceci néanmoins la zone de montagne présente deux grandes expositions principales : Sud Ouest semble être plus humide et moins érodé. Ce dernier reçoit la fraîcheur venant du Nord et se trouve abrité de l'ensoleillement intense.

La région d'Ain Romana a un climat continental caractérisé par toute sa rigueur, ce qui peut paraître aberrant. Le relief est un facteur déterminant des conditions climatiques, ceci s'explique par l'interaction entre l'altitude, le couvert végétal et les précipitations.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.7.1 - Pluviométrie :

Tableau I-01 : Précipitations mensuelles

	Mois	Se p	Oc t	No v	De c	Jan	Fe v	Mar s	Av r	ma i	Jui n	Juille t	Aou t
Statio n lac de Mozai a	Précipitatio n (mm)	32	81	155	143	142	82	109	77	75	30	2	5
	Nombre de jours de pluie	5	8	12	10	9	9	12	9	8	4	1	1
Statio n de Mozai a	Précipitatio n (mm)	26	56	89	95	89	61	79	42	48	21	2	4
	Nombre de jours de pluie	2	5	8	10	10	8	10	5	5	3	2	1

(Année 2019)

- Remarques :

- Une pluviosité permanente et irrégulière sur toute l'année
- Une diminution des écarts entre les deux stations en mois de Juin jusqu'au mois de septembre
- Un maximum de pluviosité durant les deux dernier mois de l'année (Novembre et Décembre)

Les précipitations sont plus fréquentes en hivers et plus rares en été. Au niveau de la moyenne montagne (Ain Romana), les tranches pluviométriques supérieures à 800 mm dominant, concernant presque les deux tiers (63.69%) de la surface totale de cette zone.

I.7.2 La température :

La diminution des températures en fonction de l'altitude est valable aussi bien pour les moyennes que pour les maxima et les minima et cela durant toute l'année

Tableau I-02 : Température moyenne mensuelles/ annuelles

Moi T°	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Moyenne annuelle
Maxi	6.5	7.6	9	11.4	16.8	21.8	28.8	28.3	23.7	17.2	10.4	7.7	15.7
Mini	1	1.1	2.2	4.8	8.2	12.6	17	17.5	13.8	8.8	4.3	1.7	7.8

(Année 2019)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Les températures moyennes maximales : elles varient entre 28.8° (juillet) et 6.5° (janvier). Ces températures moyennes dépassent souvent les 20° de juin à septembre.

Les températures moyennes minimales : elles varient entre 1° (Janvier) et 17.5° en Aout. Ces températures ne baissent jamais en dessous de 1° même en hiver.

1.8 Alimentation en eau potable :

Notre zone d'étude est alimentée par un réservoir d'eau de 500 m³, avec une dotation journalière de 170l/h/j.

1.9 Description du réseau d'assainissement existant:

Le réseau d'assainissement de la zone d'étude est réalisé par les habitants d'une manière qui ne répond pas aux normes techniques ce qui a influé sur l'étanchéité du réseau. A travers nos sorties d'investigation on a enregistré des rejets qui se font directement sur le milieu naturel (à l'intérieur de l'enceinte de la zone en question) et d'autres rejets qui se font sur des fosses septiques individuelles réalisées par les habitants.



Figure I -4 : Fosses septicques (source : BET ETH)



Figure I-5 : Débordement des fosses septicques provoquant un ruissellement des eaux usées (Source : BET ETH)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude



Figure I-6 : Camion citerne pour vidanger une fosse sceptique. (Source : BET ETH)



Figure I-7 : Rejet dans un cours d'eau naturel (Source : BET ETH)



Figure I-8 : Rejet existant colmaté (Source : BET ETH)

I.10 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté notre zone d'étude en citant ses différentes caractéristiques afin d'avoir une idée sur l'approche à choisir pour la conception de notre réseau d'assainissement.

Nous avons conclu que :

- ✓ Le village est une zone rurale avec des habitations dispersées.
- ✓ Le village contient un réseau d'assainissement autonome (fosses sceptiques) qui doit être éradiqué.
- ✓ Le réseau doit avoir trois points de rejet différent à cause de la topographie de la zone d'étude.
- ✓ Absence de pistes et de route dans certains endroits ce qui nous oblige de passer par des propriétés privées.

Chapitre II : Etude hydrologique

II.1 -Introduction :

L'hydrologie est une discipline issue des sciences naturelles qui s'appuie sur le cycle de l'eau et ses propriétés. L'hydrologie est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et à pour but général de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement ou sur celui de l'exploitation des systèmes.

En assainissement, le réseau évacue non seulement les eaux usées mais aussi les eaux pluviales, c'est pourquoi il est nécessaire de faire une estimation des débits d'eaux pluviales à évacuer dans le réseau pour ne pas avoir un problème de sous dimensionnement du réseau.

II.2 -Les averses :

On entend par averse une période de forte pluie ininterrompue. L'averse est caractérisée par son intensité, c'est-à-dire par la quantité de pluie tombée en un temps. S'il tombe sur un bassin une pluie d'une hauteur H , elle provoque un ruissellement différent selon qu'elle tombe en 6h ou en 15min. L'intensité de pluie varie à chaque instant au cours d'une même averse.

II.3 - Choix de la période de retours :

La période de retour (temps de retour), est la durée moyenne au cours de laquelle, statistiquement, un événement d'une même intensité se reproduit. Par exemple une pluie d'une période de retour de 10ans est une pluie qui se produit une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons en général pour une période de retour de 10 ans.

Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

II.4 -La série des données pluviométriques :

L'étude des précipitations maximales est basée sur la collecte de données réalisée dans une station pluviométrique située dans un site proche de la zone d'étude, On suppose que la pluie tombant dans cette station soit représentative de celle tombant autour de la station selon un rayon appelée zone d'influence du pluviomètre.

Chapitre II : Etude hydrologique

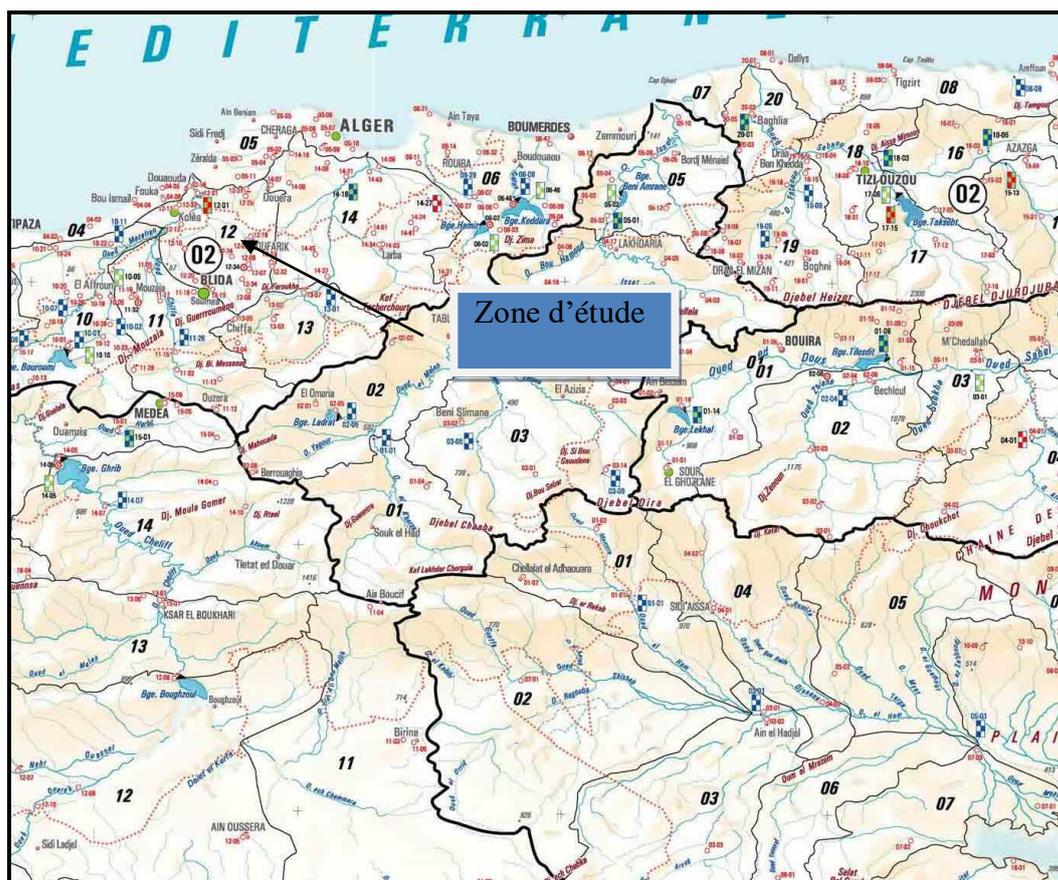


Figure II-1 : carte des stations pluviométriques

On a pris comme référence la station pluviométrique de CHIFFA qui est située à environ 10 Km au nord de la zone d'étude, Les données de cette station sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau II-1 : La station pluviométrique de CHIFFA

Nom	Code	Période d'observation	Exposant climatique
CHIFFA	021117	1978-2007	0.37

La Série pluviométrique fournie par la station contient les pluies maximales mensuelles et annuelles, sur une période de 29 ans, depuis 1978 jusqu'à 2007, cette série est présentée dans le tableau suivant :

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-2: précipitations maximales journalières

Année	Sept	Oct	Nov	Dec	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Aout	P _{max,j}
1978	9	28,7	42,6	8	20,4	41,7	82,5	13,7	14,5	3,2	0,8	0	82.5
1979	29,9	18,2	21,2	51,8	84	18,5	56,8	37,3	21,7	1,6	0,6	0	84
1980	2,9	9	23	52,8	25,8	22,7	27,6	18	15	1	0	16	52.8
1981	0,5	16,7	2,5	17,5	41,5	22,9	19,7	8,3	13	18	0	0	41.5
1982	16,2	33,7	70	27,9	0,6	20,8	11,7	3,1	0	0	12	0	70
1983	0	5,2	15,5	45,8	55,6	34,6	21,5	33	8,6	0	0	0	55.6
1984	29,4	84,4	16,8	40,3	17,7	21,6	50,9	15,9	35,5	0	0	0	84.4
1985	24,7	14,8	105	31,2	22,7	24,8	37,5	11,9	2,3	31,8	4,2	0	104.9
1986	26,9	57,1	27	99,3	27	31,5	6,2	0	2,5	8,1	1,7	0	99.3
1987	10,8	23,2	49,1	12,1	15,7	12	20,5	9,1	24,7	2,4	0	0	49.1
1988	28,8	4,6	10	43	12,2	1,7	32,9	18,7	16,7	12	0	6,9	43
1989	9,5	11	17,9	21,5	16	0	16,5	11,5	37,9	1,5	26,5	0	37.9
1990	2	15,5	27,2	38,4	20,6	24	30,3	6,7	16,7	3,4	0	2,2	38.4
1991	23,4	32,7	20,2	8,2	70,7	10,7	24	25,7	31,1	16,5	4,2	0	70.7
1992	6,6	37	33,2	19,8	19	31,7	6,7	8,8	39,4	0	0	4,3	39.4
1993	23,8	36,5	19,5	8,2	76,5	14,4	0	25,5	4,6	0	0	0	76.5
1994	42,5	60,6	21,3	20,2	41,8	16,5	39,2	5,7	0	8,1	0	21,7	60.6
1995	20,8	40	53,5	24,6	30	29,2	24	77	7,3	5,4	2	0,5	77
1996	25	41,5	4,5	20	13,9	24	10,6	19,7	8,4	1	0	31	41.5
1997	20	41,9	55,7	25	11	27,5	15,5	17	54	0,7	0	0	55.7
1998	18	11	26	24,6	38,5	42,5	34	4	0	1,2	0	1	42.5
1999	5,5	2,5	25,2	34	8	6,5	6	16,5	36,2	0	0	0	36.2
2000	6,5	27,7	51,5	18,2	38,5	17	0	69,6	4,5	0	0	0	69.6
2001	17	24	37	29	13	8,5	16,5	10,5	11	0	3,2	8,5	37
2002	22	24,5	35,5	24,2	28	55	7,2	27	15	0	0	0	55
2003	14,5	8	31,5	26,5	43	19	15,5	20,2	50	2	3	1,5	50
2004	2,2	26	47,2	27	28,5	31,2	17	15,6	1,6	0	0	0	47.2
2005	30,3	30,3	19,3	20,5	24,5	26	10,6	4,8	33	0	0	0	33
2006	17,5	8	29,5	34	5,1	0	0	19,5	8,6	0	2,5	0	34
2007	27,4	34,8	70	20	8	8	16,5	12	22,5	2,5	0	0	70

II.5 -Homogénéisation des données :

Pour vérifier que la série est propre et ne contient aucune erreur artificielle et si elle est homogène ou non, nous avons appliqué le test de la médiane comme ceci :

1. Trier La série par ordre croissant.
2. Affecter un rang **m** à chaque valeur.
3. Déterminer la valeur de la médiane **M**, tel que :
 - a. Si N est impair, on prend la $(\frac{N+1}{2})^{ieme}$ valeur.

Chapitre II : Etude hydrologique

Si N est pair, on prend la moyenne entre la $(\frac{N}{2})^{ieme}$ valeur et $(\frac{N}{2} + 1)^{ieme}$ valeur.

Pour la série non trier affecter un signe (+) si $x_i \geq M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

Calculons N_s et T_s tel que :

N_s est le nombre total des séries (+) ou (-).

T_s est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96\sqrt{N + 1})$$

$$T_s < 3.3(\log_{10}(N) + 1)$$

Dans notre étude nous avons utilisé une série des pluies maximales journalières, donc notre série est homogène donc nous n'avons pas besoin de lui faire un test d'homogénéité.

II.6 - Etude des précipitations maximales journalières :

Le calcul des valeurs extrêmes ou quantile nécessite un ajustement à une loi de probabilité, après avoir calculé non seulement la fréquence expérimentale mais aussi les caractéristiques empiriques les plus importants (moyenne arithmétique, écart type, coefficient de variation). Il faut choisir une loi de probabilité susceptible de s'ajuster d'une manière adéquate à la série hydrologique.

Cette pratique revient donc à ajuster une loi théorique de répartition des fréquences à l'échantillon.

II.6.1 - Calcul des caractéristiques empiriques de la série :

Tableau II-3: Récapitulatif des caractéristiques empiriques de la série :

Caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des P_{jmax} (mm)	$\sum_{i=1}^N Xi$	1739.3
La moyenne des $P_{jmax(mm)}$ \overline{Pjmax}	$\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Xi$	57.97
L'écart-type σ	$\sqrt{\frac{1}{N} * (\sum_{i=1}^N (Pj, max - \overline{Pj, max})^2)}$	20.12
Le coefficient de variation Cv	$\frac{\sigma X}{\overline{Pjmax}}$	0.35

II.6.2 -Ajustement de la série :

Comme il existe plusieurs méthodes d'ajustement des séries pluviométriques, l'efficacité d'une méthode d'estimation dépend de la loi de probabilité, de la taille de l'échantillon et de certaines caractéristiques de l'échantillon. Le choix d'une méthode est donc un exercice difficile à effectuer.

Dans notre étude nous avons opté pour les trois lois suivantes :

- 1) La loi de Gumbel
- 2) La loi de Galton (log normale)
- 3) La loi de GEV

Les étapes de l'ajustement sont les suivantes :

- ✓ Classer la série des $P_{\max,j}$ par ordre croissant.
- ✓ Calculer la fréquence expérimentale $F(x)$ (au non dépassement).
- ✓ Calculer les caractéristiques empiriques de la série.
- ✓ Ajuster la série graphiquement.
- ✓ Déterminer les quantiles et leurs intervalles de confiance.
- ✓ Calculer les averses et les intensités de courte durée.

II.6.2.1 -Ajustement à la loi de Gumbel :

- ✓ La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

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

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x - x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))]$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$) ; x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).
- α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».
- ✓ L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0$$

- ✓ Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = 15.456 \quad ; \quad x_0 = 48.29 \text{ mm}$$

- ✓ Résultats de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Chapitre II : Etude hydrologique

Tableau II-4 : Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel :

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X _T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	119	11.6	96.6-142
50.0	0.9800	109	10.1	88.8-128
20.0	0.9500	94.2	8.10	78.3-110
10.0	0.9000	83.1	6.60	70.1-96.0
5.0	0.8000	71.5	5.12	61.4-81.5

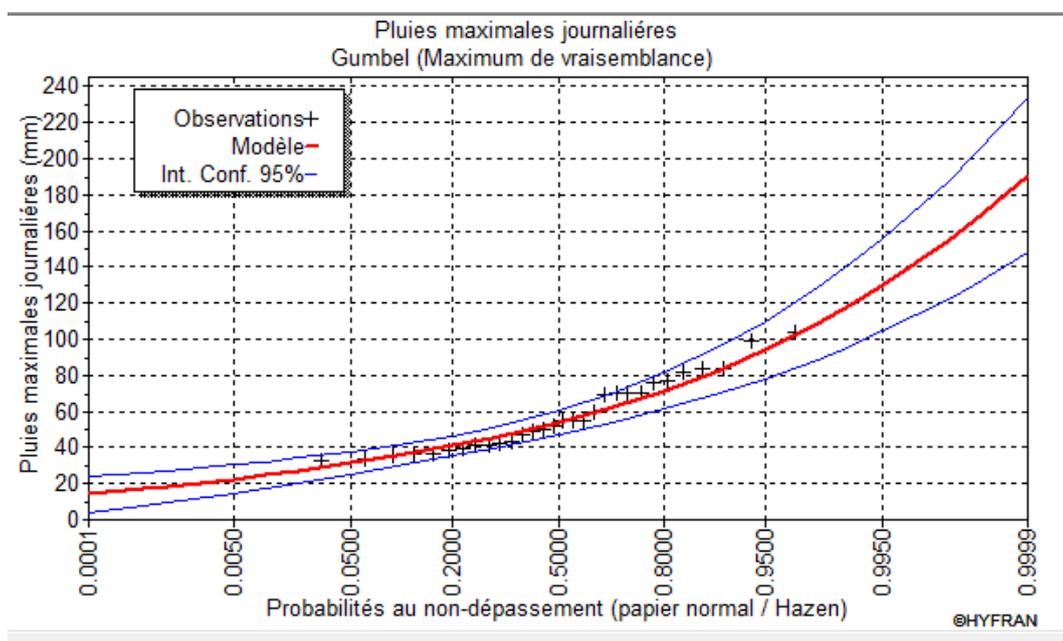


Figure II-2 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

II.6.2.2 -Ajustement à la loi de GALTON : (Log Normale)

✓ La fonction de répartition de la loi Log-normale :

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

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}}$$

Avec :

Chapitre II : Etude hydrologique

- x : variable étudiée ($P_{\max, j}$).
- $\overline{\ln(x)}$: La moyenne des logarithmes de la variable x
- $\sigma_{\ln(x)}$: L'écart-type des logarithmes de la variable x .
- ✓ L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)}$$

- ✓ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.338 \quad ; \quad u = 3.99$$

Tableau II-5 : Résultat de l'ajustement à la loi de Galton

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique X_T (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	120	14.4	91.4-148
50.0	0.9800	109	12.0	85.6-133
20.0	0.9500	95.0	9.09	77.2-113
10.0	0.9000	84.0	7.06	70.2-97.9
5.0	0.8000	72.4	5.23	62.2-82.7

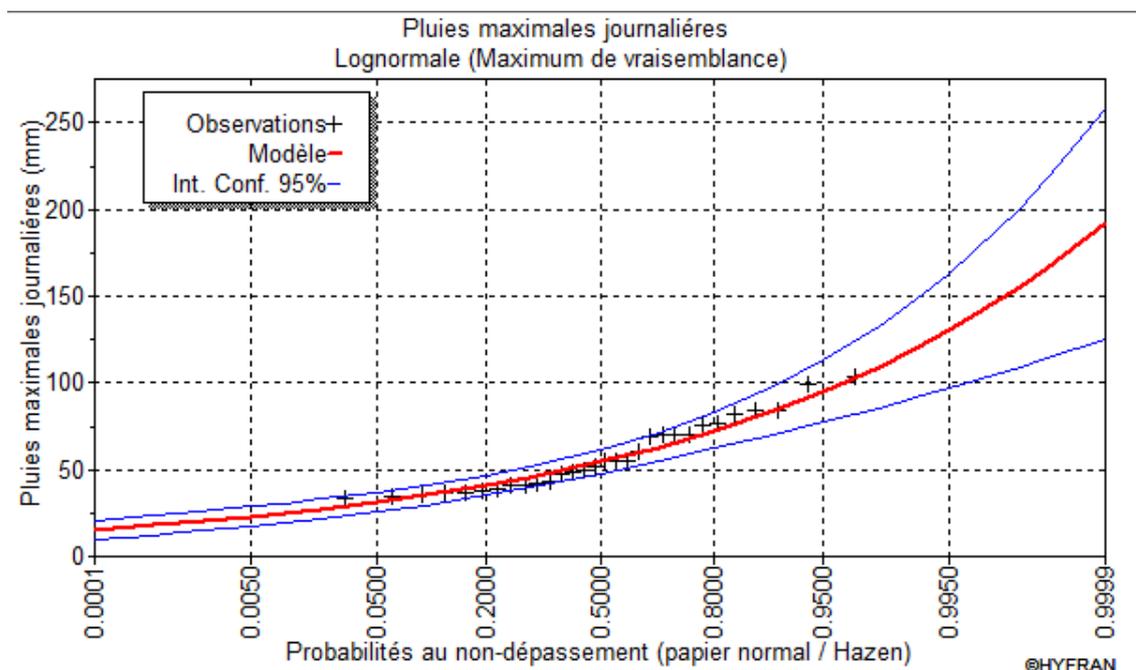


Figure II-3 : Ajustement graphique à la loi de Galton

Chapitre II : Etude hydrologique

II.6.2.3 -Ajustement à la loi de GEV:

- ✓ La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

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

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln\left[1 - \frac{k}{\alpha}(x - u)\right]$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).
- u : paramètre de position
- : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).
- : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.
- ✓ L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k}(1 - e^{-ky})$$

- ✓ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\mathbf{u = 46.557 \text{ mm} ; \alpha = 13.2006 ; k = -0.2549}$$

- ✓ Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

Tableau II-6 :Résultat de l'ajustement à la loi de GEV :

Période de retour T (ans)	Fréquence au non dépassement q	Valeur théorique XT (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	162	51.7	N/D
50.0	0.9800	135	33.9	N/D
20.0	0.9500	105	18.3	69.4-141
10.0	0.9000	86.7	10.9	65.3-108
5.0	0.8000	70.7	6.42	58.1-83.3

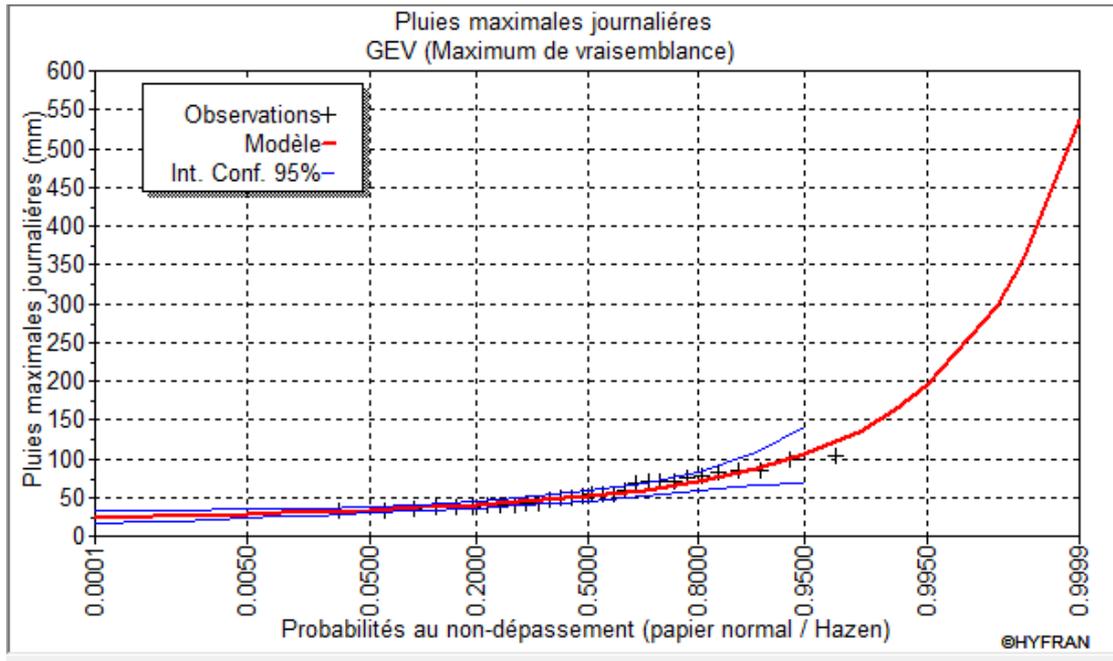


Figure II-4 : Ajustement à la loi de GEV

II.6.2.4 - Choix de la loi d'ajustement :

Après avoir fait l'ajustement statistique pour de notre série, nous devons choisir la loi la plus adéquate avec cette dernière. Pour cela nous allons effectuer plusieurs tests d'adéquation.

