

Session Septembre2025

Remerciements

Je tiens tout d'abord à exprimer ma sincère gratitude à mon encadreur, Madame *SAADOUNE SAMRA*, pour le temps précieux qu'elle m'a consacré, sa patience, ses conseils avisés et son soutien constant tout au long de ce travail. Sa guidance a été pour moi une source d'inspiration et m'a permis de progresser à chaque étape de ce projet.

Je remercie également chaleureusement les membres du jury pour avoir pris le temps d'examiner mon travail et pour leurs observations constructives, qui m'ont grandement enrichie.

Je souhaite également remercier tous les enseignants qui m'ont accompagnée au cours de ma formation, pour leur patience, leur disponibilité et le savoir qu'ils m'ont transmis. Chacun d'eux a contribué, à sa manière, à mon apprentissage et à mon développement académique.

Je remercie aussi mon école pour la qualité de la formation qu'elle m'a dispensée, ainsi que toutes les connaissances et compétences que j'ai pu acquérir au fil des années. Enfin, je rends grâce à Dieu pour m'avoir permis de bénéficier de cette expérience éducative exceptionnelle.

KAIS Mohamed Amine

Dédicace

Je dédie ce travail à mes parents bien-aimés

À ma chère maman, merci d'avoir toujours été à mes côtés, de m'avoir toujours soutenue et aidée dans mon travail par tes connaissances, ton temps, tes prières et ton amour inconditionnel.

À mon père, je te remercie pour chaque effort, chaque sacrifice et chaque goutte de sueur versés pour moi. Tout cela restera gravé dans mon cœur et j'espère être à la hauteur de tes attentes.

À mes sœurs chéries, je vous remercie du fond du cœur pour votre amour, votre soutien inconditionnel et vos encouragements qui m'ont donné la force d'avancer tout au long de ce parcours.

Un remerciement particulier à mes amis et collègues MEDDEBER Abdelmounaim, KALEM Adel, LAANI Brahim, MESRATI Zoubir et mon cousin Nassim pour leur aide et soutien.

À toute ma grande famille KAIS et DJERIDANE, je vous exprime toute ma gratitude et mon amour.

Enfin, je tiens à remercier ma collègue BENSABI, pour sa disponibilité, son soutien et les encouragements qu'elle m'a apportés durant ce parcours.

KAIS Mohamed Amine

ملخص

يهدف مخطط شغل الأراضي ب17 ببلدية البلدية إلى تهيئة منطقة سكنية تضم مساكن قائمة وأخرى مبرمجة. غير أن شبكة الصرف الصحي الحالية تعاني من نقائص معتبرة، إذ يتم التخلص من المياه المستعملة عبر حفر تقليدية، مما يشكل تهديداً صحياً وبيئياً. وقد مكن التشخيص الميداني والحسابات الهيدرولوجية (1993–2022) من اعتماد التوزيع اللوغاريتمي- الطبيعي وتقدير شدة مطرية لعشر سنوات تعادل 153.27 ل/ث.هكتار . بناءً على ذلك، تم تصميم مجمعات جديدة تحقق سرعات مطابقة لمعايير التنظيف الذاتي، مع كلفة إجمالية للمشروع بلغت 59 مليون دج، وهو ما يؤكد جدواه التقنية والاقتصادية.

الكلمات المفتاحية : الصرف الصحي، التشخيص، المجمع، شبكة، البلدية

Résumé

Le POS B17, situé à Blida, vise l'accueil d'habitations existantes et projetées, mais le réseau actuel d'assainissement reste déficient avec rejet en fosses septiques. Le diagnostic et l'étude hydrologique (1993–2022) ont conduit à l'adoption de la loi log-normale, avec une intensité décennale estimée à 153,28 L/s·ha. Des collecteurs adaptés ont été dimensionnés, assurant des vitesses conformes aux critères d'auto-curage. Le coût global de 59 millions DA confirme la faisabilité technique, économique et durable du projet.

Mots clés : Assainissement, diagnostic, collecteur, réseau, Blida.

Abstract

The POS B17 in Blida aims to serve existing and planned housing units, yet the sanitation network is largely inadequate, with wastewater discharged into septic pits. A field diagnosis and hydrological study (1993–2022) led to adopting the log-normal distribution, estimating a ten- year rainfall intensity of 153.28 L/s·ha. New collectors were designed to meet self-cleansing criteria. With an overall cost of 59 million DA, the project demonstrates technical, economic, and sustainable feasibility.

Keywords: Sanitation, diagnostic, collector, System, Blida.

Sommaire :

Résumé

Liste des figures

Listes des tableaux

Listes des planches

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction :	1
I-1 La situation géographique :	1
I-2 Données naturelles du site	3
I-2-1 Situation topographique :	3
I.2-2- Analyse géologique :	3
I.2-3-Hydrogéologie :	4
I-2-4- Sismicité	4
I-3 Situation climatique :	4
1-3-1-La température :	4
Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la Température (1990-2021).....	5
1-3-2-Humidité :	5
Tableau I-3 : Répartition mensuelle de l'humidité (1990-2021).....	5
Source : ANRH BLIDA (2021)	5
- Les mois les plus humides sont : juin, juillet, août, septembre, octobre.	5
1-3-4 Vent:.....	5
Tableau I-4 : Répartition mensuelle de la vitesse des Vents (1990-2021)	5
- La vitesse moyenne du vent sur l'année est environ 2,73 m/s.	5
I.4- La pluviométrie :	5
Tableau I-4 : Précipitation moyenne inter-annuelle (1990-2021).....	5
I.5- Evolution de la population :	6
Tableau I-1: Population des ménages de la zone d'étude du POS B17 en 2013.....	6
1-5-1- Recensement des activités de la zone d'étude :	7
1-5-2- Besoin en eau :	7
I-6 Situation hydraulique :	7
1-6-1 Réseau AEP :	7
1-6-2 Réseau d'Assainissement :	7

Conclusion	8
Chapitre II : Etude Hydrologique	
Introduction :	9
II.1 Les averses :	9
II.2 Choix de la période de retour :	9
II.3 Analyse des données pluviométrique :	9
II.3.1 Caractéristique empirique de la série :	11
II.3.2. Les précipitations maximales journalières :	11
II.4 Choix de la loi d'ajustement :	13
II.4.1 L'ajustement à la loi GEV :	14
II.4.2 L'ajustement à la loi Gumbel :	15
II.4.3 L'ajustement à la loi Galton (Log-normale):	17
II.5. Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans : ..	21
Conclusion:	21
Chapitre III : Calcul de Base	
Introduction :	22
III.1. Situation démographique :	22
III.2. Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires :	23
III.3. Système d'évacuation des eaux :	23
III.3.1. Le système unitaire :	23
III.3.2. Système séparatif :	24
III.3.3. Système pseudo-séparatif :	24
III.4. Schéma d'évacuation des eaux.....	25
III.4.1. Schéma perpendiculaire	26
III.4.2. Schéma par déplacement latéral	26
III.4.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique	27
III.4.4. Schéma à collecteur étagé.....	27
III.4.5. Schéma type radial	28
III.4.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :	28
III.5. Détermination du coefficient de ruissellement :	29
III.6. Calcul le nombre d'habitants de chaque sous-bassin :	31
Conclusion	33
Chapitre IV : Diagnostic du Réseau d'Assainissement	
Introduction.....	34
IV.1 Objectifs du diagnostic.....	34

IV.2 Phases principales du diagnostic	35
IV.3 État physique du réseau	35
IV.3.1 Organisation générale	35
IV.3.2 Collecteurs principaux	35
IV.3.3 État des regards	36
IV.3.4 État des rejets	37
IV.3.5 État des fosses septiques.....	38
IV.4 Diagnostic hydraulique.....	39
IV.4.1 Méthodologie	39
IV.4.3 Résultats	40
IV.4.4 Interprétation technique	40
IV.5 État de l'évacuation pluviale	41
IV.6 Constatations principales et Tableau de synthèse du diagnostic:	41
IV.7 Remarque méthodologique	42
IV.8 Conclusion	43
IV.9 Recommandations	43
Chapitre V : Estimation des débits à évacuer	
Introduction :	44
V.1. Origine et nature des eaux usées	44
V.1.1. Eaux usées domestiques	44
V.1.2. Eaux usées industrielles.....	44
V.1.3. Eaux usées des services publics	45
V.1.4. Eaux claires parasites	45
V.2. Evaluation des eaux usées :	45
V.2.1. Estimation du débit d'eaux usées domestiques :	45
V.3. Estimation des débits des eaux pluviales :	47
V.3.1. Méthode rationnelle :	48
V.3.1.2. Les hypothèses de la méthode rationnelle.....	48
V. 4 Calcul des débits totaux pour chaque sous-bassin	49
Conclusion :	49
Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau	
Introduction :	50
VI.1. Conditions d'implantation des réseaux.....	50
VI.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement	50
VI.3 Mode de calcul :	51

VI.3.1 Hypothèses de base	51
VI.3.2 Relations fondamentales.....	51
VI.4 Dimensionnement du nouveau réseau	53
VI.5 Résultats des dimensionnement:	54
Conclusion :	60

Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau

Introduction.....	61
7.1 Les ouvrages principaux	61
7.2 Les canalisations	61
7.3 Formes et sections des conduites.....	61
7.4 Critères de choix des conduites	61
7.5 Types de matériaux de canalisations	62
7.7.2 Conduites en amiante-ciment.....	62
7.7.3 Conduites en grès.....	62
7.7.4 Conduites en matières plastiques	62
7.7.5 Conduites en béton	63
7.7 Essais des conduites préfabriquées	63
7.7.1 Essai à l'écrasement	63
7.7.2 Essai à l'étanchéité	63
7.7.3 Essai à la corrosion (chimique).....	64
7.8 Pose des canalisations.....	64
7.8.1 Conditions de pose.....	64
7.8.2 Modes de pose selon la nature du terrain.....	64
7.9 Les ouvrages annexes.....	65
7.9.1 Les ouvrages normaux.....	65
7.9.1.1 Les branchements.....	65
7.9.1.2 Les bouches d'égout	65
7.9.1.3 Les regards	66
7.9.2 Les ouvrages spéciaux	66
7.9.2.1 Les déversoirs d'orage	67
7.9.2.2 Dimensionnement du déversoir d'orage projeté (frontal à seuil haut).....	67
Conclusion	69

Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail

8.1 Introduction :	70
--------------------------	----

8.2 Organisation de chantier	70
8.2.1 Les étapes de réalisation du projet :	70
VIII.2.2.Choix des engins	72
VIII.2.3 Détermination des volumes de travaux	74
8.2.4 Devis quantitatif et estimatif:	76
8.3 Sécurité de travail	77
8.3.1 Causes des accidents de travail sur un chantier hydraulique	78
8.3.2 Liste des actions dangereuses.....	79
8.3.3 Mesures préventives	79
8.4 Conclusion	80

Conclusion générale

Référence Bibliographique

Annexes

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I.1 : Répartition mensuelle de la Température (1990.2021).....	5
Tableau I.2 : Répartition mensuelle de l'humidité (1990.2021)	5
Tableau I.3 : Répartition mensuelle de la vitesse des Vents (1990.2021)	5
Tableau I.4 : Précipitation moyenne inter.annuelle (1990.2021).....	6
Tableau I.5: Population des ménages de la zone d'étude du POS B17 en 2013.....	6
Tableau I.6 : Recensement des activités	6

Chapitre II : Etude Hydrologique

Tableau II.1 :Identification de la station pluviométrique	10
Tableau II.2: La série Pluviométrique “station de SOUMAA” 1993.2022.....	10
Tableau II.3 : Caractéristique empirique de la série.....	11
Tableau II.4 : Résultat du Test de la médiane	12
Tableau II.5: Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).....	14
Tableau II.6: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran).....	17
Tableau II.7: Résultat de l'ajustement à la loi Log.normale (Hyfran).....	18
Tableau II.8 : Résultat de comparaison	20

Chapitre III : Calcul de Base

Tableau III.1 : Estimation de la population.....	22
Tableau III.2 : Les sous bassins de l'agglomération et leurs surfaces	23
Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.	29
Tableau III.4: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée.....	29
Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population...	30
Tableau III.6: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.....	30
Tableau III.7 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin.....	31
Tableau III.8 Nombre d'habitants pour chaque sous bassin	32
Tableau III .9: Coefficient réducteur d'intensité pour la totalité de la surface d'étude..	33

Chapitre IV : Diagnostic du Réseau d'Assainissement

Tableau IV.1 : Données générales sur les collecteurs du POS B17.....	35
Tableau IV.2 : Rejets identifiés dans le POS B17.....	37
Tableau IV.3 :Vérification hydraulique des collecteurs du POS B17.....	40

Tableau IV.4 :Synthèse du diagnostic du POS B17.....	41
---	-----------

Chapitre V : Estimation des débits à évacuer

Tableau V.1 : Évaluation des débits d’eaux usées des établissements publics pour chaque sous bassin	47
--	-----------

Tableau V.2: Détermination des débits de pointes d’eaux usées.....	47
---	-----------

Tableau V.3 : Évaluation des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire	49
---	-----------

Tableau V.4 : Calcul des débits totaux correspondants à chaque surface élémentaire...49	
--	--

Chapitre VI : Calcul hydraulique du réseau

Tableau VI.1 : Collecteur A.....	54
---	-----------

Tableau VI.2 : Collecteur B	55
--	-----------

Tableau VI.3 : Collecteur C	55
--	-----------

Tableau VI.4 : Collecteur D	55
--	-----------

Tableau VI.5 : Collecteur E	56
--	-----------

Tableau VI.6 : Collecteur F	57
--	-----------

Tableau VI.7 : Collecteur G	57
--	-----------

Tableau VI.8 : Collecteur H	57
--	-----------

Tableau VI.9 : Collecteur I	58
--	-----------

Tableau VI.10 : Collecteur J	58
---	-----------

Tableau VI.11 : Collecteur K	58
---	-----------

Tableau VI.12 : Collecteur L	59
---	-----------

Tableau VI.13 : Collecteur M.....	59
--	-----------

Tableau VI.14 : Collecteur N.....	59
--	-----------

Tableau VI.15 : Collecteur O.....	59
--	-----------

Tableau VI.16 : Collecteur P	60
---	-----------

Tableau VI.17 : Collecteur Q.....	60
--	-----------

Chapitre VII : Les éléments constitutifs du réseau

Tableau VII.1 : Paramètres et valeurs	62
--	-----------

Tableau VII.2. Résultat des calculs..... ;.....	62
--	-----------

Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail

Tableau VII.1 :Devis quantitatif et estimatif	76
--	-----------

Liste des planches

Planche n°1 : Plan de masse avec réseau existant

Planche n°2 : Plan de masse avec réseau projeté

Planche n°3 : Profil en long du collecteur projeté le plus long

Planche n°4 : Ouvrages annexes

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure I.01 : Localisation de la wilaya de Blida (<i>d-maps.com,2025</i>).....	2
Figure I.02 : Position du site de La zone d'étude P.O.S B17 (<i>Google Earth,2025</i>).....	2
Figure I.03 Carte topographique 3D du Bassin de la Mitidja et de l'Atlas de Blida (<i>world3d.com,2025</i>).....	3

Chapitre II : Etude Hydrologique

Figure II.1 : Ajustement graphique à la loi GEV.....	15
Figure II.2 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel.....	17
Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi Log-normale.....	19

Chapitre III : Calcul de Base

Figure III.1 : Schéma d'un réseau unitaire	24
Figure III.2: Schéma d'un réseau séparatif.....	24
Figure III.3: Schéma d'un réseau pseudo-séparatif.....	25
Figure III.4: Schéma perpendiculaire.....	26
Figure III.5 : Schéma par déplacement latéral.....	27
Figure III.6 : Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	27
Figure III.7 : Schéma à collecteur étagé.....	27
Figure III-8 : Schéma type radial	28
Figure III.9: Principe schématique de détermination du coefficient α	33

Chapitre IV : Diagnostic du Réseau d'Assainissement

Figure IV.1 Regard ensablé et colmaté (El Agba Hamra).....	36
Figure IV.2 Rejet direct d'eaux usées vers la Chaâbat (El Agba Hamra).....	37
Figure IV.3 Fosses septiques individuelles (Ouled Soltane).....	38
Figure IV.4 Caniveau obstrué par des dépôts (rue Cheikh Ben Aïssa).....	41

Chapitre VIII : Organisation de chantier et sécurité de travail

Figure VIII.1 Niveleuse	72
Figure VIII.2 : Bulldozer.....	73
Figure VIII.3 : Pelle a chenille.....	73
Figure VIII.4 : Chargeuse	74
Figure VIII.5 : Compacteur a rouleau lisse	74

Introduction Générale

Introduction générale

L'assainissement regroupe l'ensemble des techniques permettant de collecter et d'évacuer, par voie hydraulique, les eaux usées et pluviales d'une agglomération. Son objectif fondamental est de protéger la santé publique, de préserver l'environnement et d'éviter toute stagnation nuisible.

Avec l'accroissement rapide de la population et l'expansion des zones urbaines, la demande en eau ainsi que les surfaces imperméabilisées connaissent une croissance continue. Cette évolution entraîne une augmentation significative des rejets polluants, exerçant une pression considérable sur des réseaux d'assainissement souvent limités, défaillants ou vieillissants. Les conséquences se traduisent par des risques d'inondations, de pollution des sols et de contamination des nappes phréatiques.

La ville de Blida, et plus particulièrement la zone du POS B17, illustre clairement cette problématique. Le réseau d'assainissement existant y présente des insuffisances notables, tant en termes de capacité hydraulique que d'état de conservation, provoquant un dysfonctionnement accentué lors des épisodes pluvieux.

Dans ce contexte, l'objet du présent mémoire est de diagnostiquer le réseau existant et de proposer un dimensionnement fiable et durable, garantissant une évacuation efficace des eaux usées et pluviales. À cette fin, nous présentons d'abord les caractéristiques de la zone d'étude, puis nous développons une analyse hydrologique basée sur le traitement statistique des précipitations. Nous procédons ensuite à l'estimation des débits et au calcul hydraulique du réseau, avant de définir les éléments constitutifs nécessaires et d'aborder enfin l'organisation du chantier ainsi que les mesures de sécurité.

Ainsi, ce travail vise à apporter une solution technique complète et pérenne au problème d'assainissement du POS B17, afin de répondre efficacement aux besoins actuels et futurs de la population. Comme l'a souligné l'UNESCO:

« La gestion de l'eau et de l'assainissement est un défi technique, mais avant tout un enjeu de civilisation. » *World Water Development Report 2023*

Chapitre I :

Présentation de la zone d'étude

Introduction :

Avant d'entamer n'importe quel projet d'assainissement, l'étude du site est nécessaire pour connaître les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

En effet, chaque site présente des spécificités touchant en particulier l'assainissement que ce soit :

- les données naturelles du site ;
- les données relatives à l'agglomération ;
- les données relatives au développement futur de l'agglomération,
- les données propres à l'assainissement ;

Donc la présentation de l'agglomération est une phase importante pour procéder à l'élaboration de l'étude du dimensionnement du réseau d'assainissement de la ville de Blida.

I-1 La situation géographique :

La wilaya de Blida est située dans la partie Nord-Centre du pays, à l'Est de la Capitale.

Elle est délimitée par les wilayas suivantes :

- Au Nord par la wilaya de Tipaza,
- Au Sud par la wilaya de Médéa
- À l'Ouest par la wilaya d'Ain Defla
- À l'Est par la wilaya d'Alger

Elle s'étend sur une superficie de 1 478,62 Km².



Figure I.01 : Localisation-de la wilaya de Blida (d-maps.com,2025)

Blida est la commune chef-lieu de la wilaya de Blida.
Elle se trouve environ 47 km au sud-ouest d'Alger, et à ~26 km au nord-est de Médéa.
Elle est délimitée par les communes suivantes :

- Au Nord par **Boufarik, Oued El Alleug et Soumaa**,
- Au Sud par **Chrèa**,
- À l'Ouest par **Ouled Yaïch et Beni Mered**,
- À l'Est par **Bouarfa**.

La commune de Blida s'étend sur une superficie de 53,26 km².

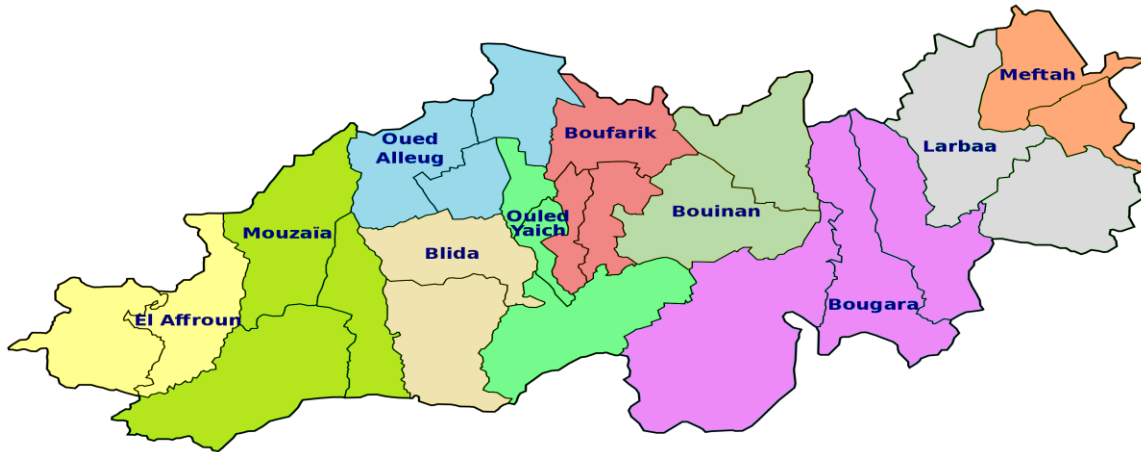


Figure I.02 : Localisation de la commune de Blida

Le **POS B17**, objet de cette étude, est localisé à l'Est de l'agglomération Chef-lieu de la commune de Blida. (Figure I-2) , Couvrant une superficie de 26ha,

Le P.O.S B17 est délimité par :

- ✚ **Au Nord :** Hamalitte et le cimetière musulman Sidi Hellou ;
- ✚ **A l'Est :** Route nationale RN°37 (route Slimani Chachoue) ;
- ✚ **Au Sud :** Douirette et la route nationale RN°37;
- ✚ **A l'Ouest :** Route Nationale RN°29 (Avenue Yousfi Abdelkader) ;

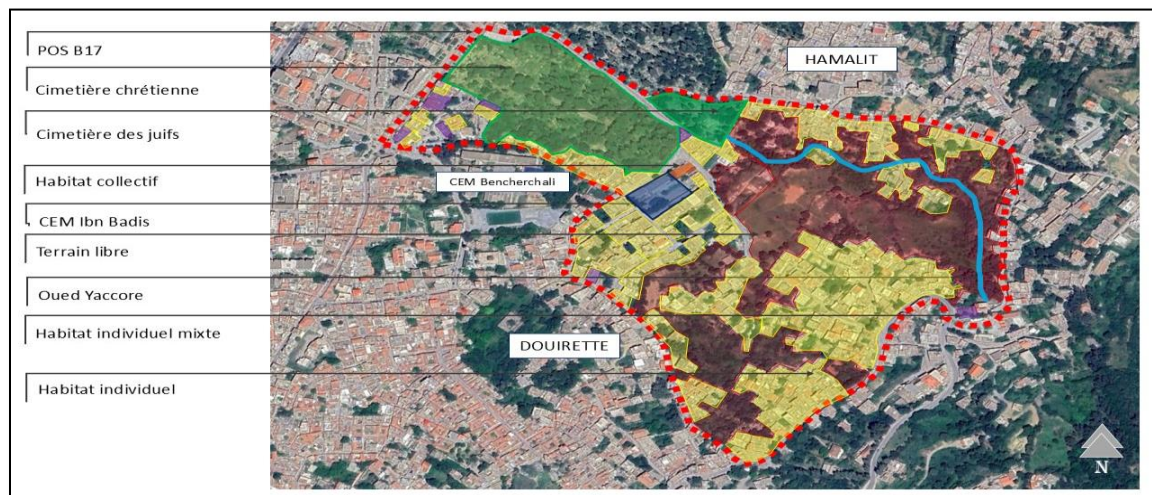


Figure I.03 : Position du site de La zone d'étude P.O.S B17 (Google Earth, mai 2025)

I-2 Données naturelles du site

I-2-1 Situation topographique :

La ville de Blida est située au pied de l'Atlas blidéen, à la transition entre la montagne au sud et la plaine de la Mitidja au nord. La ville s'étend sur un relief en pente douce, avec une altitude moyenne autour de 250 à 500 mètres.