✓ Test de Khi deux χ^2

Tableau II-7 : Résultats du test de Khi2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres (m)	Degré de liberté	$\chi^2_{calculé}$	$\chi^2_{théorique}$	P (χ^2)	Condition
Gumbel	2	4	4.53	9.49	0.3386	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$ →Condition vérifiée
Galton	2	4	4.53	9.49	0.3386	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$ →Condition vérifiée
GEV	2	3	4.53	7.81	0.2093	$\chi^2_{calculé} < \chi^2_{théorique}$ →Condition vérifiée

○ Interprétation des résultats :

- D'après le tableau au-dessus, la condition de test χ^2 est vérifiée pour toutes les lois. Donc, Toutes les lois sont adéquates.

✓ Test visuel :

Le test graphique est une interprétation visuelle, on compare les différentes lois d'ajustement avec le nuage des points de la série pluviométrique pour déduire le meilleur alignement.

Après avoir fait la comparaison entre les trois graphes obtenus à l'aide de logiciel HYFRAN, nous avons remarqué que le meilleur alignement du nuage des points est dans l'ajustement à la GEV.

II.6.3 -Calcul des pluies et des intensités de courte durée

II.6.3.1 *Pluie de courte durée :*

La détermination des pluies de courte durée se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

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

Avec :

- $P_{t,p\%}$: Pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{max,j}$: Pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h)
- b : exposant climatique ; selon l'ANRH de Blida, $b = 0.37$ pour la région d'étude.

II.6.3.2 -*Intensité de la courte durée :*

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « $p\%$ », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \left(\frac{mm}{h}\right)$$

En assainissement nous prenons une durée de 15 min (0.25h) pour une période de retour de 10 ans, donc :

$$P_{t,p\%} = 86.7 \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.37}$$

$$P_{0.25(p\%)} = 16.01 \text{ mm}$$

$$i_{t,p\%} = \frac{16.01}{0.25} \left(\frac{mm}{h}\right)$$

Chapitre II : Etude hydrologique

$$I_{0.25, (P\%)} = 64.04 \text{ mm/h}$$

La valeur de l'intensité pluviale est donc :

$$I = \frac{64.04 * 10000}{3600}$$

$$I = 177.88 \text{ l/s/ha}$$

II.7 Conclusion :

L'étude hydrologique nous a permis de calculer l'intensité pluviale dans notre région qui est un paramètre essentiel dans l'estimation des débits pluviaux pour le dimensionnement de notre réseau.

Après les ajustements, nous avons choisi de travailler avec la loi GEV car elle est la plus adéquate à notre série. A la fin nous avons trouvé une intensité pluviale de 177.88 l/s/ha.

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

III.1 -Introduction :

La détermination de certains paramètres est nécessaire dans chaque étude de conception d'un réseau d'assainissement. Ces paramètres se résument en ce qui suit :

- ✓ Le découpage de la surface totale en surfaces élémentaire pour faciliter l'estimation du coefficient de ruissellement.
- ✓ L'estimation du nombre d'habitants de chaque sous bassin.
- ✓ Le choix du système et du schéma du réseau d'évacuation des eaux selon plusieurs critères (la topographie, l'emplacement du rejet par rapport à l'agglomération)

III.2 - Situation démographique :

En hydraulique urbaine, les projets sont conçus pour couvrir les besoins des habitants pour une longue durée (en général 30 ans pour les réseaux d'assainissement). C'est pourquoi nous devons estimer les nombre d'habitants pour un horizon futur en utilisant la loi suivante :

$$P_n = P_0 (1+T)^n$$

Tel que :

P_n : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude (2053 dans notre cas)

P_0 : Le nombre d'habitants de l'année de référence.

T : Taux d'accroissement.

n : le nombre d'années séparant l'année de référence de l'horizon d'étude.

✓ Calcul du nombre d'habitants en 2023 :

$$P_n = P_0 (1+T)^n$$

P_n : Le nombre d'habitants à l'horizon d'étude (2053 dans notre cas)

$P_0 = 1320$ hab (2019)

T = 1.4

n : 4

$$P_{2023} = 1320 (1+1.4\%)^4$$

$$\mathbf{P_{2023} = 1396 \text{ habitants}}$$

✓ Estimation du nombre d'habitants pour des horizons futurs :

Tableau III-1 : Estimation de la population future

Horizon	2023 (actuel)	2033	2043	2053
T%	1.4	1.4	1.4	1.4
N	/	10	20	30
P_n	1396	1605	1844	2118

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

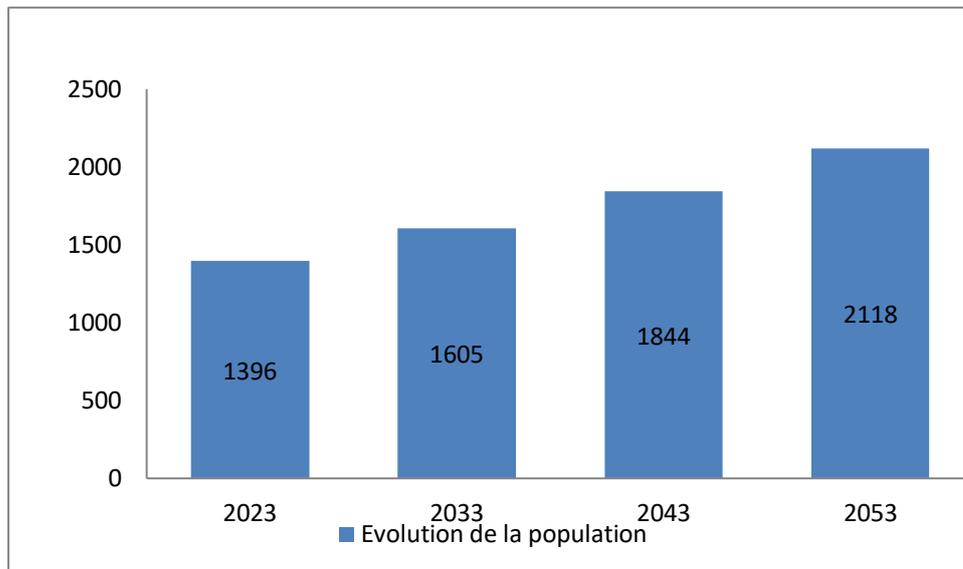


Figure III-1 : Représentation graphique de l'évolution de la population.

III.3 - Equipement et établissement publics :

Notre zone d'étude s'agit d'un petit douar, donc elle ne dispose pas d'un nombre important d'équipements publics.

Les équipements publics sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-2 : Effectifs des équipements publics.

Equipements	Effectifs
Ecole primaire	350
Mosquée	250
Laboratoire d'analyse projeté	50

III.4 - Découpage de l'aire en surfaces élémentaires :

Effectivement, le principe de découpage du site en sous-bassins versants élémentaires repose sur l'assimilation des sous-bassins naturels, de manière à ce que toute l'eau qui tombe à la

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

surface de ces bassins soit évacuée par le collecteur qui lui est associé. Pour réaliser cela, il est nécessaire de prendre en considération les éléments suivants :

- ✓ Les courbes de niveau : Elles permettent de déterminer la direction de l'écoulement gravitaire de l'eau. En suivant le sens de ces courbes, on peut délimiter les limites des sous-bassins versants.
- ✓ La nature du sol et sa perméabilité : La composition et les caractéristiques du sol jouent un rôle important dans l'écoulement de l'eau. Les sols imperméables peuvent entraîner une accumulation d'eau et nécessitent donc une conception appropriée des bassins versants.
- ✓ La densité des habitations : La répartition des habitations et des zones urbanisées doit être prise en compte, car elles influencent la quantité d'eau de ruissellement générée. Une densité élevée peut nécessiter une conception spécifique pour évacuer efficacement l'eau.
- ✓ Les limites naturelles : Les éléments naturels tels que les talwegs, les oueds ou les lignes de crête peuvent servir de limites naturelles pour délimiter les sous-bassins versants.
- ✓ Les routes et les voiries : Les routes et les voiries peuvent être utilisées pour déterminer les tracés des collecteurs d'eau. Ils peuvent servir de référence pour la projection des collecteurs et la conception des réseaux de drainage.
- ✓ La projection d'un seul tronçon de collecteurs par bassin versant : Chaque sous-bassin versant doit être équipé d'un collecteur spécifique pour évacuer l'eau de manière efficace. Ainsi, on veille à ce qu'un seul débit soit acheminé par chaque collecteur.
- ✓ La conception des bassins versants uniquement dans les zones résidentielles : Les bassins de rétention ou de stockage sont généralement conçus dans les zones résidentielles pour recueillir et évacuer l'eau de ruissellement. Cela permet de minimiser les risques d'inondation dans les zones non habitées.
- ✓ En prenant en compte tous ces éléments, il est possible de découper le site en sous-bassins versants élémentaires de manière à assurer une gestion adéquate des eaux de ruissellement et à minimiser les risques d'inondation.

III.5 -Systèmes d'évacuation des eaux :

III.5.1 -Les différents systèmes d'assainissement :

Un réseau d'assainissement est conçu pour évacuer plusieurs types d'eaux :

- ✓ Les eaux usées domestiques.
- ✓ Les eaux de ruissellement (eaux pluviales+ eaux de lavage)
- ✓ Les eaux usées industrielles.
- ✓ Les eaux usées des services publics.
- ✓ Les eaux parasites.

Le mélange de tous ces eaux forme une eau de différentes caractéristiques, degré et qualité de pollution. Pour faire face à cette situation, plusieurs approches de projection d'un réseau d'évacuation des eaux usées peuvent être envisagées.

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

✓ Le système unitaire :

Dans le système unitaire, les eaux usées domestiques, les eaux pluviales, et parfois même certains effluents industriels ou eaux de refroidissement, sont collectées et évacuées par un seul réseau de canalisations. Ce réseau unique est généralement équipé de déversoirs pour permettre le rejet d'une partie des eaux en cas d'orage ou de fortes précipitations, afin d'éviter la surcharge du réseau.

Le système unitaire s'impose lorsqu'il n'y a plus de possibilités de concevoir économiquement un réseau séparatif et une maîtrise des branchements particuliers.

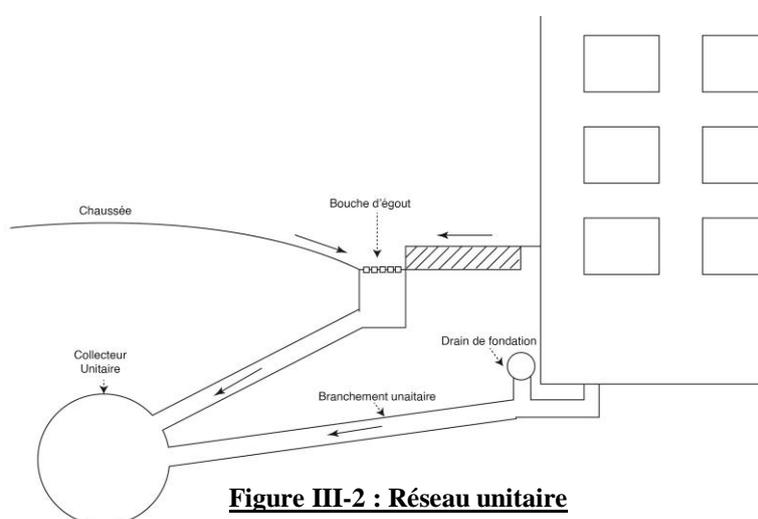


Figure III-2 : Réseau unitaire

✓ Le système séparatif :

Dans un système séparatif, les eaux domestiques d'origine ménagère, les eaux des équipements, les eaux de service public et certaines eaux industrielles sont évacuées par un collecteur spécifique dédié au réseau d'eaux usées. De l'autre côté, toutes les eaux pluviales sont évacuées par un autre collecteur dédié au réseau d'eaux pluviales.

Dans ce type de système, les tracés des collecteurs peuvent différer, et il est courant que le réseau d'eaux usées suive les routes existantes pour desservir les différentes entités. Comme les eaux usées sont générées principalement par les activités domestiques et les équipements, les sections de canalisation nécessaires ne sont généralement pas importantes, et les pentes requises ne sont pas très élevées.

En revanche, le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces qui génèrent le ruissellement des eaux de pluie. Les eaux pluviales sont généralement dirigées vers le cours d'eau le plus proche, qu'il soit naturel ou artificiel, par le biais de collecteurs spécifiques au réseau d'eaux pluviales. Ces collecteurs doivent être positionnés de manière à recueillir les eaux pluviales provenant des surfaces imperméables telles que les routes, les parkings, les toits, etc.

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

L'utilisation de collecteurs distincts pour les eaux usées et les eaux pluviales permet de gérer séparément ces deux types d'eaux, ce qui facilite le traitement des eaux usées avant leur rejet dans l'environnement et permet de minimiser les risques de pollution des eaux de surface

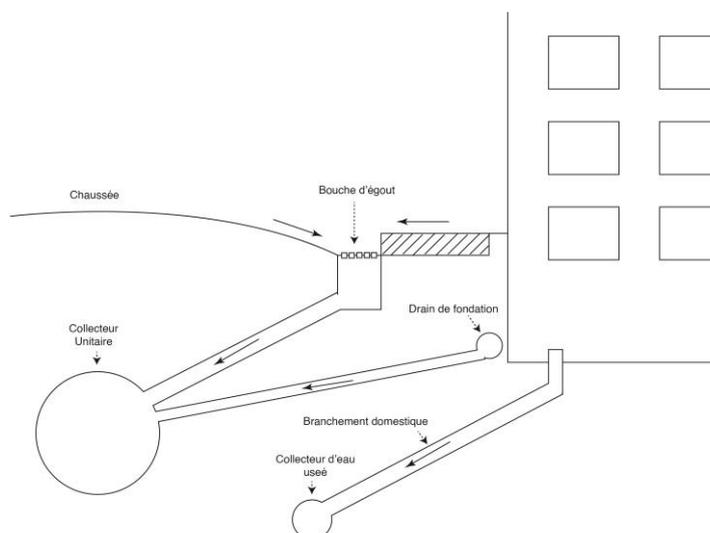


Figure III-3 : Réseau séparatif

- **Avantages et inconvénients :**

Tableau III-3 : Comparaison entre le système séparatif et unitaire.

Système unitaire		Système séparatif	
Avantages	Inconvénients	Avantages	Inconvénients
-Coût relativement faible. -Encombrement de sol réduit. -Pas de problème de faux branchements.	-Risque de pollution du milieu naturel. -Perturbation dans le fonctionnement de la STEP à cause des différents types d'eaux. -Entretien régulier du déversoir d'orage.	-Moins de pollution pour le milieu naturel. -Un dimensionnement économique de la STEP.	-Encombrement important du sous-sol. -Présence de problème de faux branchement. -Coût d'investissement élevé.

- ✓ **Système pseudo-séparatif :**

C'est un système presque séparatif, la seule différence réside dans la partie des eaux pluviales comme les eaux de drainage qui sont évacuées avec les eaux usées.

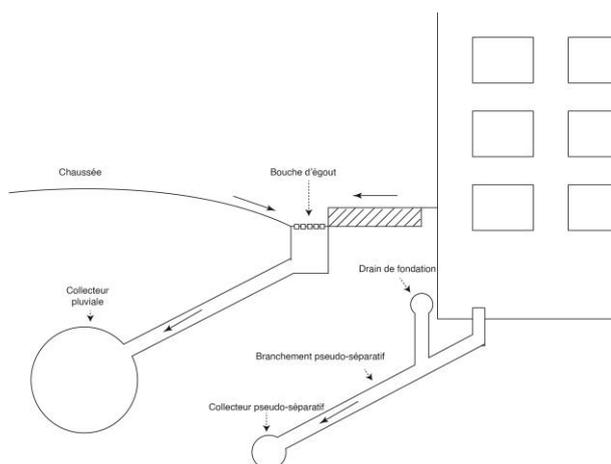


Figure III-4 : Réseau pseudo-séparatif.

✓ **Système mixte :**

C'est la projection des deux systèmes ; unitaire et séparatif, dans deux parties différentes de la même ville. On peut trouver cette approche à cause de relief et la position de milieu récepteur par rapport à la ville ou bien l'existence d'un réseau unitaire ancien.

✓ **L'assainissement autonome (fosses septiques) :**

La fosse septique est un système individuel non raccordé à un réseau collectif, ce système est utilisé dans les zones rurales où les habitations sont dispersées et leur raccordement à un réseau présente une difficulté.

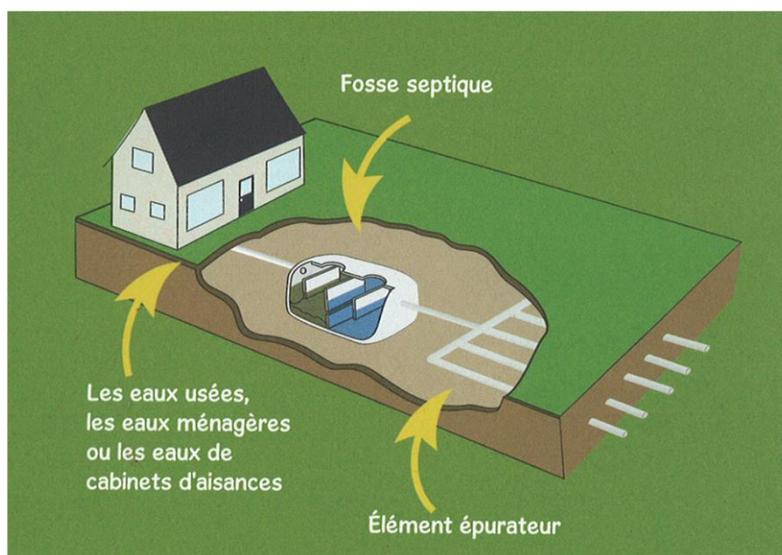


Figure III-5 : Fosse septique.

III.5.2 -Le choix du système d'assainissement :

Dans cette étude, d'après le plan de masse que nous possédons, nous remarquons que nous avons remarqué que les parties habitables et urbanisées de notre zone d'étude se trouvent

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

dispersées, et ne suivent pas la même pente, ce qui nous oblige à faire un réseau qui mène vers 3 exutoires différents, pour éviter de faire des relevages.

Notre zone d'étude est une zone rurale, contenant des endroits dont les routes (ou même des piste) n'existent pas donc d'une part nous n'avons pas suffisamment d'espace pour projeter un réseau séparatif, d'autre part, il y'a une grande partie de la zone qui n'est pas urbanisée ce qui diminue le ruissellement donc on n'aura pas un débit pluvial important donc projeter un réseau d'eau pluviale n'est pas très économique. Donc, finalement nous optons pour un réseau unitaire.

III.6 - Schéma d'évacuation des eaux usées :

III.6.1 -Les types des schémas d'assainissement :

Les réseaux d'assainissement sont conceptualisés généralement en considérant l'écoulement gravitaire comme priorité numéro une qui est fortement dépendant de relief, sauf dans des cas particulier, et pour satisfaire cette priorité, des schémas sont proposés comme suite :

✓ Schéma perpendiculaire

L'objectif de ce schéma sert à utiliser la cour d'eau qui traverse en milieu de la ville où bien à juste à côté, pour évacuer les débits pluviaux qui résultent forcément à plusieurs rejets, donc il permet un tracé très économique dans le cas de système séparatif et on peut fixer le problème des collecteurs des débits usés avec un intercepteur traversé le long de la cour d'eau.

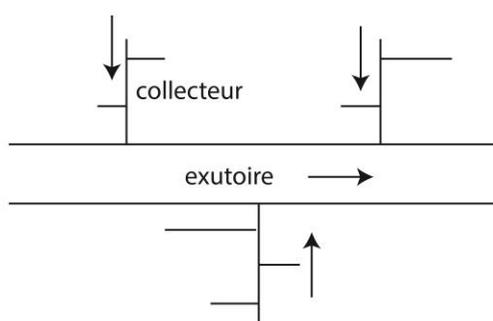


Figure III-6 : Schéma perpendiculaire

✓ Schéma par déplacement latéral :

C'est le cas où on a un réseau unitaire dans un schéma perpendiculaire, donc la projection d'un intercepteur est primordiale pour transporter les eaux usées vers une pointe pour l'épuration et les rejeter en aval de l'agglomération, une autre variante de ce schéma peut être projetée où les collecteurs sont obliques par rapport à la cour d'eau.

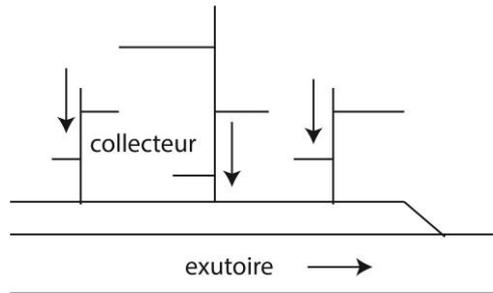


Figure III-7 : Schéma latéral.

✓ **schéma radial :**

Généralement ce schéma est utilisé pour les terrains plats tel que les effluents sont collectés vers un seul point par la suite un relevage s'impose.

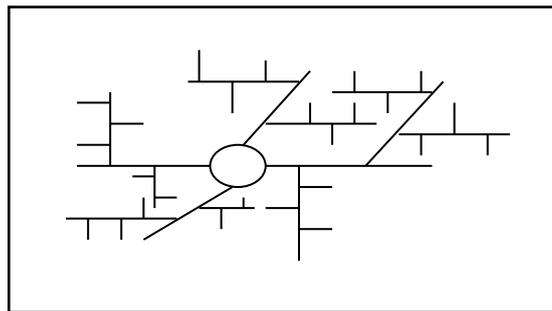


Figure III-8 : Schéma radial.

✓ **Schéma par zone étagé :**

Ce schéma est conçu pour les agglomérations étendues et des pentes assez faibles ou il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

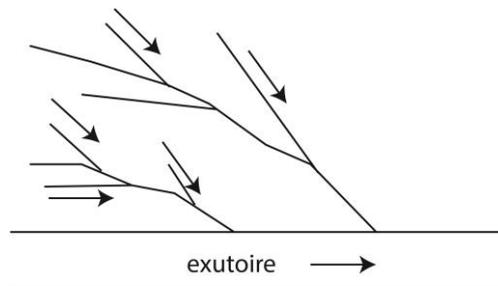


Figure III-9 : Schéma par zone étagée.

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

III.6.2 - Choix du schéma d'évacuation :

Le choix du schéma à adopter est influé par différents paramètres dans un ordre de priorité comme suite :

- Le relief et la pente du terrain.
- La position de rejet (milieu récepteur ou STEP) par rapport à l'agglomération.
- La disposition existante des habitations et les voiries.
- Les solutions économiques comme la réduction de linéaire et le nombre de collecteurs.

III.7 -Le coefficient de ruissellement :

III.7.1 -Méthode de détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle à la sortie d'un bassin sur le volume d'eau tombée sur le bassin considéré :

$$Cr = \frac{\text{volume d'eau ruisselé}}{\text{volume d'eau tombé}}$$

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

Sa valeur qui varie entre (0.05 à 1), dépend de plusieurs facteurs tel que :

- La nature de sol.
- La pente de terrain.
- La densité de population.
- L'humidité de la surface.
- La durée de la pluie.
- Le degré de saturation de sol.

Tableau III-4 : Estimation du coefficient de ruissellement en fonction de la densité d'habitation.

Catégorie d'urbanisation	Coefficient de ruissellement (Cr)
Habitation très denses	0.9
Habitation denses	0.60-0.70
Habitations moyennement denses	0.40-0.50
Quartiers résidentiels	0.20-0.30
Square-jardin-prairie	0.05-0.20

Tableau III-5 : Coefficient de ruissellement en fonction de type de surface

Surfaces	Coefficient de ruissellement (Cr)
-Pavage, chaussées revêtues, piste ciment	0.7 < C < 0.95
-Toitures et terrasses	0.75 < C < 0.95
-Sols imperméables avec végétation : Pente < 2%	0.13 < C < 0.18

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

Pente de 2% à 7%	0.18<C<0.22
Pente> 7%	0.25<C<0.2
- Sols perméables avec végétation :	
Pente <2%	0.05<C<0.1
Pente de 2% à 7%	0.1<C<0.15
Pente> 7%	0.15<C<0.2
Piste non revêtues	0.3<C<0.35

III.7.2 - Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

(Selon l'état de surface) :

Utilisant la méthode directe d'estimation des coefficients de ruissellement à l'aide de la nature de surface, et le découpage en sous Bassins élémentaires montré dans le plan de masse:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A}$$

Tel que :

C_{rp} : Coefficient de ruissellement dans le sous bassins

A_i : la surface de même nature dans le sous bassin.

C_{ri} : le coefficient de ruissellement attribuer a cette surface A_i

A : la surface total de ce sous bassin.

Dans notre cas nous avons des sous bassins qui contiennent des habitation, des routes et pistes et du terrain naturel.

Tableau III-6 : Estimation du coefficient de ruissellement de chaque sous bassin. (état actuel)

N°Sb	Surface (ha)	Nature du sol	% surface	Cri	Crp
01	4.6474	Route	10	0.9	0.32
		Toiture	11	0.75	
		T. naturel	79	0.2	
02	0.76	Piste	5	0.8	0.39
		Toiture	31	0.75	
		T. naturel	64	0.2	
03	0.11	Piste	12	0.8	0.39
		Toiture	23	0.75	
		T. naturel	65	0.2	
04	4.307	Piste	4	0.8	0.306
		Toiture	15	0.75	
		T. naturel	81	0.2	
05	2.304	Piste	1	0.8	0.29
		Toiture	15	0.75	

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

		T. naturel	84	0.2	
06	0.692	Piste	11	0.8	0.39
		Toiture	23	0.75	
		T. naturel	66	0.2	
07	0.984	Piste	5	0.8	0.48
		Toiture	47	0.75	
		T. naturel	48	0.2	
08	0.135	Piste	17	0.8	0.46
		Toiture	30	0.75	
		T. naturel	53	0.2	
09	0.524	Piste	8	0.8	0.38
		Toiture	24	0.75	
		T. naturel	68	0.2	
10	0.138	Piste	11	0.8	0.43
		Toiture	30	0.75	
		T. naturel	59	0.2	
11	0.186	Piste	10	0.8	0.43
		Toiture	31.5	0.75	
		T. naturel	58.5	0.2	
12	2.186	Route	10	0.9	0.46
		Piste	0.5	0.8	
		Toiture	29	0.75	
		T. naturel	60.5	0.2	
13	0.446	Piste	8	0.8	0.34
		Toiture	17	0.75	
		T. naturel	75	0.2	
14	0.516	Piste	2	0.8	0.34
		Toiture	25	0.75	
		T. naturel	73	0.2	
15	0.848	Route	22	0.9	0.41
		Toiture	11	0.75	
		T. naturel	67	0.2	
16	0.367	Toiture	20	0.75	0.31
		T. naturel	80	0.2	
17	4.847	Route	8	0.9	0.39
		Piste	0.5	0.8	
		Toiture	24	0.75	
		T. naturel	67.5	0.2	
18	1.017	Piste	10	0.8	0.4
		Toiture	26.5	0.75	
		T. naturel	63.5	0.2	

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

19	0.327	Piste	12	0.8	0.45
		Toiture	34	0.75	
		T. naturel	54	0.2	
20	0.165	Piste	10	0.8	0.52
		Toiture	48	0.75	
		T. naturel	42	0.2	
21	0.202	Piste	7	0.8	0.55
		Toiture	56.5	0.75	
		T. naturel	36.5	0.2	
22	1.118	Piste	13.5	0.8	0.46
		Toiture	34	0.75	
		T. naturel	52.5	0.2	
23	0.662	Route	36	0.9	0.56
		Piste	5.5	0.8	
		Toiture	14.5	0.75	
		T. naturel	14.5	0.2	
24	0.529	Route	39.5	0.9	0.65
		Piste	8.5	0.8	
		Toiture	23.5	0.75	
		T. naturel	28.5	0.2	

Remarque : -Piste en ciment
-Route en goudron

III.8 - Estimation de la population de chaque sous bassin :

Pour estimer le nombre d'habitant dans chaque sous bassin, On utilise la méthode qui exploite la dépendance entre le coefficient de ruissellement et la densité de population pour corriger les erreurs issu à cause de la dispersion des habitations.

On suit les étapes suivantes :

1-Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

2-Estimation du coefficient de ruissellement pondéré par la relation suivante :

$$C_{rp} = \frac{\sum C_{ri} * A_i}{\sum A_i} = 0.38$$

Tel que :

C_{rp} : le coefficient de ruissellement pondéré.

C_{ri} : coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.

A_i : surface de chaque sous bassin en ha.

$\sum A_i$: la surface totale des sous bassins = 27.99 ha.

Nous supposons que d'ici 2053 notre zone d'étude sera plus urbanisée, ce qui va faire augmenter la valeur des coefficients de ruissellement :

Les nouveaux coefficients de ruissellement sont présentés dans le tableau suivant :

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

Tableau III-7 : Tableau des coefficients de ruissellement

Sous bassin	Surface (ha)	Crpi	Crp
1	4,64	0,63	0,7
2	0,76	0,65	0,7
3	0,11	0,64	0,7
4	4,307	0,65	0,7
5	2,304	0,64	0,7
6	0,692	0,64	0,7
7	0,984	0,72	0,7
8	0,135	0,72	0,7
9	0,524	0,65	0,7
10	0,138	0,68	0,7
11	0,186	0,68	0,7
12	2,186	0,79	0,7
13	0,446	0,58	0,7
14	0,516	0,59	0,7
15	0,848	0,66	0,7
16	0,367	0,53	0,7
17	4,847	0,81	0,7
18	1,017	0,65	0,7
19	0,327	0,55	0,7
20	0,165	0,76	0,7
21	0,202	0,78	0,7
22	1,118	0,83	0,7
23	0,662	0,78	0,7
24	0,529	0,82	0,7

3- Estimation de la densité moyenne de population :

$$D_m = \frac{P_{tot}}{\sum A_i}$$

Tel que

P_{tot} : la population totale à l'horizon d'étude = 2118 hab.

$\sum A_i$: la surface totale des sous bassins = 27.99 ha.

4- Estimation de la densité partielle pour chaque sous bassin.

$$D_i = \frac{C_{ri} * P_{tot}}{C_{rp} * A} = \frac{C_{ri}}{C_{rp}} * D_m$$

Tel que :

D_m : La densité moyenne d'habitation

D_i : La densité partielle d'habitation.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

C_{rp} : Coefficient de ruissellement pondéré.

A_i : la surface de chaque sous bassin (ha).

A : la surface totale (ha) = 27.99 ha

P_{tot} : le nombre total d'habitant à l'horizon d'étude = 2118 habitants

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

Nous avons :

Ptot= 2118 habitants → Dm= 76 hab/ha

A=27.99 ha

5-Estimation du nombre d'habitants pour chaque sous bassin.

$$P_i = A_i \cdot D_i$$

Tel que :

P_i : population de chaque sous bassin.

A_i : la surface de chaque sous bassin (ha).

D_i : La densité partielle d'habitation.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III-8 : Estimation de la population de chaque sous bassin.

N° SB	Surface (Ha)	Cri	Crp	Dm	Di	Pi
01	4.64	0,63	0,7	76	69	318
02	0.76	0,65	0,7	76	71	54
03	0.11	0,64	0,7	76	70	8
04	4.307	0,65	0,7	76	71	304
05	2.3	0,64	0,7	76	70	161
06	0.69	0,64	0,7	76	70	49
07	0.98	0,72	0,7	76	79	77
08	0.13	0,72	0,7	76	79	11
09	0.52	0,65	0,7	76	71	37
10	0.14	0,68	0,7	76	74	11
11	0.18	0,68	0,7	76	74	14
12	2.18	0,79	0,7	76	86	188
13	0.44	0,58	0,7	76	63	29
14	0.51	0,59	0,7	76	65	34
15	0.84	0,66	0,7	76	72	61
16	0.36	0,53	0,7	76	58	22
17	4.84	0,81	0,7	76	88	427
18	1.01	0,65	0,7	76	71	72
19	0.33	0,55	0,7	76	60	20
20	0.17	0,76	0,7	76	83	14
21	0.2	0,78	0,7	76	85	18
22	1.11	0,83	0,7	76	91	101
23	0.66	0,78	0,7	76	85	57
24	0.52	0,82	0,7	76	90	318

Chapitre III : Calcul des paramètres de base.

Total	27.99		2135
--------------	--------------	--	-------------

III.9 -Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons estimé le coefficient de ruissellement et la population de chaque sous bassin afin de pouvoir estimer les débits usés et pluviaux pour entamer ensuite la partie du dimensionnement de notre réseau.

Chapitre IV : Evaluation des débits.

IV.1 - Introduction :

Le réseau d'assainissement projeté sert à collecter et évacuer les débits de différentes origines, donc on va présenter les méthodes pour estimer ces débits, et choisir les plus adéquats dans notre projet.

IV.2 - Origine et nature des eaux à évacuer dans un réseau d'assainissement:

IV.2.1 - Les eaux usées :

✓ Les eaux usées domestiques :

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

✓ Les eaux usées des services publics :

Ce sont les eaux de lavage provenant d'espaces et établissements publics, collectées par le collecteur d'eau pluviale ou par le collecteur unitaire, l'estimation de ces eaux prend compte la dotation en eau potable affectée à chaque type d'activité, la notion d'équivalent habitant est appelée pour homogénéiser tous ces eaux dans une unité de débit.

✓ Les eaux usées industrielles :

Sont classées dans les industrielles, tous les rejets correspondant à une utilisation de l'eau autre que domestique et résultant des autres activités industrielles, commerciales, artisanales, ou autres. Leurs caractéristiques sont précisées dans une convention spéciale, valant autorisation de déversement, lors du raccordement au réseau d'assainissement.

On peut estimer les débits rejetés selon :

- ✓ Le nombre des produits finis dans les industries de fabrication.
- ✓ Le nombre d'employés dans les industries de service et de transformation.
- ✓ Ce qui concerne la qualité des eaux rejetées dans le réseau, des normes peuvent être imposées pour ne pas risquer le bon fonctionnement du réseau et la station d'épuration.
- ✓ La température doit être inférieure à 35°C, pour ne pas accélérer les réactions chimiques naturellement présentes dans les collecteurs comme la production de H₂S.
- ✓ L'agressivité de l'effluent par rapport au matériau constructif des collecteurs, pour minimiser le risque de corrosion par les acides et bases, les substances toxiques et les métaux lourds qui perturbent le fonctionnement de la STEP.

Chapitre VI : Evaluation des débits

- ✓ Si les eaux usées dans une industrie ne respectent pas les normes de rejet, un prétraitement est conseillé avant le rejet.
- ✓ *Les eaux parasites*

C'est l'eau claire qui pénètre dans les collecteurs par les fissures et les joints mal réalisés à cause de l'infiltration d'eau de pluie lors d'une chute, et de la remontée de la nappe phréatique, la détermination des débits d'eau parasites est très difficile en raison de la nature du problème qui est une possible dégradation des collecteurs et de leurs joints, on peut donc estimer ce débit à un débit forfaitaire de 0,15 L/s/ha.

IV.2.2 -Les eaux pluviales :

Les eaux pluviales sont les eaux de précipitations ruisselées sur les surfaces de différentes natures le long de l'agglomération. Il faut collecter ces eaux par un réseau pluvial ou unitaire pour lutter contre les risques d'inondations.

Ces eaux dans les premières minutes de la chute sont chargées en matières organique, les huiles, les graisses et les sables due au balayage des surfaces.

IV.3 Estimation des débits d'eaux usées :

On estime les valeurs des débits usés en se référant à plusieurs critères tels que :

- Le débit consommé en eau potable.
- La nature de la zone d'étude.
- Le nombre d'habitants.
- La vocation de la zone.
- Le coefficient de rejet.

IV.3.1 -Estimation des débits usés domestique :

On admet que le débit d'eau rejetée est estimé à 80% du débit de l'alimentation en eau potable consommé. (Source DRE de Blida).

- ✓ **Débit moyen journalier rejeté :**

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

$$Qr.moy.j = \frac{Kr * D * Pi}{24 * 3600} \quad (l/s)$$

Tel que :

Qr.moy.j : Le débit moyen journalier rejeté.

Kr : Le coefficient de rejet (0.8).

D : la datation journalière qui est estimée à 170 l/hab/j (source : DRE de Blida).

Pi : la population de chaque sous bassin

Le terme (1/24*3600) est pour la conversion de L/j en L/s.

- ✓ **Le débit de pointe :**

Chapitre VI : Evaluation des débits

La variation de la consommation journalière d'eau potable exige l'estimation de débit d'eau usé de pointe. Ce dernier est calculé par la formule suivante :

$$Q_{p.rej} = K_p * Q_{r.moy.j}$$

Tel que :

$Q_{p.rej}$: le débit de pointe rejeté.

$Q_{r.moy.j}$: Le débit moyen journalier rejeté.

K_p : Le coefficient de pointe.

- $K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{r.moy.j}}}$ si $Q_{r.moy.j} \geq 2.8$ L/s
- $K_p = 3$ Si $Q_{r.moy.j} < 2.8$ L/s

Tableau IV-1 : Estimation des débits usés domestiques.

N° SB	Ni (hab)	Kr	Dot (l/j/hab)	Qr.moy (l/s)	Kp	Qp (l/s)	Qp (m³/s)
01	318	0.8	170	0,50055	3	1,50166	0,00150
02	54	0.8	170	0,085	3	0,255	0,00025
03	8	0.8	170	0,01259	3	0,03777	0.00003
04	304	0.8	170	0,47851	3	1,43555	0,00143
05	161	0.8	170	0,25342	3	0,76027	0,00076
06	49	0.8	170	0,07712	3	0,23138	0,00023
07	77	0.8	170	0,12120	3	0,36361	0,00036
08	11	0.8	170	0,01731	3	0,05194	0.00005
09	37	0.8	170	0,05824	3	0,17472	0,00017
10	11	0.8	170	0,01731	3	0,05194	0.00005
11	14	0.8	170	0,02203	3	0,06611	0.00006
12	188	0.8	170	0,29592	3	0,88777	0,00088
13	29	0.8	170	0,04564	3	0,13694	0,00013
14	34	0.8	170	0,05351	3	0,16055	0,00016
15	61	0.8	170	0,09601	3	0,28805	0,00028
16	22	0.8	170	0,03462	3	0,10388	0,00010
17	427	0.8	170	0,67212	3	2,01638	0,00201
18	72	0.8	170	0,11333	3	0,34	0,00034
19	20	0.8	170	0,03148	3	0,09444	0.00009
20	14	0.8	170	0,02203	3	0,06611	0.00006

Chapitre VI : Evaluation des débits

21	18	0.8	170	0,02833	3	0,085	0,00008
22	101	0.8	170	0,15898	3	0,47694	0,00047
23	57	0.8	170	0,08972	3	0,26916	0,00026
24	48	0.8	170	0,07555	3	0,22666	0,00022

IV.3.2 - Estimation des débits usés des équipements publics :

Les débits d'eau usée rejetées par les équipements publics sont calculés de la même méthode que les débits usés domestiques.

Les débits usés des équipements publics sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-2 : Estimation des débits usés des services publics

N° SB	Equipement	Effectifs	Unité	Qrej l/unité/j	Qr.m (l/s)	Kp	Qp (l/s)	Qp(m ³ /s)
01	Primaire	350	Elève	35	0,14178	3	0,42534	0,00042
01	Mosquée	250	Fidèle	15	0,04340	3	0,13020	0,00013
01	Laboratoire	35	Employé	50	0,02025	3	0,06076	0.00006
							Qtot.eqp	0,00061

IV.3.3 -Estimation des débits d'eau parasites :

Le débit d'eau parasite est estimé à 0.15l/s/ha (Salah.B.2014).

Les débits d'eau parasites sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV-3 : Estimation des débits d'eaux parasites.

N° SB	Surface (ha)	Q _{parasite} unitaire	Q _{parasite} total (l/s)	Q _{parasite} total (m ³ /s)
01	4.64	0.15	0,696	0,00069
02	0.76	0.15	0,114	0,00011
03	0.11	0.15	0,0165	0,00001

Chapitre VI : Evaluation des débits

04	4.307	0.15	0,64605	0,00064
05	2.3	0.15	0,345	0,00034
06	0.69	0.15	0,1035	0,00010
07	0.98	0.15	0,147	0,00014
08	0.13	0.15	0,0195	0,000019
09	0.52	0.15	0,078	0,000078
10	0.14	0.15	0,021	0,000021
11	0.18	0.15	0,027	0,000027
12	2.18	0.15	0,327	0,000327
13	0.44	0.15	0,066	0,000066
14	0.51	0.15	0,0765	0,000076
15	0.84	0.15	0,126	0,000126
16	0.36	0.15	0,054	0,000054
17	4.84	0.15	0,726	0,000726
18	1.01	0.15	0,1515	0,00015
19	0.33	0.15	0,0495	0,000049
20	0.17	0.15	0,0255	0,000025
21	0.2	0.15	0,03	0,00003
22	1.11	0.15	0,1665	0,00016
23	0.66	0.15	0,099	0,000099
24	0.52	0.15	0,078	0,000078

IV.3.4 -Estimation des débits usés totaux à évacuer :

Le débit total à évacuer représente la somme des débits domestiques, des équipements publics et des eaux parasites.

Chapitre VI : Evaluation des débits

Les débits totaux sont calculés dans les tableaux suivant :

Tableau IV-4 : Estimation des débits usés totaux

N° SB	$Q_p^{dom}(l/s)$	$Q_p^{eqp}(l/s)$	$Q_{para}(l/s)$	$Q_{Eu}total (l/s)$	$Q_{Eu}total (m^3/s)$
01	1,50166667	0.6163	0,696	2.81396	0.00281
02	0,255	/	0,114	0,369	0,000369
03	0,03777778	/	0,0165	0,05427	0.00005
04	1,43555556	/	0,64605	2,08160	0,00208
05	0,76027778	/	0,345	1,10527	0,00110
06	0,23138889	/	0,1035	0,33488	0,00033
07	0,36361111	/	0,147	0,51061	0,00051
08	0,05194444	/	0,0195	0,07144	0.00007
09	0,17472222	/	0,078	0,25272	0,000252
10	0,05194444	/	0,021	0,0729444	0.00007
11	0,06611111	/	0,027	0,09311	0.00009

Chapitre VI : Evaluation des débits

12	0,88777778	/	0,327	1,21477	0,00121
13	0,13694444	/	0,066	0,20294	0,000202
14	0,16055556	/	0,0765	0,23705	0,00023
15	0,28805556	/	0,126	0,414055	0,00041
16	0,10388889	/	0,054	0,15788	0,00015
17	2,01638889	/	0,726	2,74238	0,00274
18	0,34	/	0,1515	0,4915	0,00049
19	0,09444444	/	0,0495	0,14394	0,00014
20	0,06611111	/	0,0255	0,09161	0,00009
21	0,085	/	0,03	0,115	0,00011
22	0,47694444	/	0,1665	0,64344	0,000643
23	0,26916667	/	0,099	0,36816	0,000368
24	0,22666667	/	0,078	0,30466	0,000304

IV.4 - Estimation des débits pluviaux :

Le calcul du débit pluviométrique est essentiel pour la gestion des eaux pluviales, la conception de systèmes de drainage, et la prévention des inondations. Il repose sur l'estimation des précipitations maximales probables pour une période de retour spécifiée. Dans le cas des études des réseaux d'assainissement, nous travaillons pour une période de retour de 10 ans, ce qui signifie que nous cherchons à estimer les précipitations maximales qui ont une probabilité de se produire une fois tous les 10 ans en moyenne.

Le débit tombé sur un sous bassin peut être estimé par l'une de ces méthodes :

La méthode rationnelle.

La méthode superficielle (Caquot).

Dans notre cas, nous avons des sous bassin des petites surfaces (inférieure à 10 Ha) donc nous allons nous intéresser à la méthode rationnelle uniquement.

IV.4.1 - La méthode rationnelle :

Cette méthode a été développée pour les bassins urbains de surface faible, ce modèle dit que le débit pluvial maximum « Q » est proportionnelle à l'intensité « i », le coefficient de ruissellement « C_r », et la surface de sous bassin « A ».

Le débit pluvial est calculé par la formule suivante :

$$Q = \alpha \cdot C \cdot i \cdot A$$

Tel que :

Q : Débit d'eau ruisselé.

α : Coefficient réducteur de l'intensité.

C : Le coefficient de ruissèlement du sous bassin.

i : L'intensité moyenne de précipitation (L/s/Ha)

A : La surface du sous bassin (Ha).

Remarque :

Pour les sous bassin dont la surface est inférieure à 10 Ha , $\alpha = 1$.

Pour les sous bassin dont la surface est supérieure à 10 Ha (jusqu'à 150 Ha), $\alpha < 1$.

IV.4.1.1 - Les hypothèses de la méthode rationnelle :

- L'intensité de la pluie est uniforme sur l'ensemble du bassin versant,
- L'intensité de la pluie est constante sur toute la durée de celle-ci,
- Homogénéité spatiale de la nature des surfaces réceptrices, autorisant la définition d'un coefficient de ruissellement C pour le bassin,
- La transformation de la pluie en ruissellement est linéaire,
- Le coefficient de ruissellement C est considéré constant durant toute la durée de la pluie,
- Le débit maximal correspond à des précipitations dont la durée est égale au temps de concentration du bassin versant.

Chapitre VI : Evaluation des débits

Sous ces conditions, le débit devient maximal lorsque l'ensemble des surfaces du bassin versant contribuent au ruissellement, c'est-à-dire au bout d'un temps t_c après le début de la pluie.

IV.4.1.2 - *Le temps de concentration :*

Le temps de concentration est une caractéristique d'une surface définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné en durée d'écoulement pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer le débit de la surface considérée.

Le temps de concentration se compose de trois temps :

T1 : le temps (en minutes) mis par l'eau pour s'écouler dans la canalisation de longueur « L » avec une vitesse « V ».

$$T1 = \frac{L}{60V}$$

T2 : le temps mis par l'eau pour atteindre le 1^{er} ouvrage d'engouffrement, il varie de 2 à minutes.

T3 : est le temps de ruissellement sur une surface de pente « I » (%) ne comportant pas de canalisation, c'est-à-dire le temps du parcours superficiel de longueur L_s (Km).

$$T3 = \frac{Ls}{11\sqrt{I}}$$

En général $T_c = T1 + T2 + T3$.

Sinon : $T_c = T1 + T2$ pour des surfaces urbanisées.

$T_c = T3$ pour des surfaces non urbanisées.

IV.4.1.3 - *Les inconvénients de la méthode rationnelle :*

- La supposition que le coefficient de ruissellement est constant pendant toute la durée de chute est très loin de la réalité.
- La méthode rationnelle ne tient pas de stockage de l'eau sur le bassin.
- Cette méthode ne tient pas compte de la distribution spatiale des précipitations (variations de l'intensité) mais peut être rectifiée à l'aide de coefficient d'abattement α .
- L'estimation de coefficient de ruissellement est souvent laborieuse.