La zone d'étude « POS B17 Blida », c'est une zone de piémont, qui est caractérisée par un relief moyennement accidenté à accidenté, dominé par les pentes moyennes (12,5 - 25%), qui représentent plus de la moitié (54,6%) de la surface totale de la zone du POS B17, avec cependant la présence de terrains fortement pentus (plus de 25% de pente) sur un peu plus du quart (30,1%) de cette même surface. Plus du quart (30,1%) de cette même surface. (Voir Figure I.04)

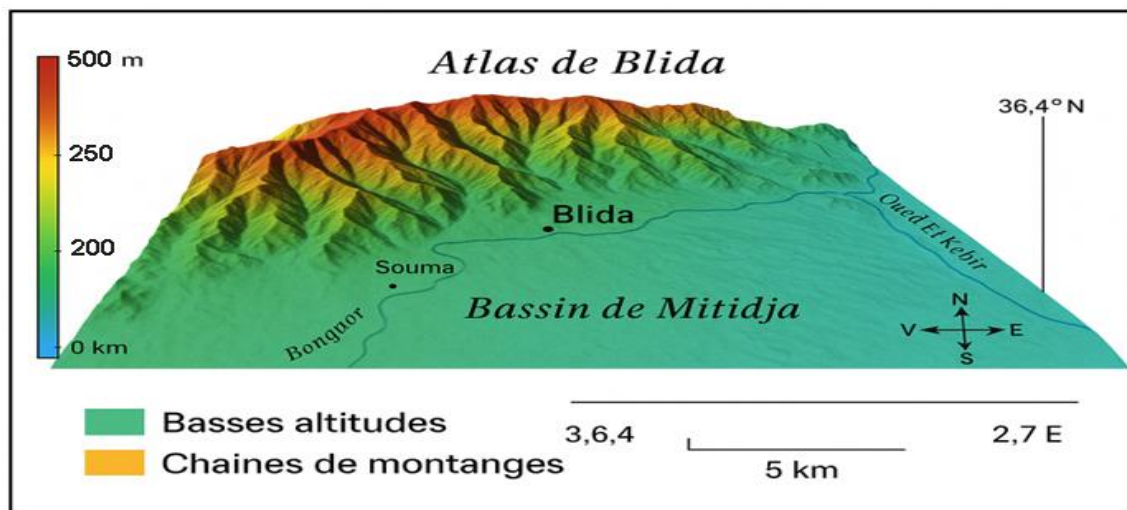


Figure I.04 Carte topographique 3D du Bassin de la Mitidja et de l'Atlas de Blida (2025)

I.2-2- Analyse géologique :

Le sol de la commune de Blida se caractérise par une diversité géologique liée à sa position entre les contreforts de l'Atlas de Blida et le bassin de la Mitidja.

- **Sable** : Les formations sableuses, présentes notamment dans les zones alluviales, sont composées de sables fins à moyens, souvent riches en quartz, favorisant une bonne perméabilité du sol.
- **Faciès argilo-sableux** : Ce faciès, souvent observé dans les zones de transition, combine des couches d'argile et de sable. Il présente une perméabilité variable et influence les capacités de drainage et de rétention d'eau.
- **Faciès calcaire ou calcaréo-gréseux** : Ce type de formation est typique des zones montagneuses de l'Atlas de Blida. Les couches calcaires sont parfois associées à des grès, ce qui renforce la cohésion mécanique du sol.

- Alluvions : Dans le bassin de la Mitidja, les dépôts alluviaux récents, apportés par les oueds comme l'Oued El Kebir ou l'Oued Chiffa, sont fréquents. Ils se composent de limons, de sables et de graviers, riches en nutriments, et sont propices à l'agriculture. (*Bulletins du Service Géologique de l'Algérie (SGA), 2019*)

I.2-3-Hydrogéologie :

La région de Blida bénéficie d'un potentiel hydrogéologique important, lié à la présence d'aquifères dans les formations alluviales et calcaires. Le bassin de la Mitidja contient un aquifère superficiel important, rechargé par les oueds et les précipitations.

Les formations calcaires de l'Atlas de Blida présentent également une perméabilité fissurale favorable à la circulation de l'eau souterraine. Les nappes phréatiques peu profondes assurent un approvisionnement en eau pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable, bien qu'elles soient sensibles à la pollution urbaine et agricole.

I-2-4- Sismicité

Selon le RPA 2024 (Règlement Parasismique Algérien), la wilaya de Blida est classée en zone de sismicité IIb, elle située dans une zone sismiquement active, en raison de sa proximité avec la limite entre la plaque africaine et la plaque eurasiennne. Cette région est marquée par une activité tectonique due au chevauchement de l'Atlas tellien. Blida a déjà été touchée par des séismes notables dans le passé, notamment celui de 1825. Le risque sismique y est modéré à élevé, ce qui impose des normes de construction parasismiques strictes, notamment pour les infrastructures sensibles comme les hôpitaux et les écoles.

I-3 Situation climatique :

En raison de sa situation géographique, la ville de Blida bénéficie d'un climat typiquement méditerranéen, influencé localement par les reliefs de l'Atlas Tellien. La zone relative à l'étude du POS N° B17 subit des influences méditerranéennes tendance subhumide, avec deux saisons principales, longues dont l'une pluvieuse et froide, qui s'étale d'octobre à mars et une autre sèche et chaude occupent les mois d'avril à septembre. Les pluies tombent surtout de novembre à février sous la forme d'averses. L'irrégularité des précipitations se fait entre les saisons mais aussi entre les années. Les températures sont élevées en juillet et août. (Station Soumaa)

1-3-1-La température :

Les températures moyennes les plus élevées se trouvent durant les mois de juillet et Aout.

Tableau I-1 : Répartition mensuelle de la Température (1990-2021) (Station Soumaa)

T°C	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	MoyAnn
Max	19	19,5	25	26	38,5	41,5	39,5	35	30,5	32	22	17	28,79
Min	3	2,5	6	9	13,5	19,5	23	22,5	17	14	8	2,5	11,71
Moy	10,9	11	14	15,3	22,9	26,9	29,8	28,4	22	20,6	14,3	10,5	18,88

Source : ANRH BLIDA (2021)

1-3-2-Humidité :

Il convient de souligner que l'humidité relative constitue un paramètre climatique majeur dans le cycle hydrologique, puisqu'elle influence directement l'évaporation du sol ainsi que le développement du couvert végétal.

Tableau I-3 : Répartition mensuelle de l'humidité (1990-2021)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hum %	14.8	12.6	19.2	21.0	19.8	28.3	31	29.2	33.0	28.2	19.0	14.5

Source : ANRH BLIDA (2021)

- Les mois les plus humides sont : juin, juillet, août, septembre, octobre.

1-3-4 Vent:

L'intensité maximale des vents est généralement observée durant la saison hivernale, tandis que leur minimum survient vers la fin de l'été. Les directions dominantes varient de l'Est-Nord-Est (E-NE) au Nord-Nord-Ouest (N-NW), avec une vitesse moyenne annuelle comprise entre 2,4 et 2,8 m/s. Quant au sirocco, son influence est limitée grâce au contrefort du Djebel Chr  a, appartenant à l'Atlas blidéen.

Tableau I-4 : Répartition mensuelle de la vitesse des Vents (1990-2021)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Vent (m/s)	1.5	2.0	3.4	3.0	3.1	3.2	2.8	2.7	3.30	2.3	2.9	2.6

Source : ANRH BLIDA (2021)

- La vitesse moyenne du vent sur l'année est environ 2,73 m/s.

I.4- La pluviométrie :

L'étude des précipitations joue un rôle fondamental dans le choix du type de réseau d'assainissement à adopter. Elle permet également d'évaluer la nécessité de réaliser des ouvrages spécifiques tels que les déversoirs d'orages ou les canaux pour eaux pluviales, servant à protéger l'agglomération contre les inondations.

Les pluies sont généralement irrégulières en intensité et en fréquence, avec une forte variabilité interannuelle et intra-annuelle. Elles se concentrent principalement entre octobre et avril, correspondant à la saison humide.

La saison sèche, caractérisée par une forte diminution des précipitations, s'étend généralement de juin à août, mais elle peut débuter dès mai ou se prolonger jusqu'en septembre selon les années. Cette irrégularité saisonnière complique la gestion des réseaux, car elle engendre des périodes de sous-charge hydraulique alternant avec des pics de débit soudains lors d'orages ou de pluies intenses.

Tableau I-5 : Précipitation moyenne inter-annuelle (1990-2021)

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	Aou
Précipitation moyenne mensuelle (mm)	21,5	44,5	224,1	96,8	29,2	85,9	65,7	95,2	78,6	2,5	0	5,5

Source: ANRH BLIDA (2021)

- La Somme des précipitations pour la période de 1990-2021 est $\Sigma p = 750 \text{ mm}$

I.5- Evolution de la population :

D'après les résultats de l'enquête faite sur site de juillet à août 2013 la population en sujet a atteint 577 ménages donnant ainsi 2684 habitants, cette population a enregistré une augmentation remarquable, soit un taux d'accroissement évalué à 04,14%/an ce dernier est supérieur par rapport à celui enregistré au niveau de la commune de Blida qui est 10,29%/an selon le PDAU de grand Blida.

Tableau I-5: Population des ménages de la zone d'étude du POS B17 en 2013

Nombre de ménages	Population 2013	Taux d'accroissement
577	2684	04,14

Source : Enquête CNERU ,2013

*CNERU : Centre National d'Études et de Recherches Appliquées en Urbanisme

1-5-1- Recensement des activités de la zone d'étude :

On compte 04 équipements et 35 activités dont l'offre totale de l'emploi est évaluée à 125 sujets, parmi eux 46 appartiennent au CEM.

Les activités implantées au niveau du site sont essentiellement des commerces de première nécessité et des activités artisanales. Ce qu'il montre que le site n'a pas une grande importance malgré sa localisation au niveau du chef-lieu.

Tableau I-6 : Recensement des activités :

Désignation	Nombre	Emploi offert
Alimentation générale	09	12
Gâteaux	01	3
Pizzeria	03	9

<i>Droguerie</i>	01	1
<i>Boucherie</i>	01	2
<i>commerce des meubles</i>	01	3
<i>vente des vêtements</i>	02	4
<i>Tabac et journaux</i>	01	1
<i>réparation des appareils électroménagers</i>	01	2
<i>Garage de mécanique</i>	05	9
<i>Lavage auto</i>	01	4
<i>Biscotterie</i>	01	10
<i>Tôlier</i>	02	6
<i>Tapissier</i>	03	7
<i>menuisier</i>	01	4
<i>cosmétiques et cadeaux</i>	01	1
<i>Tailleur</i>	01	1
<i>CEM</i>	01	46
<i>Cimetière juif</i>	01	00
<i>Cimetière chrétien</i>	01	00
<i>Espace de prière du cimetière musulman</i>	01	00
TOTAL	39	125

1-5-2- Besoin en eau :

Les besoins en eau potable de la zone d'étude sont estimés sur la base d'une dotation moyenne de 150 litres par habitant et par jour, valeur généralement adoptée pour ce type de milieu. Cette dotation permet de couvrir les besoins domestiques essentiels tels que l'alimentation, l'hygiène et les usages quotidiens, tout en tenant compte des standards retenus pour assurer un niveau de confort acceptable et répondre aux exigences sanitaires de la population. (DGRH,2024)

I-6 Situation hydraulique :

1-6-1 Réseau AEP :

La provenance de la ressource en eau s'effectue principalement à partir des deux champs de captage de CHIFFA. la mobilisation en eau pour l'A.E.P. du P.O.S. se fait à partir des deux réservoirs à savoir :

- Le réservoir Ben Badis de capacité de 4000 m³ situé au centre ville de Blida.

1-6-2 Réseau d'Assainissement :

Le périmètre d'étude du Plan d'Occupation des Sols (P.O.S.) B17 est localisé dans la zone de collecte de l'oued Yaccor, un affluent de l'oued Béni Aza. L'assainissement actuel repose sur un réseau de type unitaire, collectant à la fois les eaux usées domestiques et les eaux pluviales. L'évacuation finale des effluents se fait par l'intermédiaire d'un collecteur de Ø1000 vers l'oued Yaccor.

La zone nord du site, incluant la cité Mazouni, est raccordée à un collecteur Ø1000 en béton armé qui longe la limite Est du site. Cette infrastructure joue un rôle central dans la collecte et le transfert des eaux vers le collecteur principal. À l'est, les localités comme El Agba Hamra présentent un assainissement défaillant, les rejets s'effectuant à ciel ouvert à travers un collecteur Ø200, de même pour certaines habitations illicites situées dans les environs.

Au sud, les localités d'Ouled Soltane bénéficient d'un réseau en PVC de Ø400 à Ø500, en moyenne état, raccordé au collecteur principal Ø1000 de la rue Cheikh Ben Aissa. En revanche, le reste du secteur sud, notamment autour de cette même rue, présente un réseau vétuste de Ø300, dont les conditions sont jugées mauvaises, avec deux points de rejet vers le même collecteur principal Ø1000.

Conclusion

À travers ce chapitre, on peut conclure que :

- Le site POS B17 à Blida est situé dans une zone piémontique à relief moyen, avec des sols et une hydrogéologie influençant la perméabilité et la gestion des eaux souterraines.
- La population modérée (2 684 habitants en 2013) et en croissance justifie un réseau d'assainissement évolutif.
- L'assainissement existant est partiellement défaillant et nécessite des travaux de modernisation et de raccordement.
- Les conditions climatiques présentent des températures extrêmes (2–3 °C en hiver, jusqu'à 41,5 °C en été), une humidité élevée entre juin et octobre (jusqu'à 78 %), des vents modérés (max. 3,3 m/s en septembre) et des précipitations concentrées en hiver (pic de 73 mm en mars), imposant un dimensionnement adapté aux débits variables.

Ce chapitre fournit toutes les informations essentielles sur la topographie, la géologie, la population, l'assainissement existant et les conditions climatiques de la zone POS B17, servant de base solide pour le dimensionnement et la planification du réseau d'assainissement.

Chapitre II :
Etude Hydrologique

Introduction :

L'étude hydrologique constitue une étape essentielle dans la conception des projets liés à l'eau, tels que l'irrigation, le drainage, la protection contre les crues, ou l'assainissement. Dans ce dernier domaine, elle vise à déterminer le débit spécifique des eaux pluviales à partir de l'analyse des précipitations extrêmes. Cette estimation repose sur le choix d'une période de retour représentative et l'utilisation d'un modèle hydrologique adapté.

L'objectif est d'assurer un dimensionnement efficace des ouvrages de collecte et d'évacuation des eaux pluviales, en tenant compte des risques liés aux fortes pluies. Ainsi, l'hydrologie permet d'anticiper les aléas climatiques et de garantir la fiabilité des infrastructures hydrauliques.

II.1 Les averses :

Les averses se définissent comme des précipitations soudaines et intenses, généralement de courte durée, pouvant s'étendre de quelques minutes à plusieurs heures. Elles se caractérisent par des volumes d'eau importants et une intensité élevée par unité de temps, ce qui nécessite la conception et la mise en œuvre de systèmes de drainage adaptés et performants. (Chocat, 1997)

II.2 Choix de la période de retour :

La période de retour correspond à l'intervalle de temps moyen au cours duquel une averse d'une intensité donnée est susceptible de se reproduire. Ainsi, une pluie associée à une période de retour de 10 ans est un événement pluviométrique dont la probabilité d'occurrence est d'une fois tous les dix ans. Dans le cadre des projets d'assainissement, il est courant de retenir la pluie décennale comme référence de dimensionnement. Le choix de cette période de retour résulte d'un compromis entre le coût de réalisation du réseau d'égout, les charges liées à son entretien, et la nécessité d'assurer une protection suffisante contre les risques d'insuffisance hydraulique et les dommages potentiels qui pourraient en découler.

II.3 Analyse des données pluviométrique :

Pour l'étude des précipitations dans le cadre de l'assainissement, il est nécessaire de disposer d'une série pluviométrique représentative, comportant les précipitations maximales journalières sur la période la plus longue possible.

Dans cette étude, les calculs sont basés sur la série pluviométrique de la station climatique de SOUMAA, couvrant la période de 1993-1994 à 2021-2022. Ces données ont été fournies par l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH) de Blida.

L'identification de la station est présentée dans le tableau III-1 suivant:

Tableau (II-1) Identification de la station pluviométrique :

Code de la station	Nom de la station	WGS84 UTM Z31		période d'observation
		X(m)	Y(m)	
021234	Soumaa	491 726	4 039 243	1993-2022

La station fournit une série comportant les précipitations annuelles qui s'étend sur 29 ans.

Tableau II.1 : La série Pluviométrique "station de SOMAA" 1993-2022

Année	Précipitations maximales journalières (mm)												Max
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	
93-94	28,5	28,3	43,8	10,5	68,6	26,6	1,4	20,1	1,2	0	0	0	68,6
94-95	37,4	39,8	24,4	22,4	45,4	53,3	44,7	8,4	0	13	0	24,5	53,3
95-96	14,5	11,7	24,4	20,3	40	53,3	24,1	94,4	11,1	1,9	1,6	0,8	94,4
96-97	25,6	53,1	5,4	15,5	13,5	17,1	7,6	21,3	10,4	1,6	1,9	12,9	53,1
97-98	32,5	68,5	64,3	39,4	27,6	20,1	16,4	31,3	57,7	0,8	0	11,9	68,5
98-99	9,9	9,3	29,5	24,2	30,3	33,7	26,9	5,6	1,3	1,1	0	0,3	33,7
99-00	14,6	3,3	32,1	39,5	5,2	6,1	12,4	14,9	28	0	0	4,2	39,5
00-01	7,9	38	32,4	27,7	39,2	16	0,5	15,5	5,5	0,5	0	0	39,2
01-02	16,2	7,6	35,3	27,9	21	14,6	23,5	16,2	20,3	0,7	12	10,5	35,3
02-03	18,8	18	58,2	37,1	24,5	60,5	12,3	26,3	21,1	0,3	0,8	1,8	60,5
03-04	20,4	9,2	28,2	30	40,9	21,4	28,5	30,6	63,4	2,5	5	2,5	63,4
04-05	7,6	27,8	54,1	44	32,8	27,2	30,6	25,6	4,8	1,9	0	1,6	54,1
05-06	37,9	27,3	24	34,2	24,7	32,4	9,9	3,2	89,5	0	0	1,6	89,5
06-07	19,4	9,4	39,2	36,1	5,1	15,5	37,7	20,4	5,1	11,3	2,3	10	39,2
07-08	34,5	33,5	49,1	16	13	9,2	22,5	14	26,8	2,8	2,1	1,4	49,1
08-09	24,3	72	30,4	30,9	32,1	5,9	16,3	16,3	13,9	0,3	1,4	1,1	72
09-10	30,7	6,5	23,7	31,5	26,6	33,8	41	15,4	17,9	18,7	0	23,4	41
10-11	3	26,5	23,5	32,5	23,7	49,4	12,4	28	33,5	9,5	0	1	49,4
11-12	5	38	28,5	22,3	19,4	53,1	45	68,6	13,1	0	0	24	68,6
12-13	6	12,5	41	9,3	32	32,5	17	51,3	108	1	0,4	16,5	108

13-14	9,5	14	30	21,5	27	20	50	2	8	35,5	0	0	50
14-15	28	23,5	19,5	47	35	15,5	36	0	9,5	7,5	0	0	47
15-16	14,5	32,7	23,8	0	48,5	23,5	37	27,5	11,5	0	1,5	0	48,5
16-17	6,5	4,9	16	55	60	12	43,5	6,8	1,5	3,8	0	23	60
17-18	22,5	25,5	33	21	16	27	18	81	33	44	0	0	81
18-19	10,5	49	36,5	71	43	12	14	20	16,5	1	0	5,7	71
19-20	25	12	48	13,3	9,5	0	27,5	24,3	63	6	0	6	63
20-21	2	19,5	10	21,8	14,5	8,3	23,5	22	13,8	5	0,5	1	23,5
21-22	7	14,5	73	31,5	9,5	28	21,4	31	25,6	0,8	0	1,8	73,0

La source : ANRH Blida 2022

II.3.1 Caractéristique empirique de la série :

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau II.2 : Caractéristique empirique de la série

Caractéristiques	Formules	Valeurs (mm)
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{N=29} X_i}{N}$	58,53
L'écart type « σ_x » Pour $n < 30$ ans	$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N=29} (X_i - \bar{X})^2}{N-1}}$	19,32
Coefficient de variation « C_v »	$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{X}}$	0.33
L'exposant climatique	b = 0,4(ANRH,2022)	

II.3.2. Les précipitations maximales journalières :

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Pour notre étude on passe par les étapes suivantes :

- Vérification de l'homogénéité de la série.
- Ajustement de la série pluviométrique a la loi de Gumbel (analytique).
- Ajustement de la série pluviométrique par le logiciel HYFRAN (graphique).
- Calcul a valeur de l'intensité pluviale.

1. Vérification de l'homogénéité de la série :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement. L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information aidant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en :

- La détection des anomalies dans la série hydrologique.
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées.
- On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test de la médiane

2. Test de médiane :

Les étapes de ce test sont les suivantes :

1. Classer les données par ordre croissant.
2. Calculer la médiane mmm selon la règle suivante :
 - Pour une série de taille paire, $m = \frac{N}{2}$
 - Pour une série de taille impaire $m = \frac{N+1}{2}$
 - Dans notre cas, avec $N=29$, on obtient $m = \frac{29+1}{2} = 15$
3. Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.
4. Ensuite, on calcule les quantités suivantes :

N_s et T_s tel que : N_s est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_s est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

$$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,96\sqrt{N} + 1) \dots \dots \dots (II.1)$$

$$T_s < 3,3(\log_{10}(N) + 1) \dots \dots \dots (II.2)$$

Tableau II.3 : Résultat du Test de la médiane :

Série triée par ordre croissant			Série non triée		
Année	Pj max (mm)	Ordre m	Année	Pj max (mm)	Signe
20-21	23,5	1	93-94	68,6	+
98-99	33,7	2	94-95	53,3	-
01-02	35,3	3	95-96	94,4	+
00-01	39,2	4	96-97	53,1	-
06-07	39,2	5	97-98	68,5	+
99-00	39,5	6	98-99	33,7	-
09-10	41	7	99-00	39,5	-
14-15	47	8	00-01	39,2	-
15-16	48,5	9	01-02	35,3	-

07-08	49,1	10	02-03	60,5	+
10-11	49,4	11	03-04	63,4	+
13-14	50	12	04-05	54,1	+
96-97	53,1	13	05-06	89,5	+
94-95	53,3	14	06-07	39,2	—
04-05	54,1	15	07-08	49,1	—
16-17	60	16	08-09	72	+
02-03	60,5	17	09-10	41	—
19-20	63	18	10-11	49,4	—
03-04	63,4	19	11-12	68,6	+
97-98	68,5	20	12-13	108	+
93-94	68,6	21	13-14	50	—
11-12	68,6	22	14-15	47	—
18-19	71	23	15-16	48,5	—
08-09	72	24	16-17	60	+
21-22	73,0	25	17-18	81	+
17-18	81	26	18-19	71	+
05-06	89,5	27	19-20	63	+
95-96	94,4	28	20-21	23,5	—
12-13	108	29	21-22	73,0	+

$N_s = 15$

$T_s = 4$

$N_s > \frac{1}{2}(N + 1 - 1,96\sqrt{N} + 1)$ donc $N_s > 9,635$ (vérifiée)

$T_s < 3,3(\log_{10}(N) + 1)$ donc $T_s < 8.125$ (vérifiée)

II.4 Choix de la loi d'ajustement :

Dans le présent travail, les ajustements statistiques seront réalisés à l'aide du logiciel Hyfran, en se fondant sur trois distributions de référence :

- La loi des valeurs extrêmes généralisée (GEV).
- La loi de Gumbel,
- La loi log-normale (ou de Galton)

II.4.1 L'ajustement à la loi GEV :

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée : Sachant que « y » est la variable réduite :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.3)$$

$$Y = -\frac{1}{k} \ln(1 - k \alpha (x - u) \dots\dots (II.4)$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).

u : paramètre de position.

α : paramètre de dispersion.

K : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

- L'expression de quantile est alors :

$$X = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \dots\dots (II.5)$$

- Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblances :

$$u = 50.47mm$$

$$\alpha = 16.53$$

$$k = 0.103$$

- Résultats de l'ajustement à la loi de maximum généralisée :

Tableau II.4: Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

Période de retour T (ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique $X_t(mm)$	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	111	13.9	83.7 - 138
50.0	0.9800	104	10.9	82.2 - 125
20.0	0.9500	92.8	7.70	77.7 - 108
10.0	0.9000	83.7	5.94	72.0 - 95.3
5.0	0.8000	73.5	4.74	64.2 - 82.7

Avec : **XT** : précipitation maximale journalière.