IV.4.2 - *Estimation des débits pluviaux :*

Les surfaces des sous bassins sont toutes inférieures à 10Ha donc :

$$Q = Cri. i. A$$

Tel que :

Cri : Le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin.

i : l'intensité moyenne de précipitations (L/s/ha).

Ai : La surface de chaque sous bassin.

Les débits pluviaux sont calculés dans le tableau suivant :

Chapitre VI : Evaluation des débits

Tableau IV-5 : Estimation des débits pluviaux.

N° SB	Cri	I(l/s/ha)	A (ha)	Qpl (l/s)	Qpl (m ³ /s)
01	0.32	177.88	4.64	519,97881	0,51997
02	0.39	177.88	0.76	87,87272	0,08787
03	0.39	177.88	0.11	12,52275	0,01252
04	0.309	177.88	4.307	497,98395	0,49798
05	0.34	177.88	2.3	262,29473	0,26229
06	0.39	177.88	0.69	78,77949	0,07877
07	0.48	177.88	0.98	126,02442	0,12602
08	0.46	177.88	0.13	17,28993	0,01728
09	0.38	177.88	0.52	60,58592	0,06058
10	0.43	177.88	0.14	16,69225	0,01669
11	0.43	177.88	0.18	22,49826	0,02249
12	0.46	177.88	2.18	307,18808	0,30718
13	0.34	177.88	0.44	46,01399	0,04601
14	0.34	177.88	0.51	54,15378	0,05415
15	0.41	177.88	0.84	99,55587	0,09955
16	0.31	177.88	0.36	34,59943	0,03459
17	0.39	177.88	4.84	698,36933	0,69836
18	0.4	177.88	1.01	117,58757	0,11758
19	0.45	177.88	0.33	31,99171	0,03199
20	0.52	177.88	0.17	22,30615	0,02230
21	0.55	177.88	0.2	28,02677	0,02802
22	0.46	177.88	1.11	165,06196	0,16506
23	0.56	177.88	0.66	91,85011	0,09185
24	0.65	177.88	0.52	77,16078	0,07716

IV.5 -Estimation des débits totaux :

Les débits totaux sont la somme des débits usés et les débits pluviaux.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV-6 : Estimation des débits totaux

N° SB	Surface (Ha)	Q usé tot (m ³ /s)	Q plu (m ³ /s)	Q tot (m ³ /s)
01	4.64	0.00281	0,51997	0,52278
02	0.76	0,00036	0,08787	0,08824
03	0.11	0.00005	0,01252	0,01257
04	4.307	0,00208	0,49798	0,50006
05	2.3	0,00110	0,26229	0,26340
06	0.69	0,00033	0,07877	0,07911
07	0.98	0,00051	0,12602	0,12653
08	0.13	0.00007	0,01728	0,01736
09	0.52	0,00025	0,06058	0,06083

Chapitre VI : Evaluation des débits

10	0.14	0.00007	0,01669	0,01676
11	0.18	0.00009	0,02249	0,02259
12	2.18	0,00121	0,30718	0,30840
13	0.44	0,00020	0,04601	0,04621
14	0.51	0,00023	0,05415	0,05439
15	0.84	0,00041	0,09955	0,09997
16	0.36	0,00015	0,03459	0,03475
17	4.84	0,00274	0,69836	0,70111
18	1.01	0,00049	0,11758	0,11808
19	0.33	0,00014	0,03199	0,03213
20	0.17	0.00009	0,02230	0,02239
21	0.2	0,00011	0,02802	0,02814
22	1.11	0,00064	0,16506	0,16570
23	0.66	0,00036	0,09185	0,09221
24	0.52	0,00030	0,07716	0,07746
Surface total	27,927		Débit total	3.49

✓ **Les débits de dimensionnement :**

Tableau IV-7 : Estimation des débits de dimensionnement.

N° Sous bassin	Sous bassin concerné	Q _{dim} (m ³ /s)
01	01	0.52
02	02	0.088
03	03	0.0125
04	2+3+4	0.6
05	5	0.26
06	6	0.08
07	7	0.12
08	8	0.017
09	9	0.06
10	10+8	0.034
11	11+10+9+8+5	0.38

Chapitre VI : Evaluation des débits

12	12+13+14+16+1+7+6	1.17
13	13	0.04
14	14	0.05
15	15	0.09
16	16	0.03
17	12+13+14+16+17+1+6+7	1.87
18	18	0.11
19	19+20+21	0.08
20	20	0.022
21	21	0.028
22	18+19+20+21+22	0.36
23	23+2+3+4+15+5+8+9+10+11	0.09
24	24	0.07

IV.6 -Conclusion :

Ce chapitre est le plus important car il nous permet d'estimer les différents paramètres qui sont une base pour l'élaboration d'un calcul hydraulique adéquat qui par la suite permet le dimensionnement des ouvrages formant le système d'évacuation projeté.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau

V.1 -Introduction :

Le calcul hydraulique pour déterminer les diamètres des collecteurs, regards et ouvrages dans un réseau d'assainissement est une étape cruciale pour assurer un fonctionnement efficace et conforme aux normes.

V.2 Les hypothèses de dimensionnement d'un réseau d'assainissement:

Le dimensionnement d'un réseau d'assainissement implique la détermination de plusieurs paramètres essentiels pour garantir son efficacité et sa conformité aux normes caractérisant les différents éléments constitutifs tel que :

- **Les diamètres des conduites (collecteurs)** : Le dimensionnement des conduites dépend des débits à évacuer, des caractéristiques hydrauliques du fluide (comme la viscosité), des pertes de charge admissibles et des normes locales. Le calcul hydraulique permet de déterminer les diamètres appropriés pour chaque tronçon du réseau.
- **Les regards et ouvrages de régulation** : Ces structures sont nécessaires pour permettre l'inspection, la maintenance, la régulation et la dérivation du flux. Leur nombre, leur emplacement et leurs dimensions doivent être déterminés en fonction des besoins du réseau.

Les hypothèses de dimensionnement :

- ✓ L'écoulement est gravitaire et à surface libre.
- ✓ Superposition des pointes.

V.3 - Méthodologie de dimensionnement des canalisations :

V.3.1 -Base de Calcul :

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, le choix des sections sera déduit de la formule d'écoulement adoptée. Les dimensions des canalisations varient compte tenu des diamètres courants de fabrication, ce qui apporte de ce fait, une capacité supplémentaire d'écoulement.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre ; dont le débit est donné par la formule :

$$Q = V \times S_m$$

Tel que :

Q : le débit qui s'écoule dans l'ouvrage (m^3 /s).

S_m : section mouillée (m^2).

Chapitre V : Dimensionnement du réseau.

V : vitesse d'écoulement (m/s).

Selon la formule CHEZY :

$$V = C \times \sqrt{R_h \times i}$$

Tel que

- V : vitesse d'écoulement (m/s).
- C : coefficient de CHEZY.
- I: pente motrice de l'écoulement (m/m).
- R_h : rayon hydraulique (m), donné par :

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

Où :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m²)
- P_m : le périmètre mouillé (m).

V.3.2 Formule de MANNING-STRICKLER :

Le coefficient de CHEZY est exprimé comme suit :

$$C = K \times R_h^{\frac{1}{6}}$$

Avec:

- K : coefficient de rugosité (de Manning-Strickler) ; sa valeur dépend du type de l'ouvrage utilisé, son matériau et son état.

La vitesse d'écoulement est calculée par l'expression suivante :

$$V = K \times R_h^{2/3} \times i^{1/2} \quad *$$

Donc le débit est :

$$Q = K \times S_m \times R_h^{2/3} \times i^{1/2}$$

▪ Procédé de calcul :

- 1- Donnant les débits à évacuer et la pente (imposée dans le tracer) pour chaque point.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau.

2- Le diamètre calculé est exprimé par :

$$D_{cal} = \left(\frac{3.2 \times Q}{K \times \sqrt{i}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Avec:

- D_{cal} (m)
- Q (m³ /s)
- I (m/m).

3- Fixer le diamètre normalisé de la conduite « D_N ».

4- La vitesse à pleine section est calculée à partir de l'équation (*) :

a. Pour un rayon hydraulique $R_h = D_N/4$; on a :

$$V_{ps} = K \times \left(\frac{D_n}{4} \right)^{\frac{2}{3}} \times i^{\frac{1}{2}}$$

Avec:

- v_{ps} (m/s).
- D_N (m).
- i (m/m).

5- Le débit à pleine section :

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

Avec:

- Q_{ps} (m³ /s)
- V_{ps} (m/s)
- D_N (m).

6- Le rapport des débits :

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

7- Déterminer les vitesses réelles par :

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

Avec :

- r_v : rapport des vitesses.

8- La hauteur de remplissage :

$$H = r_H \times D_N$$

Avec :

- r_H : rapport des hauteurs.

V.4 -Condition d'auto-curage :

Un réseau d'assainissement doit être auto-curé, c'est-à-dire permettre l'évacuation du sable avec des débits couramment atteints, pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

1- Pour 1/10Qps: $v \geq 0.6$ m/s

2- Pour 1/100Qps: $v \geq 0.3$ m/s

Ces limites sont respectées avec :

$V_{ps} = 1$ m/s ; Pour une section circulaire ($r_Q = 0.1 \Rightarrow r_v = v/v_{ps} = 0.55 \Rightarrow v_{ps} \geq 1$ m/s)

$V_{ps} = 0.9$ m/s ; Pour une section ovoïde.

V.5 -Normes d'écoulement et d'implantation

✓ Canalisation des eaux usées

Les canalisations eaux usées sont généralement circulaires.

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux usées sont :

- Diamètre minimum de 200 mm pour éviter les risques d'obstruction
- Pente minimum : 0,002 m/m. Le relèvement des eaux par pompage ne pourra dans certains cas être évité
- Hauteur de recouvrement minimale de la canalisation : 80 cm En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition en béton pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- Regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydro-curage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard : 50m.
- Regard à chaque changement de pente ou de direction
- Vitesse maximum : 5 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Chapitre V : Dimensionnement du réseau.

✓ **Canalisation des eaux pluviales ou unitaire**

Les contraintes de calage des canalisations d'eaux pluviales sont :

- Diamètre minimum de 300 mm pour éviter les risques d'obstruction.
- Pente minimum : 0,002 m/m
- Le relèvement des eaux par pompage sera si possible évité car les débits d'eaux pluviales peuvent être importants.
- couverture minimale de la canalisation : 80 cm En dessous de cette valeur, la canalisation sera protégée par une dalle de répartition pour éviter son écrasement sous les charges roulantes.
- regard de visite tous les 80 m au maximum pour permettre un hydro-curage des réseaux ou une visite par caméra. Distance standard : 50m.
- regard à chaque changement de pente ou de direction.
- vitesse maximum : 5 m/s afin d'éviter l'abrasion des tuyaux. Sinon, il est nécessaire d'adopter un tuyau en matériau résistant tel que la fonte ou le polyéthylène à haute densité.

Il est donc important de vérifier la vitesse de l'eau dans les canalisations pour le débit de pointe à évacuer.

(Pour notre cas il s'agit d'un réseau unitaire).

V.6 -Résultats du dimensionnement :

Les résultats des calculs sont résumés dans les tableaux d'annexes.

V.7 Conclusion :

Pour respecter les contraintes de calcul (pente, V_{min} , V_{mx} , H_{max} , hauteur de recouvrement), on a été obligé de projeter un nombre important de regards de chute le long du tracé à cause des fortes pentes de notre terrain qui dépassent le 10% dans certains tronçons, aussi pour garder la vitesse dans les norme ou essayer de l'approcher de la fourchette des vitesses.

Pour la profondeur on a essayé de ne pas faire des tranchées très profondes (rester dans les normes) pour éviter tout risque menaçant les ouvriers.

Dans l'ensemble on a essayé de faire un équilibre dans le respect des conditions de dimensionnement.

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

VI.1 -Introduction :

Un réseau d'assainissement représente un ensemble d'ouvrages reliés entre eux dans le but d'évacuer les eaux rejetées des agglomérations (les eaux usées et les eaux pluviales) vers un exutoire afin de ne pas nuire l'environnement.

Parmi ces ouvrages nous citons : les collecteurs, les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orage...

VI.2 -Les éléments constitutifs d'un réseau d'assainissement :

VI.2.1 -Les canalisations :

Les collecteurs sont les éléments principaux d'un réseau d'assainissement qui permettent l'évacuation des eaux usées et pluviales. Il existe deux types de collecteurs :

- **Les conduites circulaires** : Définies par leurs diamètres en mm.
- **Les conduites ovoïdes** : Désignées par leurs hauteurs intérieures.

VI.2.2 Les critères du choix de la forme de la conduite :

Pour faire le choix la forme de la conduite on prend en compte plusieurs critères:

- **Conduites circulaires** : sont les conduites par défaut pour la majorité des cas général, à cause de plusieurs avantages de dimensionnement, facilité de fabrication et de pose.
- **Conduites ovoïdes** : Ces conduites sont appelés pour remplacer les conduites circulaires dans des cas spéciaux afin d'éviter le problème d'auto curage dans les grands diamètres, sa fabrication et pose de canalisation est très délicat.

VI.2.3 Les critères de choix de la conduite :

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

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

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

VI.2.4 -Type du matériau :

En assainissement, il existe beaucoup de type de matériaux pour la fabrication des conduites :

- Les conduites en polychlorure de vinyle non plastifié (PVC).
- Les conduites en polyéthylène haute densité (PEHD).
- Les conduites en béton armé et non armé.
- Les conduites en amiante ciment.
- Les conduites métalliques.
- Les conduites en gré.

VI.2.4.1 -Les conduites en matières plastiques :

Les conduites en matières plastique se divisent en deux :

- Les conduites en matières thermodurcissables comme le PEHD.
- Les conduites en matières thermoplastiques comme le PVC.



Figure VI-1 : Coupe d'un tuyau en PVC (Source : Guide technique)

- **Joints :** Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

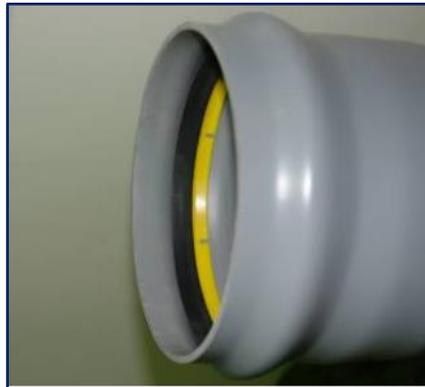


Figure VI-2 : Bague d'étanchéité (Source : Guide technique)

Pour notre projet, nous avons choisi le PVC pour tous les collecteur (diamètre inférieure ou égal à 630 mm) due à la disponibilité, facilité de transport et de pose.

VI.2.4.2 -Les conduites en béton armé :

- **Nature de matériau :**

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

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

- Génératrices disposées en parallèle le long de la canalisation.
- Cercles disposés de telle façon à former les grilles avec les génératrices.



Figure VI-3 : fabrication d'un tuyau en béton armé avec centrifugation (Source : Usine TRANS CANAL Centre S.P.A)

▪ Fabrication :

On dispose de trois procédés de fabrication :

- La vibration : les conduites vibrées sont fabriquées à l'aide de trois dispositifs :
 - Vibrateurs fixe ou mobiles.
 - Table vibrante.
 - Noyau vibrant.
- La centrifugation : permet le coulage du béton en présence d'armatures, dans un moule animé d'une vitesse de rotation variable.
- Le compactage : les conduites compactées ne sont généralement pas armées, pour un diamètre de 100 à 1200 mm

▪ Joints :

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints

:

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

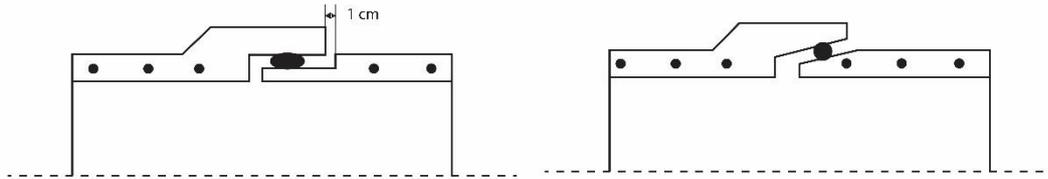


Figure VI-4 : Joint type Rocla.

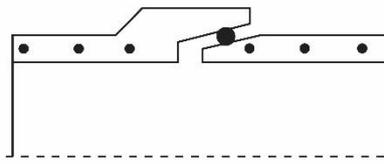


Figure VI-5 : Joint torique.

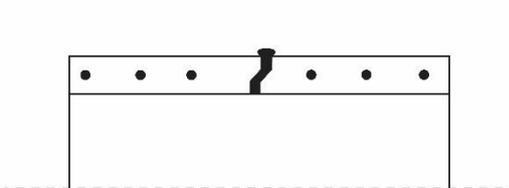


Figure VI-6 : Joint à 1/2 emboitement

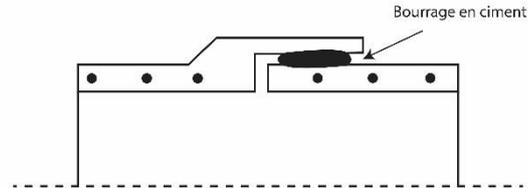


Figure VI-7 : Joint à collet.

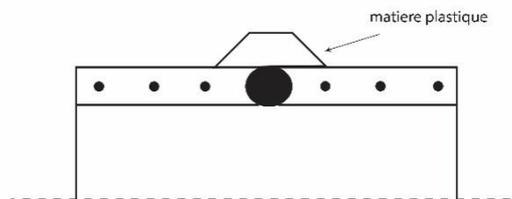


Figure VI-8 : Joint plastique.

VI.2.5 -Les essais des conduites préfabriquées :

Il est essentiel de réaliser des essais sur les conduites fabriquées en usine pour garantir leur qualité, leur intégrité et leur performance tout au long de leur cycle de vie, du transport à la pose sur le chantier. Voici quelques-uns des essais couramment réalisés sur les conduites d'assainissement :

VI.2.5.1 -L'essai à l'écrasement :

L'essai d'écrasement est un test important pour évaluer la résistance des conduites à la pression externe, telle que celle exercée par le remblai ou les charges de la route. La mise en charge est effectuée jusqu'à rupture par écrasement et ovalisation à une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute.

VI.2.5.2 -L'essai d'étanchéité :

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

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

- A l'usine (le PEU) : La conduite est maintenue debout remplie d'eau, la diminution du niveau de ce dernier, ne doit pas dépasser 2 cm en 24 heures.
- Sur chantier (le PET) : Un des trois essais peut être envisagé :
 - L'essai à l'eau, pour les faibles diamètres et les joints pendant 30 min.
 - L'essai à la fumée, se fait en cas d'absence de vent pour les conduites non humides.
 - L'essai à l'air sous pression, la gamme de tolérance est inférieure 0.5 bar.

VI.2.5.3 - L'essai de corrosion :

L'essai de corrosion est une évaluation cruciale pour déterminer la résistance des conduites en béton ou en amiante-ciment à la corrosion, en particulier en présence d'hydrogène sulfuré (H₂S) et d'autres agents corrosifs qui peuvent être présents dans les eaux usées.

VI.2.6 -La pose de canalisation :

VI.2.6.1 - Les conditions de pose :

Les conditions à respecter lors de la pose de canalisation sont les suivantes :

- ✓ La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- ✓ Il ne faut pas que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.
- ✓ Les canalisations d'eau usée et pluviale sont souvent posées en parallèles dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- ✓ Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux usées dans le cas où ils sont voisins.

- ✓ Dans le cas où la conduite d'AEP est celle d'assainissement sont proche l'une de l'autre, il faut que celle d'AEP soit au dessus de celle d'assainissement pour qu'en cas de fuite les eaux usées ne peuvent pas pénétrer dans la conduite d'AEP.

VI.2.6.2 -Les modes de pose :

Le mode de pose des canalisations dépend de la nature du terrain :

▪ Terrain ordinaire :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond exempt de massifs durs, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des Fabricants de conduites.

▪ Mauvais terrain :

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

▪ Terrain très mauvais :

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriqué doit être envisagée au fond de la tranchée.

VI.3 -Les ouvrages annexes :

VI.3.1 -Les branchements :

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10) reliant le réseau vertical d'eaux usées et pluviales des immeubles à cette dernière.

Le raccordement du coté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en général à 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser l'écoulement avec rinçage interne de la conduite.

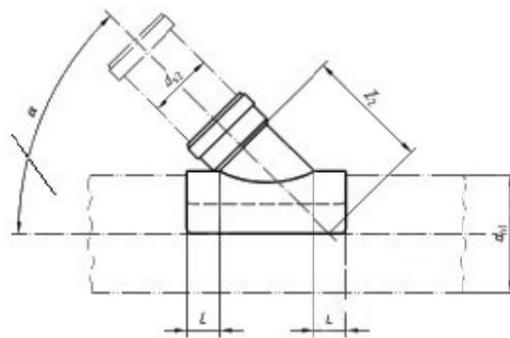


Figure VI-09 : Exemple d'un branchement (Source : Guide technique)

VI.3.2 -Les bouches d'égout :

Elles sont utilisées pour absorber les eaux de pluie ou de lavage des surfaces. Elles sont positionnées au point bas des caniveaux de la chaussée en cas d'absorption par le haut ou dans le trottoir en cas d'absorption latérale.

La distance entre les bouches d'égouts est en moyenne de 50m, la section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

VI.3.3 -Les regards :

Sont des dispositifs maçonnés, leur rôle est de permettre l'accès aux ouvrages visitables pour le débouillage, le nettoyage et l'aération des canaux.

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

VI.3.3.1 -L'emplacement :

L'emplacement et la distance entre deux regards varient avec la topographie du site et la nature des ouvrages. Les regards sont installés à chaque :

- Point de jonction.
- Changement de direction.
- Changement de pente de canaux.
- Aux points de chute.

Pour la distance entre les regards ; dans le cas des grands ouvrages la distance est de 200 à 300m.

Dans le cas des terrains à pentes régulières la distance varie de 50 à 80 m.

En général, pour les canalisations visitables, le regard doit être placé sur le côté latéral, et sera placé à cheval sur les canalisations (axe) non praticable.

VI.3.3.2 -Les types des regards :

- Les regards de jonction : ils forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non.
- Les regards doubles : dans le cas où nous avons un réseau séparatif et plus précisément dans les cartiers où le tracé est commun pour les deux canalisations (eaux usées et eaux pluviales).
- Les regards de chute : en cas de forte pente, ces regards servent à briser l'énergie due à la grande vitesse de l'eau, ils sont généralement équipés de déflecteurs afin d'éviter leur érosion.
- Les regards de visite : leur rôle est de permettre l'accès aux canalisations pour l'entretien du réseau (et pour tous types d'intervention.)

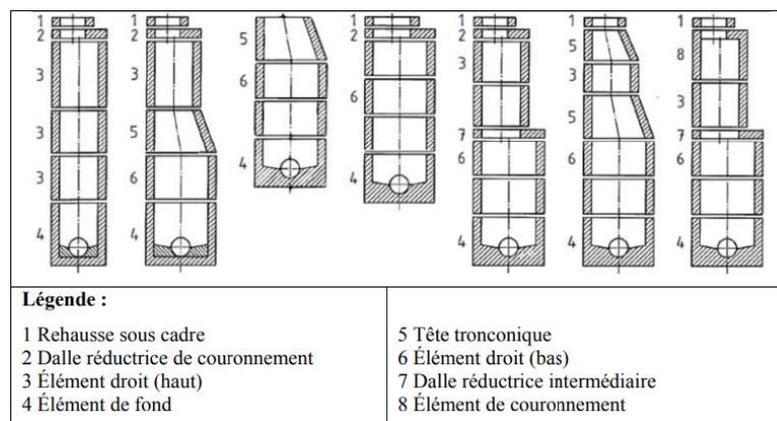


Figure VI-10 : schéma d'un regard préfabriqué (Source : Guide Technique)

✓ Exemple de dimensionnement d'un regard de chute :

Le dimensionnement d'un regard de chute est basé sur le principe du projectile :

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

$$Y=(1/2).g.t^2 \dots (1)$$

$$X=V.t \dots (2)$$

De (2) $t=X/v$

On remplace dans (1) $\rightarrow X = \sqrt{\frac{2.v^2.y}{g}}$

On prend : $L=X$
 $H=Y$

Tel que : L et H sont la largeur et la hauteur d'eau dans le regard respectivement.

Nous avons :(Regard N° 179) :

$$Q=1.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V=5.5 \text{ m/s}$$

$$H=0.327\text{m}$$

On obtient: $L = \sqrt{\frac{2.v^2.H}{g}} = 2 \text{ m}$

VI.4 -Le déversoir d'orage :

VI.4.1 -Introduction :

Un déversoir d'orage, également appelé déversoir de crue ou déversoir d'orage, est une structure intégrée dans les systèmes de gestion des eaux pluviales et des réseaux d'assainissement pour faire face aux débits d'eau de pluie excessifs qui dépassent la capacité normale du réseau d'assainissement. Ces déversements sont courants pendant les précipitations intenses ou lors de fontes de neige rapides. L'objectif principal d'un déversoir d'orage est d'évacuer temporairement l'excès d'eau vers un exutoire approprié, tel qu'un cours d'eau, un lac ou un réservoir, plutôt que de surcharger le réseau d'égout ou les installations de traitement des eaux usées.

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

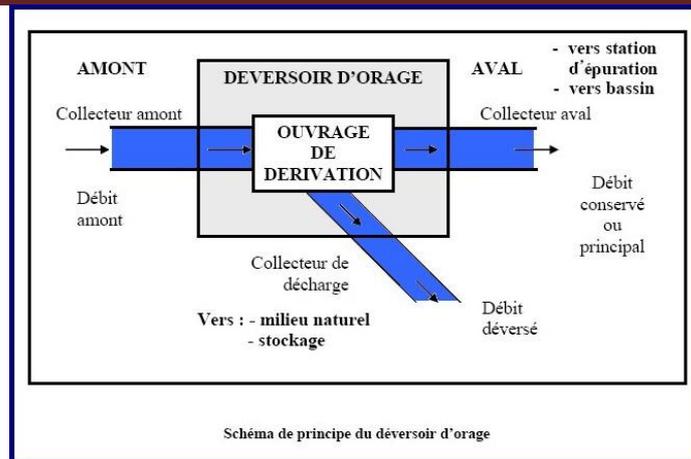


Figure VI-11 : Mode de fonctionnement d'un déversoir.

VI.4.2 -Dimensionnement d'un déversoir d'orage :

Ce calcul suit le principe de dimensionnement d'un déversoir d'orage frontal ou latéral comme illustré par le rapport de Mr. Salah .b « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement » P53 :

Le Débit total Q_t :

$$Q_t = Q_{pluviale} + Q_{Eaux\ usées\ dom.} + Q_{indus.} + Q_{eaux\ usées\ pub.} + Q_{paras.}$$

Le débit critique Q_{cr} :

$$Q_{cr} = Q_t \times \left(1 - \frac{t_c}{100}\right)$$

t_c : temps de concentration évalué en fonction de la nature et la structure de la surface a drainé.

$$t_c = t_1 + t_2$$

Tempst₁ en minutes mis par l'eau pour traverser un parcours de canalisations de longueur L(m), avec une vitesse moyenne V (m/s).

$$t_1 = \frac{L}{60v}$$

Temps t_2 mis par l'eau pour attendre le premier ouvrage d'engouffrement, ce temps varie de 2 à 20 min.

Détermination de débit de la STEP Q_{step} :

Débit de pointe total d'eaux usées (domestique. + Industriel + publics.) :

$$Q_{pte} = Q_{moy} \times K_p$$

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

$$\text{Coefficient de pointe } K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}}$$

Tenant compte de la dilution :

$$\text{Dilution de 2 : } Q_{step} = Q_{pte}(1 + 1)$$

$$\text{Dilution de 3 : } Q_{step} = Q_{pte}(1 + 2)$$

Le débit critique se compose :

Du débit déversé Q_{dev} :

Débit allant vers la STEP Q_{step} :

$$Q_{cr} = Q_{dev} + Q_{step}$$

Donc,

$$Q_{dev} = Q_{cr} - Q_{step}$$

Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont de déversoir :

Hauteur d'eau demandée par la STEP h_{step} :

$$R_{Q(step)} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque (ab 5)} \rightarrow R_h = \frac{h_{step}}{D} \text{ et } R_v = \frac{v}{v_{ps}} \rightarrow h_{step} = R_h \times D$$

Hauteur total critique qui arrive au déversoir :

$$R_{Q(cr)} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{abaque (ab 5)} \rightarrow R_h = \frac{h_{tcr}}{D} \text{ et } R_v = \frac{v}{v_{ps}} \rightarrow h_{tcr} = R_h \times D$$

D : diamètre du collecteur amont (l'entrée de déversoir)

Q_{ps} : Débit en pleine section du collecteur amont,

Hauteur d'eau déversée par le déversoir vers le milieu naturel :

$$h_{dev} = h_{tcr} - h_{step}$$

En fonction de la topographie, l'endroit de la décharge, de l'endroit de la STEP, et les conditions hydrauliques, on choisit le type de déversoir à adopter (forme et matériau) :
($m=0.4$, déversoir frontal):

1. A la base de la formule suivante, en déduit la largeur du seuil « L » :

$$Q_{dev} = m \cdot L \cdot h_{dev} \sqrt{2gh_{dev}} \rightarrow L = \frac{Q_{dev}}{m \sqrt{2gh_{dev}^{3/2}}}$$

Chapitre VI : Ouvrages annexes et les éléments constitutifs du réseau.

✓ Récapitulatif du dimensionnement du déversoir :

Tableau IV-1 : Résultats du dimensionnement du déversoir.

Qtot (m ³ /s)	Tc (min)	Q _{cr} (m ³ /s)	Q _{pt} (m ³ /s)	Q _{step} (m ³ /s)	RQ _{step}	Rh _{step}	h _{step} (m)	RQ _{cr}	Rh _{cr}	h _{cr} (m)	h _{dev} (m)	L (m)
0.39	8.88	0.33	0.045	0.0135	0.016	0.04	0.02	0.39	0.1	0.05	0.03	2.3

Remarque :

-Pour le débit de la station d'épuration nous avons pris une dilution de (1+2).

-Pour le débit moyen d'eaux usées des sous bassins concernés par le déversoir d'orage, il est de 0.001473 m³/s et le Kp=3.

Nous remarquons que la hauteur d'eau déversée est trop faible donc nous proposons de fixer la largeur du déversoir à 1 m et faire un petit bassin de décantation (afin d'éviter les risques de colmatage) et assurer un bon fonctionnement du déversoir.

Donc si on prend L=1 m la hauteur d'eau déversée sera égale à 0.04m.

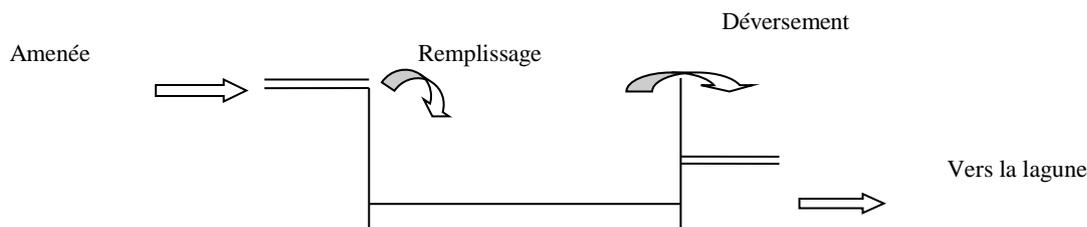


Figure VI-12 : schéma d'un déversoir avec bassin de décantation.

VI.5 -Conclusion :

Dans le but de la conception d'un bon réseau d'assainissement du point de vue technico-économique, le choix des diamètres et des matériaux des canalisations a été fait en tenant compte de plusieurs paramètres ; la disponibilité sur le marché, la facilité de transport et de pose

Donc le choix a été fait comme suit :

- Conduites circulaires en PVC de diamètres compris entre 315 mm et 630.
- La distance maximale entre les regards est de 30m, vu la forte pente de la zone d'étude la plus grande partie sont des regards de chute pour diminuer un peu la pente.
- Le déversoir d'orage a été projeté car il ya une partie de la zone qui rejette ses eaux directement dans le oued sans traitement, donc nous avons pensé à faire une petite lagune afin de ne pas nuire l'environnement.

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

VII.1 -Introduction :

L'épuration des eaux usées, également connue sous le nom de traitement des eaux usées, est le processus par lequel les eaux usées domestiques, industrielles et municipales sont nettoyées et décontaminées avant leur rejet dans l'environnement ou leur réutilisation. L'objectif principal de l'épuration des eaux usées est de réduire la pollution de l'eau et de préserver la qualité de l'environnement aquatique, tout en protégeant la santé publique.

VII.2 -Les étapes de l'épuration des eaux usées :

L'épuration des eaux usées se fait en plusieurs étapes :

VII.2.1 -Le prés-traitement :

Le prétraitement consiste en la première étape de l'épuration des eaux usées, au cours de laquelle les grosses particules solides, telles que les débris, les sédiments, les plastiques, les bâtons et les feuilles, sont retirées mécaniquement. Cela peut se faire à l'aide de grilles, de dégrilleurs, de tamis et de débourbeurs.

✓ Dégrillage

Les dégrilleurs assurent la protection des équipements électromécaniques et réduisent les risques de colmatage des conduites mises en place dans la station d'épuration. Le plus souvent il s'agit de grilles qui récupèrent les déchets plus ou moins volumineux entraînés par les eaux s'écoulant dans les canalisations d'assainissement. Une grande diversité de grilles est disponible sur le marché (droite, courbe, nettoyage amont, aval, ...).

✓ Dessablage

Le dessablage s'effectue sur des particules de dimensions supérieures à 200 μm . La vitesse de sédimentation se calcule par la loi de Stokes (chute libre). On calcule la section du dessableur de manière que la vitesse de l'eau ne descende pas au-dessous de 0,30 à 0,20 m/s ; on évite ainsi que les matières organiques se déposent en même temps que les sables. Le sable est extrait soit mécaniquement par raclage vers un poste de réception, soit directement par pompe suceuse montée sur pont roulant.

✓ Déshuilage-dégraissage :

Le déshuilage-dégraissage se rapporte à l'extraction de toutes les matières flottantes d'une densité inférieure à celle de l'eau. Ces matières sont de natures très diverses et leurs quantités

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

s'estime par la mesure des « matières extractibles par solvants ». La teneur des eaux usées en matières extractibles est de l'ordre de 30 à 75 mg/L. Les huiles et graisses, lorsqu'elles ne sont pas émulsionnées, sont séparées sous forme de boues flottantes dans des ouvrages comportant une zone d'aération où les bulles d'air augmentent la vitesse de montée des particules grasses et une zone de tranquillisation où s'effectue la récupération. Le plus souvent, les fonctions de dessablage et de déshuilage sont combinées dans un même ouvrage qui met en œuvre les principes de fonctionnement cités précédemment.

VII.2.2 -Le traitement primaire :

Cette étape consiste à séparer les matières solides et liquides dans les eaux usées. Les eaux usées sont dirigées vers des bassins de décantation où les particules solides plus lourdes se déposent au fond sous l'effet de la gravité, formant une couche de boues primaires. L'eau clarifiée en surface est ensuite dirigée vers l'étape suivante.

VII.2.3 -Le traitement secondaire (biologique) :

Dans cette étape, les eaux usées passent par un processus biologique où des micro-organismes, tels que des bactéries et des protozoaires, décomposent la matière organique dissoute et en suspension. Les systèmes de traitement biologique comprennent généralement des bassins aérés ou des réacteurs biologiques.

VII.2.4 Le traitement tertiaire :

Le traitement tertiaire est une étape supplémentaire utilisée lorsque des niveaux de traitement plus élevés sont nécessaires pour éliminer des contaminants spécifiques. Cette étape peut inclure des procédés de filtration, d'adsorption, d'élimination des nutriments (azote et phosphore), ou d'élimination des produits chimiques résiduels.

VII.3 Les procédés d'épuration biologiques:

Il existe deux types de procédés d'épuration biologique

VII.3.1 -Les procédés intensifs ou artificiels :

Dont le but est de décomposer façon biochimiques par oxydation des matières non séparables par décantation qui n'ont pas pu être éliminées par des procédés mécaniques des eaux usées. Parmi ces procédés on distingue :

- La boue activée ou le lagunage artificiel.
- Les lits bactériens.
- Les disques biologiques.

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

VII.3.2 -Les procédés extensifs ou naturels :

Les procédés extensifs, dans le contexte du traitement des eaux usées, sont des méthodes de traitement qui reposent sur l'utilisation d'une grande surface d'épuration ou d'un volume important d'eau pour éliminer les polluants présents dans les eaux usées. Ces procédés sont généralement plus simples et moins coûteux que les procédés intensifs, mais ils sont moins efficaces dans l'élimination des polluants. Les procédés extensifs sont souvent utilisés dans les zones rurales, les petits systèmes d'assainissement, et les endroits où l'accès aux ressources et à l'énergie est limité. Parmi ces procédés on distingue :

- Le lagunage naturel.
- L'épandage des eaux.

Dans notre étude le procédé qui nous intéresse est le lagunage naturel vu que nous avons une zone rurale avec un faible débit usé.

VII.4 -Le lagunage naturel :

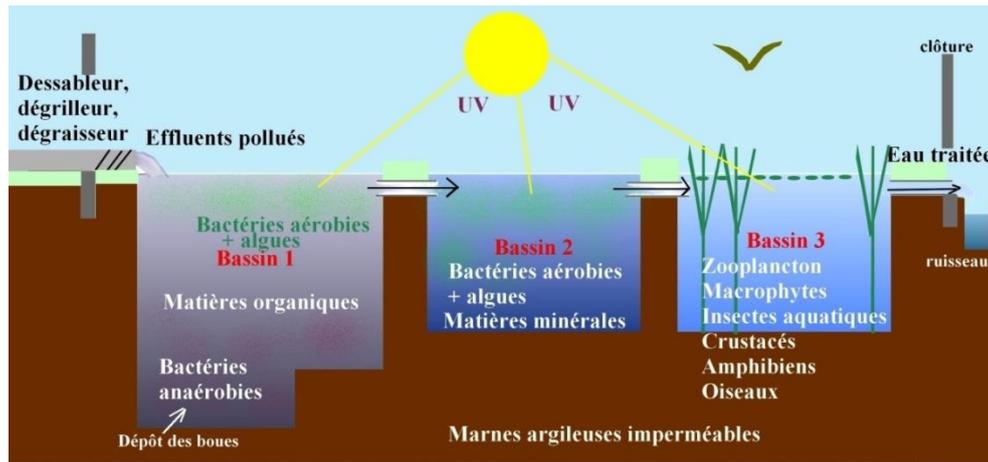
Le lagunage est un processus de traitement des eaux usées qui repose sur l'utilisation de bassins peu profonds et de processus naturels pour éliminer les polluants présents dans les eaux usées.

VII.5 -Principe de traitement :

L'épuration par lagunage est fondée sur les processus biologiques naturels de l'autoépuration. Le traitement biologique dans les bassins se fait naturellement et principalement par les bactéries et les micro-algues. Les lagunes naturelles sont caractérisées par trois types de bassins:

- Bassins anaérobies : (plus profonds) siège d'une décantation et dégradation dont le rôle principal est l'abattement de la DBO.
- Bassins facultatifs (lagunage aérobie) : C'est une étape qui constitue la phase du traitement secondaire Dans ces bassins on distingue
 - Un niveau anaérobie au fond des bassins.
 - Un niveau d'anoxie où la teneur en oxygène très faible (les bactéries sont du type facultatif)
 - Un milieu aérobie en surface, suffisamment oxygéné par la photosynthèse des algues sous l'effet des rayons solaires ainsi que par la diffusion de l'oxygène de l'air, sous l'effet du vent notamment
- Bassins de Maturations: Ce sont des bassins aérobies de faible profondeur. Ils constituent l'étape tertiaire du traitement. Ils sont vivement recommandés lorsqu'il s'agit d'améliorer la qualité microbiologique de l'effluent ils permettent également d'affiner la qualité physico-chimique de l'effluent.

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.



Coupe des bassins de lagunage de Champigny-lès-Langres

Figure VII -1- Coupe des bassins d'une lagune

VII.6 -Dimensionnement de la lagune :

DONNEES de base :

Grâce aux calculs précédents, nous pouvons déterminer la capacité hydraulique de la station d'épuration des eaux usées:

Le nombre d'habitant **225 habitants**

Le débit total rejet **$Q_r=0.0016m^3/s$**

Les concentrations en charges polluantes.

DBO5 =232 mg/l

MES = 348 mg/l

MVS =70% MES.

MMS= 30% MES.

DCO =598 mg/l

(Source : mémoire de KAIBOU Siham, promotion 2010).

Evaluation de la charge polluante (kg/j):

Pour la détermination de la composition de l'effluent qui arrive à la station d'épuration, il est utile d'avoir des renseignements exacts, et en première approximation des données spécifiques permettant une première approche du problème d'épuration.

La charge polluante est fonction de plusieurs paramètres:

- Le type de réseau d'assainissement.
- Le niveau de vie.
- La dotation journalière en eau potable.

La charge moyenne journalière en DBO5:

$$DBO5=CDBO5 \times Q_{moy,j}$$

Avec :

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

DBO5: la charge moyenne journalière en (Kg/j)

CDBO5(Kg/j)CDBO5: la concentration enDBO5 moyenne (Kg/m3)

Qmoy.j: Débit moyen journalier en (m3/j)

La charge moyenne journalière en DCO:

$$DCO = CDCO \times Q_{moy.j}$$

Avec:

DCO: la charge moyenne journalière en DCO (Kg/j)

CDCO: la concentration en DCO moyenne (Kg/m3)

Qmoy.j: Débit moyen journalier en(m3/j)

La charge moyenne journalière en MES:

$$MES = CMES \times Q_{moy}$$

MES: la charge moyenne journalière en MES (Kg/j)

CMES: la concentration en MES moyenne (Kg/m3)

Qmoy.j: Débit moyen journalier en (m3/j).

Tableau récapitulatif :

Tableau VII-1 : calculs des charges polluantes :

Qrej (m ³ /j)	DBO5 (kg/j)	DCO (kg/j)	MES (kg/j)	MVS (kg/j)	MMS (kg/j)
138.24	32.07	82.66	48.10	33.5	14.43

VII.6.1 : Dimensionnement des ouvrages de prétraitement

Le dégrilleur :

Le dimensionnement du dégrilleur se fait par la méthode de KIRSCHMER:

La largeur de la grille (L): elle est donnée par la formule suivante :

$$L = \frac{s \sin \alpha}{h_{\max} (1 - \beta) \delta} (m)$$

Avec :

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

S: section mouillée de la grille: $s = \frac{Q_r}{v} m^2$

Q_r :débit de pointe (m^3/s)

V: vitessed'écoulementde l'effluent en (m/s) entre les barreaux, elle peut aller de 0.5 à 1.5m/s.

h_{max} :hauteur maximale d'eau admissible sur la grille, comprise généralemententre0.15et1.5m

Avec :

S: section mouillée de la grille: $s = \frac{Q_r}{v}$

Q_r :débit de pointe (m^3/s)

V: vitessed'écoulementde l'effluent en (m/s) entre les barreaux, elle peut aller de 0.5 à 1.5m/s.

h_{max} :hauteur maximale d'eau admissible sur la grille, comprise généralemententre0.15et1.5m

β : Fraction de surface occupée par les barreaux $\beta = \frac{d}{e+d}$

e : espacement des barreaux

δ : coefficient de colmatage de grilles

$\delta = 0.5$ pour les grilles mécaniques.

$\delta = 0.2$ pour les grilles manuelles.

α :Angled'inclinaisonde la grille par rapport à l'horizontale compris généralemententre60°et80°

Nous considérons dans notre cas, une grille grossière mécanique avec les paramètres suivants:

$V = 1 m/s$

$h_{max} = 0.5 m$

$\alpha = 60^\circ$

$\delta = 0.5$

$e = 2 cm, d = 3 cm$

à partir des données précédentes, on trouve:

La surface mouillée de la grille:

$$s = \frac{Q_r}{v} = 0.0016 m^2$$

La fraction d'occupation de surface:

$$\beta = \frac{d}{e+d} = \frac{3}{2+3} = 0.6$$

La largeur de la grille est :

$$L = \frac{s \sin \alpha}{h_{max} (1-\beta)\delta} = 0.013 m$$

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

Les pertes de charge (Δh):

Elles peuvent être calculées par la formule suivante:

$$\Delta h = \frac{\beta' \times (d)^{4/3}}{e^{4/3}} \times \frac{v}{2g} \times \sin \alpha$$

Avec:

β' : Coefficient de forme des barreaux:

$\beta' = 2.42$ pour des barreaux rectangulaires.

$\beta' = 1.75$ pour des barreaux ronds.