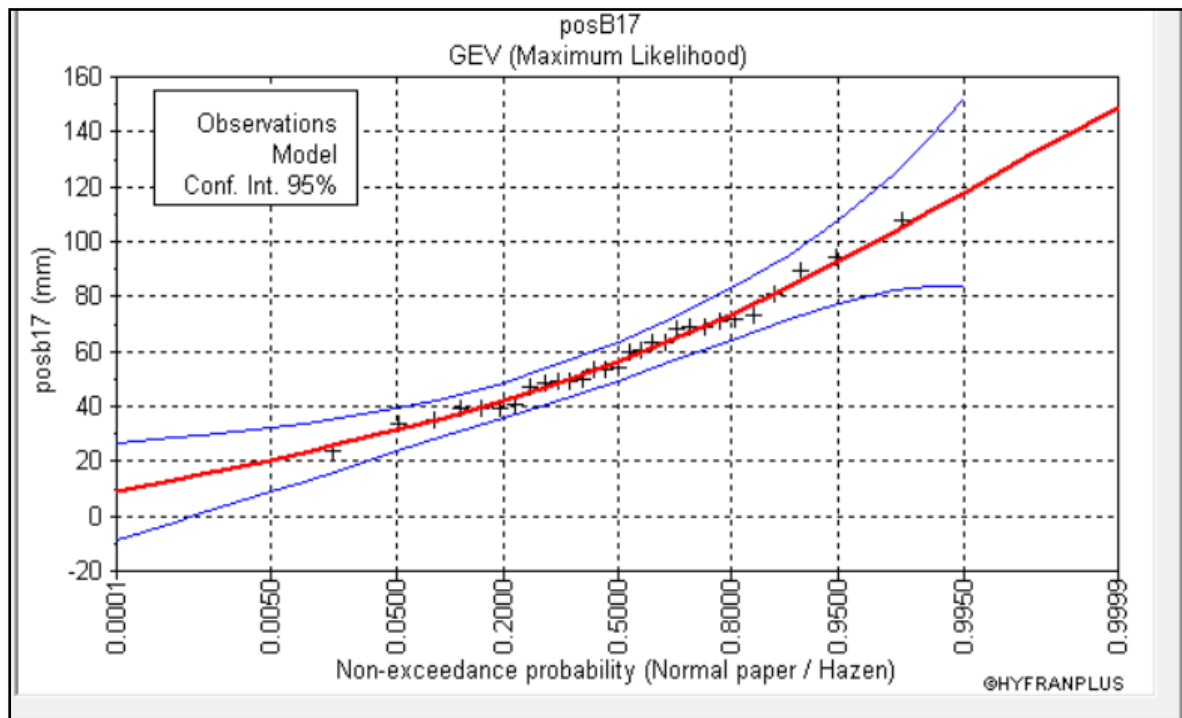


Figure II.1 : Ajustement graphique à la loi GEV

II.4.2 L'ajustement à la loi Gumbel :

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.6)$$

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

$$y = (x - x_0) / \alpha = -\ln(-\ln(F(x))) \dots\dots\dots (II.7)$$

Avec

x : variable étudiée (Pmax, j) ;

x₀ : paramètre de position (ordonnée à l'origine). -

α : paramètre de l'échelle (α > 0) appelé aussi « gradex ».

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2,..., n.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m-0.5}{N} \dots\dots\dots (II.8)$$

Avec

N : la taille de la série

m : numéro d'ordre

Pour ajuster notre série pluviométrique à la loi de Gumbel, on doit suivre les étapes suivantes :

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre (rang).
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen qui s'applique pour les lois normales
- Calculer les caractéristiques empiriques de la série (moyenne, écart type ...).
- Calculer la variable de GUMBEL pour chaque valeur observée.
- Reporter les valeurs observées sur papier GUMBEL $y = -\ln(-\ln(F(X)))$
- Calculer le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et la variable de GUMBEL dont la formule générale est :

$$r = \frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum (x_i - \bar{x})^2 \cdot \sum (y_i - \bar{y})^2}} \dots\dots\dots (II.9)$$

Avec

x_i = valeurs observées

y_i = variables réduites de Gumbel

$\bar{x}$ et $\bar{y}$ = moyennes

- Si la corrélation est bonne, Calculer les paramètres d'ajustement de la droite de GUMBEL.
- La droite de régression ou droite de GUMBEL est : $X = \frac{1}{\alpha} y + x_0$
- Les paramètres $(1/\alpha)$ et de x_0 peuvent être aussi déterminés par la méthode de moindres carrés.
- Tracer la droite de régression sur papier GUMBEL.
- Calculer l'intervalle de confiance
- Calculer les paramètres d'ajustement

▪ **Les paramètres de la loi de Gumbel par la méthode du maximum de vraisemblance :**

$$\alpha = 16,57$$

$$x_0 = 49,37 \text{ mm}$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{max,j}$) ;

x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle appelé aussi « gradex ».

▪ **L'expression de quantile est alors :**

$$x = \alpha y + x_0 \dots\dots\dots (II.10)$$

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

Tableau II.5: Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

Période de retour(ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique $X_t(\text{mm})$	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	126	12.7	101 - 150
50.0	0.9800	114	11.0	92.4 - 136
20.0	0.9500	98.6	8.84	81.3 - 116
10.0	0.9000	86.7	7.20	72.5 - 101
5.0	0.8000	74.2	5.58	63.3 - 85.2

Avec : **XT** : précipitation maximale journalière.

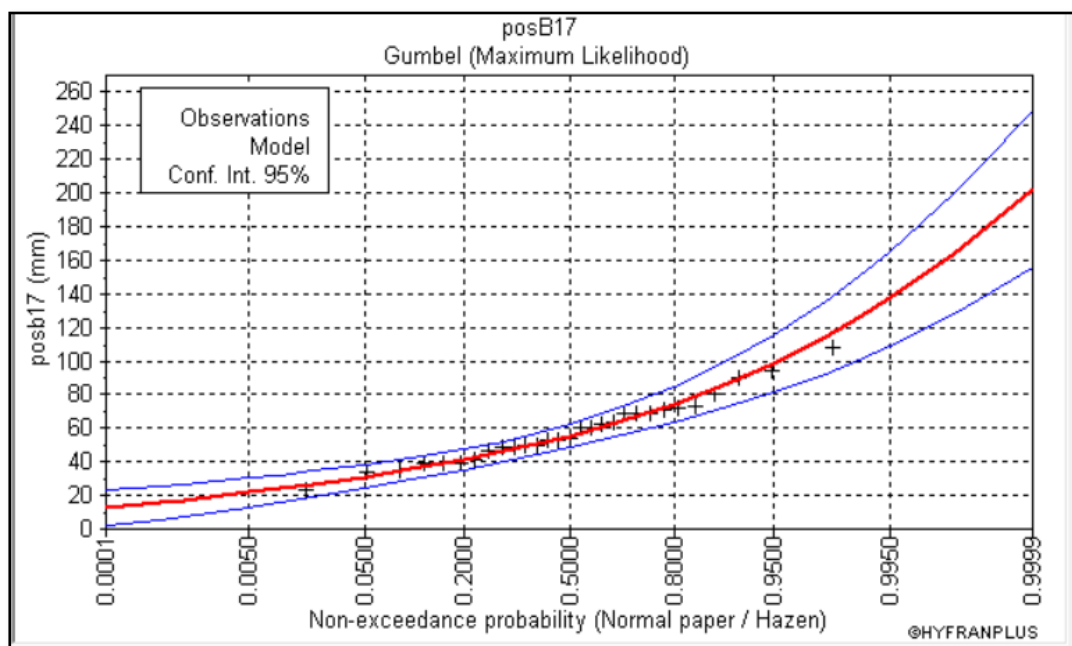


Figure II.2 : Ajustement graphique à la loi de Gumbel

II.4.3 L'ajustement à la loi Galton (Log-normale):

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

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^U e^{-\frac{u^2}{2}} du \dots (II.11)$$

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

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \dots\dots (II.12)$$

Avec :

- x : variable étudiée ($P_{max,j}$).
- $\overline{\ln(x)}$: la moyenne de logarithmes de la variable x.
- $\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

▪ L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \dots\dots (II.13)$$

▪ Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln(x)} &= 0.34 \\ \overline{\ln(x)} &= 4.01 \end{aligned}$$

▪ Résultats de l'ajustement à la loi de Galton :

Tableau II. 6: Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

Période de retour T(ans)	Fréquences au non dépassement q	Valeur théorique $X_t(\text{mm})$	Ecart-type	Intervalle de confiance
100.0	0.9900	122	15.0	92.7 - 151
50.0	0.9800	111	12.5	86.8 - 136
20.0	0.9500	96.9	9.44	78.3 - 115
10.0	0.9000	85.6	7.33	71.3 - 100
5.0	0.8000	73.8	5.42	63.1 - 84.4

Avec : **XT** : précipitation maximale journalière.

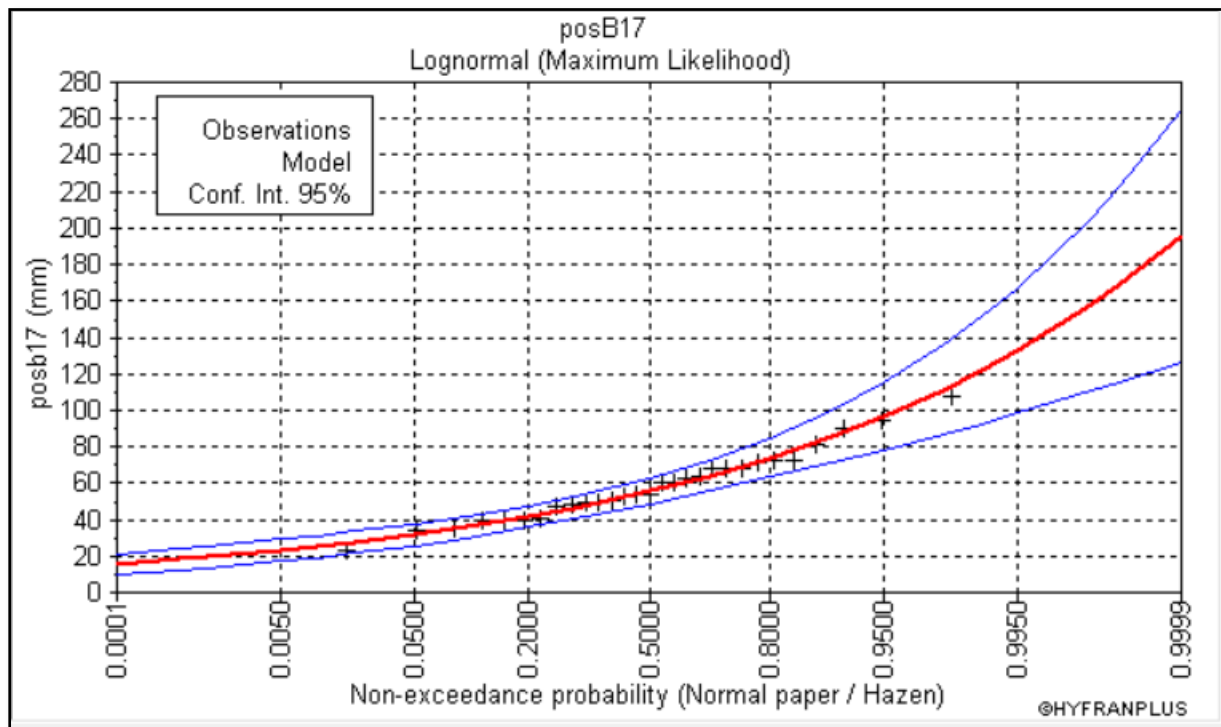


Figure II.3 : Ajustement graphique à la loi Log-normale

Une fois qu'une loi de probabilité théorique a été ajustée aux données, il est essentiel de vérifier sa pertinence.

- Le choix de la loi la plus appropriée repose principalement sur deux critères :
 - **l'ajustement graphique**
 - **l'analyse de la dispersion.**

Ces outils permettent d'évaluer si la loi théorique représente fidèlement le comportement statistique des données observées.

- **Test graphique :**
 - Le test graphique permet de vérifier visuellement la qualité d'ajustement de différentes lois de probabilité aux données observées.
 - Il consiste à comparer les valeurs empiriques avec les courbes théoriques issues de modèles statistiques comme GEV, Lognormale et Gumbel, afin d'identifier la loi la plus représentative du comportement des événements extrêmes.
- **Interprétation graphique :**
 - À partir des Figures II.1, II.2 et II.3, L'analyse graphique montre que le modèle Lognormale (GALTON) offre le meilleur ajustement aux données observées, avec une courbe proche des points expérimentaux et des intervalles de confiance étroits, indiquant une faible incertitude.

- Le modèle Gumbel suit correctement les données mais devient moins précis dans les extrêmes.
- Le modèle GEV, malgré un paramètre supplémentaire, présente le moins bon ajustement avec des écarts plus marqués et des intervalles plus larges

Ces observations confirment les résultats statistiques, faisant du modèle Log normale le plus adapté.

- **Comparaison analytique :**

- Pour sélectionner le modèle statistique le plus adapté aux données hydrologiques, deux approches complémentaires sont utilisées.
 - ❖ D'une part, les critères analytiques comme l'AIC (Critère d'information d'Akaike) et le BIC (Critère d'information bayésien) permettent de comparer les lois de probabilité en équilibrant la qualité d'ajustement et la complexité du modèle. Le BIC, en particulier, repose sur une approche bayésienne en lien avec la probabilité a posteriori $P(M_i|x)$, estimée à partir de la vraisemblance et de la probabilité a priori $P(M_i)$.
 - ❖ D'autre part, le logiciel HYFRAN+ propose une sélection de modèles basée sur des tests d'adéquation classiques. Cette section vise à comparer les classements obtenus par ces deux méthodes afin de justifier le choix du modèle le plus représentatif des données de la zone d'étude.
- À l'aide du logiciel HYFRAN+, une comparaison a été effectuée entre trois lois de probabilité : **Log normale**, **Gumel** et **GEV** (Generalized Extreme Value), toutes calibrées par la méthode du Maximum de Vraisemblance.
- Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.2 Résultat de comparaison

Modèle	Nb param.	XT	P(Mi)	P(Mi x)	BIC	AIC
Lognormal	2	85.637	33.33	45.73	258.169	255.435
Gumbel	2	86.662	33.33	43.53	258.268	255.533
GEV	3	83.683	33.33	10.74	261.067	256.966

Interprétation :

- L'analyse des critères AIC et BIC montre que la loi Log normale présente les valeurs les plus faibles, indiquant un bon compromis entre qualité d'ajustement et simplicité du modèle. En revanche, bien que la loi GEV ait une capacité de modélisation plus flexible (avec un paramètre supplémentaire), elle est pénalisée par des critères AIC et BIC plus élevés, ce qui suggère une surcomplexité par rapport aux données disponibles. De plus, la probabilité a posteriori $P(M_i|x)$ est nettement plus élevée pour la loi Log-normale, renforçant son adéquation aux données.

- Ainsi, en croisant les critères analytiques et les résultats fournis par HYFRAN+, la **loi Log normale** apparaît comme le modèle le plus représentatif pour la modélisation des événements extrêmes dans la zone d'étude.

II.5. Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans :

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation nous utilisons la formule de MONTANARI

$$I_{t \text{ 15min P}\%} = I_{24, p} \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.14)$$

Avec

$I_{t \text{ 15min, p}\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une durée de 15min d' une averse de fréquence (p%).

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

T : durée de l'averse en heure, $t=0.25h = 15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b: exposant climatique de la région ($b=0.4$)

D'après la loi de **Galton** :

$$X_t = 85.637 \text{ mm}$$

$$I_{t \text{ 15min P}\%} = \frac{X_t}{24} \left(\frac{T}{24}\right)^{b-1} \dots\dots\dots (II.15)$$

Alors :

$$I_{t \text{ 15min P}\%} = \frac{85.637}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.4-1} = 55,184 \text{ mm/h}$$

$$I = \frac{55,184 \times 10000}{3600} = 153,278 \text{ L/s. ha}$$

Avec : $(10000/3600)$: terme de conversion du mm /h en l/s/ha.

Conclusion:

À travers ce chapitre, on conclut que :

- La série pluviométrique 1993-2022 de la station SOUMAA est homogène et fiable pour l'analyse hydrologique.
- Les caractéristiques statistiques de la série sont : moyenne = 58,53 mm, écart-type = 19,32 mm, coefficient de variation = 0,33, exposant climatique $b = 0,4$.
- Le test de la médiane confirme l'homogénéité de la série ($N_s = 15$, $T_s = 4$).
- L'ajustement des données aux lois statistiques montre que la loi Log-normale (Galton) est la plus représentative des précipitations extrêmes.

- L'intensité de pluie pour une durée de 15 minutes et une période de retour de 10 ans est : $I_t = 55,18 \text{ mm/h}$, soit $I = 153,28 \text{ L/s}\cdot\text{ha}$, valeur utilisée pour le dimensionnement du réseau d'assainissement.

Ces résultats constituent la base hydrologique nécessaire pour le dimensionnement fiable des ouvrages d'assainissement et pour anticiper les risques liés aux fortes précipitations.

Chapitre III :

Calcul de base

Introduction :

Dans l'étude d'un projet d'assainissement, il est nécessaire de définir avec précision les paramètres de base ainsi que la méthodologie à adopter. En effet, la connaissance de la surface d'influence, de sa pente, du système d'évacuation choisi, du schéma de collecte, ainsi que des coefficients caractéristiques des surfaces concernées, constitue une étape essentielle pour estimer correctement les débits à évacuer dans des conditions d'écoulement favorables. Dans ce chapitre, nous nous intéressons au calcul de base du réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales. L'objectif est de :

- Déterminer le type de système de réseau à retenir ;
- Définir le schéma d'évacuation adopté ;
- Établir le découpage en sous-bassins versants ;
- Calculer les coefficients de ruissellement correspondants.

Ces éléments préliminaires constituent la base indispensable pour le dimensionnement hydraulique du réseau d'assainissement.

III.1. Situation démographique :

Selon les résultats du RGPH 2008, la population du POS B17 était de 2214 habitants, avec un taux d'accroissement annuel moyen de 2,3 %.

L'évolution future de la population est estimée par la loi des accroissements géométriques :

$$Pt = P0 (1 + \tau)^n \dots\dots\dots \text{III.1}$$

Avec :

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

P0 : Nombre d'habitants actuellement.

τ : taux d'accroissement annuel de la population en (%), il est estimé à 2.3%.

n : écart d'années entre les deux horizons.

Remarque : Le calcul a été fait à partir du taux d'accroissement donnée par l'APC de Blida et non fourni par l'Enquête du CNERU.

Tableau III.1 : Estimation de la population

Années	2008	2025	2055
Estimation de nombre d'habitants	2214	3258	6498

Source : APC ,Blida,2008

III.2. Découpage de l'aire d'étude en surfaces élémentaires :

En général, un bassin versant est défini comme une unité géographique délimitée par les lignes de crête ou de partage des eaux, où l'ensemble des ruissellements converge vers une même ligne d'écoulement.

Le découpage de la zone d'étude en surfaces élémentaires constitue une étape fondamentale pour l'estimation des débits et le dimensionnement du réseau d'assainissement.

Ce découpage repose sur plusieurs critères :

- La nature du sol, influençant le coefficient de ruissellement.
- La densité de la population et des habitations, générant des apports variables en eaux usées.
- La topographie du site : courbes de niveau, pentes et contre-pentes.
- Les limites naturelles : talwegs, oueds et autres lignes de drainage.
- Les infrastructures existantes : routes, voiries et tronçons de réseau d'assainissement déjà implantés.

Pour notre projet, l'aire d'étude a été subdivisée en **cinq (5)** sous-bassins élémentaires, chacun étant caractérisé par ses propres paramètres physiques et hydrologiques.

Tableau (III-1) Les sous bassins de l'agglomération et leurs surfaces :

Sous bassin	I	II	III	IV	V
Surface (ha)	6,66	5,4	7,03	4,29	3,42

III.3. Système d'évacuation des eaux :

L'établissement d'un réseau d'assainissement dans une agglomération doit répondre à deux objectifs principaux :

1. **Assurer l'évacuation correcte des eaux pluviales** afin de prévenir les risques de submersion, d'inondations ou de stagnations après les averses.
2. **Évacuer les eaux usées domestiques et industrielles** (eaux vannes, eaux ménagères et éventuellement résiduaire industrielles), dans des conditions sanitaires et techniques adaptées.

Selon les besoins et les contraintes du site, trois systèmes d'évacuation peuvent être envisagés :

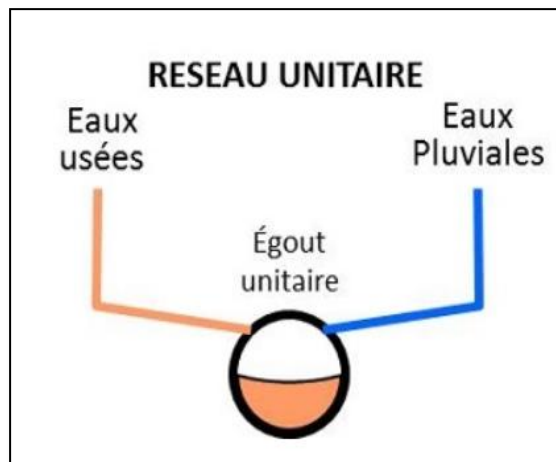
- **Système unitaire**
- **Système séparatif**
- **Système pseudo-séparatif**

III.3.1. Le système unitaire :

Le système unitaire collecte **toutes les eaux** (usées domestiques, industrielles et pluviales) dans une seule canalisation.

- **Avantages** : simple à mettre en place et moins encombrant.

- Limites : nécessite des dispositifs de décharge (déversoirs d'orage) pour éviter la surcharge des stations d'épuration lors de fortes pluies.



Source : site web hydraulique formation.blogspot.com (www.avizo.ca)

Figure III-1 : Schéma d'un réseau unitaire

III.3.2. Système séparatif :

Ce système utilise **deux réseaux distincts** :

- Un pour les eaux usées domestiques et certains effluents industriels.
- Un pour les eaux pluviales.
- Avantages : gestion adaptée de chaque type d'eau et réduction des risques de surcharge du réseau.

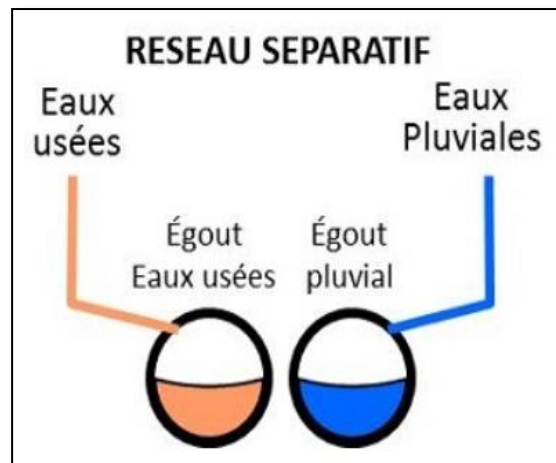


Figure III-2: Schéma d'un réseau séparatif (www.avizo.ca)

III.3.3. Système pseudo-séparatif :

Destiné aux petites et moyennes agglomérations, ce système :

- Dérive une partie des eaux pluviales hors de la ville.
- Réduit le diamètre des collecteurs et limite les problèmes liés aux mauvais branchements.

- Limites : peut perturber la station d'épuration et nécessite un entretien régulier des déversoirs d'orage.

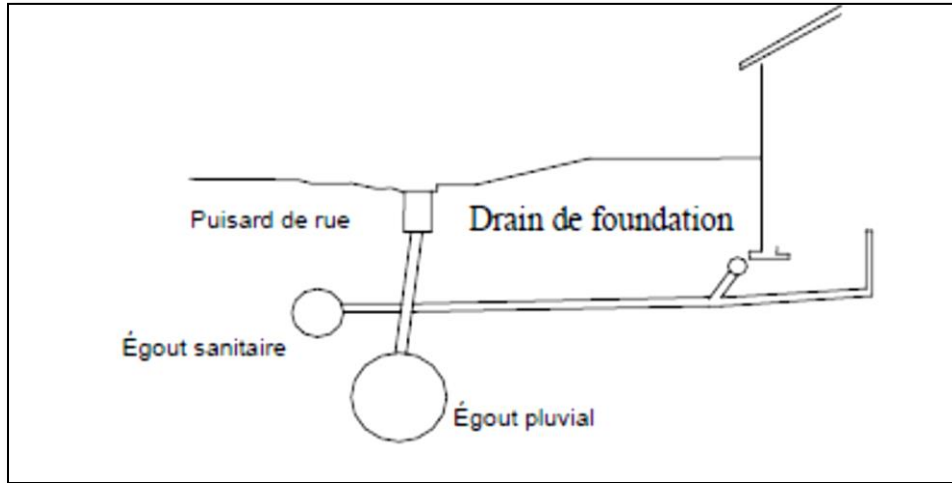


Figure III-3: Schéma d'un réseau pseudo-séparatif(www.avizo.ca)

Le choix du système d'assainissement doit tenir compte de plusieurs facteurs :

- Aspects techniques et conditions locales : topographie du terrain, régime des précipitations, points de rejet des eaux, répartition des zones d'habitation.
 - Système existant : dans le cas d'une extension du réseau, il est nécessaire de tenir compte du système déjà en place.
 - Aspects économiques : coûts d'investissement, entretien, exploitation, gestion des installations et pompage des eaux usées.
 - Perspectives urbanistiques : répartition future des quartiers résidentiels, commerciaux et industriels.
- **Pour notre projet, le système unitaire a été retenu**, pour les raisons suivantes :
- Moins encombrant que les autres systèmes.
 - Élimination des risques de faux branchements.
 - Conception simple et plus économique.