Nous prenons :

$\beta' = 1.75$ (rond)

$$\Delta h = \frac{\beta' \times (d)^{4/3}}{e^{4/3}} \times \frac{v}{2g} \times \sin \alpha = \mathbf{0.167 * 10^{-3} m}$$

Le dessableur-déshuileur:

Pour qu'il y ait sédimentation des particules il faut que l'inégalité suivante soit vérifiée:

$$\frac{L}{H} = \frac{V_e}{V_s}$$

Nous prenons :

V_e : La vitesse du passage des particules est de 0.3 (m/s) pour éviter le ré-entraînement des particules par le courant

V_s : La vitesse de chute est de 0.02 (m/s), cette vitesse correspond aux diamètres des plus petites particules de sable

Nous avons

La surface horizontale du dessableur déshuileur:

$$Sh = l \times L$$

Avec:

Sh : la surface horizontale du dessableur déshuileur en m^2

L : la longueur du dessableur déshuileur en m.

l : la largeur du dessableur déshuileur en m.

$$Sh = \frac{Q_r}{V_s} = \frac{0.0016}{0.02} = \mathbf{0.08 m^2}$$

La surface verticale :

$$Sv = \frac{Q_r}{V_e} = \frac{0.0016}{0.3} = \mathbf{5.3 * 10^{-3} m^2}$$

Le volume du dessableur est égal à :

$$V = Q_t \times t_s$$

Avec

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

ts est le temps de séjour dans le déssableur déshuileur il est de 3 à 10 min. [6]

Nous prenons **ts = 5 min.**

$$V = 0.102 \times 5 \times 60 = \mathbf{0.48m^3}$$

La hauteur du déssableur H :

$$H = \frac{V}{Sh} = \frac{0.48}{0.08} = 6m$$

La longueur et La largeur de bassin:

Nous avons :

$$\frac{L}{H} = 3$$

H=6 m alors: L=18 m

et:

$$l = \frac{Sh}{L} = 4.4 * 10^{-3} m$$

donc:

Calcul du débit d'air à injecter

$$q_{\text{air}} = V_{\text{air}} \times Q_r$$

Avec :

V_{air} : volume d'air à injecter (m^3 d'air/ m^3 d'eau à traiter) il varie de 1 à $1.5m^3$ par m^3 d'eau à traiter on prend **$V_{\text{air}}=1m^3$ air/ m^3 eau**

Alors:

$$\mathbf{Q_{air} = 0.0016m^3/s}$$

Calcul des charges polluantes à la sortie du déssableur:

nous avons:

$$MES=48.10Kg/j$$

La quantité des MVS :

$$MVS= 0.70 \times MES = 0.70 \times 48.10=\mathbf{33.5 (kg/j)}$$

La quantité des MMS :

$$MMS= 0.30 \times MES = 0.30 \times 48.10=\mathbf{14.43(kg/j)}$$

La quantité des MM éliminée par le déssableur déshuileur :

$$MMS \text{ élim} = 0.70 \times MMS = 0.70 \times 14.43=\mathbf{10.1(kg/j)}$$

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

La quantité des MM restante :

$$MMS_s = MMS - MMS_{\text{élim}} = 14.43 - 10.1 = 4.33(\text{kg/j})$$

La quantité des MES sortant du dessableur déshuileur :

$$MES_s = MMS_s + MVS = 4.33 + 33.5 = \mathbf{37.83(\text{kg/j})}$$

VII.6.2 - Dimensionnement de la lagune :

Dimensionnement de lagune anaérobie :

Données de base :

Débit d'eau usée à traiter $Q=0.0016\text{m}^3/\text{s}$

DBOs à l'entrée : $Le=232\text{mg/l}$

DBOs à la sortie :

Sachant que la lagune élimine environ 50% de DBO5, donc $L_s = 116\text{mg/l}$

Profondeur fixée $h=1.5\text{m}$

Coefficient de biodégradation $K_{20} = 1\text{j}^{-1}$

Détermination du temps de séjour dans la lagune :

Le temps de séjour dans la lagune est donné par la relation :

$$T_s = \frac{Le - L_s}{K \times L_s}$$

Avec :

K : Coefficient de biodégradation pour la température de l'eau dans la lagune, Il est déterminé par la formule:

$$K = K_{20} \times \theta^{t-20}$$

La température moyenne est fixée à 8°C

$$\theta = 1,1074$$

On trouve $K: 0,3 \text{ j}^{-1}$

Donc :

le temps de séjour de l'eau dans la Lagune sera :

$$T_s = 3.33\text{j}$$

On prend $T_s = \mathbf{4\text{jour}}$

Détermination des dimensions de lagune :

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

Volume de la lagune est donné par :

$$V = Q_p \times T_s$$

alors : $V = 552.96 \text{ m}^3$

Surface de la lagune :

La surface est calculée par :

$$S = \frac{V}{h} = 368.64 \text{ m}^2$$

Les dimensions de lagune :

On prend une longueur de 100m ($L = 75\text{m}$), donc la largeur sera :

$$L = \frac{S}{l} = 141\text{m}$$

Dimensionnement de lagune facultative :

Données de base:

Débit d'eau à traiter $Q_p = 0.0016 \text{ m}^3/\text{s}$

DBO₅ à l'entrée $L_e = 116 \text{ mg/l}$

Sachant que la lagune élimine environ 25% de DBO₅, donc $L_s = 58 \text{ mg/l}$

Profondeur fixe : $h = 1 \text{ m}$

Coefficient de biodégradation anaérobie $K_1 = 0.05 \text{ j}^{-1}$

Coefficient de biodégradation aérobie $K_2 = 0.5 \text{ j}^{-1}$

Détermination du temps de séjour :

Le temps de séjour est donné pour la relation :

$$T_s = \frac{L_e - L_s}{K \times L_s}$$

avec:

K étant le coefficient de biodégradations correspond à $t = 11,26^\circ\text{C}$ est calculé par :

$$K = K_{20} \times \theta^{11.26 - 20}$$

K_{20} est évalué par:

$$K_{20} = (K_1 \times h_1 + K_2 \times h_2) / h$$

Avec :

h : 0,5m et $h = 0,5\text{m}$ sont respectivement profondeur anaérobie et aérobie.

K_1 : 0.05j⁻¹ : coefficient de biodégradation anaérobie.

K_2 : 0.5j⁻¹ : coefficient de biodégradation aérobie.

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

On trouve $K_{20} = 0,27 \text{ j}^{-1}$
Ansi : $T_s = 9,03 \text{ j}$ $T_s = 9 \text{ j}$

D'ou $K = 0,11$

Détermination des dimensions de la lagune :

Volume du bassin lagunage :

$$V = Q_p \times T_s$$

Alors: $V = 725,7 \text{ m}^3$

Surface du bassin lagunage :

$$S = \frac{V}{h} = 725,7 \text{ m}^2$$

Donc pour cette lagune on a:

une longueur de $L = 50 \text{ m}$ et une largeur de $l = 14,5 \text{ m}$

Dimensionnement de lagune aérobie :

Données de base:

Débit d'eau a traiter $Q_i = 0,0016 \text{ m}^3/\text{s}$

DBO5 a l'entrée $L_e = 58 \text{ mg/l}$

DBO5 a la sortie $L_s = 43,5 \text{ mg/l}$

Sachant que la lagune aérobie éliminé environ 25% de la DBO5 entrant donc on a :

Profondeur fixe : $h = 1 \text{ m}$

Coefficient de biodégradation $K : 0,1 \text{ j}^{-1}$

Détermination du temps de séjour de la lagune :

$$T_s = \frac{L_e - L_s}{K \times L_s}$$

Avec :

K : Coefficient de biodégradation pour la température de l'eau dans la lagune, Il est déterminé par la formule :

$$K = K_{20} \times \theta^{t-20}$$

La température moyenne est fixée 11°C

$$\theta = 1,1074$$

On trouve $K = 0,1 \text{ j}^{-1} \rightarrow T_s = 3,2 \text{ j}$

Donc: le temps de séjour de l'eau dans la lagune sera : $T_s = 45 \text{ j}$

Détermination du temps de séjour de la lagune :

Volume du bassin lagunaire :

Chapitre VII : Dimensionnement de la lagune.

$$V = Q_p \times T_s$$

alors : $V=552.6\text{m}^3$

Surface du bassin lagunaire :

$$S = \frac{V}{h} = 552.6\text{m}^2$$

Donc on a:

Une longueur $L=50\text{m}$ et une largeur $l= 11.05\text{m}$.

VII.7 -Conclusion :

A la fin de ce chapitre, la conception de cette lagune n'est qu'une proposition pour éviter le rejet direct des eaux usées des sous bassin 18-19-20-21-22 directement dans l'oued afin de protéger l'environnement.

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

VIII.1 -Introduction:

L'organisation du chantier pour les travaux de construction d'un réseau d'assainissement est une étape cruciale dans la mise en œuvre du projet. Cette phase vise à planifier et à coordonner toutes les activités liées à la construction des différents ouvrages et éléments constituant le système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales.

VIII.2 -Les étapes de réalisation du projet :

Lors de la pose des canalisations, on doit suivre les étapes suivantes :

VIII.2.1 - Manutention et stockage des conduits :

- **Manutention**

- Les canalisations sont transportées avec beaucoup de précautions pour éviter toute forme de choc et d'accident entraînant une fissuration ou une rupture le long du conduit ou de ses extrémités.
- Manipuler les tuyaux de façon contrôlée.
- Ne jamais jeter les conduites, les lâcher ou les tirer.
- Manutention des éléments en béton (cadre, ovoïde) avec pince de levage ou anneaux de levage et ancrés intégrés en usine à ces éléments.

- **Stockage**

- Appliquer les consignes de manutention, de stockage et de transport du fabricant.
- Empiler les tuyaux sur une surface plane débarrassée de tout objet coupant, pierres ou protubérance
- Les surfaces du camion de transport doivent avoir des planchers propres, sans parties saillantes (clous, objets, etc.).
- Empiler séparément les tuyaux de différents diamètres et d'épaisseurs différentes.
- Stocker les tuyaux à l'abri de contact avec des dangers potentiels comme les carburants, les peintures et les solvants.
- Manipuler les tuyaux de façon contrôlée.

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

VIII.2.2 -Décapage de la terre végétale :

Le décapage de la terre végétale est une opération courante dans la construction et l'aménagement du terrain. Cette étape consiste à retirer la couche supérieure du sol, qui est riche en matière organique et en nutriments, généralement appelée « terre végétale », pour exposer la couche de sol sous-jacente. Le décapage de la terre végétale est effectué pour diverses raisons, notamment pour préparer le terrain à la construction de bâtiments, de routes, de canalisations, de parcs ou de tout autre projet d'aménagement.

VIII.2.3 - Exécution des tranchées et des fouilles de regards :

Ils sont exécutés par les engins d'excavation, une hauteur de recouvrement minimum de 0.8 m est garantie à la phase de dimensionnement pour protéger les collecteurs, la tranchée peut être rectangulaire avec blindage si la profondeur dépasse les 1.5 m ou trapézoïdal avec un fruit de talus qui dépend de la nature de sol.

Le fond de fouille doit être arasé à la pente du projet, et pour les regards il sera horizontal.



Figure VIII-1 : Réalisation de la tranchée (Source : Groupe Chiali)

VIII.2.4 - Aménagements du lit de sable :

Les conduits doivent être posés sur un lit de sable pour protéger les collecteurs contre les roches qui peuvent générer des forces ponctuelles entraînant des fissures ou des ruptures, et le sable est bien compacté pour ne pas permettre aux tuyaux de se noyer dans la couche en dessous. Le lit de sable est placé dans le fond de la fouille qui suit la pente indiquée dans le profil longitudinal.

VIII.2.5 - Pose des canalisations :

La pose uniforme d'une conduite dans une tranchée est essentielle pour assurer la stabilité de la conduite et garantir son bon fonctionnement au fil du temps.



Figure VIII-2 : Pose des canalisations (Source : Groupe Chiali)

VIII.2.6 -Assemblage des canalisations

L'assemblage des conduites se fait par bague d'étanchéité suivant les étapes suivantes :

- Bien nettoyer les parties à assembler.
- Faire la mise en place de la bague d'étanchéité.
- Lubrifier selon les principes du fabricant.
- L'emboîtement se fait dans l'axe, par pousse progressive jusqu'à la position prescrite par le fabricant

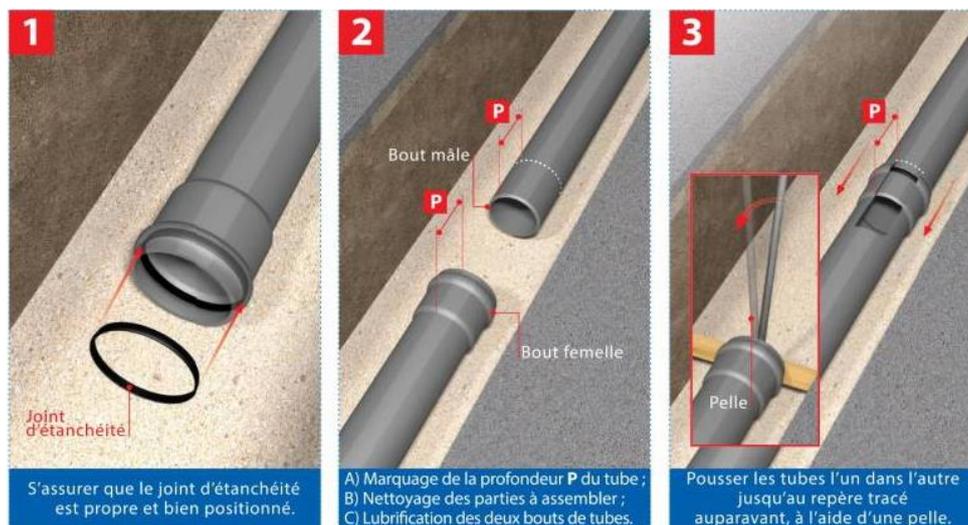


Figure VIII-3 : Assemblage des canalisations par bague d'étanchéité (Source : Groupe Chiali)

VIII.2.7 -Essai d'étanchéité

Après la pose et l'assemblage des canalisations, l'essai d'étanchéité est effectué

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

utilisant soit de l'eau pendant 30 min, de pression d'air avec une tolérance de 0.5 bar ou de la fumée en cas d'absence de vent.

VIII.2.8 -Réalisation des regards

Pour la réalisation des regards en béton armé, on doit suivre les étapes suivantes :

- Nettoyage et préparation 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.
- Coffrage de la dalle.
- Ferrailage de la dalle.
- Bétonnage de la dalle.
- Décoffrage de la dalle.

Les regards sont soit fabriqués en béton armé sur place comme montré dans les étapes ci-dessus ou bien sont préfabriqués et assemblés section par section comme illustrer dans la figure suivant :

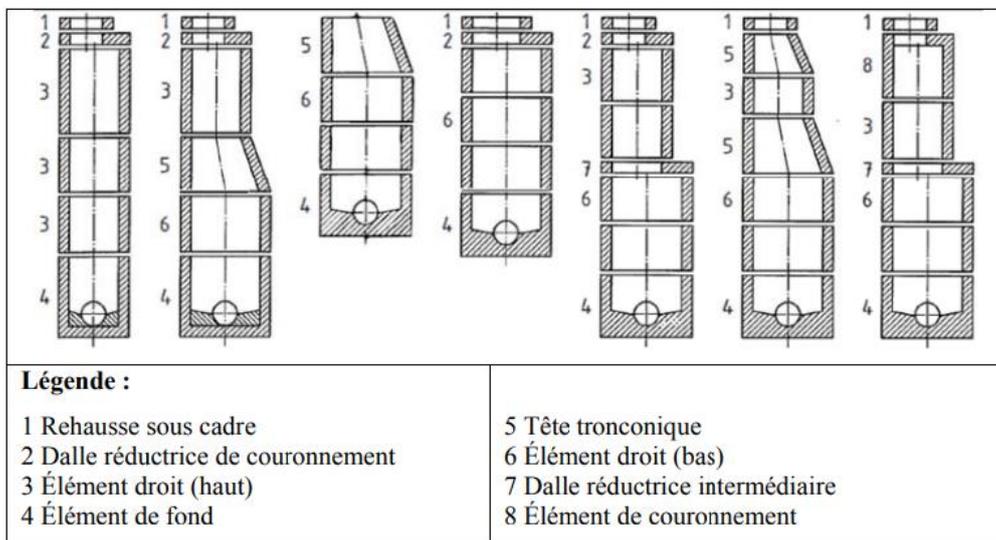


Figure VIII-4 : Schéma des éléments constitutif d'un regard préfabriqué (Source : Guide Technique)

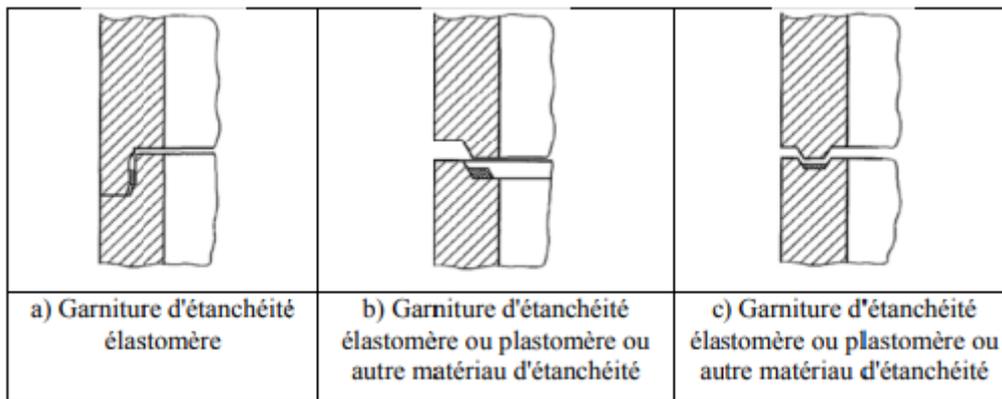


Figure VIII-5 : Garniture d'étanchéité entre les éléments préfabriqués (Source : Guide technique)

VIII.2.9 Installation des branchements

- Les branchements sont exécutés de l'aval vers l'amont.
- Les branchements peuvent être placés soit au regard soit directement à la canalisation à l'aide de raccord de branchement.
- Les branchements doivent assurer au moins une pente de 3 % avec l'axe vertical et 60 % avec l'axe horizontal de canalisation dans le sens d'écoulement.
- Installation des boîtes de branchement Si il y a des habitations dense.

VIII.2.10 -Remblayage et compactage :

En suite le remplissage des tranchées en couche de remblai avec compactage tous les 20 à 30 cm comme suite :

- Couche d'enrobage en sable à un écartement de 30 cm au minimum.
- Pose de grillage avertisseur.
- Remblayage

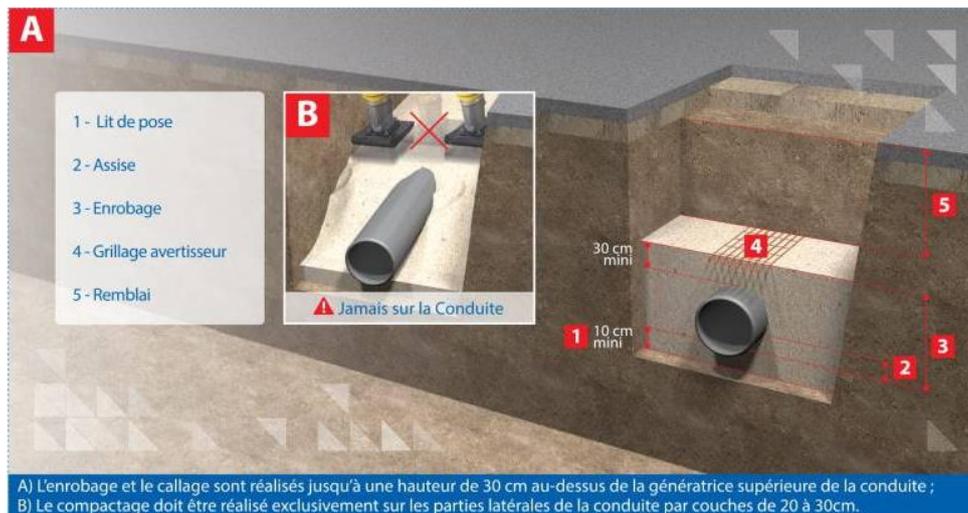


Figure VIII-6 : Remblaiement des canalisations (Source : Groupe Chiali)

VIII.3 -Détermination des différents volumes de travaux

VIII.3.1 - Volume de décapage de la couche végétale

$$V_{déc} = H_{CV} \times L \times B_{cv}$$

Tel que :

- $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m³).
- H_{CV} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

VIII.3.2 Volume du déblai des tranchées

$$V_d = B \times L \times H$$

Tel que :

- V_d : volume du déblai des tranchées (m³).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.3 - Volume occupé par le lit de sable

$$V_{ls} = e \times L \times B$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m³).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.4 : Volume occupée par les conduites :

$$V_{cond} = \frac{\pi \times D_{ext}}{4} \times L$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.5 -Volume de l'enrobage :

$$V_e = H_e \times L \times B \quad (1)$$

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage
- B : Largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

VIII.3.6 -Volume de remblai :

$$V_{remb} = V_d - (V_{ls} + V_{cond} + V_e + V_{déc})$$

Avec :

- V_{remb} : volume du remblai (m³).
- V_d : volume du déblai (m³).
- V_{ls} : volume du lit de sable (m³).
- V_{cond} : volume de conduit (m³).

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

- V_e : Volume d'enrobage (m^3)
- $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m^3).

VIII.3.7 - Volume excédentaire

$$V_{exc} = V_f - V_{remb}$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m^3).
- V_f : Volume du sol foisonné (m^3).
- V_{remb} : Volume du remblai (m^3).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f$$

Avec :

- K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol.

✓ Récapitulatif des calculs :

Le tableau des calculs des volumes des travaux est le tableau 1 des annexes

VIII.4 - Devis quantitatif et estimatif :

Tableau VIII-1 : Devis quanti

Désignation	unités	Quantités	PU Ht (DA)	Montant (DA)
Travaux de terrassement				
Décapage	m3	1071,15	200	214230
Déblai	m3	18712,64	300	5613792
Enrobage	m3	2142,3	1000	2142300
Lit de sable	m3	1071,15	1200	1285380
remblai	m3	13472,76	200	2694552
Evacuation des volumes excédentaires	m3	9918,04	200	1983608
Canalisation				
PVC315	MI	1519,87	1734,57	2636320,906
PVC400	MI	757,74	2701,32	2046898,217
PVC500	MI	1442,02	4228,62	6097754,612
PVC630	MI	979,86	6687,28	6552598,181
Béton 800	MI	1000	1839,546	1839546
Ouvrage annexes				
Regards standards		84	46176,4	3878817,6
Regards de chute+ déflecteurs		127	9235,68	1172931,36

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

Déversoir d'orage		1	50000	50000
La lagune				
Dégrilleur				
Deblai	m3	0,0008	300	0,24
remblai	m3	0	200	0
Evacuation des volumes excédentaires	m3	0,0008	200	0,16
Dessablaur-deshuilleur				
Déblai	m3	0,48	300	144
remblai	m3	0	200	0
Evacuation des volumes excédentaires	m3	0,48	200	96
Bassins de lagunage				
Déblai	m3	1831,26	300	549378
remblai	m3	0	200	0
Evacuation des volumes excédentaires	m3	1831,26	200	366252
			Total (HT)	39124599,28
			TVA 19%	7433673,862
			TTC (DA)	46558273,14

tatif et estimatif :

VIII.5 -Planification des travaux :

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail.
- observations instantanées.
- analyse des tâches.
- le chronométrage.
- définition des objectifs et des attributions.
- simplification des méthodes.
- stabilisation des postes de travail.

Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau.
- Méthodes basées sur le graphique.

• **Définition du réseau :**

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. On distingue deux types de réseaux :

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

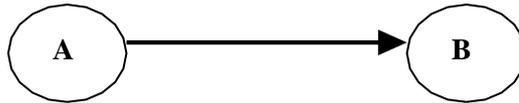
Réseau à flèches : L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération A précède l'opération B.

Réseau à nœuds : L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.

L'opération (B) ne peut commencer que si l'opération (A) est complètement achevée.



• **Construction du réseau :** Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

- Etablissement d'une liste des tâches : Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

- Détermination des tâches antérieures : Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

- Construction des graphes partiels.

- Regroupement des graphes partiels.

- Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage.

- Construction du réseau.

• **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :** L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

-1ère phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré.

-2ème phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue.

-3ème phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

Les étapes de la planification : La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

• **Collection des informations :** L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

• **Décomposition du projet :** C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières, nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

• **Relations entre les tâches** : Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation, l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

• **Les paramètres de la méthode C.P.M** : Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	Tr
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DCPP : date de commencement au plus tard.

DFP : date de finition au plus tôt.

DFPP : date de finition au plus tar.

MT : marge totale.

Et : $DFP = DCP + TR$

$DCPP = DFPP - TR$

• **C.P.M : méthode du chemin critique** :

Chemin critique (C.C) : C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\text{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} MT = 0 \\ \sum TR_{C.C} = D.T.P \end{cases}$$

• **Attribution des durées de chaque opération** : Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels).

- Dimensions du projet.

En utilisant les normes C.N.A.T, on pourra appliquer la formule suivante:

$$T = Q_n / N$$

Avec :

Q : Quantité de travail.

N : Rendement.

n : Nombre d'équipes.

• **Définitions des tâches et leurs durées** : Concernant le réseau projeté les opérations à entreprendre sont d'abord le décapage de la couche de terre ou bien de goudron s'il s'agit d'une

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

route, en suite on effectue le piquetage ou bien le traçage comme il est fait sur chantier ce qui conduit à l'exécution des tranchées et des fouilles pour les regards, et puis un lit de sable doit être posé sur le sol généralement de l'ordre de 10 à 20 cm, après cette opération on passe à la mise en place des canalisations dans les tranchées et puis on entame l'assemblage des canalisations de l'aval vers l'amont afin d'éviter tout problème d'étanchéité du au glissement des canalisations sous l'effet de leur poids surtout en terrain de pente forte, on passera alors aux essais d'étanchéité pour les conduites et joints dans les tranchées, après cela on entame la construction des regards et le remblaiement des tranchées.

– Symboles des différentes opérations et leur durée :

Pour notre projet, les principales opérations à exécuter sont les suivantes :

Tableau VIII-2 : Symboles des opérations et leurs durées.

L'opération précède et succède :

Opération	Symbole	Durée
Piquetage	A	15
Décapage	B	20
Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.	C	65
Aménagement du lit de sable.	D	20
Construction des regards	E	40
La mise en place des canalisations en tranchées	F	20
Construction des ouvrages annexes.	G	30
Assemblage des tuyaux.	H	20
Faire des essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.	I	20
Remblai des tranchées.	J	25
Travaux de finition	K	20

Tableau VIII-3 : La succession des opérations :

L'opération	Précède	Succède
A	-	B
B	A	C
C	B	D,G
D	C	E,F
E	D , G	J
F	D	H
G	C	E
H	F	I
I	H	J
J	I, E	K
K	J	-

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

La détermination des délais par la méthode des tableaux :

Tableau VIII-4 : Calcul des délais :

Operation	TR	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	65	35	100	35	100	0
D	20	100	120	100	120	0
E	40	130	170	140	170	30
F	20	120	140	120	140	0
G	30	100	130	110	10	30
H	20	140	160	140	160	0
I	20	160	180	160	180	0
J	25	180	205	180	205	0
K	20	205	225	205	225	0

Avec :

TR: temps de réalisation.

DCP : date de commencement au plus tôt.

DFP : date de finissement au plus tôt.

DCPP: date de commencement au plus tard.

DFPP : date de finissement au plus tard.

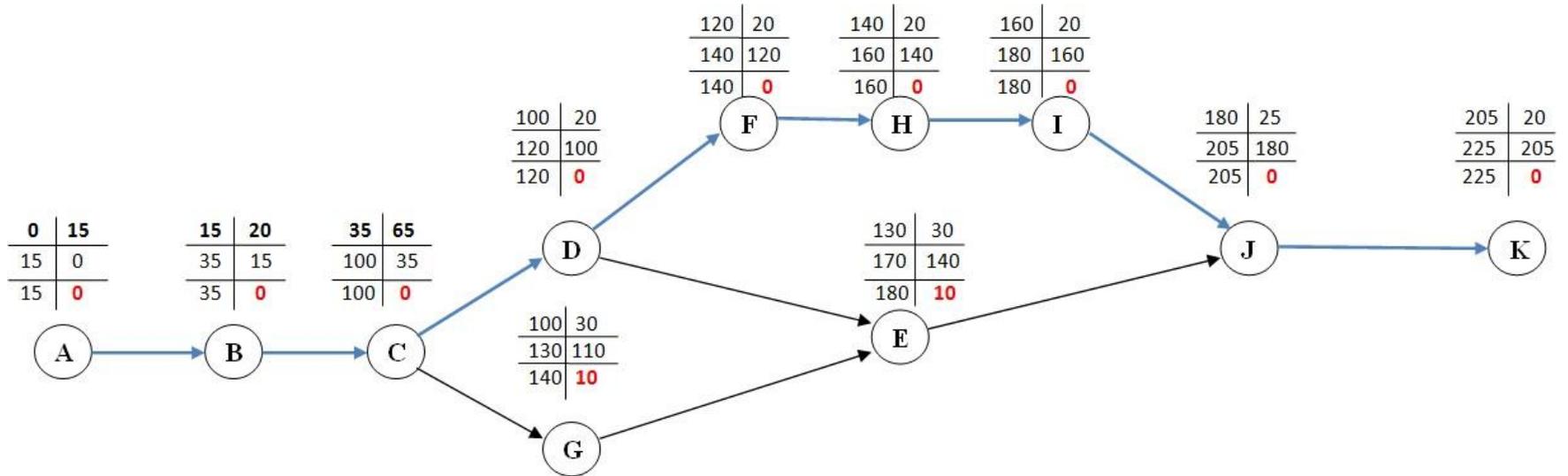
MT : marge totale.

Le chemin critique dans ce cas est : A-B-C- D-F-H-I-J-K, avec un temps de réalisation égale

a: $\sum TR = 225$ jours.

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

Schéma à nœuds (méthode du CPM)



Avec :

- Chemin critique.
- A Operation

Figure VIII-7: Schéma à noeud

Chapitre VIII : Organisation de chantier.

Calendrier de planification des travaux:

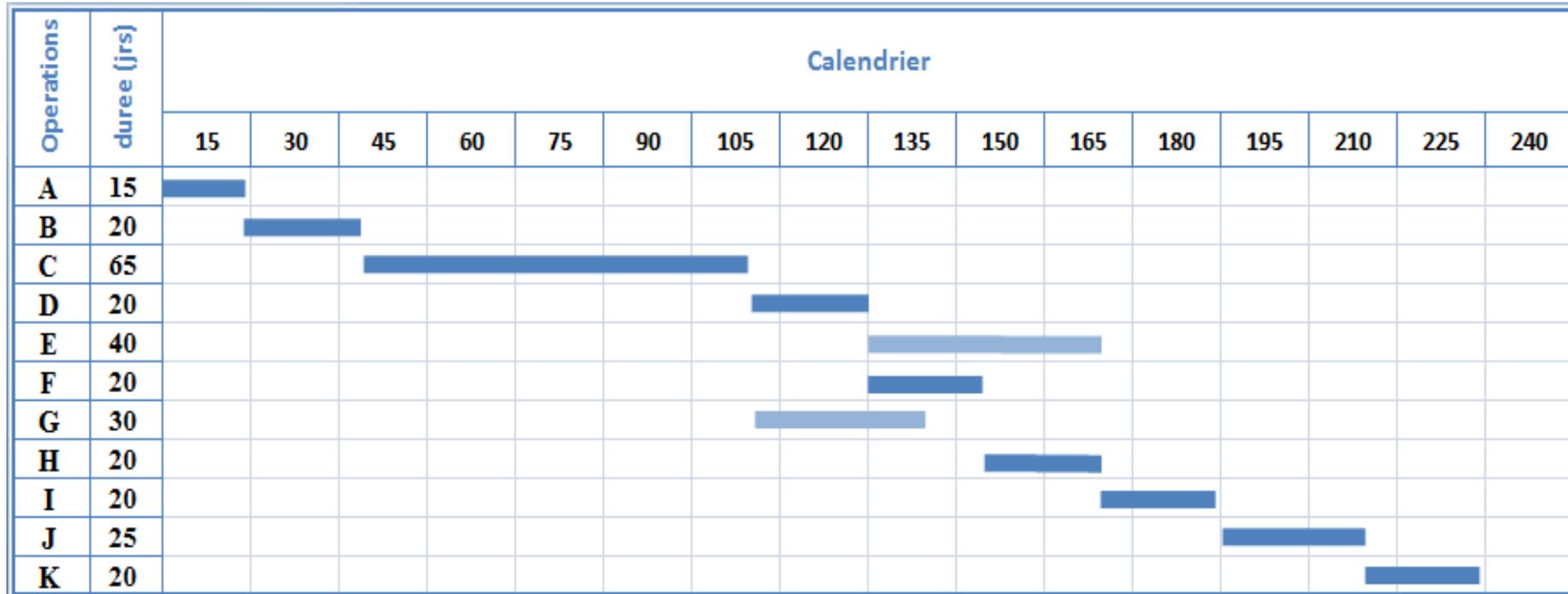


Figure VIII-8: Diagramme de Gantt.

VIII.6 - Conclusion :

A la fin de ce chapitre nous avons pu préciser les différentes étapes de réalisation de ce projet, les équipements de travail et les volumes des travaux de terrassement afin de pouvoir estimer le coût de chaque étape. A la fin, nous avons estimé un devis pour la conception de ce réseau d'assainissement qui résume le coût total du projet qui est de 46558273,14 DA pour une durée de 225 jours.

Conclusion générale :

En conclusion, nous avons proposé un système d'assainissement capable d'évacuer proprement les eaux usées et les eaux pluviales du village en main, en utilisant la dernière méthodologie dans les normes de conception des réseaux d'assainissement, nous sommes passés de la présentation de la zone d'étude et de ses caractéristiques à l'estimation des différents paramètres comme: la population et le coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin versant. Ce qui nous a conduit à calculer les différents débits à évacuer, afin d'arriver à concevoir un réseau d'évacuation avec tous ses différents éléments.

Lors de cette étude, nous avons rencontré des contraintes dur à la topographie de la zone (de très fortes pentes), ce qui nous a obligé à projeter un grand nombre de regard, notamment de regards de chute dont la profondeur à atteint 10 m (le collecteur était en dessus du terrain et la pente était de 27%). Nous avons aussi pensé à concevoir un petit déversoir d'orage pour la petite zone qui fait ses rejets directement dans l'oued (Chabbat Zouaouech) et faire des petits bassins de lagunage pour traité les eaux rejetées afin de ne pas nuire l'environnement. Les coefficients de ruissèlement sont estimés selon le type de surface puis à l'aide de la méthode rationnelle nous avons estimé les débits pluviaux. Quant aux débits usés, ils ont été estimés selon le régime de consommation en eau potable de la population. A la fin, avec ces débits et les pentes du tracé nous avons dimensionné notre réseau selon les formules de Manning-Strickler, en respectant toutes les normes de conception. Nous avons fini par l'organisation de chantier et la planification des travaux, qui nous ont donné un devis estimatif de 46558273,14 Da et une durée de 225 jours.

Les résultats de cette approche de conception nous ont donné le dessin du réseau illustré dans les planches jointes et les dimensions de ses éléments montrés dans ce mémoire, tous ces résultats sont basés sur les incertitudes et les hypothèses des méthodes utilisées pour estimer chaque facteur, ainsi que les diverses décisions prises par l'élève ingénieur selon les recommandations des sources citées afin de réaliser un réseau technico-économique. Donc, cela laisse la question, est-ce la seule conception possible ? Certainement non, ce n'est en fait qu'une variante parmi plusieurs d'autres. Alors est-ce que c'est la meilleure conception? C'est la question d'une étude comparative entre différentes variantes proposées et cette conception n'est qu'une des solutions.

Références bibliographiques :

-Salah B., 2014. « Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations : A l'usage des étudiants de l'option Assainissement ». ENSH, Blida.

-Touaibia.B., 2004. « Manuel pratique d'hydrologie ». Madani Frères, Blida.

-Guide technique: pour les projets de pose et réhabilitation des réseaux d'assainissement.

-F.Larouci « Etude de conception du réseau d'assainissement du Douar Salamnia, commune de Bourached (w.Ain Defla), mémoire de fin d'étude, ENSH 2021.

-S.Belamri « Diagnostic et réhabilitation du réseau d'assainissement de la ville de TAKAATS, commune de SEDDOUK (W. Béjaia), mémoire de fin d'étude, ENSH 2020.

-Bureau d'études techniques hydrauliques ETH, 2019. Plan de masse de Sidi Quarteh.

Annexes :

Annexe 01 :

TABLE DU χ^2

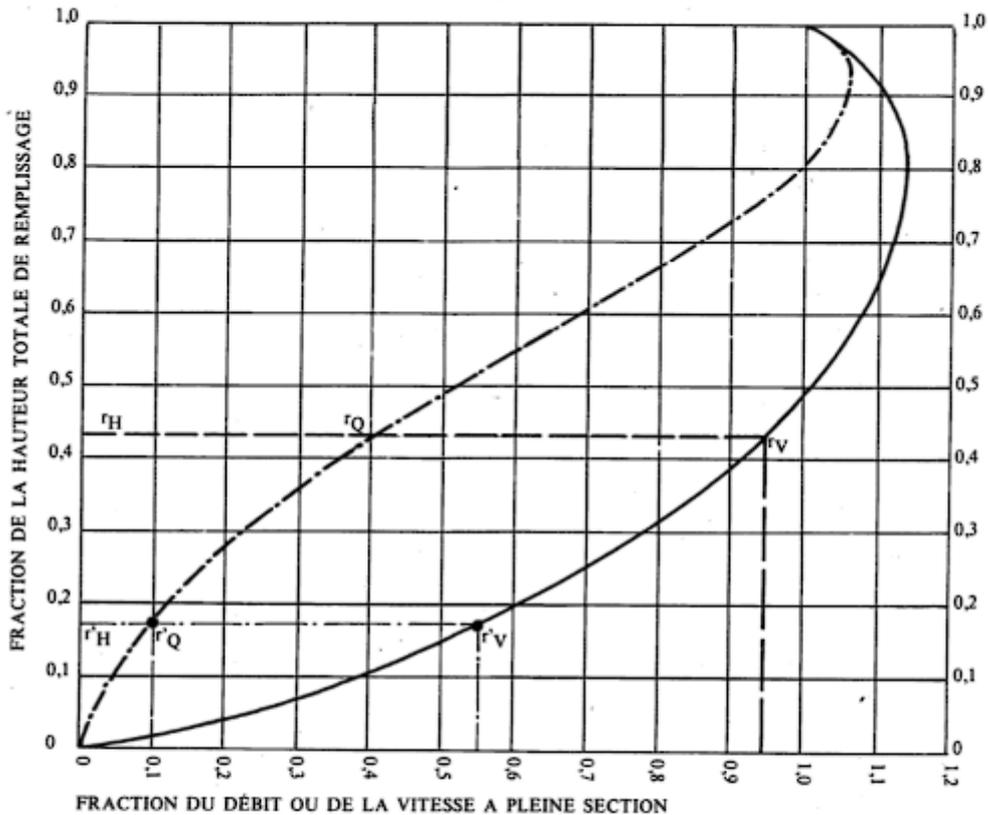
La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .
Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

α	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
v									
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Annexe 02

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires



MODE D'EMPLOI.

Les abaques Ab. 3 et Ab. 4 (a et b) utilisés pour le choix des sections d'ouvrages, compte tenu de la pente et du débit, permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement à pleine section.

Pour l'évaluation des caractéristiques capacitaires des conduites, ou pour apprécier les possibilités d'autocurage, le nomogramme ci-dessus permet de connaître la vitesse atteinte en régime uniforme pour un débit inférieur à celui déterminé à pleine section.

Les correspondances s'établissent, soit en fonction de la fraction du débit à pleine section, soit en fonction de la hauteur de remplissage de l'ouvrage.

Exemples :

Pour $r_Q = 0,40$, on obtient $r_V = 0,95$ et $r_H = 0,43$.

Pour $Q_{PS}/10$, on obtient $r_V = 0,55$ et $r_H = 0,17$ (autocurage).

Nota. — Pour un débit égal au débit à pleine section, la valeur du rapport $r_Q = 1,00$ est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Le débit maximum ($r_Q = 1,07$) est obtenu avec $r_H = 0,95$.

La vitesse maximum ($r_V = 1,14$) est obtenue avec $r_H = 0,80$.

Ces dernières conditions d'écoulement à caractère assez théorique ne peuvent être obtenues que dans des conditions très particulières d'expérimentation.

Annexe 03

Tableau V-1 : Résultats du dimensionnement du réseau :

Collecteurs	Tronçons	I	Q (m ³ /s)	Ks	D cal (mm)	D nor (mm)	Rq	Rv	Rh	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Auto- curage
CSB1	R1-R2	0,033	0,52	100	408,22	500	0,58	1,04	0,54	0,89	4,54	4,73	2,01	VRAI
	R2-R3	0,047	0,52	100	382,03	500	0,49	0,99	0,49	1,06	5,42	5,38	2,25	VRAI
	R3-R4	0,047	0,52	100	382,03	500	0,49	0,99	0,49	1,06	5,42	5,38	2,25	VRAI
	R4-R5	0,047	0,52	100	382,03	500	0,49	0,99	0,49	1,06	5,42	5,38	2,25	VRAI
	R5-R6	0,034	0,52	100	405,94	500	0,57	1,04	0,54	0,90	4,61	4,79	2,04	VRAI
	R6-R7	0,034	0,52	100	405,94	500	0,57	1,04	0,54	0,90	4,61	4,79	2,04	VRAI
	R7-R8	0,034	0,52	100	405,94	500	0,57	1,04	0,54	0,90	4,61	4,79	2,04	VRAI
	R8-R9	0,034	0,52	100	405,94	500	0,57	1,04	0,54	0,90	4,61	4,79	1,64	VRAI
	R9-R10	0,054	0,52	100	372,21	500	0,46	0,97	0,47	1,14	5,81	5,65	1,89	VRAI
	R10-R11	0,045	0,52	100	385,16	500	0,50	1,00	0,50	1,04	5,30	5,30	1,79	VRAI
	R11-R12	0,045	0,52	100	385,16	500	0,50	1,00	0,50	1,04	5,30	5,30	1,79	VRAI
	R12-R13	0,052	0,52	100	374,86	500	0,46	0,98	0,48	1,12	5,70	5,58	1,85	VRAI
	R13-R14	0,052	0,52	100	374,86	500	0,46	0,98	0,48	1,12	5,70	5,58	1,85	VRAI
	R14-R15	0,034	0,52	100	405,94	500	0,57	1,04	0,54	0,90	4,61	4,79	1,62	VRAI
	R15-R16	0,053	0,52	100	373,52	500	0,46	0,98	0,48	1,13	5,76	5,61	1,86	VRAI
	R16-R17	0,052	0,52	100	374,86	500	0,46	0,98	0,48	1,12	5,70	5,58	3,32	VRAI
	R17-R18	0,052	0,52	100	374,86	500	0,46	0,98	0,48	1,12	5,70	5,58	3,32	VRAI
	R18-R19	0,052	0,52	100	374,86	500	0,46	0,98	0,48	1,12	5,70	5,58	3,32	VRAI
	R19-R20	0,024	0,52	100	433,34	500	0,68	1,07	0,60	0,76	3,87	4,15	2,47	VRAI
	R20-R21	0,024	0,52	100	433,34	500	0,68	1,07	0,60	0,76	3,87	4,15	2,47	VRAI
	R21-R22	0,024	0,52	100	433,34	500	0,68	1,07	0,60	0,76	3,87	4,15	2,47	VRAI
	R22-R23	0,06	0,52	100	364,93	500	0,43	0,96	0,46	1,20	6,12	5,86	3,50	VRAI
	R23-R24	0,054	0,52	100	372,21	500	0,46	0,97	0,47	1,14	5,81	5,65	3,37	VRAI
	R24-R25	0,06	0,52	100	364,93	500	0,43	0,96	0,46	1,20	6,12	5,86	3,50	VRAI
	R25-R26	0,047	0,52	100	382,03	500	0,49	0,99	0,49	1,06	5,42	5,38	3,20	VRAI
	R26-R27	0,053	0,52	100	373,52	500	0,46	0,98	0,48	1,13	5,76	5,61	2,53	VRAI

Tableau V-1 : Résultats du dimensionnement du réseau :

Collecteurs	Tronçons	I	Q (m ³ /s)	Ks	D cal (mm)	D nor (mm)	Rq	Rv	Rh	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Auto- curage
CSB02	R28-R29	0,03	0,088	100	213,47	315	0,36	0,91	0,41	0,25	3,18	6,23	2,87	VRAI
	R29-R30	0,035	0,088	100	207,39	315	0,33	0,90	0,39	0,27	3,44	6,68	2,93	VRAI
	R30-R31	0,039	0,088	100	203,22	315	0,31	0,89	0,38	0,28	3,63	6,71	2,94	VRAI
CSB03	R32-R33	0,038	0,0125	100	98,23	315	0,04	0,51	0,14	0,28	3,58	4,23	1,86	VRAI
	R33-R31	0,036	0,0125	100	99,23	315	0,05	0,52	0,14	0,27	3,49	6,58	2,67	VRAI
CSB04	R31-R34	0,065	0,6	100	379,31	400	0,87	1,13	0,72	0,69	5,49	7,27	3,17	VRAI
	R34-R35	0,078	0,6	100	366,57	400	0,79	1,11	0,67	0,76	6,02	6,71	2,96	VRAI
	R35-R36	0,079	0,6	100	365,69	400	0,79	1,11	0,67	0,76	6,06	5,26	2,40	VRAI
	R36-R37	0,023	0,6	100	460,89	500	0,81	1,12	0,68	0,74	3,79	2,55	1,21	VRAI
	R37-R38	0,074	0,6	100	370,20	500	0,45	0,97	0,47	1,33	6,80	5,66	2,36	VRAI
	R38-R39	0,097	0,6	100	351,89	500	0,39	0,93	0,44	1,53	7,79	7,18	2,90	VRAI
	R39-R40	0,078	0,6	100	366,57	500	0,44	0,96	0,46	1,37	6,98	6,95	2,81	VRAI
	R40-R41	0,04	0,6	100	415,47	500	0,61	1,05	0,56	0,98	5,00	7,51	2,02	VRAI
	R41-R42	0,006	0,6	100	592,95	630	0,85	1,13	0,71	0,70	2,26	7,51	2,04	VRAI
	R42-R43	0,049	0,6	100	399,95	630	0,30	0,88	0,37	2,01	6,46	7,28	1,95	VRAI
	R43-R44	0,096	0,6	100	352,57	630	0,21	0,79	0,31	2,82	9,04	5,99	1,54	VRAI
	R44-R45	0,087	0,6	100	359,14	630	0,22	0,81	0,32	2,68	8,60	6,52	2,31	VRAI
	R45-R46	0,11	0,6	100	343,68	630	0,20	0,78	0,30	3,01	9,67	6,23	2,87	VRAI
	R46-R47	0,11	0,6	100	343,68	630	0,20	0,78	0,30	3,01	9,67	6,68	2,93	VRAI
	R47-R48	0,1	0,6	100	349,88	630	0,21	0,79	0,31	2,87	9,22	6,71	2,94	VRAI
	R48-R49	0,057	0,6	100	388,77	630	0,28	0,86	0,36	2,17	6,96	4,23	1,86	VRAI
R49-R50	0,072	0,6	100	372,11	630	0,25	0,83	0,33	2,44	7,83	6,58	2,67	VRAI	
	R28-R29	0,03	0,088	100	213,47	315	0,36	0,91	0,41	0,25	3,18	7,27	3,17	VRAI
CSB05	R51-R52	0,037	0,14	100	244,27	315	0,51	1,01	0,50	0,28	3,53	3,55	1,31	VRAI
	R52-R53	0,037	0,26	100	308,10	315	0,94	1,14	0,76	0,28	3,53	4,03	1,31	VRAI
	R53-R54	0,0086	0,26	100	405,05	500	0,57	1,04	0,54	0,45	2,32	2,41	0,71	VRAI

Tableau V-1 : Résultats du dimensionnement du réseau :

Collecteurs	Tronçons	I	Q (m ³ /s)	Ks	D cal (mm)	D nor (mm)	Rq	Rv	Rh	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Auto- curage
	R54-R55	0,0073	0,26	100	417,69	500	0,62	1,05	0,57	0,42	2,14	2,25	1,25	VRAI
	R55-R56	0,027	0,26	100	326,85	500	0,32	0,89	0,39	0,81	4,11	3,67	1,96	VRAI
	R56-R57	0,036	0,26	100	309,69	500	0,28	0,86	0,36	0,93	4,74	4,09	2,15	VRAI
	R57-R58	0,0073	0,26	100	417,69	500	0,62	1,05	0,57	0,42	2,14	2,25	1,25	VRAI
	R58-R59	0,099	0,26	100	256,18	500	0,17	0,73	0,28	1,54	7,87	5,77	2,93	VRAI
	R59-R60	0,09	0,26	100	260,80	500	0,18	0,74	0,28	1,47	7,50	5,59	2,84	VRAI
	R60-R61	0,043	0,26	100	299,54	500	0,26	0,84	0,34	1,02	5,18	4,37	1,80	VRAI
CSB06	R62-R63	0,04	0,08	100	195,16	315	0,28	0,86	0,36	0,29	3,67	3,17	1,08	VRAI
	R63-R64	0,03	0,08	100	205,97	315	0,32	0,89	0,39	0,25	3,18	2,84	0,94	VRAI
	R64-R65	0,03	0,08	100	205,97	315	0,32	0,89	0,39	0,25	3,18	2,84	0,94	VRAI
	R65-R66	0,036	0,08	100	199,05	315	0,29	0,87	0,37	0,27	3,49	3,05	1,02	VRAI
	R66-R67	0,04	0,08	100	195,16	315	0,28	0,86	0,36	0,29	3,67	3,17	1,08	VRAI
	R67-R68	0,041	0,08	100	194,26	315	0,28	0,86	0,36	0,29	3,72	3,20	1,09	VRAI
	R68-R27	0,043	0,08	100	192,53	315	0,27	0,86	0,35	0,30	3,81	3,26	1,12	VRAI
CBS 07	R69-R70	0,032	0,12	100	236,91	315	0,47	0,98	0,48	0,26	3,29	3,22	0,97	VRAI
	R70-R71	0,036	0,12	100	231,74	315	0,44	0,96	0,47	0,27	3,49	3,36	1,02	VRAI
	R71-R72	0,026	0,12	100	246,32	315	0,52	1,01	0,51	0,23	2,96	3,00	0,87	VRAI
	R72-R73	0,029	0,12	100	241,33	315	0,49	1,00	0,49	0,24	3,13	3,12	0,92	VRAI
	R73-R74	0,042	0,12	100	225,14	315	0,41	0,94	0,45	0,29	3,77	3,55	1,11	VRAI
	R74-R75	0,048	0,12	100	219,57	315	0,38	0,93	0,43	0,31	4,03	3,73	1,18	VRAI
	R75-R68	0,036	0,12	100	231,74	315	0,44	0,96	0,47	0,27	3,49	3,36	1,02	VRAI
CSB08	R76-R77	0,05	0,017	100	104,71	315	0,05	0,54	0,15	0,32	4,11	2,22	1,21	VRAI
	R77-R78	0,06	0,017	100	101,19	315	0,05	0,53	0,15	0,35	4,50	2,37	1,32	VRAI
	R78-R79	0,04	0,017	100	109,18	315	0,06	0,56	0,16	0,29	3,67	2,05	1,08	VRAI
CSB09	R80-R81	0,08	0,06	100	153,85	315	0,15	0,70	0,26	0,40	5,20	3,66	1,53	VRAI
	R81-R82	0,03	0,06	100	184,91	315	0,24	0,83	0,33	0,25	3,18	2,64	0,94	VRAI