III.4. Schéma d'évacuation des eaux

Les réseaux d'assainissement utilisent principalement l'écoulement gravitaire. La configuration d'un réseau dépend du type de système adopté, de la topographie, du relief, de la structure de l'agglomération, ainsi que de la pente et du cheminement vers la station d'épuration ou le milieu récepteur.

Les principaux schémas utilisés sont les suivants :

III.4.1. Schéma perpendiculaire

Dans ce schéma, les collecteurs sont placés perpendiculairement à la rivière ou au cours d'eau récepteur. Ils récupèrent les eaux des petits collecteurs sans les diriger vers un point unique d'épuration. Il est principalement utilisé pour les eaux pluviales et dans les systèmes séparatifs lorsque l'épuration n'est pas nécessaire.

Domaines d'utilisation :

- Pollution minimale.
- Réduction des coûts en utilisant plusieurs points de rejet.
- Systèmes séparatifs pour un rejet direct vers le milieu récepteur.

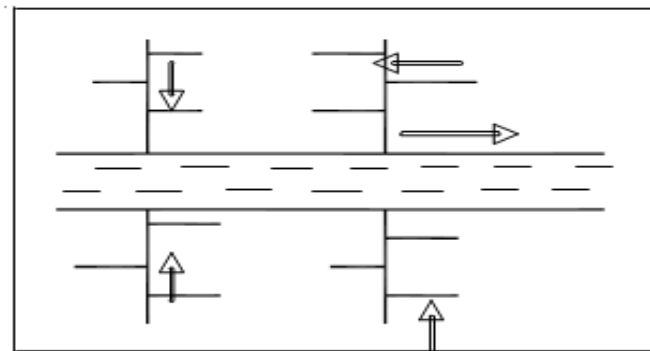


Figure III-3 : Schéma perpendiculaire

III.4.2. Schéma par déplacement latéral

Le schéma par déplacement latéral permet de concentrer les eaux usées vers un point unique de traitement grâce à un collecteur parallèle au cours d'eau, à condition que celui-ci ait une pente suffisante.

Avantages :

- Préservation du milieu naturel et protection de la nappe phréatique.
- Acheminement contrôlé vers un point précis pour le traitement.
- Possibilité d'utiliser un intercepteur comme bassin de retenue en cas de problème à la station.

Inconvénients :

- Coût élevé de l'intercepteur.
- Problèmes sur l'intercepteur peuvent affecter l'ensemble du réseau.
- Débit variable nécessitant des déversoirs d'orage, augmentant le coût global.

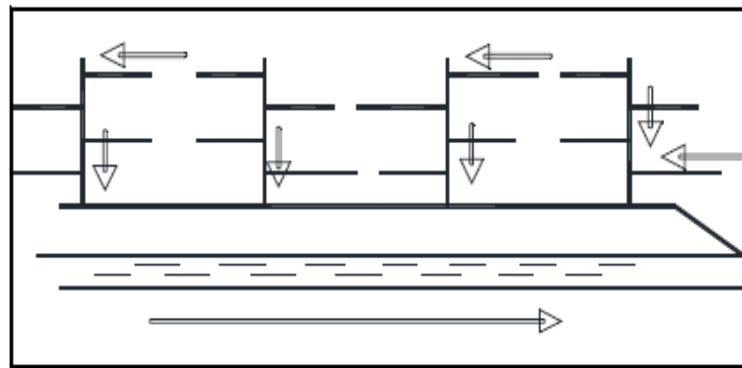


Figure III-4 : Schéma par déplacement latéral

III.4.3. Schéma à collecteur transversal ou oblique

Ce schéma est utilisé lorsque la pente naturelle du terrain est insuffisante. Les collecteurs sont inclinés pour faciliter l'écoulement vers l'aval et permettre la concentration des eaux.

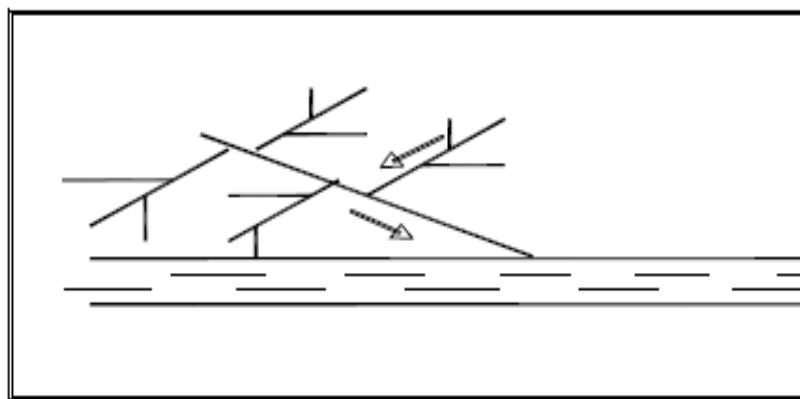


Figure III-5 : Schéma à collecteur transversal ou oblique

III.4.4. Schéma à collecteur étagé

Ce schéma est une adaptation du schéma par déplacement latéral pour les agglomérations étendues avec faible pente. Il comprend plusieurs collecteurs longitudinaux permettant de décharger les collecteurs inférieurs des apports provenant des zones supérieures.

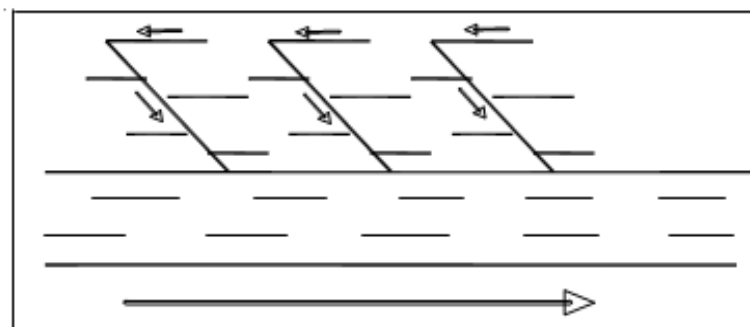


Figure III-6 : Schéma à collecteur étagé

III.4.5. Schéma type radial

Le schéma radial est adapté aux régions plates. L'eau est dirigée vers un ou plusieurs points de collecte, puis relevée par des stations de pompage vers la station d'épuration ou le milieu récepteur éloigné.

Avantages :

- Convient aux terrains plats.
- Permet de créer une pente artificielle pour l'évacuation.

Inconvénients :

- Odeurs désagréables si les bassins de collecte sont nombreux et mal ventilés.
- Coût élevé dû aux stations de relevage et équipements hydrauliques.
- Bruit des pompes, surtout aux heures de pointe.
- Risque de retour d'eau chez l'habitant en cas de dysfonctionnement du réseau.
- Dépôts fréquents dans les conduites, surtout dans les zones à faible pluviométrie ou vent de sable.

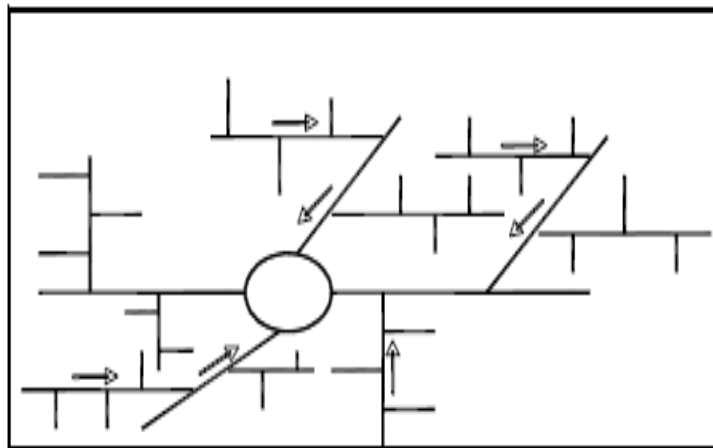


Figure III-7 : Schéma type radial

III.4.6. Choix du schéma du réseau d'évacuation :

Le type de réseau d'évacuation et le schéma de collecte sont choisis en fonction de plusieurs critères :

- Aspects techniques et locaux : système existant, configuration du terrain, implantation des zones d'habitation.
- Aspects économiques : coût d'installation, exploitation et entretien du réseau.
- Aspects environnementaux : nature des eaux à évacuer, sensibilité du milieu récepteur.
- Contraintes liées au domaine public : emplacement des canalisations.

➤ Dans notre projet, le schéma par déplacement latéral a été retenu.

Ce choix est justifié par :

- La configuration des voiries.
- La topographie favorable du site.
- La position optimale du point de rejet vers le milieu récepteur.

Ainsi, ce schéma permettra une évacuation efficace des eaux usées vers un point unique de traitement, tout en préservant le milieu naturel et en facilitant l'entretien du réseau.

III.5. Détermination du coefficient de ruissellement :

Le coefficient de ruissellement « Cr » exprime la proportion de l'eau de pluie qui s'écoule en surface par rapport à la quantité totale tombée sur le bassin considéré. Ce paramètre est essentiel pour estimer les débits de pointe lors des événements pluvieux, ce qui influence directement le dimensionnement du réseau d'assainissement.

$$Cr = V_r / V \dots\dots\dots(III.1)$$

La valeur de Cr varie selon plusieurs facteurs, notamment :

- La nature du sol.
- L'occupation du terrain.
- La pente.
- La durée et l'intensité de la pluie.
- La densité de la population.
- Le degré de saturation du sol en eau.
- L'humidité de l'air.

L'estimation du coefficient de ruissellement se réalise de manière approximative et empirique, en raison de la diversité des surfaces, en tenant compte de plusieurs facteurs :

Tableau III.2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

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

Source : Guerre et Gomella 1986

Tableau III.3: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée:

Surface	Coefficient de ruissellement
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.95
Chaussée en brique	0.70 – 0.85
Toiture	0.75 – 0.95
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.05 – 0.10
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.10 – 0.15
- Pente abrupte	0.15 – 0.20
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	0.25 – 0.35
Entrée de garage en gravier	0.15 – 0.30

Source : Guerre et Gomella 1986

Tableau III.4 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population

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

Source : Guerre et Gomella 1986

Tableau III.5: Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

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

Source : Guerre et Gomella 1986

➤ Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction des surfaces drainées en tenant compte de la densité des habitations et la nature de sol.

❖ Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque surface élémentaire :

Les résultats du coefficient de ruissellement de chaque sous bassin est dans le tableau suivant :

Tableau III-6 : Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin

N° de surface élémentaire	Surface Ai (ha)	Cr
1	6,66	0.85
2	5,4	0.7
3	7,03	0.65
4	4,29	0.85
5	3,42	0.85

III.6. Calcul le nombre d'habitants de chaque sous-bassin :

Pour déterminer avec précision le nombre d'habitants, les étapes suivantes sont suivies :

- Estimation du coefficient de ruissellement propre à chaque zone .
- Calcul du coefficient de ruissellement pondéré global .
- Détermination de la densité de population spécifique à chaque sous-bassin versant .
- Estimation du nombre d'habitants dans chacun de ces sous-bassins à partir des données précédentes.

❖ Calcul du coefficient de ruissellement pondéré total :

Dans le cas où la surface de l'agglomération est formée de plusieurs surfaces élémentaires « Ai », Auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », par la suite le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$Cr = \frac{\sum Ai * Cri}{A} \dots\dots\dots \text{III.2}$$

Avec :

Ai : surface élémentaire (ha).

A : surface totale en (ha).

Cri : coefficient de ruissellement partiel.

Crp : coefficient de ruissellement total pondéré.

$$\mathbf{Cr=0.76}$$

❖ Calcul de la densité partielle :

La densité partielle de chaque sous bassin est exprimée par la relation :

$$Di = \frac{Cri * p}{Crp * A} \dots\dots III.3$$

Avec :

Di : Densité partielle de la surface élémentaire considérée en (hab/ha).

Crp : Coefficient de ruissellement pondéré total.

Cri : Coefficient de ruissellement de chaque surface élémentaire.

P : Population globale à l'horizon de calcul (2055).

❖ Calcul du nombre d'habitants de chaque surface élémentaire :

Le nombre d'habitant de chaque surface élémentaire est donné par l'expression :

$$Pi = Di \times Ai \dots\dots III.4$$

Avec :

Pi : Population partielle de la surface élémentaire considéré.

Di : Densité partielle du sous bassin en (Hab/ha)

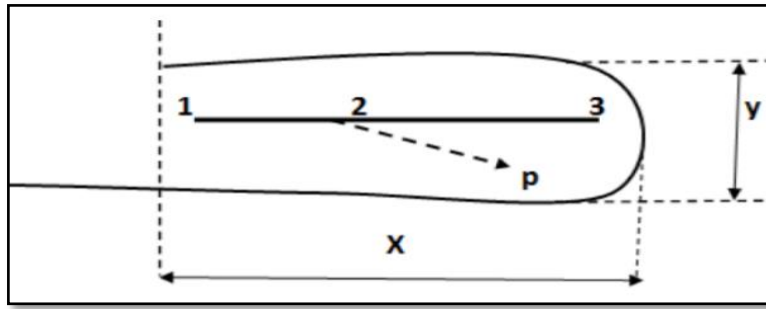
Les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau(III-7)

Tableau III-7 Nombre d'habitants pour chaque sous bassin :

N° de surface élémentaire	Cri	Surface du sous bassin (ha)	Di (hab/ha)	Nombre habitant Pi
1	0,85	6,66	268.71	1789
2	0,7	5,4	221.29	1195
3	0,65	7.03	205.98	1448
4	0,85	4,29	268.71	1152
5	0,85	3.42	268.71	919

La répartition des précipitations sur un bassin versant est souvent irrégulière, en particulier lors de pluies courtes et intenses. Pour tenir compte de cette variabilité spatiale et temporelle, on applique un coefficient réducteur de l'intensité (α) à chaque surface élémentaire.

Considérons un bassin versant assimilé à un rectangle de longueur « X » et de largeur moyenne « Y », drainé par un collecteur 1–2–3. Le point « p » du bassin se situe en amont du collecteur 1–2, intéressé par le calcul. La distance P–2 correspond à la distance entre le point « 2 » (situé en amont du tronçon étudié) et le point « p » du bassin considéré



(Source :B. Salah, 2014)

Figure III.8: Principe schématique de détermination du coefficient α

Tableau III .8 : Valeurs de coefficient réducteur d'intensité α en fonction de la distance (p-2)

(p-2), m	200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800
$Y < X/2$	0.91	0.88	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.76	0.75	0.73	0.72	0.70	0.69	0.68
$Y > X/2$	0.90	0.86	0.83	0.80	0.78	0.76	0.75	0.72	0.70	0.69	0.67	0.66	0.64	0.63

Les valeurs du coefficient réducteur α varient selon la position du point considéré sur le bassin et sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau III .9 : Coefficient réducteur d'intensité pour la totalité de la surface d'étude

P-2	X	X/2	Y	α
756	789	394.5	730	0.83

- Ainsi, le coefficient α global retenu pour notre étude est 0,83, ce qui sera utilisé pour corriger l'intensité des précipitations lors du calcul des débits de pointe à évacuer dans le réseau.

Conclusion

À travers ce chapitre, nous avons établi les données de base indispensables au dimensionnement hydraulique du réseau d'assainissement.

Les principaux résultats obtenus sont les suivants :

- La population future est estimée à environ 6 498 habitants à l'horizon 2055 ;
- Le système unitaire, avec un schéma par déplacement latéral, est retenu pour l'évacuation des eaux ;
- Le coefficient de ruissellement global de la zone est évalué à 0,76 ;
- La répartition de la population par sous-bassin présente des valeurs comprises entre 919 et 1789 habitants ;
- Le coefficient réducteur d'intensité est calculé à 0,83.

Ces paramètres constituent la base de calcul qui sera utilisée pour le dimensionnement hydraulique des collecteurs et des ouvrages de transport des eaux usées et pluviales.

Chapitre IV :
Diagnostic du réseau
d'assainissement

Introduction

Le diagnostic du réseau d'assainissement constitue une étape essentielle dans tout projet hydraulique. Il permet d'évaluer l'état actuel des infrastructures, d'identifier les dysfonctionnements existants et de proposer des mesures d'amélioration adaptées. Au-delà du simple dimensionnement, il offre une vision globale sur la performance technique, fonctionnelle et sanitaire du réseau.

Dans le cas du POS B17 (Blida), situé dans le bassin versant de l'oued Yaccor, le diagnostic a rencontré une limite importante : l'absence de données détaillées sur certains ouvrages, en particulier les regards de visite (profondeurs, diamètres d'entrée et de sortie, branchements associés) et la géométrie précise du collecteur menant vers l'exutoire en aval.

Ainsi, le travail repose sur :

- Les données techniques disponibles concernant les collecteurs principaux (longueurs, diamètres, matériaux, pentes),
 - Les constats visuels réalisés sur le terrain (illustrés par des photographies),
 - Et les calculs hydrauliques effectués sur les tronçons recensés.
- **Bien que limité**, ce diagnostic était nécessaire pour compléter le dimensionnement par une analyse fonctionnelle et sanitaire du réseau, permettant d'orienter les recommandations de réhabilitation.

IV.1 Objectifs du diagnostic

Les objectifs du diagnostic du POS B17 sont de :

- Décrire l'état physique des collecteurs principaux et des regards sur la base des données disponibles et des constats visuels.
- Identifier les principaux désordres et dysfonctionnements du réseau (colmatages, rejets directs, fosses septiques, tampons manquants).
- Évaluer la capacité hydraulique des collecteurs par calcul et vérifier leur conformité vis-à-vis des surfaces drainées.
- Localiser les zones vulnérables aux débordements et risques d'inondation.
- Proposer des recommandations techniques pour améliorer la performance et la durabilité du réseau.

IV.2 Phases principales du diagnostic

L'étude de diagnostic est un ensemble d'opérations effectuées sur le terrain, pour déceler les dysfonctionnements et proposer les travaux correspondants.

Le diagnostic a été conduit selon les étapes suivantes :

- 1. Collecte et analyse documentaire** : recensement des données disponibles sur les collecteurs (longueurs, diamètres, matériaux, pentes).
- 2. Observations de terrain** : visites des zones du POS B17 et identification des anomalies visibles.
- 3. Analyse technique** : vérification de la capacité hydraulique des collecteurs par la formule de Strickler et la méthode rationnelle.
- 4. Synthèse et interprétation** : mise en évidence des points forts et faibles du réseau et formulation de recommandations.

IV.3 État physique du réseau

IV.3.1 Organisation générale

Le réseau d'assainissement du POS B17 est de type unitaire, collectant à la fois les eaux usées domestiques et les eaux pluviales. En aval, il est raccordé au collecteur liant à oued yaccor

Son état est hétérogène, combinant tronçons récents en bon état et sections vétustes dégradées.

IV.3.2 Collecteurs principaux

Tableau IV.1 : Données générales sur les collecteurs du POS B17

Secteur	Matériau	Diamètre (mm)	État constaté	Observations
Cité Mazouni (Nord)	Béton armé	Ø1000	Bon	Raccord au collecteur Ø1000; écoulement régulier.
Ouled Soltane	PVC	Ø400–Ø500	Bon	Conduites récentes ; raccord au collecteur Ø1000 rue C. B. Aïssa.

Secteur	Matériau	Diamètre (mm)	État constaté	Observations
Cheikh Ben Aïssa (Sud)	PVC	Ø300	Bon	Conduites récentes ; raccord au collecteur Ø1000 rue C. B. Aïssa.
El Agba Hamra	Divers	—	Dégradé	Rejets directs à ciel ouvert ; fosses septiques encore présentes.

➤ **Interprétation :**

- Le tableau montre une forte hétérogénéité dans l'état du réseau d'assainissement du POS B17.
- Le réseau combine des tronçons performants (BA, PVC) et des zones fortement problématiques comme El Agba Hamra.
- Le réseau associe donc :
 - ✓ des tronçons récents, performants et bien dimensionnés ;
 - ✓ des secteurs dégradés, sources de risques sanitaires et environnementaux.

Ce tableau constitue la base technique du diagnostic physique et hydraulique, en mettant en évidence les priorités de réhabilitation.

IV.3.3 État des regards

En l'absence de données précises (profondeur, diamètres), l'évaluation repose uniquement sur des constats visuels :

- Tampons absents ou dégradés.
- Regards ensablés, colmatés ou goudronnés.
- Dépôts solides réduisant la section utile.
- Absence d'échelles intérieures.



Figure IV.1 Regard ensablé et colmaté (El Agba Hamra).

➤ **Interprétation :**

- Ces anomalies réduisent la capacité d'inspection et favorisent les débordements.
- Les figures illustrent l'état dégradé de certains regards, confirmant les problèmes d'entretien signalés dans le diagnostic.
- Les regards présentent des anomalies récurrentes (colmatage, tampons manquants), ce qui perturbe le bon fonctionnement hydraulique.

IV.3.4 État des rejets

Le diagnostic a révélé l'existence de plusieurs rejets à ciel ouvert, dirigés directement vers les Chaâbats, sans aucun dispositif de prétraitement. Cette situation engendre plusieurs conséquences :

- Pollution organique du milieu récepteur.
- Risque de contamination des nappes et des sols par infiltration.
- Apparition possible de maladies à transmission hydrique (typhoïde, choléra, diarrhées aiguës).
- Dégradation du cadre de vie par des odeurs nauséabondes et des nuisances visuelles.

Plusieurs points de rejet directs ont été recensés dans la zone du POS B17 sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 – Rejets identifiés dans le POS B17

Rejet	Localisation	Milieu récepteur	Caractéristiques observées	Risques associés
R01	El Agba Hamra	Chaâbat	Rejet à ciel ouvert, sans traitement	Odeurs, risque épidémiologique.

**Figure IV.2 Rejet direct d'eaux usées vers la Chaâbat (El Agba Hamra).**

➤ **Interprétation :**

- Ces rejets représentent un danger sanitaire et une source majeure de pollution.

IV.3.5 État des fosses septiques

Certaines habitations utilisent encore des fosses septiques individuelles ou collectives.



Figure IV.3 Fosses septiques individuelles (Ouled Soltane).

➤ **Interprétation :**

- Leur suppression progressive et le raccordement collectif sont impératifs.
 - ✓ Risque de contamination des nappes par infiltration.
 - ✓ Nuisances olfactives.
 - ✓ Débordements dus à un entretien irrégulier.

IV.4 Diagnostic hydraulique

Le diagnostic hydraulique vérifie la capacité des collecteurs à évacuer les eaux usées et pluviales en période de charge maximale.

Dans ce cas, les calculs ont été réalisés uniquement sur les collecteurs principaux, faute de données détaillées sur les regards .

IV.4.1 Méthodologie▪ **Formule de Strickler :**

Les calculs sont basés sur la formule de **Strickler** :

$$Q = Ks \times A \times R^{\frac{2}{3}} \times \sqrt{i} \dots \dots \dots (VI.01)$$

avec :

- Ks : coefficient de rugosité (80 pour béton)
- A : section mouillée pour $h/D = 0.85$
- R : rayon hydraulique
- i : pente de la conduite

▪ **Méthode rationnelle :**

La surface maximale pouvant être drainée est calculée par :

$$S = Q / (\alpha \times C \times I) \dots \dots (VI.02)$$

avec :

- coefficient réducteur d'intensité α
- Q : débit admissible (l/s)
- C : coefficient de ruissellement
- I : intensité pluviométrique (l/s/ha)

1- Données utilisées

- Diamètre de la conduite
- Longueur du tronçon
- Pente déterminée par la différence de niveaux ou par plan
- Coefficient de ruissellement (C)
- Intensité pluviométrique (I en l/s/ha)
- Rapport $h/D = 0.85$ (adopté pour le calcul standardisé)

2- Analyse et comparaison

Pour chaque tronçon, la surface réelle du sous-bassin est comparée à la surface admissible calculée.

- Si $S_{réelle} \leq S_{admissible} \rightarrow$ conduite conforme
- Si $S_{réelle} > S_{admissible} \rightarrow$ risque de surcharge, à corriger

IV.4.3 Résultats

Les résultats sont indiqués dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 – Vérification hydraulique des collecteurs du POS B17

Tronçon	Longueur (m)	Diamètre D (mm)	Pente i (%)	Ks	h/D	I (l/s/ha)	C	Surface réelle (ha)	A (m²)	R (m)	Q (m³/s)	Surface admissible (ha)	Conclusion
2-A-B	310	600	3,5	80	0,85	153,278	0,7	1,6	0,2403	0,2125	1,28087851	14,383	Conforme
2-B-C	306	600	3,5	80	0,85	153,278	0,7	2,14	0,2403	0,2125	1,28087851	14,383	Conforme
2-C-D	170	600	3,5	80	0,85	153,278	0,7	2,13	0,2403	0,2125	1,28087851	14,383	Conforme
2-E-F	155	400	3,5	100	0,85	153,278	0,7	0,43	0,1068	0,2125	0,71159917	7,99	Conforme
4-A-B	143	400	3,5	100	0,85	153,278	0,85	1,22	0,1068	0,2125	0,71159917	6,58	Conforme
4-B-C	50	500	3,5	100	0,85	153,278	0,85	1,86	0,1669	0,2125	1,11187371	10,282	Conforme
4-A-B	232	300	3,5	100	0,85	153,278	0,85	2,25	0,0601	0,2125	0,40027453	3,701	Conforme
5-A-B	243	300	3,5	100	0,85	153,278	0,85	1,07	0,0601	0,2125	0,40027453	3,701	Conforme
5-E-F	530	1000	3,5	80	0,85	153,278	0,85	12,48	0,6676	0,2125	3,55799587	32,902	Conforme
3-A-B	230	1000	3,5	80	0,85	153,278	0,65	5,71	0,6676	0,2125	3,55799587	35,711	Conforme
3-C-D	306	1000	3,5	80	0,85	153,278	0,7	8,82	0,6676	0,2125	3,55799587	33,166	Conforme

IV.4.4 Interprétation technique

- Tous les collecteurs principaux sont conformes.
- Les Ø600 et Ø500 sont largement suffisants.
- Les Ø300 et 400 également sont suffisant.
- Les dysfonctionnements relèvent davantage de l'entretien insuffisant que du dimensionnement.

IV.5 État de l'évacuation pluviale

- Caniveaux et buses en BA présents.
- Absence de bouches d'égout dans certaines localités.
- Obstructions fréquentes par boues et déchets.



Figure IV.4 Caniveau obstrué par des dépôts (rue Cheikh Ben Aïssa).

➤ **Interprétation :**

- Risque accru de stagnation et d'inondation.

IV.6 Constatations principales et Tableau de synthèse du diagnostic:

Les constats du diagnostic peuvent être résumés comme suit :

- Réseau hétérogène, combinant sections récentes et vétustes.
- Rejets directs vers les Chaâbats.
- Fosses septiques encore en usage.
- Regards colmatés et mal entretenus.
- Caniveaux pluviaux obstrués.

➤ **Tableau IV.4 Synthèse du diagnostic du POS B17**

Élément étudié	Données disponibles	Données manquantes	Constats principaux	Recommandations
Collecteurs	Longueurs, diamètres, matériaux, pentes	Profondeurs, cotes radier, débits mesurés	Bon état global	Réhabiliter tronçons vétustes ; surveiller Ø300 ; curage régulier
Regards	Constat visuel, photos	Profondeurs, diamètres entrée/sortie	Tampons manquants, colmatage, ensablement	Remplacer tampons ; curage ; inspection régulière
Rejets	Localisation, 200, état visuel	Débits mesurés, analyses eau	Rejets directs dans les Chaâbats	Supprimer rejets directs, créer ouvrages fermés
Fosses septiques	Localisation approximative, photos	Capacité, fréquence de vidange	Usage persistant, infiltration, nuisances	Supprimer progressivement et raccorder au réseau
Pluvial	Caniveaux et buses recensés	Réseau complet, débits pluviaux	Caniveaux obstrués, stagnation	Installer bouches pluviales, entretien continu

IV.7 Remarque méthodologique

Le diagnostic présenté dans ce chapitre a été réalisé en fonction des données réellement disponibles pour le POS B17. Faute d'informations détaillées sur certains ouvrages (profondeurs des regards, etc.), l'analyse a été adaptée pour rester scientifiquement cohérente et techniquement exploitable.

Cette approche méthodologique se justifie par :

- La nécessité de vérifier la cohérence entre les données théoriques recueillies et les constats de terrain ;
- L'identification des dysfonctionnements visibles (regards ensablés, fosses septiques, rejets directs), indépendamment des calculs hydrauliques ;
- La mise en évidence des zones de fragilité (conduites de petit diamètre, sections à ciel ouvert) ;
- L'importance d'une analyse qui intègre aussi les aspects sanitaires et environnementaux, et pas uniquement le dimensionnement hydraulique.

IV.8 Conclusion

Le diagnostic physique et fonctionnel du réseau d'assainissement au niveau du POS B17 a permis de relever :

- Un réseau hétérogène, combinant des tronçons récents en béton armé et PVC en bon état avec d'autres plus anciens .
- La présence de sections à ciel ouvert et de fosses septiques, constituant un risque sanitaire et environnemental majeur.
- Des rejets directs dans les Chaâbats, sans aucun traitement préalable, accentuant la pollution organique et la contamination potentielle des nappes.
- Des regards colmatés ou dépourvus de tampons, limitant la circulation et l'inspection, et nécessitant un entretien régulier.
- Une capacité du réseau globalement correcte,
- Des dysfonctionnements liés surtout à l'entretien insuffisant (absence de curage, rejets non contrôlés) plutôt qu'à un mauvais dimensionnement des ouvrages.
- La nécessité d'une réhabilitation progressive et planifiée pour améliorer la performance du réseau et réduire les risques sanitaires et environnementaux dans la zone d'El Agba Hamra.

IV.9 Recommandations

Afin d'améliorer le fonctionnement du réseau d'assainissement du POS B17, il est recommandé de :

- Supprimer progressivement les fosses septiques et les rejets directs dans le milieu naturel.
- Mettre en conformité les sections à ciel ouvert en les remplaçant par des ouvrages fermés et étanches.
- Établir un programme périodique de curage et d'entretien des regards et ouvrages annexes, afin de réduire les colmatages et débordements.
- Prévoir une projection à long terme du système, intégrant l'extension urbaine future.

Chapitre V :

Estimation des débits à
évacuer

Introduction :

Le rôle d'un réseau d'assainissement est d'assurer l'évacuation des eaux de ruissellement et des eaux usées domestiques, industrielles et publiques. Avant le dimensionnement des collecteurs, il est nécessaire d'estimer avec précision les débits à évacuer.

L'objectif de ce chapitre est de :

- identifier les différentes catégories d'eaux usées et en estimer les débits moyens et de pointe,
- évaluer les apports en eaux pluviales par une méthode appropriée,
- regrouper les résultats pour déterminer les débits totaux à évacuer par surface élémentaire.

Ces résultats serviront de base aux calculs hydrauliques nécessaires au dimensionnement du réseau d'assainissement.

V.1. Origine et nature des eaux usées

La composition et la quantité des eaux usées dépendent de leur origine ainsi que des caractéristiques de l'agglomération étudiée.

On distingue principalement quatre catégories :

- Les eaux domestiques,
- Les eaux industrielles,
- Les eaux issues des services publics,
- Les eaux claires parasites.

V.1.1. Eaux usées domestiques

Elles regroupent :

- les eaux vannes (provenant des toilettes),
- les eaux ménagères (cuisine, lessive, bains, douches),
- les eaux issues des cours et espaces extérieurs.

Leur volume dépend de plusieurs facteurs :

- la dotation en eau potable,
- le type et le confort des habitations,
- les conditions climatiques,
- l'intégration forfaitaire des besoins publics.

V.1.2. Eaux usées industrielles

Ces effluents proviennent des unités de production et peuvent contenir des substances chimiques (acides, bases), toxiques ou corrosives, ainsi que des métaux lourds. Leur rejet direct est interdit sans prétraitement. Les paramètres suivants doivent être respectés :

- température inférieure à 35 °C,
- absence de matières solides, corrosives ou toxiques.

- **Remarque :** le projet étudié ne comporte pas d'industries ; seuls les rejets domestiques et des services publics sont pris en compte.

V.1.3. Eaux usées des services publics

Elles proviennent des opérations de nettoyage et d'entretien des rues, places et infrastructures collectives, ainsi que des établissements éducatifs, administratifs, sanitaires ou touristiques. Ces volumes sont généralement intégrés dans l'évaluation des besoins domestiques.

V.1.4. Eaux claires parasites

Elles proviennent d'infiltrations accidentelles liées aux précipitations ou à la remontée de nappe, qui pénètrent dans le réseau par des fissures ou des joints défectueux. En pratique, leur débit est estimé à 0,15 l/s/ha.

V.2. Evaluation des eaux usées :

V.2.1. Estimation du débit d'eaux usées domestiques :

La quantité des eaux usées à évacuer correspond à l'ensemble des eaux collectées après leur utilisation. En général, ce débit est estimé à partir de 80 % de la consommation moyenne d'eau potable.

Dans ce cadre :

- Le débit de pointe est pris en compte pour le dimensionnement des collecteurs.
- Le débit minimal permet d'évaluer la capacité d'auto-curage du réseau.

1. Évaluation du débit moyen journalier :

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

$$Q_{\text{moy.j}} = (Cr * DOT * N) / 86400 \text{ (l / s)} \dots\dots\dots(V.1)$$

Avec:

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

Cr : coefficient de rejet pris égale à **80%** de la quantité moyenne d'eau Potable.

DOT : dotation journalière prise égale à **150 l / j / hab** pour l'horizon de calcul 2055. (source DRE)

N : nombre d'habitants.

Évaluation du débit de pointe :

La consommation d'eau peut dépasser largement la valeur correspondant au débit moyen. Dans ce cas, on applique un coefficient de majoration appelé coefficient de pointe, noté K_p . Le débit de pointe est ensuite déterminé à l'aide de la formule suivante :

$$Q_p = K_p * Q_{moy.j} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

Q_p : Débit de pointe en (l/s).

Q_{moy.j} : Débit moyen-journalier. en (l/s)

K_p: Coefficient de pointe, qui peut être déterminé comme suit :

$$K_p = 1,5 + \frac{2,5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \text{ Si } Q_{moy.j} \geq 2,8 \text{ L/s} \dots \dots \dots (V.3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si } Q_{moy.j} \leq 2,8 \text{ L/s}$$

- Pour notre étude le coefficient de pointe K_p est estimé à partir du débit moyen.

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées des équipements et de pointe sont illustrés dans les tableaux (V.1) et (V.2)

Tableau V.1 : Évaluation des débits d'eaux usées des établissements publics pour chaque sous bassin :

N° du S.B	Type d'équipement	Unité de mesure	nombre d'unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy} (L/j)	Q _{equi} usée		K _p	Q _{equi} (L/s)	Q _{total} (L/s)
						(L/j)	(L/s)			
1	Restauration Cafétéria	client	50	30	1500	1200	0,0139	3	0,0417	0,1386
	Lavage Auto	voiture	30	100	3000	2400	0,0278	3	0,083	
	Bbliothèque	personne	50	10	500	400	0,0046	3	0,0139	
2	mosquée	fidèle	200	5	1000	800	0,0093	3	0,0278	0,222
	Cafétéria	client	50	30	1500	1200	0,0139	3	0,0417	
	Crèche	enfants	250	10	2500	2000	0,0231	3	0,0695	
	Lavage auto	voiture	30	100	3000	2400	0,0278	3	0,083	
3	Lavage auto	voiture	30	100	3000	2400	0,0278	3	0,083	0,1785
	CEM	eleve	300	10	3000	2400	0,0278	3	0,083	
	Station d'essence	employé	15	30	450	360	0,0042	3	0,0125	
4	Marché	M²	60	5	300	240	0,0028	3	0,0083	0,0472
	Mosquée	fidèle	100	5	500	400	0,0046	3	0,0139	
	Brigade police	agent	30	30	900	720	0,0083	3	0,025	
5	Restaurant	client	50	50	1500	1200	0,0139	3	0,0417	0,3747
	Salle des fetes	place	180	50	9000	7200	0,0833	3	0,25	
	Lavage auto	voiture	30	100	3000	2400	0,0278	3	0,083	

Tableau V.2: Détermination des débits de pointes d'eaux usées

N° du Sous bassin	N hab	Kr	Dotation (L/j/hab.)	Qmoy doms (L/s)	Kp	Qpt(L/s)	Qpt (m³/s)
1	1789	0,8	150	2.48	3	7,45	0,00745
2	1195	0,8	150	1,659	3	4 ,97	0,00497
3	1448	0,8	150	2,01	3	6.03	0,00603
4	1152	0,8	150	1,6	3	4.8	0,0048
5	919	0,8	150	1,27	3	3.83	0,00383

V.3. Estimation des débits des eaux pluviales :

Le calcul fondamental pour le dimensionnement d'un réseau pluvial repose sur l'intensité maximale de pluie susceptible de se produire sur une période de dix ans (débit décennal). Lors d'un épisode pluvieux, seule la fraction des eaux de ruissellement est pertinente pour le dimensionnement d'une installation destinée à évacuer efficacement ce débit provenant du bassin considéré.

Selon l'étendue du bassin et son degré d'urbanisation, différentes méthodes peuvent être appliquées pour estimer le débit pluvial, parmi lesquelles la méthode rationnelle.

V.3.1. Méthode rationnelle :

La méthode rationnelle est l'une des techniques les plus fréquemment utilisées pour la conversion pluie-débit. Elle est initialement conçue pour des surfaces limitées, généralement inférieures à 10 hectares, et s'applique aisément aux petites agglomérations. Cependant, avec les avancées scientifiques, cette méthode peut également être employée pour des bassins de superficie supérieure à 10 hectares, à condition de tenir compte de la répartition spatiale des précipitations.

Nous avons choisi d'adopter la méthode rationnelle, qui s'avère appropriée pour notre secteur en raison de la précision qu'elle offre dans le calcul des débits pour de petites superficies.

La méthode rationnelle peut être exprimée par la formule suivante :

$$Q = \alpha * Cr * i * A \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

Q : Débit d'eau de ruissellement (l/s).

A : Surface de l'aire d'influence (ha).

Cr : Coefficient de ruissellement.

i : Intensité de précipitation (l/s/ha).

α : Coefficient correcteur de l'intensité, tenant compte de la répartition spatiale de la pluie, dont la valeur dépend de la configuration et de la forme du bassin.

V.3.1.2. Les hypothèses de la méthode rationnelle

La méthode rationnelle repose sur un certain nombre d'hypothèses :

- L'écoulement est considéré comme uniforme.
- Les surfaces élémentaires sont supposées régulières et homogènes quant à la nature du sol.
- Le débit de pointe à l'exutoire est atteint lorsque la durée de l'averse dépasse le temps de concentration de la surface étudiée.
- Le coefficient de ruissellement reste constant durant toute la pluie.
- Le débit de pointe est directement proportionnel à l'intensité moyenne maximale.

V.3.1.3. Critiques de la méthode rationnelle

- La division de la surface en zones élémentaires reste généralement approximative.
- Le coefficient de ruissellement est supposé constant sur l'ensemble du bassin pendant toute la pluie, ce qui est rarement le cas.
- La méthode ne prend pas en considération les phénomènes de stockage temporaire de l'eau sur les surfaces.

V.3.1.4. Les inconvénients de la méthode rationnelle

- L'évaluation du temps de concentration est souvent délicate.
- La répartition spatiale des pluies (variation d'intensité) n'est pas prise en compte.
- Elle tend à sous-estimer les débits de pointe réellement observés.

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vue surface, pente, et coefficient de ruissellement la méthode rationnelle est la plus appropriée à ce cas.

On appliquant la méthode rationnelle :

Tableau IV.4 : Évaluation des débits pluviaux pour chaque surface élémentaire .

N°SB	C	Surface(ha)	Intensité(l/s/ha)	α	Qt (m3/s)
1	0,85	6.66	153.278	0.83	0.720196
2	0,7	5.4	153.278	0.83	0.480894
3	0,65	7.03	153.278	0.83	0.581335
4	0,85	4,29	153.278	0.83	0.463910
5	0,85	3.42	153.278	0.83	0.369830

V. 4 Calcul des débits totaux pour chaque sous-bassin

Tableau IV.5 : Calcul des débits totaux correspondants à chaque surface élémentaire :

N°SB	Qpluv (m3/s)	Q équip (m3/s)	Qparas (m3/s)	Qpt dom(m3/s)	Qt (m3/s)
1	0.720196	0,0001386	0,00088	0,00745	0.7286646
2	0.480894	0.000222	0,0009765	0,00497	0.4870625
3	0.581335	0,0001785	0,0010545	0,00603	0.588598
4	0.463910	0,0000472	0,0006	0,0048	0.4693572
5	0.369830	0,0003747	0,0005085	0,00383	0.3745432

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons évalué les débits des eaux usées et des eaux pluviales pour chaque sous-bassin. L'analyse a permis de déterminer la contribution de chaque composant (pluvial, domestique, équipement et parasite) au débit total à évacuer.

Ces résultats constituent une base essentielle pour le calcul hydraulique du réseau et le dimensionnement correct des conduites et des ouvrages annexes, assurant ainsi un écoulement efficace et le bon fonctionnement du système dans différentes conditions hydrauliques.

Chapitre VI :

Calcul hydraulique du réseau

Introduction :

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement d'un réseau unitaire doit permettre de :

- Assurer l'évacuation des eaux pluviales sans surcharge.
- Maintenir des vitesses d'écoulement suffisantes pour éviter la sédimentation et l'accumulation de matières solides.
- Respecter les normes techniques pour garantir la durabilité et la sécurité du réseau.

Ce chapitre présente la démarche de calcul hydraulique du réseau d'assainissement de la zone étudiée, en détaillant les méthodes utilisées, les résultats obtenus et les analyses critiques.

VI.1. Conditions d'implantation des réseaux

L'implantation des réseaux d'assainissement doit respecter des règles techniques précises pour assurer leur efficacité et leur durabilité. Les canalisations amont sont implantées avec des pentes suffisantes afin de garantir l'auto-curage et éviter l'accumulation de dépôts solides.

La profondeur des ouvrages est choisie de manière à permettre le raccordement des immeubles riverains par des branchements appropriés. Le drainage des caves et sous-sols est généralement exclu, afin d'éviter un approfondissement excessif du réseau. Les effluents provenant de ces bâtiments doivent, le cas échéant, être relevés vers le réseau principal.

Par ailleurs, la profondeur doit garantir un recouvrement compatible avec le type d'ouvrage projeté et la nature des charges à supporter en surface, assurant ainsi la stabilité et la pérennité des conduites.

VI.2 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Le dimensionnement hydraulique des réseaux unitaires doit permettre, dans la mesure du possible, l'entraînement des sables et matières solides par les débits pluviaux, afin d'éviter leur décantation et l'accumulation dans les conduites, tout en préservant l'intégrité des parois contre l'érosion.

Dans les réseaux combinés, où les eaux pluviales et les eaux usées circulent dans la même conduite, les conditions suivantes doivent être respectées pour garantir l'auto-curage :

- Une vitesse minimale de 0,6 m/s pour le 1/10ème du débit de pleine section.
- Une vitesse minimale de 0,3 m/s pour le 1/100ème du débit de pleine section, associée à un diamètre minimal approprié.

Si ces vitesses ne peuvent être respectées, il est nécessaire de prévoir des chasses automatiques ou des opérations de curage périodiques.

Pour prévenir la dégradation des joints et du revêtement intérieur des conduites circulaires, des limites supérieures de vitesse sont également imposées : il est déconseillé de dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s à pleine section.

VI.3 Mode de calcul :

VI.3.1 Hypothèses de base

Pour dimensionner les collecteurs d'assainissement, les hypothèses à retenir sont :

- L'écoulement est supposé permanent, uniforme et à surface libre.
- La rugosité des conduites est représentée par le coefficient de Strickler (K_s), supposé constant pour chaque matériau.
- Les pertes de charge singulières (regards, coudes) sont négligées devant les pertes régulières.
- Les débits de calcul correspondent à la somme des eaux usées et pluviales pour chaque collecteur.

VI.3.2 Relations fondamentales

• Débit volumique :

Dans les collecteurs, l'écoulement s'effectue généralement à surface libre et son comportement est régi par le principe de continuité, qui établit la relation entre le débit, la section d'écoulement et la vitesse.

$$Q = V \cdot S \dots \dots \dots (V.1)$$

Avec :

Q : Débit (m^3/s).

V : Vitesse d'écoulement (m/s)

S : Section mouillée (m^2).

• Formule de Manning-Strickler :

La vitesse moyenne de l'écoulement est calculée à l'aide de la relation de Manning-Strickler

$$V = K_s R^{2/3} \sqrt{I} \dots \dots \dots (V.2)$$

Avec :

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois.

I (m/m) : Pente du radier nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R_h (m) : Rayon hydraulique.

• Rayon hydraulique :

$$R_h = S_m / P_m \dots \dots \dots (V.3)$$

Avec :

- S_m : la surface de la section transversale mouillée de la conduite (m^2).

- P_m : le périmètre mouillé (m).

diamètre calculé:

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \sqrt{I}} \right)^{3/8} \dots \dots \dots (V.4)$$

Avec :

D_{cal} : Diamètre calculé de la conduite en (m).

Q_t : Débit total de chaque tronçon en (m^3/s).

I : Pente hydraulique de chaque tronçon en (m/m).

K_s : Coefficient de rugosité (ou de Strickler), (en fonction de matériaux des conduites) .

- Pour PEHD on prend $K = 100$
- **Diamètre normalisé :**

Les diamètres obtenus par calcul sont ensuite ajustés aux diamètres normalisés. En pratique, on choisit toujours le diamètre normalisé immédiatement supérieur à la valeur calculée. Par exemple : si le diamètre théorique est de 350 mm, on adopte un diamètre normalisé de 400mm.

- **débit pleine section :**

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \pi * (D_{nor})^2 / 4 \dots\dots\dots (V.5)$$

Avec :

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite (m).

- **La vitesse en pleine section**

La vitesse en pleine section (V_{ps}) est calculée à partir de la formule de Manning-Strickler, avec le rayon hydraulique pris :

$$R_h = D_{nor} / 4 \dots\dots\dots (V.6)$$

On aura :

$$V_{ps} = K S. (D_{nor} / 4)^{2/3} \sqrt{I} \dots\dots\dots (V.7)$$

Les vitesses d'écoulement ainsi que les hauteurs correspondantes dans la conduite sont ensuite obtenues en appliquant les équations appropriées :

- **Les paramètres hydrauliques :**

- Rapport des débits : $R_q = Q_t / Q_{ps}$
- Rapport des vitesses : $R_v = V / V_{ps}$
- Rapport des hauteurs : $R_h = H / D_{nor}$

Avec :

Q_t : Débit total circulant dans la conduite circulaire (m^3/s).

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

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

Q_{ps} : Débit à pleine section (m^3/s).

V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite (mm).

- **Déterminer les vitesses réelles :**

$$V = R_v * V_{ps} \dots\dots\dots (V.8)$$

- **Déterminer la hauteur de remplissage**

$$H = R_h * D \dots\dots\dots (V.9)$$

VI.3.3 Vérification des conditions hydrauliques :

- **Condition d'auto-curage (1/10 du débit plein) :**

$$V \geq 0.6 \text{ m/s}$$

- **Condition d'auto-curage (1/100 du débit plein) :**

$$V \geq 0.3 \text{ m/s}$$

- **Vitesse maximale admissible :**

$$V \leq 3.0 \text{ m/s}$$

VI.4 Dimensionnement du nouveau réseau

Le tracé du nouveau réseau est défini en fonction des contraintes topographiques et des points bas de la zone étudiée.

- Pour les collecteurs de diamètre ≤ 600 mm, le PEHD est retenu comme matériau.

Les pentes sont choisies de manière à satisfaire les vitesses minimales d'auto-curage tout en restant compatibles avec la profondeur de pose et la résistance mécanique des conduites.

VI.5 Résultats des dimensionnement:

Les résultats du calcul hydraulique sont présentés sous forme de tableaux comprenant :
(Voir page 54 jusqu'à Page 60)

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons procédé au calcul hydraulique du réseau d'assainissement afin d'évaluer la capacité d'évacuation des collecteurs et de vérifier leur conformité aux exigences de fonctionnement.

Les résultats obtenus ont permis de constater que :

- Les diamètres projetés des tronçons varient entre **315 mm, 400 mm et 500mm en PEHD**, ce choix étant motivé par des considérations techniques et économiques ;
- Les vitesses calculées respectent les conditions d'auto-curage, assurant ainsi un bon entraînement des matières solides et un fonctionnement satisfaisant du réseau ;
- L'implantation en profondeur et le tracé adopté garantissent à la fois la résistance mécanique et la faisabilité technique du projet.

En définitive, nous pouvons conclure que le réseau dimensionné est conforme aux normes hydrauliques en vigueur et qu'il assure une évacuation efficace des eaux usées et pluviales, tout en anticipant les besoins futurs .