Tableau V-1 : Résultats du dimensionnement du réseau :

Collecteurs	Tronçons	I	Q (m ³ /s)	Ks	D cal (mm)	D nor (mm)	Rq	Rv	Rh	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Auto- curage
	R82-R61	0,028	0,034	100	151,38	315	0,14	0,69	0,25	0,24	3,07	2,13	0,90	VRAI
CSB 10	R79-83	0,028	0,034	100	151,38	315	0,14	0,69	0,25	0,24	3,07	2,13	0,90	VRAI
	R83-81	0,046	0,013	100	96,18	315	0,04	0,50	0,14	0,31	3,94	1,98	1,16	VRAI
CSB 11	R84-R85	0,038	0,013	100	99,69	315	0,05	0,52	0,14	0,28	3,58	1,86	1,05	VRAI
	R85-R86	0,028	0,034	100	151,38	315	0,14	0,69	0,25	0,24	3,07	2,13	0,90	VRAI
CSB11-1	R86- R205	0,05	0,21	100	268,78	315	0,66	1,06	0,59	0,32	4,11	4,37	1,21	VRAI
	R205- R206	0,035	0,21	100	287,36	315	0,78	1,11	0,67	0,27	3,44	3,80	1,01	VRAI
	R206- R107	0,061	0,21	100	258,94	315	0,59	1,05	0,55	0,35	4,54	4,75	1,33	VRAI
CSB 12	R27-R87	0,033	1,17	100	553,30	630	0,71	1,08	0,62	1,65	5,30	5,71	1,56	
	R87-R88	0,033	1,17	100	553,30	630	0,71	1,08	0,62	1,65	5,30	5,71	1,56	Vrai
	R88-R89	0,033	1,17	100	553,30	630	0,71	1,08	0,62	1,65	5,30	5,71	1,56	VRAI
	R89-R90	0,033	1,17	100	553,30	630	0,71	1,08	0,62	1,65	5,30	5,71	1,56	VRAI
	R90-R91	0,033	1,17	100	553,30	630	0,71	1,08	0,62	1,65	5,30	5,71	1,56	VRAI
	R91-R92	0,034	1,17	100	550,21	630	0,70	1,08	0,61	1,68	5,38	5,78	1,58	VRAI
	R92-R93	0,032	1,17	100	556,50	630	0,72	1,08	0,63	1,63	5,22	5,65	1,53	VRAI
	R93-R94	0,05	1,17	100	511,83	630	0,58	1,04	0,54	2,03	6,52	6,78	1,92	VRAI
	R94-R95	0,05	1,17	100	511,83	630	0,58	1,04	0,54	2,03	6,52	6,78	1,92	VRAI
	R95-R96	0,05	1,17	100	511,83	630	0,58	1,04	0,54	2,03	6,52	6,78	1,92	VRAI
	R96-R97	0,05	1,17	100	511,83	630	0,58	1,04	0,54	2,03	6,52	6,78	1,92	VRAI
	R97-R98	0,029	1,17	100	566,87	630	0,76	1,10	0,65	1,55	4,97	5,44	1,46	VRAI
	R98-R99	0,033	1,17	100	553,30	630	0,71	1,08	0,62	1,65	5,30	5,71	1,56	VRAI
CSB 13	R100- R101	0,02	0,04	100	167,65	315	0,19	0,76	0,0095	0,14	1,79	1,36	0,76	VRAI

	R101- R102	0,02	0,04	100	167,65	315	0,19	0,76	0,0095	0,14	1,79	1,36	0,76	VRAI
	R102- R103	0,02	0,04	100	167,65	315	0,19	0,76	0,0095	0,14	1,79	1,36	0,76	VRAI
	R103- R104	0,02	0,04	100	167,65	315	0,19	0,76	0,0095	0,14	1,79	1,36	0,76	VRAI
CSB14	R207- R208	0,01	0,05	100	175,20	315	0,21	0,79	0,01	0,14	1,84	1,45	0,54	VRAI
	R208- R209	0,046	0,05	100	131,60	315	0,10	0,63	0,046	0,31	3,94	4,93	1,16	Vrai
	R209- R96	0,026	0,05	100	146,46	315	0,13	0,68	0,026	0,23	2,96	4,93	0,87	Vrai
CSB 15	R104- R105	0,013	0,09	100	234,17	315	0,45	0,97	0,0088	0,13	1,72	4,93	0,62	VRAI
	R105- R106	0,013	0,09	100	234,17	315	0,45	0,97	0,0088	0,13	1,72	4,93	0,62	VRAI
	R106- R107	0,013	0,09	100	234,17	315	0,45	0,97	0,0088	0,13	1,72	4,93	0,62	VRAI

Tableau V-1 : Résultats du dimensionnement du réseau :

Collecteurs	Tronçons	I	Q (m ³ /s)	Ks	D cal (mm)	D nor (mm)	Rq	Rv	Rh	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Auto- curage
CSB 15-1	R107- R196	0,012	0,271	100	386,48	400	0,91	1,14	0,75	0,30	2,36	2,69	0,69	VRAI
	R196- R197	0,012	0,271	100	386,48	400	0,91	1,14	0,75	0,30	2,36	2,69	0,69	VRAI
	R197- R198	0,012	0,271	100	386,48	400	0,91	1,14	0,75	0,30	2,36	2,69	0,69	VRAI
	R198- R199	0,019	0,271	100	354,58	400	0,73	1,08	0,63	0,37	2,97	3,22	0,87	VRAI
	R199- R200	0,019	0,271	100	354,58	400	0,73	1,08	0,63	0,37	2,97	3,22	0,87	VRAI
	R200- R201	0,044	0,271	100	302,92	400	0,48	0,99	0,49	0,57	4,52	4,46	1,33	VRAI
	R201- R202	0,044	0,271	100	302,92	400	0,48	0,99	0,49	0,57	4,52	4,46	1,33	VRAI
	R202- R203	0,0066	0,271	100	444,38	500	0,73	1,09	0,63	0,37	1,89	2,05	0,6	VRAI
	R203- R204	0,0066	0,271	100	444,38	500	0,73	1,09	0,63	0,37	1,89	2,05	0,6	VRAI
	R204- R50	0,0066	0,271	100	444,38	500	0,73	1,09	0,63	0,37	1,89	2,05	0,6	VRAI
CSB 16	R111- R110	0,023	0,03	100	128,73	315	0,09	0,62	0,20	0,22	2,79	1,73	0,82	VRAI
	R110- R109	0,023	0,03	100	128,73	315	0,09	0,62	0,20	0,22	2,79	1,73	0,82	VRAI
	R109- R108	0,023	0,03	100	128,73	315	0,09	0,62	0,20	0,22	2,79	1,73	0,82	VRAI
	R108- R99	0,023	0,03	100	128,73	315	0,09	0,62	0,20	0,22	2,79	1,73	0,82	VRAI

CSB 17	R99- R112	0,06	1,87	100	589,73	630	0,84	1,13	0,70	2,23	7,14	8,05	2,10	VRAI
	R112- R113	0,046	1,87	100	619,85	630	0,96	1,14	0,78	1,95	6,26	7,13	1,84	VRAI
	R113- R114	0,037	1,87	80	702,03	800	0,71	1,08	0,62	2,64	5,26	5,67	1,55	VRAI
	R114- R115	0,06	1,87	80	641,20	800	0,56	1,03	0,53	3,37	6,70	6,91	1,97	VRAI
	R115- R116	0,029	1,87	80	734,85	800	0,80	1,11	0,68	2,34	4,66	5,18	1,37	VRAI
	R116- R117	0,06	1,87	80	641,20	800	0,56	1,03	0,53	3,37	6,70	6,91	1,97	VRAI
	R117- R118	0,062	1,87	80	637,27	800	0,55	1,03	0,52	3,42	6,81	6,99	2,00	VRAI
	R118- R119	0,043	1,87	80	682,53	800	0,66	1,06	0,59	2,85	5,67	6,04	1,67	VRAI
	R119- R120	0,045	1,87	80	676,74	800	0,64	1,06	0,58	2,92	5,80	6,16	1,71	VRAI
	R120- R121	0,032	1,87	80	721,41	800	0,76	1,10	0,65	2,46	4,89	5,37	1,44	VRAI
	R121- R122	0,051	1,87	80	661,04	800	0,60	1,05	0,55	3,10	6,18	6,48	1,82	VRAI
	R122- R123	0,062	1,87	80	637,27	800	0,55	1,03	0,52	3,42	6,81	6,99	2,00	VRAI
	R123- R124	0,033	1,87	80	717,26	800	0,75	1,09	0,64	2,50	4,97	5,43	1,46	VRAI
	R124- R125	0,035	1,87	80	709,39	800	0,73	1,08	0,63	2,57	5,12	5,55	1,50	VRAI
	R125- R126	0,031	1,87	80	725,71	800	0,77	1,10	0,66	2,42	4,82	5,31	1,42	VRAI

Tableau V-1 : Résultats du dimensionnement du réseau :

Collecteurs	Tronçons	I	Q (m ³ /s)	Ks	D cal (mm)	D nor (mm)	Rq	Rv	Rh	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Auto- curage
	R126- R127	0,031	1,87	80	725,71	800	0,77	1,10	0,66	2,42	4,82	5,31	1,42	VRAI
	R127- R128	0,039	1,87	80	695,14	800	0,69	1,07	0,61	2,71	5,40	5,80	1,59	VRAI
	R128- R129	0,047	1,87	80	671,24	800	0,63	1,06	0,57	2,98	5,93	6,27	1,74	VRAI
	R129- R130	0,021	1,87	80	780,69	800	0,94	1,14	0,76	1,99	3,96	4,52	1,17	VRAI
	R130- R131	0,042	1,87	80	685,55	800	0,66	1,07	0,59	2,82	5,61	5,98	1,65	VRAI
CSB 18	R132- R133	0,022	0,11	100	209,85	315	0,34	0,90	0,40	0,21	2,73	2,46	1,62	VRAI
	R133- R134	0,025	0,11	100	204,88	315	0,32	0,89	0,39	0,23	2,90	2,59	1,70	VRAI
	R134- R135	0,018	0,11	100	217,90	315	0,38	0,92	0,42	0,19	2,46	2,28	1,50	VRAI
	R135- R136	0,021	0,11	100	211,69	315	0,35	0,91	0,41	0,21	2,66	2,42	1,08	VRAI
	R136- R137	0,021	0,11	100	211,69	315	0,35	0,91	0,41	0,21	2,66	2,42	1,08	VRAI
	R137- R138	0,037	0,11	100	190,36	315	0,26	0,85	0,35	0,28	3,53	3,00	1,28	VRAI
	R138- R139	0,0067	0,11	100	262,26	315	0,61	1,05	0,56	0,12	1,50	1,58	0,95	VRAI
CSB19	R142- R143	0,038	0,08	100	179,08	315	0,22	0,81	0,32	0,28	3,58	2,89	1,94	VRAI

	R143- R144	0,028	0,08	100	189,64	315	0,26	0,85	0,34	0,24	3,07	2,60	1,74	VRAI
	R144- R145	0,02	0,08	100	201,98	315	0,31	0,88	0,38	0,20	2,60	2,29	1,53	VRAI
	R145- R146	0,015	0,08	100	213,18	315	0,35	0,91	0,41	0,18	2,25	2,05	1,37	VRAI
	R146- R139	0,048	0,08	100	171,41	315	0,20	0,77	0,30	0,31	4,03	3,12	2,10	VRAI
CSB 20	R147- R143	0,014	0,022	100	129,95	315	0,09	0,63	0,21	0,17	2,17	1,36	1,34	VRAI
CSB 21	R148- R145	0,019	0,028	100	130,88	315	0,10	0,63	0,21	0,20	2,53	1,59	1,50	VRAI
CSB22	R139- R140	0,0098	0,36	100	446,55	500	0,74	1,09	0,64	0,49	2,47	2,70	1,11	VRAI
	R140- R141	0,0068	0,36	100	478,23	500	0,89	1,14	0,73	0,40	2,06	2,35	0,99	VRAI
	R141- R149	0,025	0,36	100	374,64	500	0,46	0,98	0,48	0,78	3,95	3,86	1,47	VRAI
	R149- R150	0,031	0,36	100	359,83	500	0,42	0,95	0,45	0,86	4,40	4,17	1,57	VRAI
	R150- R151	0,049	0,36	100	330,23	500	0,33	0,90	0,40	1,09	5,53	4,97	1,81	VRAI
	R151- R152	0,042	0,36	100	339,91	500	0,36	0,91	0,41	1,01	5,12	4,68	1,73	VRAI
	R152- R153	0,03	0,36	100	362,05	500	0,42	0,95	0,46	0,85	4,33	4,12	1,56	VRAI
	R153- R154	0,04	0,36	100	343,04	500	0,37	0,92	0,42	0,98	5,00	4,59	1,70	VRAI
	R154- R155	0,046	0,36	100	334,16	500	0,34	0,90	0,40	1,05	5,36	4,85	1,78	VRAI
	R155- R156	0,1	0,36	100	288,89	500	0,23	0,82	0,32	1,55	7,91	6,46	2,29	VRAI

Tableau V-1 : Résultats du dimensionnement du réseau :

Collecteurs	Tronçons	I	Q (m ³ /s)	Ks	D cal (mm)	D nor (mm)	Rq	Rv	Rh	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Auto- curage
	R156- R157	0,13	0,36	100	275,02	500	0,20	0,78	0,30	1,77	9,01	7,05	2,50	VRAI
	R157- R158	0,06	0,36	100	317,92	500	0,30	0,88	0,37	1,20	6,12	5,38	1,80	VRAI
	R158- R159	0,1	0,36	100	288,89	500	0,23	0,82	0,32	1,55	7,91	6,46	2,32	VRAI
	R159- R160	0,09	0,36	100	294,65	500	0,24	0,83	0,33	1,47	7,50	6,23	2,20	VRAI
	R160- R161	0,05	0,36	100	328,98	500	0,33	0,90	0,39	1,10	5,59	5,01	1,64	VRAI
	R161- R162	0,032	0,36	100	357,69	500	0,41	0,94	0,45	0,88	4,47	4,22	1,31	VRAI
	R162- R163	0,035	0,36	100	351,73	500	0,39	0,93	0,44	0,92	4,68	4,36	1,37	VRAI
	R163- R164	0,06	0,36	100	317,92	500	0,30	0,88	0,37	1,20	6,12	5,38	1,80	VRAI
	R164- R165	0,028	0,36	100	366,76	500	0,44	0,96	0,46	0,82	4,18	4,02	1,23	VRAI
	R165- R166	0,06	0,36	100	317,92	500	0,30	0,88	0,37	1,20	6,12	5,38	1,80	VRAI
	R166- R167	0,017	0,36	100	402,73	500	0,56	1,03	0,53	0,64	3,26	3,37	0,96	VRAI
	R167- R168	0,029	0,36	100	364,36	500	0,43	0,96	0,46	0,84	4,26	4,07	1,25	VRAI
	R168-Rej													VRAI
CSB23	R50- R169	0,063	1,07	100	473,98	500	0,87	1,13	0,72	1,23	6,27	7,12	1,84	VRAI
	R169- R170	0,046	1,07	100	502,77	630	0,55	1,03	0,53	1,95	6,26	6,43	1,84	VRAI

	R170- R171	0,025	1,07	100	563,66	630	0,74	1,09	0,64	1,44	4,61	5,03	1,36	VRAI
	R171- R172	0,027	1,07	100	555,59	630	0,72	1,08	0,62	1,49	4,79	5,18	1,41	VRAI
	R172- R173	0,016	1,07	100	612,86	630	0,93	1,14	0,76	1,15	3,69	4,20	1,08	VRAI
	R173- R174	0,008	1,07	80	758,83	800	0,87	1,13	0,72	1,23	2,45	2,78	0,72	VRAI
	R174- R175	0,0269	1,07	80	604,50	800	0,47	0,98	0,48	2,25	4,49	4,42	1,32	VRAI
	R175- R176	0,038	1,07	80	566,59	800	0,40	0,94	0,44	2,68	5,33	5,00	1,57	VRAI
	R176- R177	0,056	1,07	80	526,85	800	0,33	0,90	0,39	3,25	6,47	5,81	1,90	VRAI
	R177- R178	0,038	1,07	80	566,59	800	0,40	0,94	0,44	2,68	5,33	5,00	1,57	VRAI
	R178- R179	0,029	1,07	80	596,04	800	0,46	0,97	0,47	2,34	4,66	4,53	1,37	VRAI
	R179- R180	0,049	1,07	80	540,21	800	0,35	0,91	0,41	3,04	6,06	5,51	1,78	VRAI
	R180- R181	0,054	1,07	80	530,46	800	0,33	0,90	0,40	3,19	6,36	5,72	1,87	VRAI
	R181- R182	0,03	1,07	80	592,26	800	0,45	0,97	0,47	2,38	4,74	4,59	1,39	VRAI
	R181- R182	0,03	1,07	80	592,26	800	0,45	0,97	0,47	2,38	4,74	4,59	1,39	VRAI
	R182- R183	0,026	1,07	80	608,37	800	0,48	0,99	0,49	2,22	4,41	4,37	1,30	VRAI

Tableau V-1 : Résultats du dimensionnement du réseau :

Collecteurs	Tronçons	I	Q (m ³ /s)	Ks	D cal (mm)	D nor (mm)	Rq	Rv	Rh	Qps (m ³ /s)	Vps (m/s)	V (m/s)	Vmin (m/s)	Auto- curage
	R183- R184	0,008	1,07	80	758,83	800	0,87	1,13	0,72	1,23	2,45	2,78	0,72	VRAI
	R184- R185	0,015	1,07	80	674,46	800	0,64	1,06	0,57	1,68	3,35	3,55	0,98	VRAI
	R185- R186	0,015	1,07	80	674,46	800	0,64	1,06	0,57	1,68	3,35	3,55	0,98	VRAI
	R186- R187	0,0087	1,07	80	746,99	800	0,83	1,13	0,70	1,28	2,55	2,87	0,75	VRAI
	R187- R188	0,043	1,07	80	553,60	800	0,38	0,92	0,42	2,85	5,67	5,24	1,67	VRAI
	R188- R189	0,043	1,07	80	553,60	800	0,38	0,92	0,42	2,85	5,67	5,24	1,67	VRAI
CSB 23-1	R190- R171	0,024	0,09	100	192,81	315	0,27	0,86	0,35	0,22	2,85	2,44	0,84	VRAI
	R191- R192	0,028	0,09	100	187,32	315	0,25	0,84	0,34	0,24	3,07	2,57	0,90	VRAI
CSB 24	R192- R193	0,028	0,07	100	187,32	315	0,25	0,84	0,34	0,24	3,07	2,57	0,90	VRAI
	R193- R194	0,028	0,07	100	187,32	315	0,25	0,84	0,34	0,24	3,07	2,57	0,90	VRAI
	R-194- R195	0,028	0,07	100	187,32	315	0,25	0,84	0,34	0,24	3,07	2,57	0,90	VRAI
	R195- R182	0,028	0,07	100	187,32	315	0,25	0,84	0,34	0,24	3,07	2,57	0,90	VRAI
CSB 5-2	R64- R210	0,07	0,19	100	243,05	400	0,27	0,85	0,35	0,72	5,70	4,85	1,67	VRAI
	R210- R211	0,06	0,19	100	250,17	400	0,29	0,87	0,36	0,66	5,28	4,59	1,55	VRAI
	R211- R86	0,04	0,19	100	269,94	400	0,35	0,91	0,41	0,54	4,31	3,92	1,27	VRAI

Annexe 04

Tableau VIII-1 : Calcul des volumes des travaux

Collecteurs	V dec (m ³)	V deb (m ³)	V conduite (m ³)	V lit de sb (m ³)	V enro (m ³)	Vf (m ³)	V exd (m ³)	V rem (m ³)
SB1	136,9602	1780,4826	238,91946	136,9602	273,9204	2225,60325	1094,92071	1130,68254
SB2	13,92858	204,28584	20,593062	13,92858	27,85716	255,3573	113,450262	141,907038
SB3	7,07802	90,598656	10,464678	7,07802	14,15604	113,24832	54,348402	58,899918
SB4	89,7195	1644,8575	180,58925	89,7195	179,439	2056,07188	860,962125	1195,10975
SB5	44,433	687,2304	77,5109	44,433	88,866	859,038	382,6175	476,4205
SB6	29,7654825	958,448537	44,00753175	29,7654825	59,530965	1198,06067	372,916113	825,144557
SB7	29,9594925	709,041323	44,29437075	29,9594925	59,918985	886,301653	311,433179	574,868474
SB8	10,3979325	176,764853	15,37308675	10,3979325	20,795865	220,956066	90,7580974	130,197968
SB9	15,0525	285,9975	22,25475	15,0525	30,105	357,496875	138,911625	218,58525
SB10	7,9560825	84,86488	11,76287175	7,9560825	15,912165	106,0811	56,8473393	49,2337608
SB11	16,4691075	261,309839	24,34916925	16,4691075	32,938215	326,637299	139,083952	187,553347
SB11-1	15,0508275	321,08432	22,25227725	15,0508275	30,101655	401,3554	147,67584	253,67956
SB12	66,885	1391,208	134,6275	66,885	133,77	1739,01	683,0845	1055,9255
SB13	15,1444875	238,27327	22,39075125	15,1444875	30,288975	297,841588	127,392531	170,449056
SB14	18,240285	267,52418	26,9678115	18,240285	36,48057	334,405225	148,569712	185,835514
SB15	15,7566225	193,281236	23,29577775	15,7566225	31,513245	241,601545	118,885954	122,715591
SB15-1	58,3869	735,67494	117,52235	58,3869	116,7738	919,593675	476,601785	442,99189
SB16	16,6263225	168,480068	24,58160775	16,6263225	33,252645	210,600085	116,580592	94,0194928
SB17	127,071945	2456,72427	292,9763655	127,071945	254,14389	3070,90534	1288,37327	1782,53207
SB18	34,550505	582,751851	51,0820695	34,550505	69,10101	728,439814	300,421547	428,018267
SB19	15,5960625	216,2654	23,05839375	15,5960625	31,192125	270,33175	123,912931	146,418819
SB20	5,0175	51,8475	7,41825	5,0175	10,035	64,809375	35,432625	29,37675
SB21	5,0175	51,8475	7,41825	5,0175	10,035	64,809375	35,432625	29,37675
SB22	114,9525	2482,974	231,37875	114,9525	229,905	3103,7175	1196,97975	1906,73775
SB23	5,63298	58,20746	8,328222	5,63298	11,26596	72,759325	39,779027	32,980298
SB23-1	136,733025	2397,38571	315,2508975	136,733025	273,46605	2996,73213	1324,7964	1671,93573
SB24	18,7704675	215,234694	27,75167325	18,7704675	37,540935	269,043368	137,871749	131,171618
Total (m ³)	1071,15283	18712,6463		1071,152828	2142,305655	4678,16158	2142,305655	13472,7678