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R1 - R2	0,030	135,000	PEHD-0315	4,110	0,130	0,690	0,360	106,500	2,430	1,940	3,520	0,231	Vérifié
R2 - R3	0,060	198,000	PEHD-0315	2,100	0,360	0,920	0,420	120,000	2,310	1,380	2,510	0,165	Vérifié
R3 - R4	0,087	205,000	PEHD-0315	3,670	0,400	0,940	0,440	127,000	3,140	1,830	3,320	0,218	Vérifié
R4 - R5	0,109	215,000	PEHD-0315	4,500	0,450	0,970	0,470	136,000	3,590	2,020	3,680	0,241	Vérifié
R5 - R6	0,136	236,000	PEHD-0315	4,220	0,580	1,040	0,550	159,000	3,700	1,960	3,560	0,234	Vérifié
R6 - R7	0,162	252,000	PEHD-0315	4,220	0,690	1,080	0,610	177,000	3,840	1,960	3,570	0,234	Vérifié
R7 - R8	0,187	263,000	PEHD-0315	4,470	0,780	1,100	0,660	191,000	4,050	2,020	3,670	0,241	Vérifié
R8 - R9	0,213	302,000	PEHD-0400	2,750	0,520	1,010	0,510	197,000	3,520	1,920	3,500	0,411	Vérifié
R9 - R10	0,239	298,000	PEHD-0400	3,710	0,500	1,000	0,500	194,000	4,060	2,230	4,060	0,477	Vérifié
R10 - R11	0,265	351,000	PEHD-0400	1,910	0,770	1,100	0,660	255,000	3,220	1,600	2,920	0,343	Vérifié

Tableau VI.1 : Collecteur A

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R12 - R13	0,040	154,000	PEHD-0315	3,490	0,190	0,770	0,290	85,000	2,480	1,780	3,240	0,213	Vérifié
R13 - R14	0,075	184,000	PEHD-0315	4,840	0,300	0,870	0,370	108,000	3,330	2,100	3,820	0,250	Vérifié
R14 - R15	0,109	244,000	PEHD-0315	2,240	0,640	1,060	0,580	168,000	2,750	1,430	2,600	0,170	Vérifié
R15 - R16	0,145	246,000	PEHD-0315	3,880	0,650	1,060	0,590	169,000	3,630	1,880	3,420	0,224	Vérifié
R16 - R17	0,178	288,000	PEHD-0315	2,520	0,990	1,140	0,810	234,000	3,140	1,520	2,760	0,181	Vérifié
R17 - R18	0,198	315,000	PEHD-0400	1,910	0,580	1,040	0,550	211,000	3,020	1,600	2,910	0,343	Vérifié
R18 - R19	0,223	319,000	PEHD-0400	2,250	0,600	1,040	0,560	216,000	3,300	1,740	3,160	0,372	Vérifié

Tableau VI.2 : Collecteur B

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V min (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R20 - R21	0,041	223,000	PEHD-0315	0,510	0,500	1,000	0,500	144,000	1,240	0,680	1,240	0,082	Vérifié

Tableau VI.3 : Collecteur C

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V min (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R22 - R23	0,072	189,000	PEHD-0315	3,840	0,320	0,890	0,390	113,000	3,030	1,870	3,400	0,223	Vérifié
R23 - R24	0,107	214,000	PEHD-0315	4,390	0,450	0,970	0,470	136,000	3,540	2,000	3,630	0,238	Vérifié
R24 - R25	0,149	250,000	PEHD-0315	3,720	0,680	1,070	0,610	175,000	3,600	1,840	3,350	0,220	Vérifié

Tableau VI.4 : Collecteur D

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R44 - R48	0,131	237,000	PEHD-0315	3,830	0,590	1,040	0,550	159,000	3,530	1,870	3,390	0,223	Vérifié
R48 - R28	0,230	295,000	PEHD-0400	3,670	0,480	0,990	0,490	190,000	4,000	2,220	4,040	0,475	Vérifié
R28 - R29	0,230	286,000	PEHD-0400	4,370	0,440	0,970	0,470	181,000	4,280	2,420	4,410	0,518	Vérifié
R29 - R71	0,233	295,000	PEHD-0400	3,800	0,480	0,990	0,490	190,000	4,070	2,260	4,110	0,483	Vérifié
R71 - R31	0,512	397,000	PEHD-0500	3,740	0,570	1,030	0,540	265,000	4,920	2,620	4,760	0,894	Vérifié
R31 - R32	0,513	401,000	PEHD-0500	3,550	0,590	1,040	0,550	270,000	4,820	2,550	4,640	0,872	Vérifié
R32 - R33	0,630	448,000	PEHD-0500	2,960	0,790	1,110	0,670	329,000	4,700	2,330	4,240	0,796	Vérifié
R33 - R34	0,629	445,000	PEHD-0500	3,060	0,780	1,100	0,660	324,000	4,760	2,370	4,310	0,810	Vérifié
R34 - R35	0,703	464,000	PEHD-0500	3,060	0,870	1,130	0,720	353,000	4,850	2,370	4,310	0,809	Vérifié
R35 - R90	0,699	485,000	PEHD-0500	2,380	0,980	1,140	0,800	393,000	4,330	2,090	3,800	0,713	Vérifié
R90 - R37	0,764	474,000	PEHD-0500	3,200	0,920	1,130	0,760	371,000	5,000	2,420	4,410	0,828	Vérifié
R38 - R39	0,048	164,000	PEHD-0315	3,640	0,220	0,800	0,320	92,000	2,650	1,820	3,310	0,217	Vérifié
R39 - R40	0,092	214,000	PEHD-0315	3,240	0,450	0,970	0,470	136,000	3,040	1,720	3,120	0,205	Vérifié
R40 - R41	0,102	207,000	PEHD-0315	4,850	0,410	0,950	0,440	128,000	3,630	2,100	3,820	0,251	Vérifié
R41 - R42	0,110	228,000	PEHD-0315	3,310	0,530	1,010	0,520	150,000	3,200	1,740	3,160	0,207	Vérifié
R42 - R43	0,116	216,000	PEHD-0315	4,850	0,460	0,980	0,480	138,000	3,740	2,100	3,820	0,251	Vérifié
R43 - R44	0,123	228,000	PEHD-0315	4,170	0,530	1,010	0,520	150,000	3,590	1,950	3,540	0,232	Vérifié
R45 - R46	0,048	158,000	PEHD-0315	4,410	0,200	0,780	0,300	88,000	2,850	2,000	3,640	0,239	Vérifié
R46 - R47	0,084	197,000	PEHD-0315	4,130	0,360	0,920	0,420	120,000	3,240	1,940	3,520	0,231	Vérifié
R47 - R48	0,095	209,000	PEHD-0315	3,930	0,420	0,960	0,450	131,000	3,290	1,890	3,440	0,226	Vérifié
R72 - R73	0,024	121,000	PEHD-0315	4,640	0,100	0,640	0,360	103,700	2,370	2,050	3,730	0,245	Vérifié

R73 - R74	0,048	233,000	PEHD-0315	0,550	0,560	1,030	0,540	155,000	1,320	0,710	1,280	0,084	Vérifié
R74 - R75	0,068	243,000	PEHD-0315	0,920	0,630	1,050	0,570	166,000	1,750	0,910	1,660	0,109	Vérifié
R75 - R76	0,088	277,000	PEHD-0315	0,750	0,900	1,130	0,740	214,000	1,700	0,830	1,500	0,099	Vérifié
R76 - R77	0,098	303,000	PEHD-0400	0,570	0,520	1,010	0,510	199,000	1,610	0,880	1,590	0,187	Vérifié
R77 - R78	0,101	303,000	PEHD-0400	0,610	0,520	1,010	0,510	198,000	1,660	0,910	1,650	0,194	Vérifié
R78 - R79	0,109	252,000	PEHD-0400	1,930	0,320	0,890	0,390	150,000	2,600	1,610	2,930	0,345	Vérifié
R79 - R80	0,117	229,000	PEHD-0400	3,670	0,250	0,830	0,340	131,000	3,330	2,220	4,040	0,475	Vérifié
R80 - R81	0,123	260,000	PEHD-0400	2,070	0,350	0,910	0,410	157,000	2,750	1,670	3,030	0,357	Vérifié
R81 - R32	0,127	255,000	PEHD-0400	2,440	0,330	0,900	0,390	153,000	2,940	1,810	3,290	0,387	Vérifié
R60 - R61	0,036	142,000	PEHD-0315	4,490	0,150	0,720	0,360	103,700	2,640	2,020	3,680	0,241	Vérifié
R61 - R62	0,064	183,000	PEHD-0315	3,650	0,290	0,870	0,370	107,000	2,880	1,820	3,310	0,217	Vérifié
R62 - R63	0,072	187,000	PEHD-0315	4,050	0,310	0,880	0,390	111,000	3,090	1,920	3,490	0,229	Vérifié
R63 - R64	0,086	271,000	PEHD-0315	0,810	0,840	1,120	0,700	203,000	1,750	0,860	1,560	0,102	Vérifié
R64 - R65	0,096	305,000	PEHD-0400	0,540	0,530	1,010	0,520	200,000	1,570	0,850	1,550	0,182	Vérifié
R65 - R66	0,104	242,000	PEHD-0400	2,140	0,290	0,860	0,370	142,000	2,660	1,700	3,090	0,363	Vérifié
R66 - R67	0,113	290,000	PEHD-0400	0,970	0,460	0,980	0,480	185,000	2,030	1,140	2,070	0,244	Vérifié
R67 - R68	0,120	279,000	PEHD-0400	1,330	0,420	0,960	0,450	175,000	2,330	1,340	2,430	0,286	Vérifié
R68 - R69	0,287	319,000	PEHD-0400	3,780	0,600	1,040	0,560	215,000	4,270	2,250	4,100	0,482	Vérifié
R69 - R70	0,287	396,000	PEHD-0500	1,190	0,570	1,030	0,540	265,000	2,770	1,470	2,680	0,504	Vérifié
R70 - R71	0,286	314,000	PEHD-0500	4,070	0,310	0,880	0,380	186,000	4,360	2,730	4,970	0,934	Vérifié
R49 - R50	0,046	153,000	PEHD-0315	4,840	0,180	0,760	0,360	103,700	2,900	2,100	3,820	0,250	Vérifié
R50 - R51	0,081	191,000	PEHD-0315	4,530	0,330	0,900	0,400	115,000	3,320	2,030	3,690	0,242	Vérifié
R51 - R52	0,100	254,000	PEHD-0315	1,540	0,710	1,080	0,620	180,000	2,340	1,180	2,150	0,141	Vérifié
R52 - R53	0,110	265,000	PEHD-0315	1,490	0,790	1,110	0,670	194,000	2,340	1,160	2,110	0,139	Vérifié
R53 - R54	0,117	283,000	PEHD-0315	1,180	0,950	1,140	0,780	225,000	2,140	1,040	1,880	0,124	Vérifié
R54 - R55	0,124	223,000	PEHD-0315	4,740	0,500	1,000	0,500	145,000	3,780	2,080	3,780	0,248	Vérifié
R55 - R56	0,131	258,000	PEHD-0315	2,420	0,740	1,090	0,640	185,000	2,960	1,490	2,700	0,177	Vérifié
R56 - R57	0,138	276,000	PEHD-0315	1,910	0,880	1,130	0,730	211,000	2,700	1,320	2,400	0,157	Vérifié
R57 - R58	0,144	235,000	PEHD-0315	4,830	0,580	1,030	0,540	157,000	3,940	2,100	3,810	0,250	Vérifié
R58 - R59	0,159	244,000	PEHD-0315	4,830	0,640	1,060	0,580	168,000	4,030	2,100	3,810	0,250	Vérifié
R59 - R68	0,163	264,000	PEHD-0315	3,290	0,790	1,110	0,670	194,000	3,480	1,730	3,140	0,206	Vérifié

R82 - R83	0,051	176,000	PEHD-0315	2,810	0,270	0,840	0,350	102,000	2,450	1,600	2,910	0,191	Vérifié
R83 - R84	0,068	183,000	PEHD-0315	4,150	0,300	0,870	0,370	108,000	3,070	1,940	3,530	0,232	Vérifié
R84 - R85	0,079	192,000	PEHD-0315	4,320	0,330	0,900	0,400	115,000	3,250	1,980	3,610	0,237	Vérifié
R85 - R84	0,086	200,000	PEHD-0315	4,080	0,370	0,930	0,420	122,000	3,250	1,930	3,500	0,230	Vérifié
R86 - R87	0,034	192,000	PEHD-0315	0,780	0,340	0,900	0,400	115,000	1,380	0,840	1,530	0,100	Vérifié
R87 - R88	0,065	203,000	PEHD-0315	2,170	0,390	0,940	0,430	125,000	2,390	1,410	2,560	0,168	Vérifié
R88 - R89	0,077	189,000	PEHD-0315	4,500	0,320	0,890	0,390	112,000	3,270	2,020	3,680	0,241	Vérifié
R89 - R90	0,083	221,000	PEHD-0315	2,240	0,490	0,990	0,490	142,000	2,580	1,430	2,590	0,170	Vérifié

Tableau VI.5 : Collecteur E

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V min (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R91 - R92	0,068	191,000	PEHD-0315	3,270	0,330	0,900	0,400	114,000	2,810	1,720	3,140	0,206	Vérifié
R92 - R93	0,099	205,000	PEHD-0315	4,690	0,400	0,950	0,440	127,000	3,550	2,070	3,750	0,246	Vérifié
R93 - R94	0,108	218,000	PEHD-0315	4,080	0,470	0,980	0,480	140,000	3,450	1,930	3,500	0,230	Vérifié

Tableau VI.6 : Collecteur F

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R95 - R96	0,060	226,000	PEHD-0315	1,050	0,520	1,010	0,510	147,000	1,790	0,980	1,770	0,116	Vérifié
R96 - R97	0,093	208,000	PEHD-0315	3,860	0,410	0,950	0,450	130,000	3,250	1,870	3,410	0,224	Vérifié

Tableau VI.7 : Collecteur G

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R98 - R99	0,037	187,000	PEHD-0315	1,060	0,310	0,880	0,390	111,000	1,580	0,980	1,790	0,117	Vérifié
R99 - R100	0,078	198,000	PEHD-0315	3,530	0,360	0,920	0,420	120,000	3,000	1,790	3,260	0,214	Vérifié

Tableau VI.8 : Collecteur H

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R101 - R102	0,013	122,000	PEHD-0315	1,240	0,100	0,640	0,210	62,000	1,240	1,060	1,930	0,127	Vérifié

R102 - R103	0,022	151,000	PEHD-0315	1,220	0,180	0,750	0,280	82,000	1,440	1,060	1,920	0,126	Vérifié
-------------	-------	---------	-----------	-------	-------	-------	-------	--------	-------	-------	-------	-------	---------

Tableau VI.9 : Collecteur I

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R104 - R105	0,053	166,000	PEHD-0315	4,140	0,230	0,810	0,320	94,000	2,850	1,940	3,530	0,231	Vérifié
R105 - R106	0,076	272,000	PEHD-0315	0,610	0,850	1,120	0,710	205,000	1,520	0,740	1,350	0,089	Vérifié
R106 - R107	0,104	211,000	PEHD-0315	4,480	0,430	0,960	0,460	132,000	3,540	2,020	3,670	0,241	Vérifié
R107 - R108	0,124	278,000	PEHD-0315	1,470	0,900	1,130	0,740	215,000	2,380	1,160	2,100	0,138	Vérifié
R108 - R109	0,126	246,000	PEHD-0315	2,920	0,650	1,060	0,590	169,000	3,150	1,630	2,960	0,194	Vérifié
R109 - R110	0,129	289,000	PEHD-0315	3,730	0,590	1,040	0,550	160,000	3,480	1,840	3,350	0,220	Vérifié

Tableau VI.10 : Collecteur J

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R111 - R112	0,035	169,000	PEHD-0315	1,720	0,240	0,820	0,330	96,000	1,860	1,250	2,270	0,149	Vérifié
R112 - R113	0,064	266,000	PEHD-0315	0,490	0,800	1,110	0,680	196,000	1,350	0,670	1,220	0,080	Vérifié
R113 - R114	0,090	204,000	PEHD-0315	3,980	0,390	0,940	0,440	126,000	3,250	1,900	3,460	0,227	Vérifié
R114 - R115	0,096	207,000	PEHD-0315	4,170	0,410	0,950	0,450	129,000	3,370	1,950	3,540	0,232	Vérifié

Tableau VI.11 : Collecteur K

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R116 - R117	0,035	196,000	PEHD-0315	0,760	0,360	0,920	0,410	119,000	1,390	0,830	1,520	0,099	Vérifié
R117 - R118	0,069	189,000	PEHD-0315	3,520	0,320	0,890	0,390	113,000	2,900	1,790	3,250	0,213	Vérifié
R118 - R119	0,105	217,000	PEHD-0315	3,870	0,470	0,980	0,480	139,000	3,350	1,880	3,410	0,224	Vérifié
R119 - R120	0,107	239,000	PEHD-0315	2,460	0,600	1,040	0,560	161,000	2,840	1,500	2,720	0,178	Vérifié
R120 - R121	0,120	223,000	PEHD-0315	4,450	0,500	1,000	0,500	144,000	3,660	2,010	3,660	0,240	Vérifié
R121 - R122	0,123	228,000	PEHD-0315	4,140	0,530	1,010	0,520	150,000	3,580	1,940	3,530	0,231	Vérifié

Tableau VI.12 : L

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin(m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R123 - R124	0,044	170,000	PEHD-0315	2,590	0,240	0,820	0,330	97,000	2,290	1,540	2,790	0,183	Vérifié
R124 - R125	0,087	197,000	PEHD-0315	4,580	0,360	0,920	0,410	120,000	3,400	2,040	3,710	0,244	Vérifié
R125 - R126	0,129	229,000	PEHD-0315	4,450	0,540	1,020	0,520	151,000	3,720	2,010	3,660	0,240	Vérifié

Tableau VI.13 : Collecteur M

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R127 - R128	0,044	211,000	PEHD-0315	0,810	0,430	0,960	0,460	133,000	1,500	0,860	1,560	0,102	Vérifié
R128 - R129	0,080	229,000	PEHD-0315	1,730	0,530	1,020	0,520	150,000	2,320	1,250	2,280	0,150	Vérifié
R129 - R130	0,084	260,000	PEHD-0315	0,940	0,760	1,100	0,650	188,000	1,850	0,930	1,690	0,111	Vérifié
R130 - R131	0,182	257,000	PEHD-0315	4,770	0,730	1,090	0,640	184,000	4,130	2,080	3,790	0,249	Vérifié
R131 - R132	0,289	313,000	PEHD-0400	4,190	0,570	1,030	0,540	209,000	4,450	2,370	4,310	0,508	Vérifié
R133 - R134	0,044	213,000	PEHD-0315	0,760	0,450	0,970	0,470	135,000	1,470	0,830	1,510	0,099	Vérifié
R134 - R135	0,071	181,000	PEHD-0315	4,800	0,290	0,860	0,370	106,000	3,280	2,090	3,800	0,249	Vérifié
R135 - R130	0,075	184,000	PEHD-0315	4,770	0,300	0,870	0,380	109,000	3,310	2,080	3,790	0,249	Vérifié
R136 - R137	0,050	160,000	PEHD-0315	4,620	0,210	0,790	0,310	89,000	2,930	2,050	3,730	0,244	Vérifié
R137 - R131	0,079	205,000	PEHD-0315	2,970	0,400	0,950	0,440	128,000	2,830	1,650	2,990	0,196	Vérifié

Tableau VI.14 : Collecteur N

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R138 - R139	0,030	181,000	PEHD-0315	0,860	0,290	0,860	0,370	106,000	1,390	0,890	1,610	0,106	Vérifié
R139 - R140	0,055	228,000	PEHD-0315	0,820	0,530	1,010	0,520	150,000	1,590	0,870	1,570	0,103	Vérifié

Tableau VI.15 : Collecteur O

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto- curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R141 - R142	0,036	215,000	PEHD-0315	0,490	0,450	0,980	0,470	137,000	1,180	0,670	1,210	0,079	Vérifié
R142 - R143	0,062	225,000	PEHD-0315	1,140	0,510	1,010	0,510	146,000	1,860	1,020	1,850	0,121	Vérifié

Tableau VI.16 : Collecteur P

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto- curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R144 - R145	0,047	157,000	PEHD-0315	4,470	0,200	0,780	0,300	87,000	2,850	2,020	3,670	0,241	Vérifié
R145 - R146	0,091	200,000	PEHD-0315	4,520	0,380	0,930	0,420	123,000	3,420	2,030	3,690	0,242	Vérifié
R146 - R148	0,098	208,000	PEHD-0315	4,290	0,410	0,950	0,450	130,000	3,430	1,980	3,590	0,236	Vérifié
R148 - R149	0,131	253,000	PEHD-0315	2,690	0,700	1,080	0,620	179,000	3,070	1,560	2,840	0,186	Vérifié

Tableau VI.17 : Collecteur Q

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R1 - R2	0,030	135,000	PEHD-0315	4,110	0,130	0,690	0,360	106,500	2,430	1,940	3,520	0,231	Vérifié
R2 - R3	0,060	198,000	PEHD-0315	2,100	0,360	0,920	0,420	120,000	2,310	1,380	2,510	0,165	Vérifié
R3 - R4	0,087	205,000	PEHD-0315	3,670	0,400	0,940	0,440	127,000	3,140	1,830	3,320	0,218	Vérifié
R4 - R5	0,109	215,000	PEHD-0315	4,500	0,450	0,970	0,470	136,000	3,590	2,020	3,680	0,241	Vérifié
R5 - R6	0,136	236,000	PEHD-0315	4,220	0,580	1,040	0,550	159,000	3,700	1,960	3,560	0,234	Vérifié
R6 - R7	0,162	252,000	PEHD-0315	4,220	0,690	1,080	0,610	177,000	3,840	1,960	3,570	0,234	Vérifié
R7 - R8	0,187	263,000	PEHD-0315	4,470	0,780	1,100	0,660	191,000	4,050	2,020	3,670	0,241	Vérifié
R8 - R9	0,213	302,000	PEHD-0400	2,750	0,520	1,010	0,510	197,000	3,520	1,920	3,500	0,411	Vérifié
R9 - R10	0,239	298,000	PEHD-0400	3,710	0,500	1,000	0,500	194,000	4,060	2,230	4,060	0,477	Vérifié
R10 - R11	0,265	351,000	PEHD-0400	1,910	0,770	1,100	0,660	255,000	3,220	1,600	2,920	0,343	Vérifié

Tableau VI.1 : Collecteur A

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R12 - R13	0,040	161,000	PEHD-0315	3,490	0,190	0,770	0,350	102,000	2,480	1,780	3,240	0,213	Vérifié
R13 - R14	0,075	184,000	PEHD-0315	4,840	0,300	0,870	0,370	108,000	3,330	2,100	3,820	0,250	Vérifié
R14 - R15	0,109	244,000	PEHD-0315	2,240	0,640	1,060	0,580	168,000	2,750	1,430	2,600	0,170	Vérifié
R15 - R16	0,145	246,000	PEHD-0315	3,880	0,650	1,060	0,590	169,000	3,630	1,880	3,420	0,224	Vérifié
R16 - R17	0,178	284,000	PEHD-0315	2,520	0,990	1,140	0,810	234,000	3,140	1,520	2,760	0,181	Vérifié
R17 - R18	0,198	315,000	PEHD-0400	1,910	0,580	1,040	0,550	211,000	3,020	1,600	2,910	0,343	Vérifié
R18 - R19	0,223	319,000	PEHD-0400	2,250	0,600	1,040	0,560	216,000	3,300	1,740	3,160	0,372	Vérifié

Tableau VI.2 : Collecteur B

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V min (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R20 - R21	0,041	223,000	PEHD-0315	0,510	0,500	1,000	0,500	144,000	1,240	0,680	1,240	0,082	Vérifié

Tableau VI.3 : Collecteur C

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V min (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R22 - R23	0,072	189,000	PEHD-0315	3,840	0,320	0,890	0,390	113,000	3,030	1,870	3,400	0,223	Vérifié
R23 - R24	0,107	214,000	PEHD-0315	4,390	0,450	0,970	0,470	136,000	3,540	2,000	3,630	0,238	Vérifié
R24 - R25	0,149	250,000	PEHD-0315	3,720	0,680	1,070	0,610	175,000	3,600	1,840	3,350	0,220	Vérifié

Tableau VI.4 : Collecteur D

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R44 - R48	0,131	237,000	PEHD-0315	3,830	0,590	1,040	0,550	159,000	3,530	1,870	3,390	0,223	Vérifié
R48 - R28	0,230	295,000	PEHD-0400	3,670	0,480	0,990	0,490	190,000	4,000	2,220	4,040	0,475	Vérifié
R28 - R29	0,230	286,000	PEHD-0400	4,370	0,440	0,970	0,470	181,000	4,280	2,420	4,410	0,518	Vérifié
R29 - R71	0,233	295,000	PEHD-0400	3,800	0,480	0,990	0,490	190,000	4,070	2,260	4,110	0,483	Vérifié
R71 - R31	0,512	397,000	PEHD-0500	3,740	0,570	1,030	0,540	265,000	4,920	2,620	4,760	0,894	Vérifié
R31 - R32	0,513	401,000	PEHD-0500	3,550	0,590	1,040	0,550	270,000	4,820	2,550	4,640	0,872	Vérifié
R32 - R33	0,630	448,000	PEHD-0500	2,960	0,790	1,110	0,670	329,000	4,700	2,330	4,240	0,796	Vérifié
R33 - R34	0,629	445,000	PEHD-0500	3,060	0,780	1,100	0,660	324,000	4,760	2,370	4,310	0,810	Vérifié
R34 - R35	0,703	464,000	PEHD-0500	3,060	0,870	1,130	0,720	353,000	4,850	2,370	4,310	0,809	Vérifié
R35 - R90	0,699	485,000	PEHD-0500	2,380	0,980	1,140	0,800	393,000	4,330	2,090	3,800	0,713	Vérifié
R90 - R37	0,764	474,000	PEHD-0500	3,200	0,920	1,130	0,760	371,000	5,000	2,420	4,410	0,828	Vérifié
R38 - R39	0,048	164,000	PEHD-0315	3,640	0,220	0,800	0,320	92,000	2,650	1,820	3,310	0,217	Vérifié
R39 - R40	0,092	214,000	PEHD-0315	3,240	0,450	0,970	0,470	136,000	3,040	1,720	3,120	0,205	Vérifié
R40 - R41	0,102	207,000	PEHD-0315	4,850	0,410	0,950	0,440	128,000	3,630	2,100	3,820	0,251	Vérifié
R41 - R42	0,110	228,000	PEHD-0315	3,310	0,530	1,010	0,520	150,000	3,200	1,740	3,160	0,207	Vérifié
R42 - R43	0,116	216,000	PEHD-0315	4,850	0,460	0,980	0,480	138,000	3,740	2,100	3,820	0,251	Vérifié
R43 - R44	0,123	228,000	PEHD-0315	4,170	0,530	1,010	0,520	150,000	3,590	1,950	3,540	0,232	Vérifié
R45 - R46	0,048	158,000	PEHD-0315	4,410	0,200	0,780	0,300	88,000	2,850	2,000	3,640	0,239	Vérifié
R46 - R47	0,084	197,000	PEHD-0315	4,130	0,360	0,920	0,420	120,000	3,240	1,940	3,520	0,231	Vérifié
R47 - R48	0,095	209,000	PEHD-0315	3,930	0,420	0,960	0,450	131,000	3,290	1,890	3,440	0,226	Vérifié
R72 - R73	0,024	121,000	PEHD-0315	4,640	0,100	0,640	0,360	103,700	2,370	2,050	3,730	0,245	Vérifié

R73 - R74	0,048	233,000	PEHD-0315	0,550	0,560	1,030	0,540	155,000	1,320	0,710	1,280	0,084	Vérifié
R74 - R75	0,068	243,000	PEHD-0315	0,920	0,630	1,050	0,570	166,000	1,750	0,910	1,660	0,109	Vérifié
R75 - R76	0,088	277,000	PEHD-0315	0,750	0,900	1,130	0,740	214,000	1,700	0,830	1,500	0,099	Vérifié
R76 - R77	0,098	303,000	PEHD-0400	0,570	0,520	1,010	0,510	199,000	1,610	0,880	1,590	0,187	Vérifié
R77 - R78	0,101	303,000	PEHD-0400	0,610	0,520	1,010	0,510	198,000	1,660	0,910	1,650	0,194	Vérifié
R78 - R79	0,109	252,000	PEHD-0400	1,930	0,320	0,890	0,390	150,000	2,600	1,610	2,930	0,345	Vérifié
R79 - R80	0,117	229,000	PEHD-0400	3,670	0,250	0,830	0,340	131,000	3,330	2,220	4,040	0,475	Vérifié
R80 - R81	0,123	260,000	PEHD-0400	2,070	0,350	0,910	0,410	157,000	2,750	1,670	3,030	0,357	Vérifié
R81 - R32	0,127	255,000	PEHD-0400	2,440	0,330	0,900	0,390	153,000	2,940	1,810	3,290	0,387	Vérifié
R60 - R61	0,036	142,000	PEHD-0315	4,490	0,150	0,720	0,360	103,700	2,640	2,020	3,680	0,241	Vérifié
R61 - R62	0,064	183,000	PEHD-0315	3,650	0,290	0,870	0,370	107,000	2,880	1,820	3,310	0,217	Vérifié
R62 - R63	0,072	187,000	PEHD-0315	4,050	0,310	0,880	0,390	111,000	3,090	1,920	3,490	0,229	Vérifié
R63 - R64	0,086	271,000	PEHD-0315	0,810	0,840	1,120	0,700	203,000	1,750	0,860	1,560	0,102	Vérifié
R64 - R65	0,096	305,000	PEHD-0400	0,540	0,530	1,010	0,520	200,000	1,570	0,850	1,550	0,182	Vérifié
R65 - R66	0,104	242,000	PEHD-0400	2,140	0,290	0,860	0,370	142,000	2,660	1,700	3,090	0,363	Vérifié
R66 - R67	0,113	290,000	PEHD-0400	0,970	0,460	0,980	0,480	185,000	2,030	1,140	2,070	0,244	Vérifié
R67 - R68	0,120	279,000	PEHD-0400	1,330	0,420	0,960	0,450	175,000	2,330	1,340	2,430	0,286	Vérifié
R68 - R69	0,287	319,000	PEHD-0400	3,780	0,600	1,040	0,560	215,000	4,270	2,250	4,100	0,482	Vérifié
R69 - R70	0,287	396,000	PEHD-0500	1,190	0,570	1,030	0,540	265,000	2,770	1,470	2,680	0,504	Vérifié
R70 - R71	0,286	314,000	PEHD-0500	4,070	0,310	0,880	0,380	186,000	4,360	2,730	4,970	0,934	Vérifié
R49 - R50	0,046	153,000	PEHD-0315	4,840	0,180	0,760	0,360	103,700	2,900	2,100	3,820	0,250	Vérifié
R50 - R51	0,081	191,000	PEHD-0315	4,530	0,330	0,900	0,400	115,000	3,320	2,030	3,690	0,242	Vérifié
R51 - R52	0,100	254,000	PEHD-0315	1,540	0,710	1,080	0,620	180,000	2,340	1,180	2,150	0,141	Vérifié
R52 - R53	0,110	265,000	PEHD-0315	1,490	0,790	1,110	0,670	194,000	2,340	1,160	2,110	0,139	Vérifié
R53 - R54	0,117	283,000	PEHD-0315	1,180	0,950	1,140	0,780	225,000	2,140	1,040	1,880	0,124	Vérifié
R54 - R55	0,124	223,000	PEHD-0315	4,740	0,500	1,000	0,500	145,000	3,780	2,080	3,780	0,248	Vérifié
R55 - R56	0,131	258,000	PEHD-0315	2,420	0,740	1,090	0,640	185,000	2,960	1,490	2,700	0,177	Vérifié
R56 - R57	0,138	276,000	PEHD-0315	1,910	0,880	1,130	0,730	211,000	2,700	1,320	2,400	0,157	Vérifié
R57 - R58	0,144	235,000	PEHD-0315	4,830	0,580	1,030	0,540	157,000	3,940	2,100	3,810	0,250	Vérifié
R58 - R59	0,159	244,000	PEHD-0315	4,830	0,640	1,060	0,580	168,000	4,030	2,100	3,810	0,250	Vérifié
R59 - R68	0,163	264,000	PEHD-0315	3,290	0,790	1,110	0,670	194,000	3,480	1,730	3,140	0,206	Vérifié

R82 - R83	0,051	176,000	PEHD-0315	2,810	0,270	0,840	0,350	102,000	2,450	1,600	2,910	0,191	Vérifié
R83 - R84	0,068	183,000	PEHD-0315	4,150	0,300	0,870	0,370	108,000	3,070	1,940	3,530	0,232	Vérifié
R84 - R85	0,079	192,000	PEHD-0315	4,320	0,330	0,900	0,400	115,000	3,250	1,980	3,610	0,237	Vérifié
R85 - R84	0,086	200,000	PEHD-0315	4,080	0,370	0,930	0,420	122,000	3,250	1,930	3,500	0,230	Vérifié
R86 - R87	0,034	192,000	PEHD-0315	0,780	0,340	0,900	0,400	115,000	1,380	0,840	1,530	0,100	Vérifié
R87 - R88	0,065	203,000	PEHD-0315	2,170	0,390	0,940	0,430	125,000	2,390	1,410	2,560	0,168	Vérifié
R88 - R89	0,077	189,000	PEHD-0315	4,500	0,320	0,890	0,390	112,000	3,270	2,020	3,680	0,241	Vérifié
R89 - R90	0,083	221,000	PEHD-0315	2,240	0,490	0,990	0,490	142,000	2,580	1,430	2,590	0,170	Vérifié

Tableau VI.5 : Collecteur E

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V min (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R91 - R92	0,068	191,000	PEHD-0315	3,270	0,330	0,900	0,400	114,000	2,810	1,720	3,140	0,206	Vérifié
R92 - R93	0,099	205,000	PEHD-0315	4,690	0,400	0,950	0,440	127,000	3,550	2,070	3,750	0,246	Vérifié
R93 - R94	0,108	218,000	PEHD-0315	4,080	0,470	0,980	0,480	140,000	3,450	1,930	3,500	0,230	Vérifié

Tableau VI.6 : Collecteur F

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R95 - R96	0,060	226,000	PEHD-0315	1,050	0,520	1,010	0,510	147,000	1,790	0,980	1,770	0,116	Vérifié
R96 - R97	0,093	208,000	PEHD-0315	3,860	0,410	0,950	0,450	130,000	3,250	1,870	3,410	0,224	Vérifié

Tableau VI.7 : Collecteur G

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R98 - R99	0,037	187,000	PEHD-0315	1,060	0,310	0,880	0,390	111,000	1,580	0,980	1,790	0,117	Vérifié
R99 - R100	0,078	198,000	PEHD-0315	3,530	0,360	0,920	0,420	120,000	3,000	1,790	3,260	0,214	Vérifié

Tableau VI.8 : Collecteur H

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R101 - R102	0,037	122,000	PEHD-0315	1,240	0,320	0,740	0,410	121,000	1,240	1,060	1,930	0,127	Vérifié

R102 - R103	0,041	151,000	PEHD-0315	1,220	0,180	0,750	0,440	129,000	1,440	1,060	1,920	0,126	Vérifié
-------------	-------	---------	-----------	-------	-------	-------	-------	---------	-------	-------	-------	-------	---------

Tableau VI.9 : Collecteur I

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Nom	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					V Qps/10 (m/s)	Pleine section		Auto-curage
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R104 - R105	0,053	166,000	PEHD-0315	4,140	0,230	0,810	0,320	94,000	2,850	1,940	3,530	0,231	Vérifié
R105 - R106	0,076	272,000	PEHD-0315	0,610	0,850	1,120	0,710	205,000	1,520	0,740	1,350	0,089	Vérifié
R106 - R107	0,104	211,000	PEHD-0315	4,480	0,430	0,960	0,460	132,000	3,540	2,020	3,670	0,241	Vérifié
R107 - R108	0,124	278,000	PEHD-0315	1,470	0,900	1,130	0,740	215,000	2,380	1,160	2,100	0,138	Vérifié
R108 - R109	0,126	246,000	PEHD-0315	2,920	0,650	1,060	0,590	169,000	3,150	1,630	2,960	0,194	Vérifié
R109 - R110	0,129	289,000	PEHD-0315	3,730	0,590	1,040	0,550	160,000	3,480	1,840	3,350	0,220	Vérifié

Tableau VI.10 : Collecteur J

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Nom	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R111 - R112	0,035	169,000	PEHD-0315	1,720	0,240	0,820	0,330	96,000	1,860	1,250	2,270	0,149	Vérifié
R112 - R113	0,064	266,000	PEHD-0315	0,490	0,800	1,110	0,680	196,000	1,350	0,670	1,220	0,080	Vérifié
R113 - R114	0,090	204,000	PEHD-0315	3,980	0,390	0,940	0,440	126,000	3,250	1,900	3,460	0,227	Vérifié
R114 - R115	0,096	207,000	PEHD-0315	4,170	0,410	0,950	0,450	129,000	3,370	1,950	3,540	0,232	Vérifié

Tableau VI.11 : Collecteur K

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur Nom	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
					r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R116 - R117	0,035	196,000	PEHD-0315	0,760	0,360	0,920	0,410	119,000	1,390	0,830	1,520	0,099	Vérifié
R117 - R118	0,069	189,000	PEHD-0315	3,520	0,320	0,890	0,390	113,000	2,900	1,790	3,250	0,213	Vérifié
R118 - R119	0,105	217,000	PEHD-0315	3,870	0,470	0,980	0,480	139,000	3,350	1,880	3,410	0,224	Vérifié
R119 - R120	0,107	239,000	PEHD-0315	2,460	0,600	1,040	0,560	161,000	2,840	1,500	2,720	0,178	Vérifié
R120 - R121	0,120	223,000	PEHD-0315	4,450	0,500	1,000	0,500	144,000	3,660	2,010	3,660	0,240	Vérifié
R121 - R122	0,123	228,000	PEHD-0315	4,140	0,530	1,010	0,520	150,000	3,580	1,940	3,530	0,231	Vérifié

Tableau VI.12 : L

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin(m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R123 - R124	0,044	170,000	PEHD-0315	2,590	0,240	0,820	0,330	97,000	2,290	1,540	2,790	0,183	Vérifié
R124 - R125	0,087	197,000	PEHD-0315	4,580	0,360	0,920	0,410	120,000	3,400	2,040	3,710	0,244	Vérifié
R125 - R126	0,129	229,000	PEHD-0315	4,450	0,540	1,020	0,520	151,000	3,720	2,010	3,660	0,240	Vérifié

Tableau VI.13 : Collecteur M

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R127 - R128	0,044	211,000	PEHD-0315	0,810	0,430	0,960	0,460	133,000	1,500	0,860	1,560	0,102	Vérifié
R128 - R129	0,080	229,000	PEHD-0315	1,730	0,530	1,020	0,520	150,000	2,320	1,250	2,280	0,150	Vérifié
R129 - R130	0,084	260,000	PEHD-0315	0,940	0,760	1,100	0,650	188,000	1,850	0,930	1,690	0,111	Vérifié
R130 - R131	0,182	257,000	PEHD-0315	4,770	0,730	1,090	0,640	184,000	4,130	2,080	3,790	0,249	Vérifié
R131 - R132	0,289	313,000	PEHD-0400	4,190	0,570	1,030	0,540	209,000	4,450	2,370	4,310	0,508	Vérifié
R133 - R134	0,044	213,000	PEHD-0315	0,760	0,450	0,970	0,470	135,000	1,470	0,830	1,510	0,099	Vérifié
R134 - R135	0,071	181,000	PEHD-0315	4,800	0,290	0,860	0,370	106,000	3,280	2,090	3,800	0,249	Vérifié
R135 - R130	0,075	184,000	PEHD-0315	4,770	0,300	0,870	0,380	109,000	3,310	2,080	3,790	0,249	Vérifié
R136 - R137	0,050	160,000	PEHD-0315	4,620	0,210	0,790	0,310	89,000	2,930	2,050	3,730	0,244	Vérifié
R137 - R131	0,079	205,000	PEHD-0315	2,970	0,400	0,950	0,440	128,000	2,830	1,650	2,990	0,196	Vérifié

Tableau VI.14 : Collecteur N

Tronçon	Débit d'assemblage (m³/s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto-curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m³/s)	
R138 - R139	0,030	181,000	PEHD-0315	0,860	0,290	0,860	0,370	106,000	1,390	0,890	1,610	0,106	Vérifié
R139 - R140	0,055	228,000	PEHD-0315	0,820	0,530	1,010	0,520	150,000	1,590	0,870	1,570	0,103	Vérifié

Tableau VI.15 : Collecteur O

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto- curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R141 - R142	0,036	215,000	PEHD-0315	0,490	0,450	0,980	0,470	137,000	1,180	0,670	1,210	0,079	Vérifié
R142 - R143	0,062	225,000	PEHD-0315	1,140	0,510	1,010	0,510	146,000	1,860	1,020	1,850	0,121	Vérifié

Tableau VI.16 : Collecteur P

Tronçon	Débit d'assemblage (m ³ /s)	Diam. théorique (mm)	Collecteur	Pente (%)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5					Vmin (m/s)	Pleine section		Auto- curage
			Nom		r Q (Q/Qps)	r V	r H	H (mm)	V (m/s)		Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	
R144 - R145	0,047	157,000	PEHD-0315	4,470	0,200	0,780	0,300	87,000	2,850	2,020	3,670	0,241	Vérifié
R145 - R146	0,091	200,000	PEHD-0315	4,520	0,380	0,930	0,420	123,000	3,420	2,030	3,690	0,242	Vérifié
R146 - R148	0,098	208,000	PEHD-0315	4,290	0,410	0,950	0,450	130,000	3,430	1,980	3,590	0,236	Vérifié
R148 - R149	0,131	253,000	PEHD-0315	2,690	0,700	1,080	0,620	179,000	3,070	1,560	2,840	0,186	Vérifié

Tableau VI.17 : Collecteur Q

Chapitre VII :

Les éléments constitutifs du réseau

Introduction

Le réseau d'assainissement joue un rôle fondamental dans la protection du milieu naturel, en assurant la collecte, le transport et l'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles et pluviales. Il est constitué d'un ensemble d'ouvrages complémentaires, conçus de manière à garantir une évacuation efficace et pérenne des effluents, tout en facilitant l'exploitation et l'entretien du système.

Ces ouvrages se répartissent en deux grandes catégories :

Les ouvrages principaux : ils forment l'ossature hydraulique du réseau et assurent le transfert des effluents.

Les ouvrages annexes : ils regroupent les dispositifs permettant l'exploitation, le contrôle et la sécurité du système.

7.1 Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux comprennent essentiellement les canalisations et les accessoires assurant le transport des eaux usées et pluviales vers la station de traitement. Ces éléments constituent la base fonctionnelle du réseau.

7.2 Les canalisations

Les canalisations représentent l'élément central du système d'assainissement. Elles peuvent présenter différentes formes :

Conduites circulaires : couramment utilisées, elles sont définies par leur diamètre nominal (mm).

Conduites ovoïdes : caractérisées par leur hauteur intérieure (cm), elles permettent un meilleur auto-curage pour les sections de grande taille.

7.3 Formes et sections des conduites

Conduites circulaires : adaptées aux petites sections.

Conduites ovoïdes : utilisées pour remplacer les conduites circulaires supérieures à 800 mm de diamètre, afin d'éviter les dépôts et d'améliorer l'auto-curage.

7.4 Critères de choix des conduites

Le choix du type de conduite dépend de plusieurs paramètres :

- La pente naturelle du terrain.
 - Les diamètres disponibles.
-

- La nature et la stabilité du sol.
- La composition chimique des effluents.
- Les efforts extérieurs liés au remblai et aux charges de surface.

7.5 Types de matériaux de canalisations

Le choix du matériau utilisé pour les conduites d'assainissement revêt une importance particulière car il conditionne la durabilité, la résistance mécanique et chimique, ainsi que la facilité de mise en œuvre du réseau. Plusieurs types de matériaux sont employés, chacun présentant des avantages et des limites spécifiques.

7.7.1 Conduites en fonte

Les conduites en fonte se distinguent par leur robustesse et leur résistance à la corrosion. Elles sont souvent équipées d'un revêtement intérieur pour renforcer leur étanchéité. Grâce à leur solidité, elles sont particulièrement adaptées aux réseaux soumis à de fortes pressions ou aux charges importantes. Leur usage est fréquent dans les installations industrielles, telles que les raffineries, où elles assurent l'évacuation des eaux usées agressives.

7.7.2 Conduites en amiante-ciment

Ces conduites sont constituées d'un mélange de ciment et de fibres d'amiante, ce qui leur confère une bonne résistance mécanique et chimique. Elles disposent généralement d'un revêtement intérieur antiacide destiné à protéger les parois contre l'action corrosive des effluents. Les diamètres les plus courants varient entre 80 et 500 mm, pour des longueurs utiles allant de 0,5 à 5 mètres.

7.7.3 Conduites en grès

Fabriquées à partir d'argiles cuites à très haute température (supérieure à 1 200 °C), les conduites en grès offrent une dureté élevée et une résistance remarquable aux agressions chimiques et climatiques. Elles sont disponibles sous différentes longueurs (1,0 m, 1,5 m et 2,0 m), ce qui facilite leur adaptation aux besoins du chantier. Leur principal atout réside dans leur longévité, mais leur fragilité aux chocs impose des précautions particulières lors de la pose.

7.7.4 Conduites en matières plastiques

Les matériaux plastiques connaissent une large utilisation dans les réseaux modernes en raison de leur légèreté, de leur facilité de mise en œuvre et de leur résistance à la corrosion. Ils présentent une grande inertie chimique et une bonne stabilité face à de nombreux agents agressifs. On distingue principalement :

Les matériaux thermodurcissables, qui, une fois formés, deviennent rigides et conservent leur forme.

Les matériaux thermoplastiques, qui peuvent être ramollis par la chaleur et remodelés, ce qui facilite leur fabrication et leur recyclage.

7.7.5 Conduites en béton

Les conduites en béton restent très répandues en raison de leur coût relativement bas et de leur solidité. Elles existent en deux grandes catégories :

Conduites en béton non armé : fabriquées mécaniquement pour garantir une forte compacité, elles ne dépassent généralement pas 2,5 m de longueur utile. Bien qu'elles soient robustes, leur fragilité aux sollicitations excessives les rend inadaptées pour les canalisations de grande dimension ou visitables.

Conduites en béton armé : renforcées par des armatures métalliques, elles offrent une résistance supérieure. Elles sont fabriquées par divers procédés (compression radiale, vibration, centrifugation), qui assurent un enrobage efficace des armatures et une densité élevée du matériau. Les armatures utilisées comprennent :

des génératrices longitudinales, disposées parallèlement à l'axe de la conduite,
des spires hélicoïdales enroulées de manière régulière,
parfois des cercles transversaux formant un treillis avec les barres longitudinales.

Les procédés de fabrication les plus courants sont :

La vibration : réalisée à l'aide de vibrateurs, de tables vibrantes ou de noyaux vibrants, elle permet de compacter efficacement le béton.

La centrifugation : consistant à couler le béton autour des armatures dans un moule en rotation, ce procédé confère une excellente densité et un bon enrobage.

Le compactage : principalement utilisé pour les conduites de diamètres allant de 100 à 1200 mm, il vise à obtenir une structure homogène.

7.7 Essais des conduites préfabriquées

Avant leur mise en service, les conduites préfabriquées doivent subir une série d'essais destinés à vérifier leur conformité aux normes techniques et leur aptitude à assurer un fonctionnement durable du réseau. Les principaux tests concernent la résistance mécanique, l'étanchéité et la résistance chimique.

7.7.1 Essai à l'écrasement

Cet essai a pour objectif de contrôler la résistance mécanique des conduites. Il est réalisé à l'aide d'une presse automatique qui applique progressivement une charge sur la génératrice supérieure du tuyau. Les efforts doivent être uniformément répartis afin de simuler les contraintes exercées par le sol et les charges de surface. Le résultat de l'essai permet de vérifier si la conduite peut supporter les sollicitations prévues sans se fissurer ni se rompre.

7.7.2 Essai à l'étanchéité

L'étanchéité des conduites est un critère fondamental, car toute infiltration ou exfiltration peut compromettre le bon fonctionnement du réseau et polluer les nappes phréatiques.

Cet essai est obligatoire et doit être effectué aussi bien en usine que sur chantier :

En usine : la conduite, généralement en béton, est placée en position verticale et remplie d'eau. La baisse du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2 cm sur une période de 24 heures. Sur chantier : trois méthodes sont couramment utilisées :

l'essai à l'eau,
l'essai à la fumée,
l'essai à l'air sous pression.

Ces essais permettent de s'assurer que les joints et raccords sont correctement réalisés.

7.7.3 Essai à la corrosion (chimique)

Certaines conduites, notamment en béton et en amiante-ciment, sont sensibles à la corrosion causée par l'hydrogène sulfuré (H_2S). Ce gaz est produit par les fermentations anaérobies des matières organiques présentes dans les effluents. Au contact des parois, il favorise la formation d'acide sulfurique qui entraîne :

une baisse du pH,
le lessivage de la chaux excédentaire,
la carbonatation par le dioxyde de carbone,
et le développement de bactéries acidophiles accélérant la dégradation.

L'essai de corrosion consiste à exposer des échantillons de conduites à différents acides (chlorhydrique, nitrique, sulfurique, etc.). Après rinçage et séchage en étuve, les échantillons sont pesés. L'absence de perte de masse et de détérioration visible des surfaces internes confirme la résistance du matériau.

7.8 Pose des canalisations

La pose des canalisations constitue une étape déterminante dans la mise en œuvre d'un réseau d'assainissement. Elle conditionne la pérennité des ouvrages et leur bon fonctionnement hydraulique. Une mauvaise exécution peut engendrer des désordres tels que des fuites, des ruptures ou des affaissements.

7.8.1 Conditions de pose

Certaines règles fondamentales doivent être respectées lors de la pose des conduites : Les canalisations doivent être enterrées sous une couverture minimale de 80 cm dès le départ pour les protéger des charges de surface et des variations thermiques. Il convient d'éviter toute déformation, qu'elle soit due au remblai, à des charges roulantes ou à des tassements différentiels. La conduite doit reposer sur un sol stable, convenablement préparé et débarrassé de tout élément dur ou rocheux susceptible d'endommager sa structure.

7.8.2 Modes de pose selon la nature du terrain

Le mode de pose diffère en fonction de la consistance et de la qualité du sol traversé :

En terrain ordinaire : La conduite est installée sur un lit de sable soigneusement nivelé. Ce lit assure à la fois la stabilité de la canalisation et la protection contre les chocs ponctuels. Les joints doivent être réalisés avec soin, conformément aux prescriptions du fabricant.

En terrain peu consistant (mauvais terrain) : La conduite est posée sur deux briques disposées au fond de la tranchée. L'espace entre la conduite et le sol est ensuite comblé par du sable afin d'assurer un appui uniforme et de limiter les tassements différentiels.

En terrain très mauvais : Dans ce cas, une dalle en béton préfabriqué doit être mise en place au fond de la tranchée pour offrir une assise solide et homogène à la canalisation. Cette technique permet de réduire les risques de déformation et de rupture liés à l'instabilité du sol.

7.9 Les ouvrages annexes

En complément des canalisations, le réseau d'assainissement comporte une série d'ouvrages annexes indispensables à son exploitation, son entretien et sa sécurité. Ces ouvrages assurent des fonctions de collecte, d'aération, de contrôle et de régulation. Ils peuvent être classés en deux catégories principales :

Les ouvrages normaux, qui correspondent aux installations courantes et systématiquement intégrées aux réseaux.

Les ouvrages spéciaux, mis en place pour répondre à des besoins particuliers, notamment hydrauliques.

7.9.1 Les ouvrages normaux

7.9.1.1 Les branchements

Les branchements permettent de raccorder les habitations et bâtiments au réseau public d'assainissement. Ils assurent la collecte des eaux usées domestiques et pluviales provenant des immeubles.

Un branchement comprend généralement :

Un regard de façade : situé à proximité immédiate de la limite de propriété, il facilite l'accès pour l'entretien et le contrôle.

Des canalisations de branchement : raccordées au collecteur principal de préférence sous un angle de 60° afin de minimiser les perturbations d'écoulement.

Un tracé en pente régulière : généralement de 3 %, afin de garantir l'écoulement gravitaire et le rinçage naturel de la conduite.

Des dispositifs de raccordement : adaptés aux caractéristiques du réseau public (diamètre, matériau, nature du collecteur).

7.9.1.2 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à capter les eaux de surface (pluviales ou de lavage) et à les introduire dans le réseau. Elles sont implantées aux points bas des chaussées et

caniveaux, avec un espacement moyen de 50 m.

On distingue plusieurs types de bouches d'égout :

À grille et couronnement métallique.

Avec bavette en pierre ou béton et couronnement métallique.

Avec bavette et couronnement en pierres ou béton.

À avaloir métallique combiné (grille et couronnement).

À grille seule.

Chaque configuration est choisie en fonction des conditions de circulation, du volume d'eau à capter et des contraintes d'entretien.

7.9.1.3 Les regards

Les regards jouent un rôle essentiel dans l'exploitation et la maintenance des réseaux. Ils permettent l'accès aux conduites visitables, facilitent le nettoyage et assurent l'aération.

Fonctions principales :

Introduire des dispositifs de curage et de nettoyage.

Contrôler et surveiller les différentes sections du réseau.

Permettre des changements de direction, de pente ou de diamètre.

Dissiper l'énergie en cas de chute.

Emplacements stratégiques :

Aux jonctions de canalisations.

Lors de changements de direction ou de pente.

Aux points de chute.

Tous les 30 à 80 m sur les petits collecteurs non visitables.

Types de regards :

Regard de visite : destiné au curage et à l'entretien régulier.

Regard de ventilation : favorise l'aération et limite la formation de gaz nocifs (H_2S).

Regard de jonction : permet le raccordement de deux collecteurs avec dénivellation adaptée.

Regard de chute : adapté aux terrains accidentés pour absorber les différences de niveau.

Regard toboggan : limite les turbulences lors de chutes d'eau importantes.

Regard double : utilisé dans les systèmes séparatifs, regroupant un seul regard pour eaux usées et eaux pluviales, en respectant la superposition des conduites (pluvial au-dessus de l'usé).

7.9.2 Les ouvrages spéciaux

7.9.2.1 Les déversoirs d'orage

Le déversoir d'orage est un ouvrage hydraulique implanté sur les réseaux unitaires. Sa fonction principale est de réguler les débits lors des épisodes pluvieux. En période sèche, il dirige la totalité des eaux usées vers la station d'épuration (STEP). En cas de pluie, il permet d'évacuer directement vers le milieu naturel l'excédent d'eaux pluviales, tout en évitant une surcharge des collecteurs aval et des stations de traitement.

Fonctions essentielles :

Assurer l'évacuation des eaux usées en temps sec sans débordement.

Dériver un débit critique prédéfini en cas de forte pluie.

Déverser le surplus d'eau pluviale sans créer de remous en amont ni surcharger le réseau aval.

7.9.2.2 Dimensionnement du déversoir d'orage projeté (frontal à seuil haut)

Dans le cadre d'un réseau unitaire, le déversoir d'orage (DO) a pour fonction de dériver vers le milieu récepteur l'excédent de débit lors des épisodes pluvieux, tout en garantissant qu'en temps sec, aucun déversement ne se produit. Le dispositif retenu est un déversoir frontal à seuil haut : l'écoulement principal s'oriente face au seuil ; tant que la charge amont reste inférieure à la cote de seuil, 100 % du débit est dirigé vers la STEP, et 0 % n'est déversé.

(1) Justification du choix du type « frontal à seuil haut »

Prévention des rejets en temps sec. Contrairement au seuil bas, qui peut commencer à déverser sous faible charge, le seuil haut impose une cote d'amorçage supérieure au niveau d'étiage ; il empêche tout déversement pour les débits de temps sec ou de faibles pluies, limitant les rejets polluants vers le milieu naturel.

Simplicité, robustesse, exploitabilité. Les solutions à orifice ou à régulation dynamique (vortex, régulateurs à flotteur) sont plus sensibles à l'encrassement et exigent davantage de maintenance. Le seuil haut est un organe passif, simple, robuste, peu sensible aux dépôts.

Optimisation économique. Coûts d'investissement et d'entretien inférieurs aux systèmes sophistiqués, avec un niveau de performance compatible avec les objectifs hydrauliques et environnementaux.

(2) Détermination du débit total à l'ouvrage

Le débit total **arrivant** au DO est la somme des contributions pluviales, usées et parasites :

$$Q_t = Q_{\text{pluvial}} + Q_{\text{dom}} + Q_{\text{paras}} + Q_{\text{pub}}$$

avec :

Q_{pluvial} : débit d'eaux pluviales (m^3/s),

Q_{dom} : débit d'eaux usées **domestiques** (m^3/s),

Q_{pub} : débit d'eaux usées **publiques/collectives** (m^3/s),

Q_{paras} : **eaux parasites** (infiltrations, entrées parasites) (m^3/s).

$$Q_t = 2,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination du débit critique : - Temps de concentration

$$T_c = t_1 + t_2 \dots \dots \dots (7.2)$$

- t_1 : temps en minutes mis par l'eau pour s'écouler dans le collecteur le plus long.

$$t_1 = L/60V \dots \dots \dots (7.3)$$

L : longueur du collecteur le plus long

v : vitesse moyenne tout le long du collecteur

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

Tableau VII.1 :

Paramètres	Valeurs
L(m)	2924
V(m/s)	4.52
T1(min)	10.78
T2(min)	3
Tc(min)	13.78
Qr(m ³ /s)	2.28

Détermination du débit allant vers la STEP :

$$Q_{STEP} = Q_{pte} \times 3 \dots (7.5)$$

$$Q_{STEP} = 0.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

Détermination du débit déversé :

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{STEP} \dots \dots \dots (7.6)$$

$$Q_{dév} = 2.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Détermination des hauteurs d'eau correspondantes aux débits à l'amont du déversoir :

- Hauteur du seuil du déversoir H_{STEP} :

$$Rq_{STEP} = \frac{Q_{step}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{Annexe} \rightarrow Rh_{STEP} = \frac{H_{step}}{D} \rightarrow HQ_{STEP} = Rh_{STEP} \times D \dots (7.7)$$

Avec :

Rq_{STEP} : rapport des débits

Rh_{STEP} : rapport des hauteurs

Hauteur d'eau déversée ou lame déversée :

$$Rq_{cr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} \rightarrow \text{Annexe} \rightarrow Rh_{cr} = \frac{H_{cr}}{D} \rightarrow HCR = Rh_{cr} \times D \dots \dots (7.8)$$

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{STEP} \dots \dots \dots (7.9)$$

Tableau VII.2. Résultat des calculs

Qps (m ³ /s)	4.17
Rq STEP	0.03
Rh Step	0.1
D (mm)	1000
Hstep(mm)	103
RQ cr	0.54

RH cr	0.53
Hcr(mm)	531
Hdév(mm)	428

$$Q_{dév} = m \times L \times H_{dev} \times \sqrt{2 \times g \times H_{dev}} \dots\dots\dots (7.10)$$

$$L = \frac{Q_{dév}}{m \times H_{dev} \times \sqrt{2 \times g \times H_{dev}}} \dots\dots\dots (7.10)$$

$$L=4,17m$$

Avec :

m : coefficient de débit (m=0.44 déversoir type frontal)

Hdév : hauteur d'eau déversée

Conclusion

Le bon fonctionnement d'un système d'évacuation repose avant tout sur une sélection rigoureuse des matériaux constituant les canalisations, garantissant ainsi leur durabilité et leur performance hydraulique. Dans le cadre du présent projet, le choix s'est porté sur l'adoption de déversoirs d'orage de type frontal, solution jugée la plus appropriée aux exigences du réseau étudié. Par ailleurs, afin d'optimiser l'exploitation du système d'assainissement et de faciliter les interventions de curage, la mise en place d'ouvrages annexes convenablement dimensionnés s'avère indispensable.

Chapitre VIII :
**Organisation de chantier et
sécurité de travail**

8.1 Introduction :

Dans le but d'optimiser la rapidité d'exécution, la qualité et le coût de réalisation de notre projet, une organisation rigoureuse du chantier a été adoptée. Celle-ci garantit une coordination harmonieuse des travaux en définissant un rythme adapté, des délais d'exécution précis, ainsi que les besoins en main-d'œuvre et en ressources matérielles (matériaux, engins, etc.). Par ailleurs, une attention particulière est accordée à la sécurité, afin de prévenir les risques d'accidents et d'assurer la protection des ouvriers. L'intégration de mesures de prévention dès la phase préparatoire contribue à instaurer un environnement de travail sûr et maîtrisé durant l'ensemble des opérations du chantier.

8.2 Organisation de chantier

8.2.1 Les étapes de réalisation du projet :

La mise en place des canalisations doit suivre un enchaînement rigoureux d'opérations, exécutées dans un ordre précis afin d'assurer la qualité et la sécurité des travaux.

1. Manutention et stockage des conduites

- *Manutention* : Afin de préserver l'intégrité des conduites durant le transport, il est impératif d'éviter tout choc, notamment au niveau des extrémités, ainsi que les déchargements brusques au sol.
- *Stockage* : Le matériel doit être entreposé dans des conditions adaptées afin d'assurer sa conservation. Pour cela, il convient de :
 - Disposer les conduites sur une surface stable, plane et bien nivelée ;
 - Les protéger contre l'exposition directe aux rayons solaires ;
 - Éviter tout contact avec des substances nocives (produits chimiques, solvants, huiles, etc.).

2. Décapage de la terre végétale

Cette opération préliminaire consiste à retirer la couche superficielle du sol, riche en matière organique, sur une épaisseur d'environ dix (10) centimètres.

3. Réalisation des tranchées et fouilles des regards

Le fond de la fouille doit être réglé conformément à la pente prévue dans le projet. Il est essentiel d'éviter tout remaniement excessif et de respecter les largeurs minimales prescrites afin de garantir la stabilité et la sécurité du chantier.

4. Mise en place du lit de sable

Les conduites sont posées sur un lit de sable soigneusement nivelé et compacté, en conformité avec les altimétries indiquées sur le profil en long.

5. Emplacement des piquets

À chaque point correspondant à l'implantation d'un regard, un jalon est mis en place afin de matérialiser l'emplacement exact.

6. Pose des canalisations

La descente et la mise en place des conduites doivent être réalisées avec rigueur. À cet effet, il est nécessaire de veiller à :

- Déposer les tuyaux dans une fouille correctement blindée ;
- Maintenir les extrémités des conduites propres et exemptes de toute impureté ;
- Contrôler et nettoyer soigneusement les joints avant tout assemblage.

7. Assemblage des canalisations

L'assemblage des conduites est effectué en fonction de leur section, de leur forme et du matériau constitutif. Un soin particulier est apporté à la réalisation des joints pour garantir la continuité hydraulique et la solidité de la canalisation.

8. Essai d'étanchéité

Une fois les conduites posées au fond de la tranchée, un essai d'étanchéité est réalisé à l'aide d'eau, d'air ou de fumée, afin de vérifier l'absence de fuites et la conformité du réseau.

9. Réalisation des regards

La construction des regards suit une séquence d'opérations précises :

1. préparation et réglage du fond ;
2. mise en place de la couche de béton de propreté ;
3. installation du ferrailage du radier ;
4. coulage du béton du radier ;
5. pose du ferrailage des parois ;
6. coffrage et bétonnage des parois ;
7. décoffrage des parois ;
8. mise en place du ferrailage de la dalle ;
9. coffrage et coulage du béton de la dalle ;
10. décoffrage final de la dalle.

10. Réalisation des branchements

Les branchements sont exécutés de l'aval vers l'amont et se composent généralement des éléments suivants :

- le raccordement de la canalisation de branchement à la conduite principale, le plus souvent réalisé au moyen d'un regard ;

- la canalisation de branchement proprement dite, qui doit respecter une pente minimale de 3 % ;
- lorsqu'il est nécessaire, un regard collecteur de branchement ;
- pour chaque branchement individuel, une boîte de branchement placée à la limite du domaine public.

11.Remblayage et compactage

Afin d'assurer la protection de la canalisation et de garantir une transmission correcte des charges, le remblayage doit être exécuté avec le même matériau que celui utilisé pour le remblai latéral. Cette opération est suivie d'un compactage soigné, garantissant la stabilité de l'ouvrage et la durabilité du réseau.

VIII.2.Choix des engins

La réalisation des travaux d'assainissement nécessite l'utilisation d'engins adaptés à chaque opération. Ceux-ci se classent en trois grandes catégories :

- **Engins de chargement** : chargeuses, pelles hydrauliques et pelles mécaniques ;
- **Engins de transport** : brouettes, camions bennes, dumpers, motos-basculeurs et véhicules utilitaires ;
- **Engins de mise en place des matériaux** : niveleuses, compacteurs et finisseurs.

13.Application au projet

Dans le cadre de notre projet, les engins suivants sont utilisés :

- **Décapage** : cette opération est réalisée à l'aide d'une niveleuse, particulièrement adaptée aux terrains faciles à décaper. La niveleuse est un tracteur à quatre roues équipées, à l'avant, d'une lame montée sur un mécanisme pivotant. Ce dispositif permet d'orienter et de déplacer la lame dans différentes directions, assurant ainsi une grande précision dans l'exécution des travaux.



Figure VIII.1 Niveleuse

Dans les terrains difficiles on utilise le « Bulldozer » :



Figure VIII.2 : Bulldozer

Excavation des tranchées

L'excavation des tranchées est effectuée à l'aide d'une pelle mécanique équipée en rétro. Cet engin de terrassement, particulièrement polyvalent, est adapté à différents types de terrains. Il permet non seulement de réaliser les travaux de déblai, mais également d'assurer le chargement des matériaux excavés. Dans le cas de sols difficiles, l'utilisation d'une pelle à chenilles s'avère plus appropriée, car elle offre une meilleure stabilité et une efficacité accrue.



Figure VIII.3 : Pelle a chenille

Remblayage des tranchées

Le remblayage des tranchées est réalisé à l'aide d'une chargeuse. Cet engin, monté sur un châssis automoteur articulé, est équipé à l'avant d'une large benne. Il permet d'assurer à la fois le transport et la mise en place rapide et efficace des matériaux de remblai, garantissant ainsi une exécution optimale de cette étape.



Figure VIII.4 : Chargeuse

Compactage

Le compactage du sol, effectué après le remblayage, a été réalisé à l'aide d'un compacteur à rouleaux lisses. Cet engin lourd exerce une forte pression au moyen d'un ou plusieurs rouleaux en fonte, permettant de densifier la terre et d'assurer une bonne stabilité du remblai.



Figure VIII.5 : Compacteur vibrant combiné

VIII.2.3 Détermination des volumes de travaux

1. Volume de décapage de la couche végétale

Le volume correspondant au décapage de la terre végétale est déterminé par la relation suivante :

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{cv}} \times L \times B_{\text{cv}} \dots\dots (VIII.1)$$

Avec :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³),

- H_{cv} : épaisseur de la couche végétale (m),
- L : longueur totale des tranchées (m),
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

2. Volume du déblai des tranchées

Le volume de déblai nécessaire à l'excavation des tranchées est donné par l'expression suivante :

$$V_d = B \times L \times H \dots (VIII.2)$$

Avec

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

3. Volume occupé par le lit de sable

Le volume du lit de sable, servant de support aux conduites, est calculé selon l'expression : $V_{ls} = B \times L \times e \dots (VIII.3)$

Avec :

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

4. Volume occupé par les conduites

Le volume correspondant à l'emprise des conduites dans la tranchée est donné par :

$$V_{cond} = \frac{\pi \times D_{ext}^2}{4} \times L \dots (VIII.4)$$

Avec

V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³),

D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m),

L : longueur de la tranchée (m).

5. Volume occupé par l'enrobage

Le volume de l'enrobage est déterminé par la relation :

$$V_e = H_e \times L \times B \dots (VIII.5)$$

Avec :

- V_e : volume de l'enrobage (m^3),
- H_e : hauteur de l'enrobage (m),
- L : longueur de la tranchée (m),
- B : largeur de la tranchée (m).

6. Volume du remblai

Le volume du remblai est obtenu par la différence entre le volume de déblai et les volumes occupés dans la tranchée :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{ls} + V_e) \dots \dots (VIII. 6)$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m^3).
- V_d : volume de déblai des tranchées (m^3),
- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m^3),
- V_{ls} : volume du lit de sable (m^3),
- V_e : volume de l'enrobage (m^3),

7. Volume excédentaire

Le volume de sol excédentaire est donné par la relation :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \dots \dots (VIII. 7)$$

Avec :

- V_{exc} : volume du sol excédentaire (m^3),
- V_f : volume du sol foisonné (m^3).
- V_{rem} : volume du remblai (m^3).

8. Volume du sol foisonné

Le volume du sol foisonné est défini par :

$$V_f = V_d \times K_f \dots \dots (VIII. 8)$$

Avec :

- V_f : volume du sol foisonné
- V_d : volume de déblai des tranchées (m^3),
- K_f : coefficient de foisonnement, (sol rocheux $K_f = 1,4$)

8.2.4 Devis quantitatif et estimatif:

Tableau VII.1 :Devis quantitatif et estimatif

	Unité	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
Désignation des travaux				
Travaux de terrassement				
Décapage de la tranchée	m3	489,54	230	112594,2
Déblai	m3	2968,44	400	1187376
Pose du lit de sable	m3	244,77	1600	391632
Remblai de a tranchée	m3	2027,1854	400	810874,18
Evacuation des déblaies excédentaire	m3	1623,9958	190	308559,19
Canalisation				
Canalisation en PEHD				
Ø300	ml	2373	14500	34408500
Ø400	ml	312	24500	7644000
Ø500	ml	113	35 800	4045400
Construction				
Construction des regards en béton armé	Unité	144	35000	5040000
Exécution des déversoirs d'orage	Unité	1	160000	160000
THT				50063536
TVA 19%				9512071,8
TTC				63575607

8.3 Sécurité de travail

L'objectif principal de la sécurité sur les chantiers est de réduire la fréquence et la gravité des accidents. Dans le cadre d'un projet d'assainissement, plusieurs étapes d'exécution sont concernées, notamment :

- les travaux d'excavation et de terrassement, nécessaires à la pose des conduites, à l'installation des réservoirs de stockage et des stations de pompage ;
- les travaux de construction (génie civil), comprenant le bétonnage, le ferrailage ainsi que les différentes opérations relatives à l'aménagement des réservoirs et des stations de pompage.

Il est donc indispensable que les ingénieurs hydrauliciens intègrent, dès la phase d'étude et tout au long de la réalisation du projet, l'ensemble des mesures de sécurité visant à protéger les travailleurs, aussi bien dans les activités hydrauliques que dans celles liées au génie civil.

8.3.1 Causes des accidents de travail sur un chantier hydraulique

Les accidents de travail rencontrés sur les chantiers d'assainissement ou d'alimentation en eau peuvent être regroupés en deux grandes catégories :

► **Causes humaines :**

- manque de vigilance ou négligence de la part des opérateurs et encadrants ;
- fatigue physique ou mentale des ouvriers, chefs d'équipe ou responsables ;
- désorganisation et encombrement des zones de travail au fur et à mesure de l'avancement du chantier ;
- erreurs d'appréciation, de jugement ou de prise de décision ;
- adoption de cadences de travail inadaptées aux contraintes techniques.

► **Causes matérielles :**

- utilisation d'équipements, engins ou machines inappropriés ou défectueux ;
- caractéristiques particulières des matériaux employés (tuyaux, éléments en béton, pièces de raccordement, etc.) ;
- difficultés techniques lors des opérations de pose ou de raccordement des réseaux ;
- présence et manipulation d'installations mécaniques, électriques ou hydrauliques sous pression.

Ainsi, à chaque étape du projet – qu’il s’agisse du terrassement, de la pose des canalisations, du bétonnage des ouvrages annexes, de l’installation des équipements électromécaniques des stations de pompage ou encore des travaux de maintenance et d’entretien postérieurs – les risques d’accidents demeurent omniprésents.

8.3.2 Liste des actions dangereuses

Parmi les comportements et actions considérés comme dangereux sur un chantier, on peut citer :

- intervenir sur des machines en fonctionnement sans appliquer les consignes de sécurité ;
- manipuler des installations sous pression ou sous tension sans précaution ;
- exécuter une tâche sans en informer les responsables ou sans autorisation préalable ;
- neutraliser ou contourner les dispositifs de sécurité mis en place ;
- négliger le port des équipements de protection individuelle (EPI) ;
- utiliser de manière incorrecte un outil ou un engin ;
- adopter des postures de travail risquées ;
- travailler en hauteur sans dispositifs de protection adaptés.

8.3.3 Mesures préventives

Afin de limiter les risques d’accidents, des mesures de prévention doivent être appliquées, parmi lesquelles :

► Protection individuelle :

Le port d’équipements de protection individuelle (EPI) est obligatoire pour certaines activités. Il s’agit notamment des casques, gants, chaussures de sécurité, lunettes de protection, etc.

► Autres mesures de sécurité :

- toute tranchée ouverte en zone urbaine ou sous chaussée doit être correctement balisée et clôturée avec une signalisation visible de jour comme de nuit ;
- avant les travaux de terrassement, il est impératif d’informer les parties concernées et de vérifier la stabilité du terrain ;
- lors des travaux manuels (pioche, pelle), une distance de sécurité suffisante doit être respectée entre les ouvriers afin de réduire les risques.

8.4 Conclusion

L'organisation du chantier, dans le cadre de ce projet, a permis de définir avec précision les différentes étapes d'exécution, les engins nécessaires ainsi que les volumes de terrassement propres à chaque réseau. Ces éléments ont constitué la base de l'estimation des coûts unitaires et ont conduit à l'établissement d'un devis quantitatif et estimatif. Le coût total du projet s'élève à **63575607 DA (Soixante-trois millions six cent vingt et un mille sept dinars algériens)**.

La sécurité sur le chantier représente un enjeu majeur qui doit être anticipé dès la phase de préparation. Une organisation rigoureuse permet d'identifier en amont les risques professionnels, de prévoir les mesures de prévention adaptées et de garantir ainsi la protection de la santé et de l'intégrité physique des travailleurs tout au long de l'exécution des travaux.